

ISSN 0938-5553
ISBN 3-89429-243-1

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

Forschungsbericht 188

**Verfahren zur Vorausermittlung der Setzung von
Fundamenten aufgeständerter Strecken infolge
zyklischer Beanspruchung**

von Dipl.-Ing. Karl Mallwitz

Berlin 1992

108 Seiten, 72 Abbildungen, 21 Tabellen i. Text, Tabellenanhang

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1 Telex 183 261 bamb d
Telefax (030) 811 20 29

Copyright © 1992 by Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven

Verlag und Vertrieb:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 101110, 2850 Bremerhaven 1
Telefon (0471) 46093-95

Vorbemerkung

Die Fachgruppe Tiefbau und Abdichtungstechnik der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung befaßt sich seit dem Jahre 1975 mit Problemen des Erd- und Grundbaus bei neuen Schnellbahnsystemen. Alle diese Arbeiten wurden im Rahmen von Forschungsvorhaben durchgeführt, die vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) gefördert wurden. Als erstes wurde die zu erwartende Setzung von Fundamenten einer geplanten Magnetschwebbahn untersucht. Im Jahre 1977 stellte Prof. Gudehus von der Universität Karlsruhe in einer Vorstudie die „Probleme des Erd- und Grundbaus für das Rad/Schiene-System“ zusammen. In den folgenden Jahren bearbeitete die Fachgruppe Tiefbau und Abdichtungstechnik der BAM in Zusammenarbeit mit dem Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe eine Reihe von grundlegenden Problemen der Gleissackung und der dynamischen Rückwirkung des Untergrundes auf das Fahrzeug bei Rad/Schiene-Systemen. Ein weiteres Thema war die Setzung von Fundamenten von aufgeständerten Strecken und Brücken. Während in einem früheren Vorhaben (Förderungskennzeichen TV 8043-1) mittels Modellversuchen eine Parameterstudie durchgeführt wurde, wurden in dem zuletzt bearbeiteten Vorhaben (TV 85220) Messungen an Brückenfundamenten durchgeführt. Außerdem wurde ein zu DIN 4019 analoges Berechnungsverfahren für Setzungen infolge wiederholter Last entwickelt. Projektleiter war Dr.-Ing. U. Holzöhner. Dem BMFT sei für die Förderung der Vorhaben herzlich gedankt.

Thematisch schließt dieser Bericht an die Berichte Nr. 48 und Nr. 106 dieser Reihe an.

Zusammenfassung

Die Setzung der Fundamente aufgeständerter Strecken werden außer vom Eigengewicht des Bauwerks zum großen Teil von der wiederholten Überfahrt der Züge hervorgerufen.

In vorliegendem Bericht wird ein Verfahren mitgeteilt, welches es gestattet, die Setzung infolge Verkehrslast im voraus zu ermitteln.

Einerseits kann eine Voraussage durch Setzungsmessungen am Bauwerk selbst getroffen werden, andererseits durch entsprechende Elementversuche. Dazu werden Bodenproben im Labor einem Spannungszustand ausgesetzt, der demjenigen unterhalb eines Fundamentes während des Betriebes ähnlich ist. Dabei werden die Verformungen der Bodenprobe festgehalten.

Die dafür entwickelten Versuchstypen basieren auf Triaxial- und Ödometerversuchen in denen verschiedene Bodenarten unter zyklischer Belastung untersucht werden können.

Die gemessenen Probenverformungen werden zu früheren Messungen an Modellfundamenten und Messungen an Brückenfundamenten unter realen Betriebsbedingungen in Beziehung gebracht.

Es erweist sich ein Verfahren analog dem der DIN 4019 als geeignet, bei dem Ergebnisse aus zyklischen Ödometerversuchen herangezogen werden. Aus bodenmechanischer Sicht legen die Ergebnisse nahe, daß auch der Setzungsmechanismus infolge zyklischer Last vom Typ des Ödometers ist. Die Ergebnisse zeigen, daß für den Setzungszuwachs infolge zyklischer Belastung nicht die Intensität der Spannung, d. h. die Größe des Spannungsniveaus σ_1 maßgeblich ist, sondern das Verhältnis aus Spannungsamplitude $\Delta\sigma_1$ zur Ausgangsspannung, $\Delta\sigma_1/\sigma_1$.

Summary

The settlements of footings of elevated railroads are produced by the weight of the structure and by repeated loading due to passing trains.

In this report a method for the prediction of traffic induced settlements is presented. The final settlements can be predicted either by using settlement measurements of the same structure or on the basis of appropriate sample testing. In this, the soil samples are loaded with stresses similar or equal to those beneath the footing when a train passes. Special cyclic triaxial and oedometer apparatuses have been developed for this purpose. The measured sample strains are related to settlement observations of model footings and of bridge footings under working loads.

A method similar to that of DIN 4019 proved to be appropriate where strains measured with cyclic oedometer tests are used. Theoretical considerations suggest that the soil beneath cyclically loaded footings of elevated railroads undergo strains similar to those in the oedometer. The investigation showed that settlements due to cyclic loads are affected rather by the ratio of cyclic stress amplitude $\Delta\sigma_1$ to static footing stress σ_1 than by the level of σ_1 .

Inhaltsverzeichnis

Seite

1. Theorie zu Setzungsursachen	7
1.1 Einleitung	7
1.2 Eingrenzung des Themas	7
1.3 Modellvorstellung von Böden und damit verbundene Verformungsmechanismen	7
1.4 Parameter für zyklische Belastung	13
1.5 Ansätze aus Literatur	13
1.6 Modellversuche	15
1.7 Beobachtung an Bauwerken	19
2. Versuchseinrichtung	21
2.1 Verformungsmoden im Elementversuch	21
2.1.1 Verformungsmoden im Triaxialgerät	21
2.1.2 Verformungsmoden im Ödometer	21
2.2 Der Versuchssand	21
2.3 Bestimmung der Belastungsgrößen	22
2.4 Die Versuchsanlage	25
2.4.1 Steuerung der Triaxialversuche	25
2.4.1.1 Versuchseinrichtung bei Triaxialversuchen	26
2.4.1.2 Vorversuche	29
2.4.1.3 Versuchsablauf	30
2.4.2 Steuerung der Ödometerversuche	31
2.4.2.1 Versuchseinrichtung bei Kompressionsversuchen	31
2.4.2.2 Vorversuche	33
2.4.2.3 Versuchsablauf	33
3. Versuche mit Sandproben	36
3.1 Triaxialversuche	36
3.1.1 Ergebnisse aus Triaxialversuchen	37
3.2 Kompressionsversuche	40
3.2.1 Ergebnisse der Kompressionsversuche	40
3.3 Vergleich der Ergebnisse aus Triaxial- und Kompressionsversuchen	44
3.3.1 Statische Versuche	44
3.3.2 Zyklische Versuche	44
3.4 Probendehnung und Setzung von Modellfundamenten infolge zyklischer Last	45
4. Messungen an aufgeständerter Strecke	48
4.0.1 Beobachtete Bauwerke	48
4.0.2 Setzungsmessungen, Abschätzung der Genauigkeit und Fehlerquellen	48
4.1 Wiesendambrücke	50
4.1.1 Fundamentabmessungen und Belastung	50
4.1.2 Baugrundverhältnisse	50
4.1.3 Vermessungstechnische Arbeiten	51
4.1.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen	52

4.2	Stabbogenbrücke Göttingen	53
4.2.1	Fundamentabmessungen und Belastung	53
4.2.2	Baugrundverhältnisse	54
4.2.3	Vermessungstechnische Arbeiten	55
4.2.4	Ergebnisse der Setzungsmessungen	55
4.3	Sinntalbrücke Schaippach	57
4.3.1	Fundamentabmessungen und Belastung	58
4.3.2	Baugrundverhältnisse	58
4.3.3	Vermessungstechnische Arbeiten	61
4.3.4	Ergebnisse der Setzungsmessungen	62
4.4	Talbrücke Bartelsgraben	62
4.4.1	Fundamentabmessungen und Belastung	63
4.4.2	Baugrundverhältnisse	64
4.4.3	Vermessungstechnische Arbeiten	68
4.4.4	Ergebnisse der Setzungsmessungen	69
4.5	Sinntalbrücke Zeitlofs	71
4.5.1	Fundamentabmessungen und Belastung	71
4.5.2	Baugrundverhältnisse	72
4.5.3	Vermessungstechnische Arbeiten	75
4.5.4	Ergebnisse der Setzungsmessungen	75
5.	Untersuchung verschiedener Böden	77
5.1	Triaxialversuch mit Mergel	78
5.1.1	Ergebniss des Triaxialversuches	78
5.2	Kompressionsversuche	78
5.2.1	Ergebnisse der Kompressionsversuche	79
6.	Verfahren zur Vorausermittlung der Setzung infolge zyklischer Last	81
6.1	Verfahren aus der Beobachtung an Bauwerken	81
6.1.1	Beispiel EBR – Göttingen	82
6.1.2	Nutzungsgrad P_v/P_{stat} aus der Statik und aktuelle $\Delta\sigma_{1,s}/\sigma_s$ – Werte der hier beobachteten Eisenbahnbrücken	82
6.2	Verfahren mit Laborversuchen	82
6.2.1.	Beispiel Wiesendammbrücke	83
6.2.1.1	Vertikalspannung im Baugrund vor dem Bauzustand	83
6.2.1.2	Vertikalspannung infolge Bauwerkseigengewicht	83
6.2.1.3	Maßgebender Nutzungsgrad U_{Br} und Verteilung der $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ -Werte im Baugrund	83
6.2.1.4	Labortechnische Umsetzung der $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ -Werte	84
6.2.1.5	Lastspielzahl N	85
6.2.1.6	Ermittlung der Fundamentsetzung	85
6.2.1.7	Vergleich der ermittelten Setzung mit der gemessenen Setzung	85
7.	Danksagung	87
8.	Literatur	88

1.0 Theorie zu Setzungsursachen

1.1. Einleitung

Wird ein Baugrund belastet, so verursachen die eingeleiteten Spannungen eine Formänderung. Unter Setzung wird nach DIN 4107 „die lotrechte Bewegungs-Komponente eines Bauwerk- oder Geländepunktes“ verstanden. Der Begriff Senkung hingegen steht für „die lotrechte Bewegungs-Komponente eines Bauwerk- oder Geländepunktes“ infolge „Bodenentzug im Untergrund“ [1].

Dieser Bodenentzug kann infolge künstlicher Veränderung des Untergrundes, etwa durch bergbauliche Maßnahmen unter Tage oder geologische Vorgänge (Subrosion), wie Auswaschung (Suffosion) und chemische Auslaugung (Korrosion) von Gesteinen entstehen. [2]

Somit ist eine Senkung primär unabhängig von der Bauwerkslast. Im Gegensatz dazu ist i. a. die Ursache von Setzungen lastabhängig. Dabei kann unter folgenden Beanspruchungen des Baugrundes unterschieden werden:

- 1) Ruhende Lasten infolge statischer Bauwerkslasten
- 2) Veränderliche Lasten infolge:
 - a) dynamischer Beanspruchung wie z. B. bei Maschinengründungen. Dabei treten Schwingungen infolge von Fliehkräften und Massenträgheitskräften auf.
 - b) zyklische Last, als wiederholt, langsam aufgebrachte Last z. B. beim Füllvorgang von Silos. Massenträgheitskräfte spielen hier keine Rolle.
 - c) Erschütterungen, z. B. beim Rammen von Pfählen
- 3) Grundwasserbewegung z. B. Grundwasserabsenkung

Ein zu bemessendes Fundament muß 2 Grenzbedingungen genügen. Es muß so bemessen sein, daß

- die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht überschritten wird
- die Formänderung des Baugrundes vom Bauwerk schadenfrei übernommen werden kann. D. h. der Formänderung des Baugrundes ist eine vorgegebene Schranke auferlegt, abhängig von der Setzungsempfindlichkeit des Bauwerkes.

1.2. Eingrenzung des Themas

Das hier behandelte Problem umfaßt die bleibende Setzung flachgegründeter Brückenfundamente von Eisenbahnbrücken unter zyklischer Belastung. Dabei wird von folgenden Annahmen ausgegangen:

- 1) Die Fundamente werden infolge Eigengewicht und der Verkehrslast mittig beansprucht
- 2) Die Fundamente beeinflussen sich nicht gegeneinander.
- 3) Die Spannungsamplitude, hervorgerufen durch einen Lastzyklus (Zugüberfahrt) ist klein.
- 4) Nach einem Lastzyklus trete ein Zustand der Ruhe ein. Die Zeitspanne zwischen 2 Lastzyklen sei so groß, daß sich der durch den 1. Zyklus hervorgerufene Porenwasserdruck im Boden bei Beginn des nachfolgenden Belastungszyklus bereits abgebaut hat. Die Betrachtung zur Verflüssigungsneigung von Böden unter Wechsellasten, d. h. die Untersuchung von Liquefaktion, Liquefaktionspotential (näheres siehe [3]) bleibt ausgeklammert. Obige Einschränkung bedeutet in diesem Zusammenhang, daß die Deformation des Baugrundes als unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit angesehen wird.

1.3. Modellvorstellung von Böden und damit verbundene Verformungsmechanismen

Unter der Vielfalt der in der Natur vorkommenden Bodenarten kann folgende Unterteilung getroffen werden:

- 1) bindige Böden (Ton, Mergel)
- 2) nichtbindige Böden (Sand, Kies)
- 3) Felsgestein z. B. Sedimentgesteine, wie Tonstein und Sandstein, sogenannte diagenetisch verfestigte Böden [2]. Darunter fallen Böden, bei denen infolge chemischer Ausscheidung von Bindemitteln, oder im Zusammenhang hoher Drücke eine Zementierung stattgefunden hat.

Bei diesen Böden stehen die Körner in einem festen Verband. Der Verformungsmechanismus ist deswegen primär abhängig von der Ausbildung der Klüftung und des Trennflächengefüges. Die Zusammensetzung eines Bodens wird durch das 3-Phasen-Modell erfaßt. Darin setzt sich ein Bodenelement aus folgenden Volumenanteilen zusammen.

- 1) Der festen Substanz (feste Phase)
- 2) Dem im Boden vorhandenen Wasser (flüssige Phase)
- 3) Der im Porenraum enthaltenen Luft (gasförmige Phase)

Je nach dem Mischungsverhältnis der 3 Phasen unterscheiden sich Böden in ihrem Aufbau und in ihrem mechanischen Verhalten. Der Porenanteil n ergibt sich aus dem Verhältnis des Rauminhaltes der mit Wasser und Luft gefüllten Poren zum Gesamtvolumen eines Bodenelementes und ist mit

$$n = 1 - \gamma_d / \gamma_s \quad (1)$$

festgelegt.

γ_d – Trockenwichte eines Bodenelementes

γ_s – Kornwichte als mittlere Wichte der in der festen Phase enthaltenen Minerale

Der aktuelle Porenanteil n eines Bodenelementes wird mit im Labor reproduzierbaren Grenzlagerungsdichten, (lockerste Lagerung $\max n$, für dichteste Lagerung $\min n$) in Beziehung gebracht. Die jeweils erreichbaren Porenanteile werden beeinflusst von der Kornform, d. h. der Orientierungsmöglichkeit der Körner. Längliche und plattige Körner können durch T-förmiges aufeinanderstehen eine sperrige Lagerung ergeben, wohingegen sie bei dichter Lagerung aufeinander liegen.

Bei runden Körnern, welche keine ausgezeichnete Orientierungsrichtung besitzen, wird die erreichbare Lagerungsdichte infolge Verzahnung an der Kornoberfläche auch von der Kornrauigkeit beeinflusst [4]. Bei entsprechender Korngrößenverteilung können sich die kleineren Körner in den Porenraum verlagern, welcher von den größeren gebildet wird.

Somit ist $\max n$, $\min n$ auch abhängig von der Korngröße und der Korngrößenverteilung welche mit dem Ungleichförmigkeitsgrad U beschrieben wird.

$$U = d_{60}/d_{10} \quad (2)$$

d_{60} = Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang
 d_{10} = Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang

Ein sehr ungleichförmiger Boden mit $U > 15$ wird sich besser verdichten lassen, als ein gleichförmiger mit $U < 5$ oder ein ungleichförmiger mit $5 < U < 15$.

Die Lagerungsdichte D ist festgelegt mit

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} \quad (3)$$

Wird Phase 2) und 3) auf das Kornvolumen bezogen, so ergibt sich die Porenzahl e zu

$$e = \gamma_s/\gamma_d - 1 \quad (4)$$

und ist mit

$$e = n / (1 - n) \quad (5)$$

in n überführbar.

Die bezogene Lagerungsdichte I_D ist mit den möglichen Porenzahlen $\max e$, $\min e$ mit

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} \quad (6)$$

festgelegt.

Der Anteil der flüssigen Phase wird mit dem Wassergehalt w bestimmt. Er ergibt sich mit dem Massenverhältnis aus Porenwasser m_w und Trockenmasse m_d mit

$$w = \frac{m_w}{m_d} \quad (7)$$

Ist der gesamte Porenraum mit Wasser gefüllt, gilt für volle Wassersättigung

$$w_r = e \cdot \gamma_w / \gamma_s \quad (8)$$

Der Sättigungsgrad S_r mit

$$S_r = w / w_r \quad (9)$$

gibt den Anteil des mit Wasser gefüllten Porenraumes an. Alle oben angeführten Größen gehen auseinander hervor, wenn festgelegt durch versuchstechnische Prozeduren, folgende Größen bekannt sind: n , ρ_s und w .

Bei bindigem Böden wird die Zustandsform eines Bodenelementes auf im Labor erzeugte Grenzwerte bezogen. Das sind die Fließgrenze $w = w_L$ und die Ausrollgrenze $w = w_p$. Mit der Plastizitätszahl I_p mit

$$I_p = w_L - w_p \quad (10)$$

kann die Empfindlichkeit eines Bodens gegenüber Wassergehaltsschwankungen ausgedrückt werden. Je kleiner I_p , desto empfindlicher ist ein Boden gegenüber Änderungen seines Wassergehaltes. Das gilt z. B. für Lössböden, die infolge Durchfeuchtung erhebliche Setzungen erfahren können [5].

Böden mit kleiner Plastizitätszahl werden für vorliegende Untersuchungen nicht in Betracht gezogen.

Auch Sande können bei erstmaliger Wassersättigung eine Sackung erleiden, die nach Untersuchung von HELLWEG [6] bis zu 8 % der Probenhöhe erreichen kann.

Bedingt durch den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt des Bodens kann jedem Bodenteil ein Wassergehalt zugeschrieben werden.

Durch die Oberflächenspannung der Flüssigkeitsbrücken zwischen Körnern, in denen Zug herrscht, wird in den Kontaktpunkten eine Haftkraft erzeugt, welche einen zusätzlichen Druck auf das Korn ausübt. Dieser zusätzliche Druck erhöht die Reibung und damit den Widerstand gegen Gleitungen in den Kornkontaktpunkten und äußert sich in einer erhöhten Festigkeit eines Kornhaufwerkes, der Kapillarkohäsion. Wird dem Boden zunehmend Wasser zugeführt, so verliert die Kapillarkohäsion nach überschreiten ihres optimalen Sättigungsgrades S_{rc} ihre Wirkung. Dadurch wird eine Kornumlagerung ermöglicht. Untersuchungen des Schubmoduls G unter Wechsellast [7] haben ergeben, daß der aus Versuchen ermittelte Faktor des Schubmoduls der feuchten Probe bei Schluff ($S_{rc} = 17,5\%$) dem doppelten des Schubmoduls der trockenen Probe entspricht.

Bei Sand ($S_{rc} = 5\%$) liegt der Faktor bei 1,62. Dies bedeutet, daß die Kapillarkohäsion nur eine geringe Wirkung auf die Deformation einer Bodenprobe im Elementversuch hat. Jedoch entsteht durch den Einfluß der Kapillarkohäsion ein Verzerrungsfaktor im Modellwesen bei kleinmaßstäblichen Versuchen (siehe Modellteil).

Anders verhalten sich bindige Bodenproben bei zunehmendem Wassergehalt. Dort bewirken bereits kleine Schwankungen des Wassergehaltes eine große Änderung der elastischen Eigenschaften. In einer Untersuchung von HOLZLÖHNER [8] liegt die Abnahme des Schubmoduls in der Größenordnung einer Zehnerpotenz. Der Wassergehalt beeinflusst danach die Größe der elastischen Verformung wesentlich.

Eine Untersuchung tonigen Schluffes von HODJERA [9] zeigt, daß mit größerem Wassergehalt, und damit größeren elastischen Verformungen auch größere plastische Verformungen auftreten. Nach genügend großen Lastspielzahlen stabilisierten sich die elastischen Verformungen auf eine konstante Größe. Daraus geht hervor, daß eine Abhängigkeit zwischen elastischer und plastischer Deformation besteht. Da jedoch die elastische Deformation bei großen Lastspielzahlen annähernd konstant bleibt, während die bleibende Deformation zunimmt, wird eine Betrachtung der beiden Anteile als unabhängig von einander möglich. Die Untersuchung der bleibenden Dehnung erfolgt dem entsprechend ohne Berücksichtigung des elastischen Beitrages.

Das Verformungsgeschehen eines Kornhaufwerkes läßt sich anhand des Überganges von lockerer Lagerung zu dichter Lagerung in Abhängigkeit einer Last folgendermaßen veranschaulichen.

Belastet werde ein Bodenelement in vertikaler Richtung durch eine durchschnittliche vertikale Spannung σ_1 . Das Bodenelement sei weiterhin von den seitlichen Spannungen σ_2, σ_3 gestützt. In den Kornkontaktpunkten wird infolge des Spannungszustandes, bestimmt durch die Größe einer charakteristischen Spannung σ_m , durch die Kornkontaktkräfte Coulomb'sche Reibung aktiviert, welche der Kontaktkraftnormalen proportional ist. D. h. je höher die mittlere Spannung σ_m , desto größer wird der in den Kornkontaktpunkten aktivierte Reibungsanteil. Mit zunehmender Vertikalspannung σ_1 werden die Kontaktkräfte größer und damit auch die Gleitungen in den Berührungspunkten. Dies führt zu einer Verlagerung im Korngerüst. Dabei steigt jedoch die Anzahl der durchschnittlichen Berührungspunkte pro Korn und damit auch die zu überwindende Reibung. D. h. das Bodenelement hat sich infolge der Belastung verfestigt. Offener tritt die Verfestigung bei Entlastung und nochmaliger Wiederbelastung auf.

Mit der Theorie des psammischen Stoffes hat DIETRICH [10], die Verformung eines rolligen Bodens auf die Verformung eines starrkörnigen Haufwerkes unzerbrechlicher Körner zurückgeführt. D. h. für den Elastizitätsmodul E_k des Einzelkornes gilt:

$$E_k \rightarrow \infty \quad (11)$$

für die Bruchfestigkeit σ_{BK} des Einzelkornes gilt:

$$\sigma_{BK} \rightarrow \infty \quad (12)$$

Darin wird die starrkörnige Verschiebung nicht durch die Spannungsintensität, sondern durch ihre Richtungsänderung verursacht. Die Spannungsrichtung ist gegeben mit

$$\uparrow \sigma = \frac{\sigma}{|\sigma|} \quad (13)$$

wobei

$$|\sigma| = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2} \quad (14)$$

ist.

D. h. die Verformung ist abhängig von den Spannungsverhältnissen. Dies führt zu folgendem Ausdruck

$$\Delta \varepsilon = \text{KONST} (\Delta \sigma)^{1/\nu} \quad (15)$$

wobei sich in $1/\nu$ die zuvor geschilderte Verfestigung äußert. Die jeweilige Rolle des Einzelkornes am Deformationsgeschehen ist definiert durch die Anzahl seiner Berührungspunkte mit den Nachbarkörnern. Daraus ergeben sich nach [10] folgende Verformungsmechanismen.

- 1) Kollaps als innere, lokale Instabilität. Er kann eintreten, wenn 2 – 3 Körner jeweils nur 2 – 3 Kontaktpunkte besitzen. Nach erfolgtem Kollaps hat sich die Anzahl der Kornkontaktpunkte erhöht.

- 2) Kippen infolge Gleiten in den Kornkontaktpunkten. Es tritt ein, wenn wenigstens 4 Kontaktpunkte pro Korn existieren. Während des Kippens verliert das Korn einen Kontaktpunkt, welcher nach dem Kippvorgang durch einen anderen ersetzt ist. Dabei findet eine Drehbewegung des Kornes statt.
- 3) Gleiten der Kontaktpunkte, welches kinematisch reversibel ist. Das ist bei Körnern mit wenigstens 5 Kontakten der Fall.

Während eines Verformungsprozesses infolge einer Änderung der Spannungsrichtung finden alle Mechanismen gleichzeitig statt, wobei der Mechanismus des Kippens den Effekt der anderen überdeckt.

Bei einer zweiten Lasterhöhung befindet sich das Bodenelement infolge des ersten Belastungsprozesses bereits in einer dichteren Lagerung, welche sich in einer Erhöhung der Anzahl der Kornkontakte äußert. So wird die Kipprate, verglichen mit derjenigen infolge des ersten Prozesses abnehmen, und zwar umso mehr, je weniger sich die Änderung der Spannungsrichtung von derjenigen im ersten Lastprozess unterscheidet. D. h. die Art und Weise, wie sich ein Bodenelement infolge einer Lastgeschichte verformt hat, beeinflusst das Verformungsverhalten bei einer weiteren Belastung. Ein Sonderfall der Lastgeschichte stellt der sedimentierte Zustand dar. Er ist dadurch ausgezeichnet, daß infolge der Sedimentation ein Bodenelement nur proportionale Spannungspfade durchlaufen hat.

$$\frac{\sigma}{|\sigma|} = \text{KONST} \rightarrow \Delta \sigma^\uparrow = 0 \quad (16)$$

Bei Erstbelastung (Knick im Spannungspfad) wird deswegen die Kipprate bei Verlassen des sedimentierten Zustandes immer zunehmen.

Bei dem psammischen Stoff, mit dem allein der starrkörnige Verschiebungsanteil am Gesamtdeformationsgeschehen erklärt wird, treten Widersprüchlichkeiten zu gemachten Beobachtungen auf. So dürfte eine Verformung, wie sie im Ödometer auftritt überhaupt nicht möglich sein. Auch dürfte bei Triaxialversuchen der Einfluß der Intensität bei gleichen Spannungsverhältnissen nicht feststellbar sein. Versuche von ACHE [12] zeigen jedoch (siehe Bild 8 ebenda), daß mit steigender Intensität (Seitendruck) bei gleichen Spannungsverhältnissen größere Verformungen auftreten. Dies gilt auch für zyklische Belastungen. Versuche von HETTLER in [13] zeigen, daß die Verformung bei gleichen Spannungsverhältnissen jedoch unterschiedlichen Seitendrücken und Spannungsamplituden mit steigender Intensität anwachsen. D. h. in einem realen Haufwerk wird neben einem Verschiebungsanteil, der mit starren Körnern erklärt werden kann, immer ein Verschiebungsanteil vorhanden sein, dem eine Festigkeitseigenschaft des Einzelkorns zugrunde zu legen ist.

In [14] hat DIETRICH seine Theorie des Psammischen Stoffes auf ein Haufwerk erweitert, welches aus zerbrechlichen Körnern besteht. Kommen nach [14] Kornfestigkeitseigenschaften wie E_k und σ_{BK} ins Spiel, so wird der bei starren Körnern bestehende Kontaktpunkt infolge E_k sich durch die Kontaktkraft P zu einer abgeplatteten Fläche ausbilden. Durch die in der Kontaktfläche vorhandenen Gleitungen kommt es zum Abrieb von Unregelmäßigkeiten an der Kornoberfläche. Das ist nach DIETRICH [14] die Bedingung der Abrasion. Ihr Beitrag erhöht sich in Abhängigkeit von den auftretenden Gleitungen. Da Gleitungen jedoch reversibel sind, findet sie auch bei Entlastung statt.

Die Abrasion ist abhängig von E_k und der Änderung der Intensität der Kontaktkraft. Für $E_k \rightarrow \infty$ findet sie bei jeder Änderung der Spannungsintensität statt. Der Verformungsbeitrag durch Abrasion ist abhängig von dem aktuellen Spannungszustand.

$$\Delta \varepsilon /_{abr} = f_{abr} \left(\frac{|\sigma|}{\sigma_{BK}} \right) \quad (17)$$

Wird die Intensität der Kontaktkraft weiter gesteigert, so findet bei Überschreitung der Kornfestigkeit Fragmentation statt [14]. Das Korn wird „in der Mitte“ [14] geteilt. Da ihr Auftreten einer lokalen Instabilität entspricht, wird sie zum Verformungsbeitrag infolge Kollaps proportional angenommen. Sie ist von E_k unabhängig und tritt nur bei einer Erhöhung der Spannungsintensität auf.

$$\Delta \varepsilon /_{frg} = \frac{\Delta |\sigma|}{|\sigma|} \cdot f_{frg} \left(\frac{|\sigma|}{\sigma_{BK}} \right) \quad (18)$$

f_{abr} und f_{frg} bezeichnen nicht näher definierte Funktionen, welche den Einfluß der jeweils vorhandenen Geometrie des Kornhaufwerkes und damit Verteilung der Kornkontaktkräfte und Kornfestigkeit auf diese Verformungsbeiträge beinhalten.

Gleichung (18) besagt, daß Fragmentation nicht ohne Abrasion eintritt, Abrasion jedoch nicht ohne Gleitungen auftreten kann.

Aus der Beschreibung der einzelnen Verformungsmechanismen geht hervor, daß eine Unterscheidung zwischen ihnen nur durch die Betrachtung ihrer Beiträge an der Gesamtverformung getroffen werden kann. Die Trennung dieser Verformungsmechanismen voneinander ist nicht möglich, da sie gleichzeitig eintreten und voneinander abhängen. In der mit Kornbruch erweiterten Theorie ist eine Deformation infolge Lasterhöhung im Ödometer durch Frag-

mentation möglich, jedoch erklärt sie nicht die Größenordnung der ödometrischen Verformung, die aus Ödometerversuchen von MYSLIVEC, [11], hervorgeht.

Deswegen ist dafür die Annahme eines Moduls E_k notwendig. Dahinter verbirgt sich die Vorstellung, daß die Körner infolge eines beschränkten Zusammendrückungsvermögens sich gegenseitig weniger hinderlich sind und somit aneinander vorbeirutschen können. Nach der erweiterten Theorie mit Kornbruch, in [14], kommt Abrasion bei starren Körnern nie zum Stillstand und ist als permanent vorhandener Prozess im Kornhaufwerk bei Be- und Entlastung zu sehen. Hiermit ist die Möglichkeit einer Deutung gegeben, für die stets anwachsende bleibende Verformung unter zyklischer Last, welche auch im Ödometer [11] belegt ist.

So kann die lokale Beschädigung an der Kornoberfläche dazu führen, daß für das Nachbarkorn ein Hindernis in Form einer Unregelmäßigkeit in der Kornoberfläche weggetragen wird und somit eine Entthemmung zustande kommt. Die Anzahl der lokalen, zufälligen Instabilitäten wird dadurch erhöht. Da die Abrasion jedoch nur die Kornoberfläche eines jeden Einzelkornes betrifft ist die Größenordnung des Zuwachses der bleibenden Verschiebung durch starre Körner mit endlicher Festigkeit allein nicht erklärbar (vergl. Bild 1 in [11]). Auch hier ist die Annahme einer Kornelastizität im o. g. Sinn notwendig.

Aus den oben angeführten Widersprüchlichkeiten, die vor allem im Vergleich mit der ödometrischen Deformation hervortreten, in der die seitliche Dehnung eines Bodenelementes durch den Probenring verhindert ist, wird starrkörnige Deformation dann auftreten, wenn der Sand infolge eines Belastungsprozesses seitlich ausweichen kann. (Siehe auch Verformungsmoden – Abschn. 2.1.1). Dies ist generell bei größeren Verschiebungen der Fall. So wird das Verschiebungsverhalten von horizontal belasteten Pfählen, u. a. in [10], [13] und kleinmaßstäblichen Modellfundamenten [13], sowie auch Kegeleindringversuchen, [15], durch starrkörnige Deformation erklärt. „Da die einzige dimensionsbehaftete Größe des psammischen Stoffes die Korndichte selbst ist“, hat nach HOLZLÖHNER, [15], „ein aus diesem Stoff gleichmäßig sedimentierter Halbraum im Schwerfeld als einzige dimensionsbehaftete Größe das Raumgewicht.“ So kann im Modellversuchswesen die Verwendung von zur Deutung des starrkörnigen Deformationsanteils verwendet werden. (Anwendung siehe Modellteil).

Für ein Bodenelement bestehend aus starren Körnern kann, bezogen auf den Ausgangszustand, gegeben durch die mittlere Spannung σ_m , für die Zunahme der Vertikaldehnung, neben anderen Einflußgrößen wie Porenanteil n , Wassergehalt w , Granulargeometrie (darin enthalten: Kornform, Korngröße, Ungleichförmigkeitsgrad U) und die Lastgeschichte H folgendes geschrieben werden.

$$\Delta \varepsilon_1 = f(\Delta \sigma_1, \sigma_m, n, w, \zeta, H) \quad (19)$$

DIETRICH wendet auf eine Abhängigkeit in der Form von Gl. (19) die Dimensionsanalyse an. Mit Hilfe des π -Theorems [16] kann die Anzahl der Größen, welche zur Charakterisierung eines Problems herangezogen werden, dadurch verringert werden, indem man sie dimensionslos macht. Da die einzigen dimensionsbehafteten Größen in Gl. (19) die aufgeführten Spannungen sind, reduziert sich die Anzahl der Argumente in Gl. (19) um 1. (m, w, ζ, H werden im weiteren durch Punkte gekennzeichnet)

$$\Delta \varepsilon_1 = f\left(\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_m}, \dots\right) \quad (20)$$

Gl. (20) besagt, daß bei starrkörniger Deformation für die Vertikaldehnung die Spannungsverhältnisse allein maßgebend sind. Mit dieser Darstellung kommen, wegen des Einflusses des Seitendruckes auf σ_m , Spannungsverhältnisse zur Geltung, die denen im Triaxialgerät einstellbaren ähnlich sind.

Wegen des Einflusses des Seitendruckes im Triaxialgerät auf σ_m , kann speziell für die Situation im Triaxialgerät

$$\Delta \varepsilon_1 = f\left(\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_3}, \dots\right) \quad (21)$$

geschrieben werden.

Die Berücksichtigung des Potenzansatzes in Gl. (15) liefert mit

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_1 &\sim \Delta \sigma_1^\alpha \\ \Delta \varepsilon_1 &= \left(\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_3}\right)^\alpha \cdot f(\dots) \end{aligned} \quad (22)$$

wobei α die Bedeutung eines Verfestigungsexponenten hat.

Wird $\Delta \varepsilon_1 = \frac{\Delta u}{h_0}$ gesetzt, mit h_0 als charakteristische Länge eines Bodenelementes (Probenhöhe im Triaxialgerät)

und u als Axialverschiebung, so ist

$$\Delta u = h_0 \left(\frac{\Delta \sigma_1}{\sigma_3}\right)^\alpha \cdot f(\dots) \quad (23)$$

Wie man aus einem Vergleich der linken und rechten Seite der Gl. (23) ersieht, ist eine weitere Forderung der Dimensionsanalyse erfüllt, nämlich die der Dimensionshomogenität [16].

Die Verformung eines Bodenelementes kann jedoch auch im Hinblick auf das Versagen der Bodenprobe dargestellt

werden, indem Spannungsverhältnisse angesetzt werden.

Das ist bei zyklischer Belastung in Triaxialversuchen mit recht hohen Spannungsamplituden in [17], [18] der Fall, oder bei Beanspruchungsprozessen, die immer einen Bruch erwarten lassen, wie in der Untersuchung tonigen Schluffes durch HODJERA [9]. So wird die bleibende Dehnung $\Delta\varepsilon_1$ bei DIYALJEE und RAYMOND [17] mit

$$\Delta\varepsilon_1 = f \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right) \quad (24)$$

in Beziehung gesetzt. Das Spannungsverhältnis in Gl. (24) wird dort als die allein bestimmende Komponente für die Vertikaldeformation bei dem in [17] untersuchten Kies angesehen.

Eine Beziehung der Form in Gl. (24) wird auch bei JANBU [18] angewendet und dort Schermobilisierungsgrad genannt.

Bezeichnend in der Anwendung der Gleichungen (20) bis (24) ist die Tatsache, daß die Verformung nicht durch eine Materialfestigkeit mit der Dimension einer Spannung bestimmt wird, sondern allein dimensionslose Spannungsverhältnisse als maßgebend angesehen werden.

Einen ganz anderen Weg schlägt JANBU in [19] ein, der grundsätzlich jedem Boden eine Festigkeitseigenschaft in Form eines spannungsartigen Verformungsmoduls M zuordnet.

$$\Delta\varepsilon_1 = f \left(\frac{\Delta\sigma}{M}, \dots \right) \quad (25)$$

Durch Untersuchungen, verschiedener Böden von Fels bis Ton hat JANBU in [19] festgestellt, daß der Verformungsmodul M mit

$$M = m \cdot \sigma_a \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^{1-\alpha} \quad (26)$$

beschrieben werden kann, wobei m eine bodencharakteristische Konstante in Abhängigkeit vom Porenanteil und α eine Zahl darstellt, die in Abhängigkeit vom Porenanteil n für die jeweiligen Bodenarten zwischen 0 und 1 schwankt; m und α sind aus Diagrammen in [19] zu entnehmen. Für einen Durchschnittswert von $\alpha = 0,5$ ist Gl. (26) von gleicher Bauart wie die von OHDE in [20]. Mit

$$M = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (27)$$

ergibt sich die Dehnung infolge einer Spannungserhöhung von σ auf $\sigma + \Delta\sigma$ durch Substitution mit $a = \sigma/\sigma_a$; d. h. $d\sigma = da \cdot \sigma_a$ und Integration mit

$$\int a^{\alpha-1} da = m \int d\varepsilon$$

$$\text{zu:} \quad \Delta\varepsilon = \frac{1}{m \cdot \alpha} \left[\left(\frac{\sigma + \Delta\sigma}{\sigma_a} \right)^\alpha - \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^\alpha \right] \quad (28)$$

Die Setzung ergibt sich dem entsprechend aus Integration der Dehnung über die betrachtete Bodentiefe z mit

$$s = \int \varepsilon dz \quad (29)$$

In Gleichung (26) welche die Zunahme der Bodensteifigkeit mit der Tiefe beschreibt ist σ_a der atmosphärische Druck. Mit σ_a wird Gl. (26) zwar dimensionsrein, jedoch ist die physikalische Bedeutung von σ_a fragwürdig. Mit Gleichung (26) ist jedoch ein empirisch gefundener Ansatz gegeben, der bodenspezifisch eine bessere Näherung darstellt, als dies mit der Annahme eines konstanten Steifemoduls der Fall ist.

Die Berücksichtigung der wahren Bodenverhältnisse, das betrifft u. a. die zunehmende Steifigkeit mit der Tiefe, welche auch in Feldversuche, wie Lastplattenversuche und Sondierungen (Ramm- und Drucksondierung) [21], festgestellt wird, ist vor allem bei der Abschätzung der **Dehnungen** wichtig. Für die Abschätzung der Spannungsverteilung im Boden wird hier der homogene, elastische Halbraum herangezogen. Dies gilt vor allem für die Verteilung der Vertikalspannung unter einem Fundament, welche unabhängig von der Poissonzahl ist, und als angemessene Näherung in Übereinstimmung mit [22] gesehen wird. D. h. bei Ermittlung der Spannungsverteilung bleiben ausgeprägte Heterogenitäten, wie die Zunahme der Steifigkeit mit der Tiefe, Schichtung und die örtliche Streuung der Bodeneigenschaften unberücksichtigt.

Aus der Gegenüberstellung von Gl. (20) und Gl. (25) entsteht die grundsätzliche Frage, welche Art der Deformation der Setzung unter monotoner Last zu Grunde zu legen ist. Während Spannungsverhältnisse der Scherdeformation entsprechen, liegt einem Modul mit der Dimension einer Spannung eher die ödometrische Verformung zu Grunde. (Siehe Verformungsmoden im Versuchsteil) Die Frage, inwieweit die Setzung unter zyklischer Last an die Setzung infolge monotoner Last gekoppelt ist, kann unter folgender Annahme beantwortet werden. Unter der Voraussetzung, daß die zyklisch aufgebrachte Last im Verhältnis zu der Last aus Bodeneigengewicht und Bauwerk klein ist, wird der Spannungspfad infolge des ersten Lastzyklus eine Fortsetzung des Spannungspfades infolge monotoner Last sein und damit die hervorgerufene Verformung eine Fortsetzung derjenigen unter statischer Last sein. Die Größe der bleibenden Verformung in den nächsten Lastzyklus wird bei beiden Verformungsarten abhängig von

der Größe der Spannungsamplituden sein. Unter dieser Annahme lassen sich folgende Einflußgrößen für die Setzung (Dehnung) unter zyklischer Last aufstellen.

1.4 Parameter für zyklische Belastung

Aufbauend auf den Einflußgrößen für monotone Last, wird der Satz der Größen wie folgt erweitert.

- $\Delta\sigma$ – Größe der zyklischen Spannungsamplitude
- N – Anzahl der Lastspiele
- H – Lastgeschichte vor der zyklischen Belastung.

Untersuchungen der Wirkung einer Vorlast auf das Verformungsverhalten unter Gebrauchslast [23] zufolge, hat die Art und Größe der Vorbelastung auch auf die bleibende Deformation infolge zyklischer Gebrauchslast einen Einfluß. Die Vorbelastung kann dabei auch einer zyklischen Belastung bestehen. Die Wirkung einer Vorlast äußert sich dadurch, daß die Verformungsrate bei Beginn der zyklischen Belastung im Gebrauchszustand zunächst niedrig bleibt, um dann nach einer gewissen Lastspielzahl zuzunehmen. Offenbar scheint sich die Wirkung einer Vorlast, wenn sie nicht effektiv genug war, mit der Anzahl der Lastspiele zu verlieren. In Hinblick auf sehr große Lastspielzahlen wird hier davon abgesehen, die Wirkung der Vorlast, d. h. der Lastgeschichte in situ mit in die Untersuchung einzubeziehen.

T – Eine weitere Einflußgröße auf die bleibende Dehnung bildet die Zeit, die sich durch Kriechen unter konstanter Last bemerkbar macht. D. h. der Verformung infolge zyklischer Last ist eine Verformung infolge des zeitlichen Einflusses überlagert. Dieser Effekt soll mit T erfaßt sein.

Somit setzt sich der Satz für die Dehnung eines Bodenelementes aus folgenden Größen zusammen. Für die Deformation aus Körnern mit begrenzter Festigkeit

$$\varepsilon = f(\Delta\sigma_1, N, \gamma, \sigma_{BK}, H, T, K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}, G) \quad (30)$$

und für die ödometrische Deformation

$$\varepsilon = f(\Delta\sigma_1, N, M, n, H, T, G) \quad (31)$$

wobei M hier einen Verformungsmodul mit der Dimension einer Spannung darstellt.

1.5 Ansätze aus Literatur

Ansatz von DIYALJEE und RAYMOND [17]

Mit der Abhängigkeit

$$\varepsilon_{(N)} = f\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}; N\right) \quad (32)$$

wird die bleibende Dehnung mit einem Potenzansatz

$$\varepsilon_{(N)} = \varepsilon_{(1)} \cdot N^m \quad (33)$$

angenähert, wobei die Proportionalitätskonstante $\varepsilon_{(1)}$ die bleibende Dehnung nach dem ersten Lastzyklus bedeutet und in doppelt-logarithmischer Auswertung den Achsenabschnitt einer Geraden mit der Steigung m darstellt. Die bleibende Dehnung $\varepsilon_{(1)}$ ist abhängig vom Schermobilisierungsgrad x nach Gl. (24), wobei experimentell die Beziehung

$$\varepsilon_{(1)} = b \cdot e^{n \cdot x} \quad (34)$$

gefunden wurde.

In semilogarithmischer Darstellung entspricht dies einer Geraden mit dem Achsenabschnitt b und der Steigerung n. Gl. (34) in Gl. (33) ergibt den Ansatz für die bleibende Dehnung im N-ten Lastspiel

$$\varepsilon_{(N)} = b \cdot e^{n \cdot x} \cdot N^m \quad (35)$$

Ansatz von HETTLER [13]

HETTLER normiert die bleibende Dehnung infolge der Lastzyklen auf die Dehnung infolge des ersten Lastzyklus und erhält eine logarithmische Geradengleichung der Form

$$\frac{\varepsilon_{(N)}}{\varepsilon_{(1)}} = 1 + a \cdot \ln N \quad (36)$$

dabei ist die Steigung der Geraden a in semilogarithmischer Darstellung experimentell zu ermitteln.

Ansatz von JANBU [18]

Die Auswertung findet dort in linearem Maßstab statt und besteht in einer Kurvenangleichung. Aus den durch Laborversuche gewonnenen Dehnungen ergibt sich die Gesamtdehnung zu

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{stat} + \varepsilon_{(N)} + \varepsilon_{(T)} \quad (37)$$

Die Verformung ergibt sich durch Integration der einzelnen Dehnungsanteile über die Höhe der betrachteten Schicht. Bei der Kurvenangleichung spielt der Begriff des Widerstandes R (Resistance) eine dominierende Rolle [18]. Er besteht grundsätzlich aus dem Tangentenmodul, welcher aus einer „Ursache-Wirkungs-Kurve“ (cause-effect-curve) gewonnen wird [18]. So ist der Verformungsmodul gemäß Gl. (27) definiert und hat die Dimension einer Spannung [24].

Aus dem Begriff des Widerstandes lassen sich beliebige Moduli bilden, wie der Widerstand eines Bodens gegenüber den aufgebracht Lastspielen [18].

$$R_N = \frac{dN}{d\varepsilon_{(N)}} \quad (38)$$

Ist ein Zusammenhang von mehreren Größen beeinflusst, so wird der gefundene Widerstand nach der anderen Größe differenziert. Damit stellt die Änderung des Widerstandes gegenüber dieser Größe einen weiteren Widerstand dar [18].

$$r_N = \frac{dR_N}{dN} \quad (39)$$

Ziel dieses Verfahrens ist es, einen physikalischen Zusammenhang in Form eines Widerstandes auf eine konstante Größe zu führen. Ein Ansatz, der sich dafür eignet, besteht in der Logarithmusfunktion.

$$y_0 = \ln x_0 \quad (40)$$

Durch Verschiebung dieser Funktion in einem Koordinatensystem im Bereich $0 < x < 1$ kann immer ein Anfangswert ($y_1; x_1$) gefunden werden und damit der Verlauf von $\ln x_0$ ausgenutzt werden.

Mit

$$x_1 = x_0 + b \quad (41)$$

und y_1 als Startwert ergibt sich b zu

$$b = [e^{y_1} - 1]^{-1} \quad (42)$$

Der allgemeine Ansatz lautet:

$$y = A \cdot \ln \left(\frac{x_0}{b} + 1 \right) \quad (43)$$

Gl. (43) beschreibe einen Kurvenverlauf zwischen Anzahl der Lastspiele N und der bleibenden Dehnung $\varepsilon_{(N)}$ bei konstanter Spannungsamplitude.

$$\varepsilon_{(N)} = A \cdot \ln \left(\frac{N}{b} + 1 \right) \quad (44)$$

Gesucht sind Gl. (38), Gl. (39).

Gl. (44) nach N aufgelöst ergibt

$$\frac{\varepsilon_{(N)}}{A} = \ln \left(\frac{N}{b} + 1 \right) \quad (45)$$

$$e^{\frac{\varepsilon_{(N)}}{A}} = \frac{N}{b} + 1 \quad (46)$$

$$N = b \cdot \left[e^{\frac{\varepsilon_{(N)}}{A}} - 1 \right] \quad (47)$$

gemäß Gl. (38)

$$R = \frac{b}{A} \left(e^{\frac{\varepsilon_{(N)}}{A}} \right) \quad (48)$$

Änderung des Widerstandes gegenüber der Lastspielzahl, Gl. (39):

Mit Gl. (45) in Gl. (48) ergibt sich

$$R = \frac{b}{A} \cdot e^{\ln \left(\frac{N}{b} + 1 \right)} \quad (49)$$

und damit Gl. (39) zu

$$\frac{dR}{dN} = \frac{1}{A} = \text{KONST} \quad (50)$$

(mit $A = \frac{1}{r_N}$ in [18])

JANBU gibt dem entsprechend ähnlich die bleibende Dehnung infolge zyklischer Last in [18] mit

$$\varepsilon_{(N)} = \frac{1}{r_N} \cdot \ln N \quad (51)$$

an, wobei für $N = 0$, $\varepsilon_{(N)} = 0$ gelten soll. Gl. (44) und Gl. (51) stimmen für große Lastspiele überein.

Ähnlich wie für die Dehnung infolge zyklischer Last wird ein Ansatz über das Langzeitverhalten von Böden in der Form einer Logarithmusfunktion

$$\varepsilon_{(T)} = \frac{1}{r_s} \cdot \ln \frac{t}{t_i} \quad (52)$$

mitgeteilt [18], wobei auf r_s die Bedeutung einer Kriechzahl für die durchschnittliche Bauwerkslast zukommt. Dabei ist t_i der Zeitraum der Bauzeit und t der betrachtete Zeitraum.

Gl. (52) kann nicht vollständig sein, da sie keine zeitabhängige Kenngröße des Bodens berücksichtigt. Weiterhin löst Gl. (52) nicht das Problem, inwieweit das zeitliche Verhalten einer Bodenprobe im Labor auf das zeitliche Verhalten der Bauwerke übertragen werden kann.

1.6 Modellversuche

Um Anhaltspunkte über das lastabhängige Verschiebungsverhalten von Gründungskörpern gewinnen zu können, sind zahlreiche Modellversuche durchgeführt worden.

Sie dienen zum einen zur Ermittlung u. a. von Form und Tragfähigkeitsbeiwerten in der Grundbruchberechnung, zum anderen zur Untersuchung grundsätzlicher Fragen der Setzungsproblematik. Modellversuche basieren auf dem Prinzip der Ähnlichkeit. Ähnlichkeit besteht dann, wenn der Übertragungsfaktor einer das Problem beschreibenden Grundgröße im Modell und Original konstant ist (vergl. GÖRTLER [16]).

Das Grundgrößensystem für das System Boden-Fundament besteht aus der Kraft F , der Länge L und, wenn zeitliche Vorgänge in das System einfließen, aus der Zeit T .

Sämtliche, das Problem beschreibende Größen ergeben sich aus diesem Grundgrößensystem (F, L, T). Zur Beschreibung der Fundamentgeometrie wird eine charakteristische Länge benötigt. Eine einfache Fundamentform ist die eines Kreisfundamentes, da seine gesamte Geometrie durch den Radius r beschrieben ist.

Grundsätzlich ist geometrische Ähnlichkeit auch zwischen Boden und Fundament zu fordern. So muß das Verhältnis der charakteristischen Länge des Fundamentes und eines repräsentativen Korndurchmessers d_K im Modell (Index M) und Original (Index O) gleich sein. D. h.

$$\frac{r_M}{d_{KM}} = \frac{r_O}{d_{KO}} \quad (53)$$

Diese Ähnlichkeit kann bei Verwendung des gleichen Bodens nicht eingehalten werden. Dies hat seine Wirkung darin, daß schmale Scherfugen, die sich am Rand des Fundamentes mit einer Breite von ungefähr 10 Korndurchmesser, nach [13] auch bei kleiner Belastung ausbilden, nicht abgebildet werden können. Nach HETTLER [13] kann dieses vernachlässigt werden. OVESEN (vergl. [15]) hat in Zentrifugenversuchen für statische Last nachgewiesen, daß Gl.(53) keinen Einfluß auf die Setzung hat, wenn die Setzung $s > d_K$ ist. Oft interessieren so kleine Setzungen, daß in kleinen Modellen die Setzung in der Größenordnung eines Korndurchmessers ist.

D. h. die Vernachlässigung von Gl. (53) gilt vor allem dann, wenn $s \gg d_K$ ist.

Physikalisch ähnlich ist das Modell und Original dann, wenn, wie bei geometrischer Ähnlichkeit, auch der Übertragungsfaktor für die Festigkeitseigenschaften des verwendeten Materials sowie für den Kraft- bzw. Spannungszustand konstant ist.

Der Einfluß der Zeit läßt sich, sofern damit nicht direkt eine Belastungsgröße verbunden ist (z. B. Erregerfrequenz), nicht in einem Maßstab übertragen. D. h. der Übertragungsfaktor hat immer die Größe 1. So wird die Zeit in den hier behandelten Modellversuchen unter monotoner Last eliminiert. Bei zyklischen Versuchen tritt an ihre Stelle die Lastspielzahl N .

HOLZLÖHNER hat in [25] anhand von Modellfundamenten verschiedener Größe das Setzungsverhalten auf Sand infolge dynamischer Last untersucht.

Der Satz der Einflußgrößen [25], welche die Setzung s bestimmen ist

$$s = f(g, r, P_{stat}, P_{dyn}, \omega, N, \rho_s, E_{dyn}, V_R, c, e, \gamma) \quad (54)$$

g – Erdbeschleunigung [m/sec²]

r – Fundamentradius [m]

P_{stat} – Kraft infolge Fundamenteigengewicht [kN]

P_{dyn} – dynamische Kraft in der Sohlfläche, als Resultierende aus Fliehkraft des Erregers und Massenträgheit des Fundaments [kN]

- ω – Kreisfrequenz des Erregers [1/sec]
 - N – Lastspielzahl [–]
 - ρ_s – spezifische Dichte des Kornmaterials [t/m³]
 - E_{dyn} – Elastizitätsmodul des Kornmaterials [kN/m²]
 - V_R – Oberflächenwellengeschwindigkeit [m/sec]
 - c – Kapillarkohäsion [kN/m²]. Sie ist abhängig von dem Wassergehalt w [–]
 - e – Porenzahl [–]
 - G – Granulargeometrie, welche den Einfluß der Kornform, Korngröße und Kornverteilung enthält. [–]
- Nach dem π -Theorem wird aus Gl. (54) folgender Satz von voneinander unabhängigen Potenzprodukten gebildet. Die bezogene Setzung ist abhängig von einer Funktion, mit folgenden Modellparametern P_i .

$$\frac{s}{r} = f \left(\frac{P_{stat}}{\rho_s \cdot g \cdot r^3}, \frac{P_{dyn}}{P_{stat}}, \frac{\omega \cdot r}{V_R}, \frac{E_{dyn}}{\rho_s \cdot g \cdot r}, \frac{c}{E_{dyn}}, e, G, N \right) \quad (55)$$

$P_1 \quad P_2 \quad P_3 \quad P_4 \quad P_5 \quad P_6 \quad P_7 \quad P_8$

Gl. (55) kann auch mit anderen dimensionslosen Potenzprodukten dargestellt werden.

So kann P_1 auch durch $P_1' = \frac{\sigma_{stat}}{\rho_s \cdot g \cdot r}$ und P_4 durch $P_4' = \frac{\sigma_{stat}}{E_{dyn}}$ ersetzt werden.

Dabei ist σ_{stat} die infolge P_{stat} erzeugte Spannung in der Sohlfläche. Auch kann die Porenzahl (P_6) in P_1 mit $\gamma_d = \frac{\rho_s}{1+e}$ einbezogen werden, indem $P_1'' = \frac{P_{stat}}{\gamma_d \cdot r^3}$ verwendet wird. (Siehe u. a. in [26]; [13])

Die in Gl. (55) auftretenden Modellparameter P_1 bis P_8 stellen Modellgesetze dar. Bei zwei Versuchen in verschiedenen Maßstäben darf sich, wenn diese Versuche ähnlich sein sollen, der Zahlenwert dieser Parameter nicht ändern. Bei Versuchen auf dem gleichen Boden sind P_5 , P_6 und P_7 eingehalten. P_1 wird in [25] „Grundbruchparameter“ genannt. Er repräsentiert die Ausnutzung der Tragfähigkeit des Bodens infolge der statischen Fundamentlast bei einem Fundament ohne Einbindetiefe. Bezogen auf den Setzungsvorgang beinhaltet P_1 den reinen Reibungsanteil, welcher den starrkörnigen Verschiebungsanteil verkörpert. Im Gegensatz zu P_1 steht P_4 , welcher eine Materialeigenschaft des Bodens mit der Dimension einer Spannung (E_{dyn}) enthält. P_4 verkörpert somit das Antwortverhalten auf einen Lastprozess, welches von einer spannungsartigen Bodeneigenschaft bestimmt wird. P_2 beschreibt die Größe der Lastamplitude in der Fundamentsohle. P_3 erfaßt den Einfluß der Erregerfrequenz. P_5 beschreibt den Einfluß des Wassergehaltes auf die Setzung. Indem die Kapillarkohäsion auf E_{dyn} bezogen wird, ist sie als Materialeigenschaft aufgefaßt. Im Gegensatz dazu schlägt HETTLER in [13] vor, den Einfluß der Kapillarkohäsion c mit dem Parameter $P_9 = \frac{c}{\gamma \cdot r}$ zu erfassen. HETTLER bringt damit die Kapillarkohäsion mit dem Grundbruchparameter in Verbindung. Dadurch kommt zum Ausdruck, daß die Wirkung der Kapillarkohäsion in einer Erhöhung der Tragfähigkeit, d. h. der Grundbruchlast gesehen wird. Je kleiner der Fundamentradius bei gleichbleibenden Bodeneigenschaften wird, desto größer wird der Einfluß von c . HETTLER deutet in [27] die infolge Kapillarkohäsion zusätzlich erzeugte Spannung als äquivalente Auflast infolge einer Bodenaufschüttung. Die Höhe dieser Bodenaufschüttung wird als Erhöhung der Einbindetiefe gesehen und, ähnlich dem Tiefenglied in der Grundbruchgleichung, hinzuaddiert.

Eine rechnerische Abschätzung der Grundbruchlast in [25] nach DIN 4017 der dort verwendeten, verschieden großen Kreisfundamente zeigt, daß der Anteil aus der Kohäsion c mit abnehmender Fundamentgröße stark zunimmt. D. h. gerade bei kleinmaßstäblichen Modellversuchen auf demselben Boden stellt die Kapillarkohäsion einen Verzerrungsfaktor dar, wenn es um die Übertragbarkeit des Grundbruches von Modellversuchen auf den Prototyp geht. Soll P_9 eingehalten sein, so muß nach [13] der Wassergehalt geändert werden.

Versuche mit Variation des Wassergehaltes bei gleicher Fundamentgröße (Bild 17 in [25]) zeigen, daß infolge der Kapillarkohäsion die Setzungen infolge dynamischer Last bei feuchtem Boden ($w = 3,5\%$) geringer ausfallen als diejenigen bei trockenem Boden ($w = 0\%$). Ob die Kapillarkohäsion bei der Übertragung der Setzung aus Modellversuchen einen ähnlich verzerrenden Effekt hervorruft, kann aus folgender Betrachtung beantwortet werden. Hätte die Kapillarkohäsion bei verschiedenen großen Fundamenten einen Einfluß, so müßte sich dies, außer in dem Einfluß der Verhältniszahl P_5 auf P_4 , vor allem in der Änderung von P_4 bemerkbar machen, weil dieser Parameter zumindest eine spannungsartige Bodeneigenschaft (E_{dyn}) enthält. Aus Gl. (55) ist jedoch ersichtlich, daß bei Veränderung des Fundamentradius r die Parameter P_1 und P_4 nicht gleichzeitig eingehalten werden können, wenn Versuche auf dem gleichen Boden durchgeführt werden ($E_{dyn} = \text{konst.}$). Um den Einfluß dieser beiden Parameter zu untersuchen wurden von HOLZLÖHNER [25] zwei Versuchsreihen mit verschieden großen Fundamenten durchgeführt, in denen jeweils entweder nur P_1 oder nur P_4 eingehalten wurde. Bei Einhaltung von P_4 wurde σ_{stat} bei allen Fundamentgrößen konstant gehalten. Es zeigte sich, daß die Einhaltung von P_4 , d. h. die Vernachlässigung bzw. große Änderungen von P_1 die größten Abweichungen ergab, wohingegen bei Einhaltung von P_1 die Modellfundamente in verschiedenen Maßstäben die gleiche Abhängigkeit zeigten. Dies bedeutet, daß Verformungsvorgänge, die durch eine spannungsartige Bodeneigenschaft, wie E_{dyn} und damit auch c , bestimmt sind, eine untergeordnete Rolle spielen, und damit der starrkörnige Verformungsanteil überwiegt. Dies bedeutet jedoch auch, daß bei Übertragung der Ergeb-

nisse von Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Original aus der Kapillarkohäsion keine Verzerrung zu erwarten sein wird. Für die Größe der Setzung infolge dynamischer Lasteinwirkung ist der maßgebende Parameter $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ d. h. die Größe der Spannungsamplitude (vergl. [25]). Die bezogene Setzung steigt monoton mit steigendem Frequenzparameter P_3 bei gleicher Lastspielzahl N .

Versuche von LEHNERT [26] deuten darauf hin, daß bei Versuchen mit kleinem Frequenzparameter, dieser keinen Einfluß mehr hat. So liefern Versuche mit gleicher Einbindetiefe, gleicher Amplitude, jedoch mit Frequenzen von 1,5 Hz und 30 Hz die gleiche Verschiebung. Die dazu gehörenden Frequenzparameter sind 0,008 und 0,17. Nach [25] ist Ähnlichkeit dann vorhanden, wenn der Satz der Parameter P_1 , P_2 und P_3 eingehalten ist, wobei P_1 die Setzung unter monotoner Last bestimmt, P_2 und P_3 die dynamische Wirkung beschreiben. Die Lastspielzahl N , welche die Dauer des Belastungsvorganges bestimmt, taucht hier deshalb nicht auf, weil bei der Parameterstudie in [25] die bezogene Setzung aus der Setzung nach 10^6 Lastspielen gebildet wurde. D. h.

$$\frac{S_{10^6}}{r} = f(P_1, P_2, P_3) \quad (56)$$

Bei zyklischer Belastung, wo der frequenzabhängige Belastungsanteil anfällt, verbleiben zur Beschreibung des Anteils infolge Lastwechsels zwei Parameter, nämlich P_2 und P_3 . Somit ergibt sich folgender Satz dimensionsloser Parameter:

$$\frac{s}{r} = f\left(\frac{P_{\text{stat}}}{\gamma \cdot r^3}, \frac{P_{\text{cyc}}}{P_{\text{stat}}}, N, e, \mathcal{G}\right) \quad (57)$$

HETTLER untersucht in [13] anhand von Modellfundamenten verschiedener Größe und Form den Parametersatz:

$$\frac{s}{r} = f\left(\frac{P}{\gamma \cdot r^3}, \frac{t}{r}, n, K_o, N\right) \quad (58)$$

mit

t/r – bezogene Einbindetiefe

n – Porenanteil

K_o – Ruhedruckbeiwert

N – Lastspielzahl

Die Annahme des Ruhedruckbeiwertes besagt, daß die Vorbelastung des Baugrundes nur in der Sedimentation bestanden hat, so daß Gl. (16) gilt.

Durch die gefundene Abhängigkeit, daß unter monotoner Last

$$\frac{s}{r} = \left(\frac{P}{\gamma \cdot r^3}\right)^\alpha \cdot f\left(\frac{t}{r}, n\right) \quad (59)$$

gilt, wird der von DIETRICH in [10] vorausgesagte Potenzansatz für starrkörnige Deformation bestätigt.

Wie die Versuche zeigen, ist der Verfestigungsexponent dabei unabhängig von Porenanteil n und darüber hinaus etwa demjenigen Verfestigungsexponenten gleich, der auch in Triaxialversuchen [13] gefunden wurde. Auch dort ergab eine Variation des Porenanteils ($n_1 = 0,374$; $n_2 = 0,366$) kaum eine Änderung in α . Eine Auswertung der Beziehung $\varepsilon_1 \sim \Delta\sigma_1^\alpha$ bei $\sigma_3 = \text{KONST}$ ergibt für α bei n_1 : $\alpha = 1,63$, bei n_2 : $\alpha = 1,60$.

Bei Versuchen mit einem Kreisfundament ohne Einbindetiefe ($t/r = 0$), bei $n = 0,366$ wurde ein Wert von $\alpha = 1,63$ gefunden. Auch Versuche mit horizontal belasteten Pfählen ergaben $\alpha = 1,61$. Dies bedeutet, daß in $\alpha = 1,63$ eine von Randbedingungen unabhängige Stoffgröße für starrkörnige Verschiebung gefunden ist.

Somit kann der Einfluß der Last von den übrigen Parametern abgespalten werden. In dem Ansatz

$$\frac{s}{r} = \left(\frac{P}{\gamma \cdot r^3}\right)^\alpha \cdot C_F \cdot f_1\left(\frac{t}{r}\right) \cdot f_2(n) \quad (60)$$

sind f_1 und f_2 aus Versuchen empirisch ermittelte Funktionen, welche den setzungsmindernden Einfluß der Einbindetiefe und den Einfluß des Porenanteils beschreiben. Ein Vergleich des von HETTLER bei $t/r = 0,7$ gefundenen Wertes für f_1 (Gl.60) von etwa 0,6 ergibt in der Untersuchung von LEHNERT [26], bei der der Parametersatz von Gl. (55) um t/r erweitert wurde, eine Reduzierung der Setzung bei $t = 0$ um etwa 40 % bei einer Lastspielzahl von $N = 10^6$. D. h. der setzungsmindernde Einfluß der Einbindetiefe unter monotoner Last bleibt auch unter zyklischer Belastung erhalten. In Versuchen mit Modellfundamenten unter zyklischer Belastung kommt HETTLER [13] zum Ergebnis, daß die bezogene Setzung $S(N)$ nach N Lastspielen mit

$$\frac{S(N)}{r} = f\left(\frac{P}{\gamma \cdot r^3}, n, K_o\right) \cdot f(N) \quad (61)$$

dargestellt werden kann.

$$f(N) = 1 + c \cdot \ln N \quad (62)$$

Dabei ist $f(N)$ die auf die Verschiebung nach dem ersten Zyklus normierte Verschiebung im N -ten Lastspiel und stellt damit einen Zuwachs der aus monotoner Last gewonnenen Verschiebung dar. Dabei ist nach [13] c eine empirisch zu bestimmende Größe.

Der Verlauf der Setzung bei unterschiedlichen, jedoch jeweils konstant gehaltenen Spannungsamplituden ergab in doppelt-logarithmischer Darstellung parallele Geraden (Abb. 5.7 in [13]). Damit ist c unabhängig von der Größe der aufgetragenen Spannungsamplitude. Dies steht in einem gewissen Widerspruch zu dem starken Einfluß von $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ in [25] und auch in dem amplituden-abhängigen Verhalten von Pfählen (Abb. 5.4 in [13]), so daß dies nur für kleine Amplituden näherungsweise gelten kann. Nach [13] gilt Gl. (62) für den Fall einer „Beruhigung“. Bei höheren Amplituden von mehr als 25% der Grenzlasterlast wurde bei exzentrisch belasteten Modellfundamenten in [13] schrittweises Versagen festgestellt, bei dem die Verformungen beliebig anwachsen.

Die Bauart der Gleichung (62) verlangt, daß der konstante Zuwachs der Verformung sich bereits in den ersten Lastspielen einstellt. Nach [13] gilt dies nur für den Fall, daß die Vorgeschichte des Bodens in der idealen Sedimentation bestand, d. h. der Boden allein durch sein Eigengewicht belastet wird. Durch lagenweises Einregnen des Versuchssandes wurde dieser Zustand in [13] hergestellt. Für den Fall, daß eine Vorgeschichte in Form einer Auflast, d. h. der statischen Fundamentlast bestanden hat, stellt sich eine Abhängigkeit der Form von Gl. (62) erst nach einer bestimmten Lastspielzahl N_a ein. (Siehe auch [28]). Entsprechend gibt HOLZLÖHNER in [25] die Setzung mit

$$s = A \cdot \ln \left(\frac{N}{N_a} + 1 \right) \quad (63)$$

an, wobei A die logarithmische Setzungsrate ist und von $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}}$ bestimmt wird.

Nach Untersuchungen von LEHNERT [26] bestimmt grundsätzlich die Größe der statischen Fundamentlast die Entwicklung der bleibenden Verformung und hat damit auch einen Einfluß auf N_a . Dies hat zur Folge, daß bei sehr großen Lasten N_a entsprechend groß ausfällt. Eine Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in der Natur ist insofern nicht möglich, da die Vorgeschichte des Bodens mit den damit verbundenen geologischen Prozessen und Zeiträumen in natürlicher Lagerung nicht nachgebildet werden kann.

Die Untersuchungen von HETTLER [13] und LEHNERT [26] zeigen jedoch, daß die in Modellversuchen erhaltenen Verschiebungen bei Einhaltung der Modellparameter und Eliminierung der Vorgeschichte durch Modellierung der Sedimentation in o. g. Form, immer zu große Verschiebungen liefern werden.

In Gleichung (60) wird die Verformung allein mit der starrkörnigen Deformation erklärt. Zur Berücksichtigung der Festigkeitseigenschaft des Kornmaterials schlägt Hettler in [27] den Ansatz

$$\frac{s}{r} \sim \left(\frac{\gamma \cdot r}{\sigma_{\text{BK}}} \right)^{\beta \cdot \alpha} \cdot \left(\frac{P}{\gamma \cdot r^3} \right)^{\alpha} \quad (64)$$

vor.

- β – beschreibt den Einfluß des Kornbruches auf die Setzung
- σ_{BK} – steht für die Kornbruchspannung

Aus Gl. (64) geht hervor, daß Kornbruch nur mit starrkörniger Deformation auftreten kann. Eine Verknüpfungsart der beiden Anteile durch Multiplikation kann nach DIETRICH'S erweiterter Theorie jedoch nur für Abrasion gelten, da diese unmittelbar mit Gleitungen in den Kornkontaktpunkten verbunden ist.

Fragmentation muß jedoch unabhängig von der starrkörnigen Deformation sein, weil, wie in Abschnitt 1.3. erläutert, bei starren Körnern keine ödometrische Deformation möglich ist.

HOLZLÖHNER benutzt in [15] deswegen einen Ansatz, der auch die ödometrische Deformation ermöglicht. Darin ist der „modifiziert psammische“ Anteil des Typs in Gl. (64) additiv mit dem „quasi-elastischen“ Anteil verbunden. Die beiden Anteile wirken dabei gleichzeitig. Die beiden Anteile werden durch je einen Mischmodul beschrieben. Der Mischmodul H nimmt dabei je nach vorherrschender Deformation entweder die Dimension einer Wichte $[\gamma]$ an oder die Dimension einer Spannung $[\sigma]$.

H hat somit die Dimension $\text{kN/m}^{2+\alpha}$ mit $0 \leq \alpha \leq 1$. Die Natur von H ist einerseits „modifiziert psammisch“, andererseits „quasi-elastisch“ [15].

Die Fundamentsetzung s setzt sich aus folgenden Größen zusammen.

$$s = f(\sigma_s, B, H, \alpha, \beta) \quad (65)$$

- σ_s – Spannung in Fundamentsohle $[\text{kN/m}^2]$
- B – Fundamentbreite $[\text{m}]$
- H – Mischmodul $[\text{kN/m}^{2+\alpha}]$
- α – Exponent, welcher den Verformungsmodus steuert $[-]$.
- β – Exponent, welche Last-Verschiebungsbeziehung beschreibt $[-]$.

Dabei ist die Last-Verschiebungsbeziehung

$$s \sim \sigma_s^\beta \quad (66)$$

für $\beta = 1$ linear, für $\beta \neq 1$ parabelförmig. Mit der Dimensionsanalyse folgt daraus

$$\frac{s}{B} \sim \left(\frac{\sigma_s}{H \cdot B^\alpha} \right)^\beta \quad (67)$$

Der zweigliedrige Ansatz setzt sich wie folgt zusammen

$$\frac{s}{B} = \left(\frac{\sigma_s}{H_1 \cdot B^{\alpha_1}} \right)^{\beta_1} + \left(\frac{\sigma_s}{H_2 \cdot B^{\alpha_2}} \right)^{\beta_2} \quad (68)$$

wobei Index 1 für den modifiziert psammischen Anteil, Index 2 für den ödometrischen Deformationsanteil steht. Mit Ansatz (68) wird in [15] eine Lastverschiebungslinie aus Modellversuchen angenähert. Die anhand der Modellversuchskurve gefundenen Werte werden für die Ermittlung der Setzung eines größeren Fundamentes benutzt. Die Hochrechnung für übliche Setzungsprobleme zeigt, daß der Anteil der ödometrischen Deformation etwa 80% der gesamten Verformung ausmacht. Dies ist in Übereinstimmung mit einer anderen Arbeit von HOLZLÖHNER [29], in der gezeigt wird, daß anhand von Setzungsbeobachtungen an Bauwerken mit größeren Fundamenten die Beziehung

$$s \sim \sigma_s \quad (69)$$

(nach BURLAND [30]) und

$$\frac{s}{\sigma_s} \sim \sqrt{B} \quad (70)$$

(nach SCHULZE/SHERIF [31]) am besten dann zutrifft, wenn in Gl. (67) $\beta = 1$ gilt und daraus mit

$$\frac{s}{\sigma_s} \sim B^{1-\alpha} \quad (71)$$

für $\alpha = 0,5$ Gl. (70) erfüllt ist. Dies bedeutet, daß die starrkörnige Deformation mit $\alpha = 1,63$ nicht zutrifft ($\alpha = 1,63$ nach [13]). Mit der Deutung der Bodensteifigkeit E als

$$E = H \cdot z^\alpha \quad (72)$$

folgt für das Ergebnis mit $\alpha = 0,5$, daß ein Modul mit der Dimension einer Spannung die Setzung bestimmt. Dies beinhaltet zugleich, daß es zutreffender ist, die Eigenschaft des Baugrundes mit einer Steifigkeit zu beschreiben, welche mit der Tiefe zunimmt.

Für $\alpha = 0,5$ erhält man den von HOLZLÖHNER in [15] genannten SQR-Halbraum.

In Gl. (67) hat auch die Fundamentgröße und Form einen Einfluß auf die Setzung.

Die Form kann dabei durch das Seitenverhältnis $\eta = a/B$ erfaßt werden. Die Fundamentfläche ergibt sich damit zu

$$F = \eta \cdot B^2 \quad (73)$$

Gl. (73) in Gl. (67) liefert

$$s \sim \frac{\sigma_s}{H} (B \cdot \sqrt{\eta})^{1-\alpha} \quad (74)$$

Für $\alpha = 0,5$ folgt

$$s \sim \frac{\sigma_s}{H} \sqrt{B} \cdot \sqrt[4]{\eta} \quad (75)$$

D. h. mit größer werdender Fundamentbreite, jedoch gleicher Form ($\eta = \text{konst.}$), vergrößert sich die Setzung bei konstanter Spannung. Aus Gl. (75) geht jedoch auch hervor, daß der Einflußbereich eines Fundamentes auch von dessen Länge bestimmt wird.

1.7 Beobachtungen an Bauwerken

Wie HOLZLÖHNER in [15] zeigt, lassen sich die aus theoretischen Überlegungen und aus Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse an Beobachtungen von Bauwerken überprüfen. Grundsätzlich entstehen dabei jedoch Schwierigkeiten, da die Verformung des Baugrundes mit einhergehender Bauwerksbelastung nicht plötzlich einhergeht, sondern sich mit einer Verzögerung einstellt [22]. D. h. wie auch bei Modellversuchen bleibt der Einfluß der Zeit unberücksichtigt. Auch langfristig kann bei Bauwerken eine Zunahme der Setzung beobachtet werden [32]. Das Problem besteht darin, den belastungsabhängigen Verschiebungsanteil von demjenigen infolge des zeitlichen Einflusses und demjenigen infolge zyklischer Belastung zu trennen, insbesondere dann, wenn ein Brückenbauwerk kurz nach seiner Fertigstellung in Betrieb genommen wird. Der Einfluß der Endsetzung infolge statischer Bauwerks-

last kann mit einem Ansatz von G. SHERIF [22] abgeschätzt werden. Die Setzung $S(t)$ zur Zeit t ergibt sich bei gegebener Setzungskurve $S(t)$ über t und bekannter Zeit-Belastungslinie $\sigma_s(t)$ über t zu

$$s(t) = \frac{t}{a + b \cdot t} \cdot \frac{\sigma_s(t)}{\sigma_s} \quad (76)$$

Darin bedeuten $\sigma_s(t)$ die Sohlnormalspannung während der Bauzeit und σ_s die Sohlnormalspannung nach Beendigung des Bauwerkes, welche die maximale Sohlspannung darstellt.

Ist das Bauwerk fertiggestellt, so ist $\sigma_s(t) / \sigma_s = 1$. Dies gilt auch für den Fall, daß die Bauzeit sehr kurz ist.

In Gl. (76) hat $1/b$ die Bedeutung der Endsetzung mit:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} s(t) = \frac{1}{b} \quad (77)$$

Durch Umstellung von Gl. (76) in der Form

$$\frac{t}{s(t)} \cdot \frac{\sigma_s(t)}{\sigma_s} = a + b \cdot t \quad (78)$$

liefert Gl. (78) eine Geradengleichung mit dem Achsenabschnitt a und der Steigung b .

Der Ausdruck a/b wird in [22] „Verzögerungszeit t_0 “ genannt und gibt Auskunft über die Zeitabhängigkeit der Verformung. t_0 entspricht der Retardationszeit in der Rheologie. Darunter wird diejenige Zeit verstanden, nach der sich die aus einer Rechnung nach der Elastizitätstheorie ergebende Verformung eingestellt hat. Anhand von Auswertungen von Setzungsmessungen in [22] werden für Sande $t_0 = 17$ Tage genannt, für sandige Schluffe etwa 56 Tage, für Tone 820 Tage und für plastische Tone 1820 Tage. Durch Auswertung von Setzungsmessungen an Bauwerken auf Sand und Kies gelangt BURLAND et al. in [32] zu folgenden Ausdruck für große Zeiträume.

$$\frac{s(t)}{s_{stat}} = 1 + R_3 + R \cdot \log \left(\frac{t}{3} \right) \quad (79)$$

$s(t)$ ist die Setzung zum Zeitpunkt t in Jahren nach Beendigung des Bauwerkes.

R_3 stellt die mittlere Steigung der Setzung nach Beendigung der Bauzeit innerhalb der ersten 3 Jahre dar.

R stellt ein Kriechverhältnis aus der sofortigen Setzung zur langzeitigen Setzung dar.

So ergibt eine Auswertung von Gl. (79) nach [32] für Bauwerke mit vorwiegend ruhenden Lasten:

$$\frac{s(t)}{s_{stat}} = 1,3 + 0,2 \cdot \log \left(\frac{t}{3} \right) \quad (80)$$

und für Schornsteine

$$\frac{s(t)}{s_{stat}} = 1,7 + 0,8 \cdot \log \left(\frac{t}{3} \right) \quad (81)$$

Bezogen auf einen Zeitraum von 30 Jahren ergibt diese Auswertung, daß bei ruhenden Lasten infolge des Zeiteinflusses das 1,5-fache des statischen Setzungsanteils hinzukommt. Dieser Faktor beträgt bei Bauwerken, die Wechsellasten ausgesetzt sind 2,5.

2 Versuchseinrichtung

Ziel der Versuche ist es, den bleibenden Dehnungsanteil von Bodenproben unter zyklischer Belastung zu bestimmen.

Grundsätzlich wird davon ausgegangen, daß Triaxial und Ödometerversuche dazu geeignet sind, da der Belastungszustand in diesen Versuchsgeräten demjenigen eines Bodenelements unterhalb eines Fundamentes ähnlich ist.

2.1. Verformungsmoden im Elementversuch

2.1.1. Verformungsmoden im Triaxialgerät:

Das Triaxialgerät bietet die Möglichkeit, eine Bodenprobe durch Variation des Axialdruckes und Seitendruckes verschiedenen Belastungsprozessen auszusetzen. Die gewöhnliche Anwendung besteht in der Bestimmung der Scherfestigkeit durch Bruchversuche. Die auf die zylindrische Probe wirkenden Spannungen in axialer und horizontaler (radialer) Richtung bilden eine Spannungsrandbedingung: $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 = \sigma_3 \neq \sigma_1$; die Verschiebungsrandbedingung lautet: $\varepsilon_1 \neq 0; \varepsilon_2 = \varepsilon_3; \varepsilon_3 \neq 0$. Da die Verformungen der Probe nur durch Variation der Spannungen bestimmt werden, ist das Triaxialgerät dazu geeignet, gerade den starrkörnigen Deformationsanteil abzubilden, da für diesen Anteil allein die Änderungen der Spannungsverhältnisse maßgebend sind [10].

$$\varepsilon = f \left(\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_3}, N, \dots \right) \quad (82)$$

Durch das Fehlen der seitlichen Verformungsrandbedingungen besteht für die einzelnen Körner jedoch bei Erhöhung der Spannungsintensität immer eine Möglichkeit, vor allem am Rand der Probe, auszuweichen, während andere zerbrechen. D. h., daß das Deformationsgeschehen im Triaxialgerät bei erhöhter Spannungsintensität durch die Bewegungsmöglichkeit der Körner immer von einem starrkörnigen Verschiebungsanteil getragen sein wird. So ist das Triaxialgerät weniger dazu geeignet Deformationsvorgänge abzubilden, welche von einem Modul mit der Dimension einer Spannung regiert werden, wie Kornfestigkeit und Kornelastizität.

2.1.2. Verformungsmoden im Ödometer

Das Kompressionsgerät bietet die Möglichkeit eine Bodenprobe nur durch Variation der Axialspannung verschiedenen Belastungsprozessen auszusetzen.

Die Vertikaldehnung der Probe ist dabei mit der Spannungsrandbedingung $\sigma_1 \neq 0; \sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$ und $\sigma_1 \neq \sigma_2$ durch eine Verformungsrandbedingung vorgegeben.

Sie lautet: $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0; \varepsilon_1 \neq 0$

Ein Bruch der Probe ist damit ausgeschlossen. Da im Kompressionsgerät die Deformation nur von der Vertikalspannung bestimmt wird und die seitliche Bewegungsmöglichkeit der Körner durch den Probenring unterbunden wird, ist dieses Gerät eher dazu geeignet Deformationsvorgänge, die von einem Modul mit der Dimension einer Spannung bestimmt sind, abzubilden.

$$\varepsilon = f \left(\frac{\Delta\sigma_1}{M}, N, \dots \right) \quad (83)$$

So wird das Deformationsgeschehen bei Steigerung der Vertikalspannung durch die hier vorhandene Verhinderung des starrkörnigen Verschiebungsanteils eher von Kornfestigkeit und Kornelastizität getragen sein.

2.2. Der Versuchssand

Kornwichte $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$

Lockerste Lagerung:

min $\gamma_d = 14,17 \text{ kN/m}^3$

max $n = 0,465$

max $e = 0,870$

Dichteste Lagerung:

$\max \gamma_d = 17,05 \text{ kN/m}^3$
 $\min n = 0,357$
 $\min e = 0,554$

Wassergehalt $w = 0,0706$

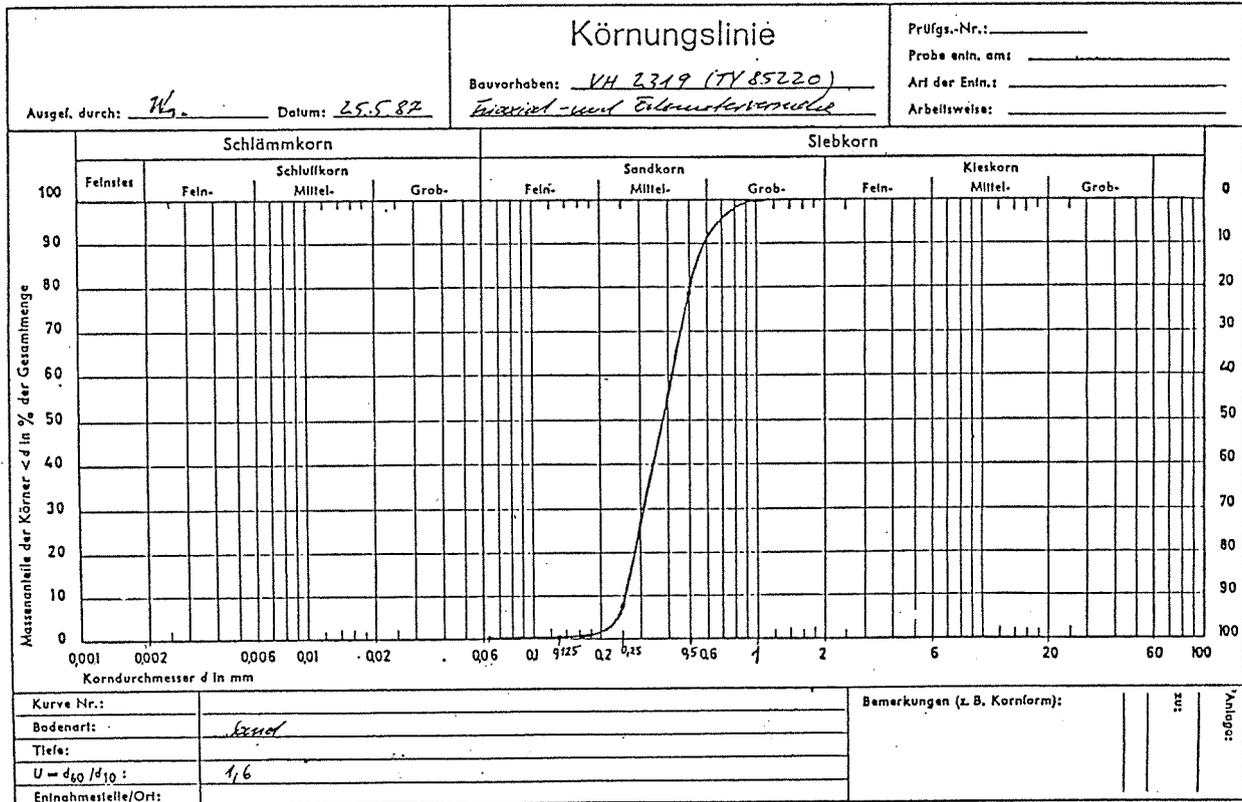


Bild 2.2.0: Körnungslinie des Versuchssandes

2.3. Bestimmung der Belastungsgrößen

Die Beanspruchung eines Bodenelementes unterhalb eines Fundamentes unter Verkehrslast wird aus 3 Lastanteilen bestimmt.

- 1) Das Gewicht des Bodens oberhalb des betrachteten Bodenelementes.
- 2) Der Belastung in der Fundamentsohle infolge des Bauwerkengewichtes.
- 3) Der zyklischen Belastung in der Fundamentsohle infolge der wirkenden Verkehrslast oder Nutzlast des Bauwerkes.

Zu 1)

Diese wird dadurch abgeschätzt, indem die vor dem Bauzustand wirkende Vertikalspannung in der Form

$$\sigma_{ii} = \gamma \cdot z + \sigma_v \tag{84}$$

angesetzt wird, wobei z die Tiefe des betrachteten Bodenelementes unterhalb der Fundamentsohle bedeutet, γ die mittlere Dichte des Baugrundes und σ_v die Vorbelastungsspannung in der Gründungssohle.

Zu 2)

Dazu wird die mittlere Sohlspannung des Fundamentes herangezogen. Sie kann direkt aus der Statik übernommen werden und ergibt sich aus dem Lastfall ständige Last, welcher sich aus dem Eigengewicht des unbelasteten Bauwerkes zusammen mit der quer zum Bauwerk angesetzten Windlast zusammensetzt.

Die Sohlspannung variiert je nach der jeweiligen Qualität des Baugrundes und der damit verbundenen Ausbildung der Gründung. Eine Zusammenstellung von Sohlspannungen der hier untersuchten Brücken erfolgt in Abschnitt 4. Beispielhaft werden hier Sohlspannungen von 2 Eisenbahnbrücken (Stahlbeton) und einer Straßenbrücke (Stahlbrücke) genannt, deren Werte aus der Statik entnommen worden sind. Bei den Eisenbahnbrücken liegen die erreichten Sohlspannungen $\sigma_s = 225,5 \text{ kN/m}^2$ (z. B. Pfeiler Nr. 5 der Sinntalbrücke Schaippach) und $\sigma_s = 186,35 \text{ kN/m}^2$ (Pfeiler Nr. 5 der Stabbogenbrücke auf der Strecke Göttingen Adelebsen) nicht weit auseinander.

Bei einem auf Sand gegründeten Flachfundament einer Straßenbrücke liegt die Sohlspannung bei 100 kN/m^2 . Der Unterschied zwischen den tatsächlichen und in der Statik angenommenen Spannungen infolge ständig wirkender Lasten wird im allgemeinen nie groß sein.

Zu 3)

Die Abschätzung der wirklich eintretenden Verkehrslasten ist dagegen schwierig, da die in der Statik zugrunde gelegten Verkehrslasten auf der sicheren Seite liegen und im gewöhnlichen Betriebsfall (außer vielleicht bei einer Probelastung der Brücke vor Inbetriebnahme) nie erreicht werden. Zieht man dennoch die maximalen Vertikalkräfte aus der Statik infolge Verkehrslast P_v heran, so kann ein Verhältniswert aus Verkehrslast und Eigengewicht gebildet werden, der sogenannte Nutzungsgrad:

$$U_B = P_v / P_{stat} \quad (85)$$

Dieser Nutzungsgrad gibt nicht nur Auskunft über Ausnutzung des Bauwerkes selbst; er beschreibt auch, weil er vom Eigengewicht des Bauwerkes abhängt, die Größe der infolge maximaler Verkehrslast hervorgerufenen Spannungsamplitude in der Fundamentsohle. So ist der Nutzungsgrad bei den genannten Stahlbetonbrücken niedrig, da der Lastanteil infolge Eigengewicht sehr groß ist. Für die o. g. Stahlbetonbrücken ergibt sich U_B zu $U_B = 0,3$, wohingegen er bei der leichteren Stahlbrücke hier bei fast $U_B = 1,0$ liegt.

Eine eigene Untersuchung der im Betriebsfall eintretenden Verkehrslast bei der Brücke mit $\sigma_s = 186,35 \text{ kN/m}^2$ hat ergeben, daß die in der Statik erhaltene Verkehrslast mit einem Faktor $0,33$ multipliziert werden muß, um einen realistischen Anhaltswert des Nutzungsgrades U_B zu erlangen. Die dazu notwendigen Streckenbelastungsdaten sind aus der Betriebsleistungsstatistik der Deutschen Bundesbahn entnommen worden, und entsprechen statistisch einer Stichprobe. (Angesetzte Stichtage sind hier der 25. Juni und 22. Oktober 1986.)

Es ergibt sich für diese Brücke der maximale Nutzungsgrad im Betriebsfall für einen Güterzug mit Schotterwagen mit

$$U_{Br} = \kappa \cdot U_B \quad (86)$$

zu $U_{Br} = 0,1$. D. h. die Spannungsamplitude infolge Verkehr beträgt $1/10$ der Spannung aus Eigengewicht. Angesetzt wurde hier ein Güterzug mit Schotterwagen. Bei Reisezügen liegt also U_{Br} noch niedriger. Wendet man den o. g. Reduktionsfaktor κ von $1/3$ zur Näherung auf den Nutzungsgrad der Straßenbrücke an, so ergibt sich für den Betriebsfall $U_{Br} = 0,33$. Dieser Wert entspricht dem in [25] vom Hersteller vorgesehenen Kraftverhältnis für eine geplante Magnetschwebbahn. Die oben angestellte Betrachtung stellt nur eine Näherung dar, die von Fall zu Fall variieren kann. Werden noch erhöhte Lasten während der Bauzeit berücksichtigt, indem die Hälfte der Verkehrslast auf die Last infolge Eigengewicht zugeschlagen wird, wie z. B. in [19], so erhält man noch geringere Nutzungsgrade.

4) Abschätzung der Spannungsamplitude im Boden in der Tiefe z unter einem Fundament infolge zyklischer Belastung.

Die Spannung infolge 2) und 3) werden hier nach der Elastizitätstheorie abgeschätzt.

Herangezogen werden dazu die Einflußwerte l , welche aus Tafeln z. B. in [20] ergeben. Da die hier betrachteten Fundamente starr sind, erfolgt die Spannungsermittlung für den charakteristischen Punkt. In der Tiefe z sind jeweils folgende Spannungen zu ermitteln:

1.0) Die Bodeneigengewichtsspannung $\sigma_{\ddot{u}}$ nach Gleichung (84)

1.1) Spannungen infolge Bauwerkseigengewicht:

$$\sigma_{1(z)} = l_{(z)} \cdot \sigma_s \quad (87)$$

mit σ_s als Sohlspannung.

1.2) Die Spannungsamplitude in der Sohlfläche

$$\Delta\sigma_{1,s} = U_B \cdot \sigma_s \quad (88)$$

welche gegebenenfalls mit dem Reduktionsfaktor $1/3$ multipliziert werden muß.

1.3) Schließlich die Spannungsamplitude in der Tiefe z , welche sich zu

$$\Delta\sigma_{1(z)} = l_{(z)} \cdot U_B \cdot \sigma_s \quad (89)$$

ergibt.

Die zusätzliche Beanspruchung in vertikaler Richtung eines Bodenelementes kann, wenn

$$\sigma_1 = \sigma_{\ddot{u}} + l_{(z)} \cdot \sigma_s \quad (90)$$

gesetzt wird, mit dem hier sogenannten Eingangswert

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_1} = \frac{l_{(z)} \cdot U_B \cdot \sigma_s}{\sigma_{\ddot{u}} + l_{(z)} \cdot \sigma_s} \quad (91)$$

beschrieben werden. Der Eingangswert ist für die spätere Laboruntersuchungen wichtig.

Beispiel

Anhand des Fundamentes der Straßenbrücke mit den Abmessungen 3,0 x 7,0 m und der Einbindetiefe $t = 1,0$ m sind die ermittelten Spannungsamplituden mit den zu ihrer Ermittlung erforderlichen Größen in Tabelle 2.3.1 zusammengestellt. Aus der Tabelle wird ersichtlich, wie sich der jeweilig angesetzte Nutzungsgrad auf die Spannungsamplitude auswirkt.

Es kommt jedoch auch zum Ausdruck, daß bei entsprechendem Nutzungsgrad z. B. von $U_{Br} = 0,1$ und dazu noch niedrigen Sohlspannung infolge Eigengewicht die Spannungsamplituden so klein werden, daß sie labortechnisch nur schwer umsetzbar sind (kleine Eingangswerte). Aus diesem Grund wurden im Versuchsteil zunächst die Spannungsamplituden aus der Statik angestrebt; d. h. $U_B = 0,3$

Tabelle 2.3.2 enthält die für die labortechnische Umsetzung erforderlichen Eingangswerte.

Tabelle 2.3.1.

Tiefe unter Fundament z [m]	$\sigma_{\bar{u}}$ kN/m ²	l [-]	l* σ_s kN/m ²	$U_B = 1,0$	$U_{Br} = 0,33$
				Spannungsamplitude kN/m ²	
0,0	18	1,0	101,29	99,9	32,97
1,5	45	0,54125	54,821	54,1	17,85
3,0	72	0,31247	31,65	31,22	10,30
4,5	99	0,23813	24,12	23,8	7,85
6,0	126	0,17120	17,10	17,10	5,64

Tabelle 2.3.2

Tiefe unter Fundament [m]	Eingangswerte	
	Statik [-]	Real [-]
0	0,837	0,276
1,5	0,542	0,179
3,0	0,300	0,099
4,5	0,193	0,064
6,0	0,120	0,039

Bei $U_{Br} = 0,1$ und gleicher Sohlspannung aus Eigengewicht $\sigma_s = 101,29$ kN/m² wäre der entsprechende Eingangswert aus der Statik um eine 10er Potenz kleiner.

Abschätzung des Seitendruckes im Triaxialgerät

Der Zustand eines Bodenelementes im Boden ist durch den Ruhedruckbeiwert $K_o = \sigma_3 / \sigma_1$ gegeben, welcher für normalkonsolidierte Böden nach [33] mit

$$K_o = 1 - \sin \varphi \tag{92}$$

abgeschätzt werden kann, wohingegen für viele überkonsolidierte Böden nach [33]

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \cdot (OCR)^{\sin \varphi} \tag{93}$$

gilt. Dabei ist OCR das Überkonsolidierungsverhältnis, welches den Verhältniswert aus der früheren Spannung, dem ein Boden z. B. infolge einer geologischen Vorbelastung ausgesetzt war, zur jetzigen Spannung darstellt.

Versuche mit Sand in [34] haben gezeigt, daß bei Sand $K_o = 0,36$ ist. Aus Versuchen in [35] ergab sich für Ton in Abhängigkeit von OCR und der Fließgrenze w_L bei einem Überkonsolidierungsverhältnis von $OCR = 11$ ein $K_o = 2,5$. Infolge geologischer Vorgänge mit den damit verbundenen hohen Drücken und bei seitlicher Zusammendrückung einer Bodenschicht sind noch höhere K_o -Werte erreichbar. Eine weitere Komponente, welche die Verformung eines Bodenelementes unterhalb eines Fundamentes beeinflusst, besteht darin, daß infolge der Fundamentauflast nicht nur die Vertikalspannung im Baugrund ansteigt, sondern auch die Horizontalspannung. Um eine Abschätzung darüber treffen zu können, in wie weit der Seitendruck bei Simulation des 2. Lastanteils (Bauphase) zu erhöhen ist, kann

ein dafür entwickeltes Diagramm in [36] herangezogen werden. In Abhängigkeit von der Poissonzahl ist dort für ein starres und ein schlaffes Kreisfundament die Zunahme der Horizontalspannung σ_3/q in Lastachse infolge der Flächenlast q dargestellt.

Für $\nu = 0,35$ bei Sand [8] ergibt sich, daß bei Kreisfundamenten mit dem Radius r in der Tiefe $z = r$ kein Druckzuwachs erfolgt. Der Druckzuwachs im Bereich $r < z < 2r$ beträgt bei $z = r$ etwa 10 % der aufgetragenen Flächenlast q , wohingegen er im Bereich $0 < z < r$ bei einer Tiefe $z = 0,5 r$ einen Wert von $0,45 q$ erreicht. Bei zyklischer Belastung wird die Erhöhung des Seitendruckes nicht berücksichtigt, weil bei den hier aufgetragenen, kleinen Amplituden, gerade der starrkörnige Verschiebungsanteil interessiert.

2.4. Die Versuchsanlage

Das Kernstück bildet der Prozeßrechner (Dietz X1) von dem aus sowohl die Steuerung und Regelung als auch die Datenerfassung und Datenverarbeitung erfolgen kann.

Die Lastaufbringung bei den hier durchgeführten Versuchen erfolgt pneumatisch. Dazu können an den Prozeßrechner Gasdruckregler der Fa. Kunow angeschlossen werden, KUNOW I und KUNOW II, mit einem Druckbeaufschlagungsvermögen von 0 – 7 bar. Da der Systemdruck 10 bar beträgt, werden vor die Geräte Reduzierventile geschaltet. In den beiden Geräten wird das Regelventil durch einen Motor auf- oder zuge dreht, wobei der Motor von Hand oder durch den Rechner betrieben werden kann. Die Gasdruckregler unterscheiden sich in ihrer Arbeitsweise und in der Sollwertvorgabe.

KUNOW I: Die Steuerung durch den Rechner erfolgt durch eine Vorgabe des Drucksollwertes in Verbindung mit der Vorgabe derjenigen Zeitspanne, in der das Ventil nur auf- oder nur zuge dreht werden soll. Dafür sind verschiedene Drehgeschwindigkeiten, sogenannte Gänge, wählbar. Durch Soll-Ist-Vergleich des Druckes im Rechner nach abgelaufener Zeitspanne muß bei Abweichung und z. B. gleichem Gang der Vorgang so lange wiederholt werden, bis die Abweichung innerhalb zulässiger Grenzen liegt.

KUNOW II: Hier entspricht jeder Ventilstellung eine ganz bestimmte Zahl, der sogenannte Kunow-Wert (00500...99999).

Für einen gewünschten Druck wird durch den Rechner dem Gerät ein bestimmter Kunow-Eingangswert vorgegeben, der eine bestimmte Ventilstellung bewirkt. Die Steuerung erfolgt im Rechner durch Soll-Ist-Vergleich des jeweilig anliegenden Druckes mit dem Sollwert. Bei vorhandener Abweichung muß der Kunow-Wert durch den Rechner jeweils höher oder niedriger gesetzt werden, bis die jeweilige Ventilstellung des Reglers den gewünschten Druck liefert.

Das bedeutet, daß für eine zielgerechte Steuerung die Beziehung zwischen dem jeweiligen Druck und dem entsprechend zu setzenden Kunow-Wert vorher bestimmt werden muß.

Durch den Umstand, daß die Ventileinstellungen sehr fein wählbar und mit Hilfe eines Präzisionsschrittmotors definiert sind, ist dieser Regler gut dafür geeignet auf einen bereits vorhandenen, großen Druck einen kleinen Zusatzdruck aufzubringen. Wegen der Möglichkeit durch die Wahl der Schrittweite direkten Einfluß auf die Genauigkeit der Einregelung auszuüben, wird KUNOW II zur Regelung des Axialdruckes im Triaxialgerät verwendet.

Die mögliche Regelungsgenauigkeit ist beim KUNOW I, bedingt durch die nicht definierte Ventil-Endstellung nach Beendigung eines Regelprozesses, kleiner als beim KUNOW II. KUNOW I wird daher für den Seitendruck im Triaxialgerät und wegen besserer Handhabung für den Axialdruck im Ödometer verwendet.

Alternativ dazu besteht die Möglichkeit, den Seitendruck ersatzweise durch einen Gasdruckregler der Firma Micronic aufbringen zu lassen. Die Regelung erfolgt in dem Gerät selbst, so daß vom Rechner nur die Sollwertvorgabe erfolgt. Der Einsatz dieses Gerätes ist begrenzt möglich, da dieses Gerät nur bis zu Drücken von 2,0 bar ausgelegt ist und im Vergleich zu den Kunow-Geräten eine geringere Regelungsgenauigkeit besitzt. Die Steuerung der Probenbelastung bei Triaxial- und Ödometerversuchen wird von speziell dafür entwickelten Programmen übernommen.

2.4.1 Steuerung der Triaxialversuche

Gemäß der oben in (2.3.) erläuterten Aufteilung des Belastungsprozesses sind für den statischen Anteil je nach Anzahl der erwünschten Laststufen innerhalb einer Lasterhöhung folgende Programme zu verwenden: Programm HAREG* für eine Lasterhöhung in nur einer Stufe. Programm HAREG* für eine Lasterhöhung in 10 Stufen. (Flußdiagramm siehe Anhang).

Letzteres interessiert vor allem dann, wenn der Verschiebungsverlauf unter monotoner Last festgehalten werden soll, da die Abfrage der Meßgrößen immer jeweils am Anfang und am Ende der jeweiligen Laststufe erfolgt.

Eingabewerte an der Konsole sind:
Axialdruck und Kunow-Wert
Innendruck (Seitendruck)

Verweilzeit in einer Laststufe.

Dabei ergeben sich der erforderliche Axial- und Innendruck aus einer Berechnung in 2.4.1.2 mit gegebener Vertikal- und Horizontalspannung gemäß 2.3 Steuergrößen sind Innendruck und Axialdruck.

Für die Steuerung des zyklischen Belastungsverlaufes wird das Programm HAZYK* verwendet. Die wesentlichen Eingabewerte an der Konsole sind:

- Minimaler Axialdruck für die Vertikalspannung u am unteren Umkehrpunkt mit dazugehörigem Kunow-Schätzwert
- maximaler Axialdruck für σ^o am oberen Umkehrpunkt mit Kunow-Wert
- der maximale Seitendruck
- die Verweildauer im Spannungsmaximum, ZW
- die Verweildauer im Spannungsminimum, ZT
- die Anzahl der Lastspiele; N

Bei der Eingabe sollten die Zeiten ZW und ZT aus regelungsbedingten Gründen größer als 10 msec sein.

Wie aus Bild 2.4.1 ersichtlich ist, wird während der zyklischen Belastung der Innendruck konstant gehalten.

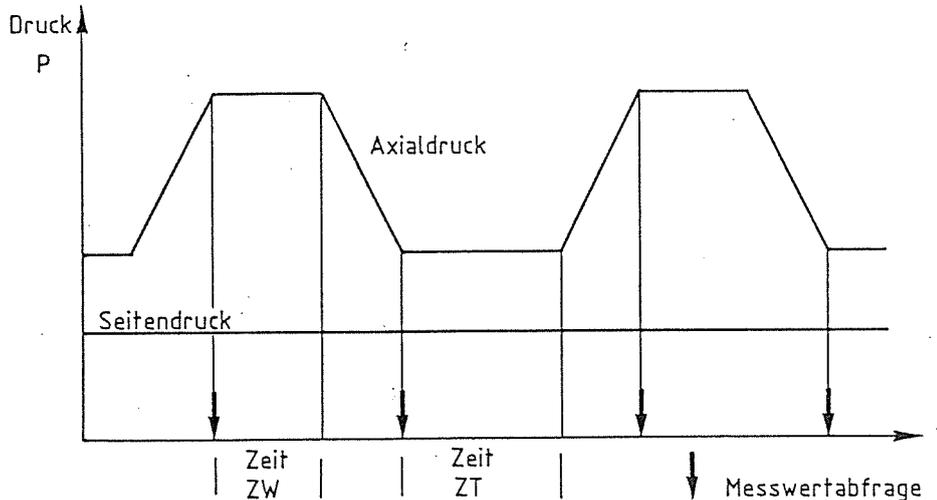


Bild 2.4.1: Zeitlicher Verlauf des Axialdruckes P_a und des Innendruckes P_i bei einem zyklischen Triaxialversuch

2.4.1.1. Versuchseinrichtung bei Triaxialversuchen

Meßgrößen sind:

- 1) Der Axialweg Δu
- 2) Der Axialdruck P_a
- 3) Der Differenzdruck $\Delta P = P_a - P_i$ mit P_i als Innendruck

In Bild 2.4.3 ist das Funktionsschema der Versuchseinrichtung dargestellt.

Das Grundgerät bildet eine Triaxialzelle mit Kopf- und Fußteil, sowie der Zellwand. In der Triaxialzelle befindet sich die Bodenprobe mit einer Höhe von 115,5 mm und einem Durchmesser von 50 mm. Der Wegaufnehmer für den Axialweg befindet sich im Kopfteil der Zelle. Dieser induktive Wegaufnehmer, Fa. HBM, Typ W1EL/5 ist im Kopf der Triaxialzelle so integriert, daß der Axialweg der Probe direkt gemessen werden kann. Der Nennweg beträgt + 1,0 mm, die Linearitätsabweichung bei Nennwegmessung + 0,4 % bei einem Auflösungsvermögen von 0,1 μm .

Da der Nennweg des induktiven Wegaufnehmers sehr klein ist, besteht die Möglichkeit, den oberen Teil des Kopfes, welcher die induktive Spule enthält, nachzustellen. Dies geschieht mit einer Rändelschraube. (In Bild 2.4.3 nicht dargestellt). Der dabei nachgestellte Weg wird durch einen optisch-elektronischen Meßtaster, MT 12, Fa. Heidenhein, festgehalten (siehe Bild 2.4.4) und kann über eine Anzeigeeinheit (VRZ 403) dem Rechner digital zugeführt werden. Der Nennweg des Meßtasters beträgt 12,0 mm bei einem Fehler von + 0,5 μm . Der Belastungskolben für den Axialdruck ist mit einer Rollmembran (in Bild 2.4.3 nicht eingezeichnet) mit der zylindrischen Innenwand der Druckkammer verbunden. Dadurch wird die bei einer Axialverschiebung mobilisierte Reibung zwischen Kolben und Innenwand ausgeschaltet.

Um ein Durchrutschen des Belastungskolbens u. a. infolge Eigengewicht zu vermeiden und bei vollständiger Entlastung den Kolben mit induktivem Anker in seine Ausgangsposition zurückzubringen, ist zwischen Kolbenunterseite und Fuß des Kopfes eine Feder angebracht.

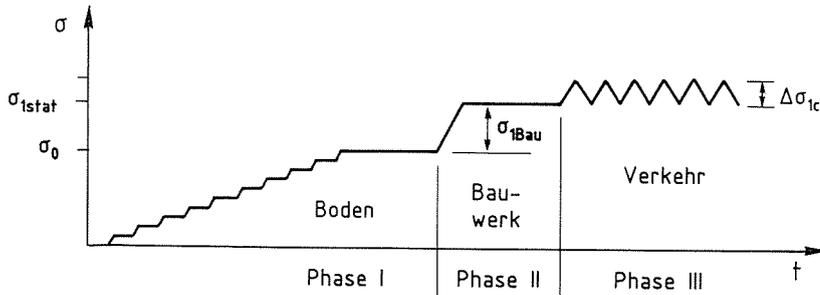


Bild 2.4.2: Belastungsstufen im Odometer

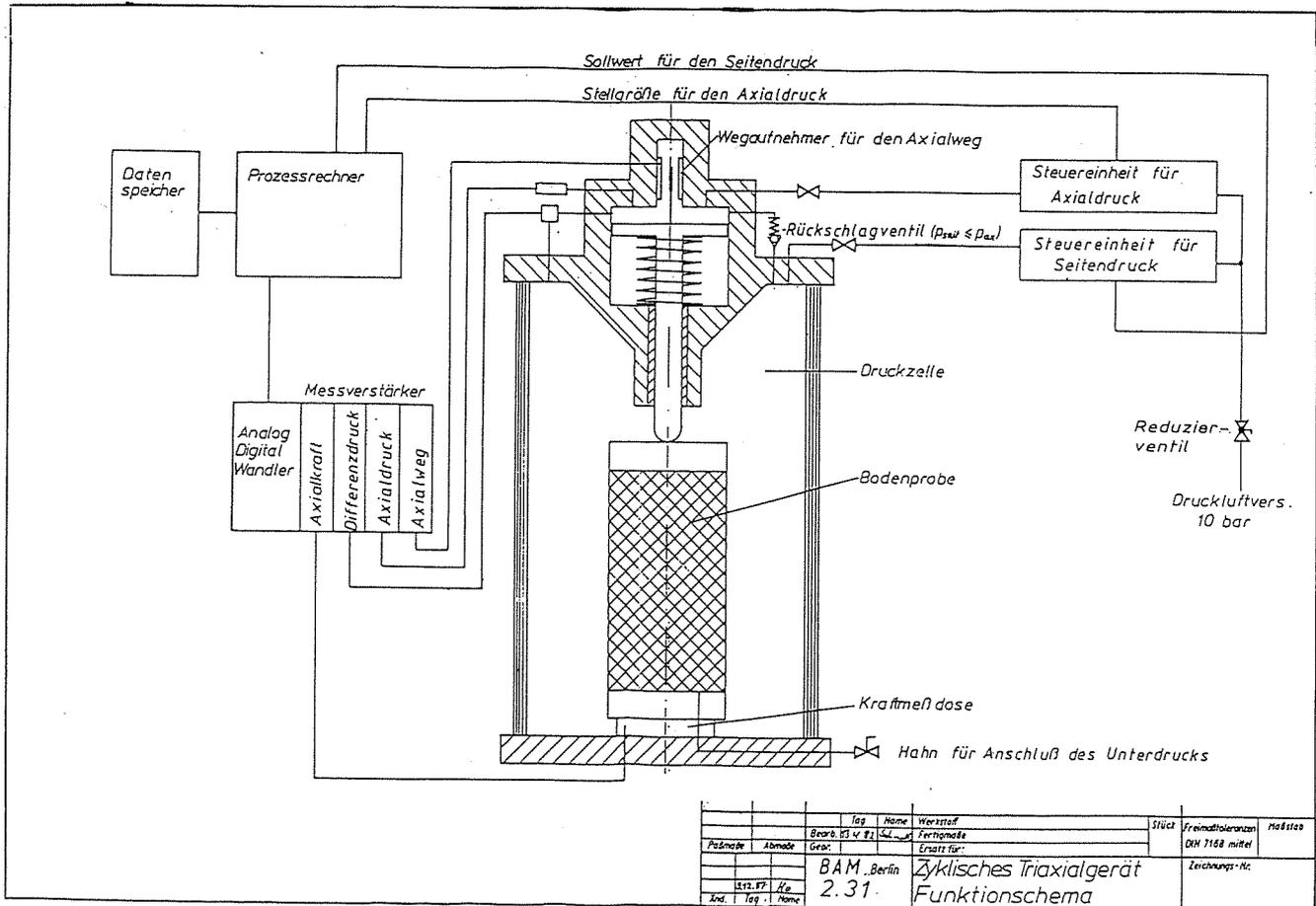


Bild 2.4.3: Funktionsschema der Versuchseinrichtung für zyklische Triaxialversuche

Verkantungen des Belastungsbolzens werden mit einer Führung durch eine Kugelbuchse im Fuß des Kopfes ausgeschaltet.

Diese spezielle Konstruktion hat zur Folge, daß der Innendruck der Zelle gleich dem Druck ist, der in dem von der Feder eingenommenen Raum herrscht. Um die reibungsmindernde Wirkung der Rollmembran zu erhalten, bedeutet dies, daß der Innendruck nicht größer als der Axialdruck sein darf, da sonst die Rollmembran eine Klemmwirkung hervorruft. D. h. der Seiten- oder Innendruck der Zelle darf höchstens gleich dem Axialdruck sein. Um dies auch bei Fehlbedienung zu gewährleisten ist die Druckkammer für den Axialdruck mit dem Zellraum durch ein Rückschlagventil verbunden, welches bereits bei ca. 30 mbar anspricht.

Das von dem Wegaufnehmer ausgesandte analoge Signal wird einem TF-Meßverstärker, Fa. HBM, Typ 3037 zugeführt, dort verstärkt und mittels eines Analog-Digital-Wandlers (A-D-Wandler), der im Rechner integriert ist, als digitaler Wert zur weiteren Verwendung abgespeichert.

Die Axialdruckmessung erfolgt über einen Absolutdruckgeber, Fa. HBM, Typ P4AK mit einem Arbeitsbereich von 0–5 bar. Der maximale Fehler (Linearität + Hysterese) beträgt + 0,3 %. Die Messung der Druckdifferenz zwischen Axialdruck und Innendruck erfolgt durch einen Differenzdruckaufnehmer, Fa. burster, Typ 8301 „pp“ mit einem Arbeitsbereich von + 1,0 bar. Der kombinierte Fehler für Nichtlinearität und Hysterese beträgt + 0,5 % vom Endwert. Bei größeren Arbeitsbereichen wird der Differenzdruckmesser, Fa. Bell & Howell, Typ BHL-4301-00 mit einem Fehler von + 0,15 % bei + 10,0 bar eingesetzt.

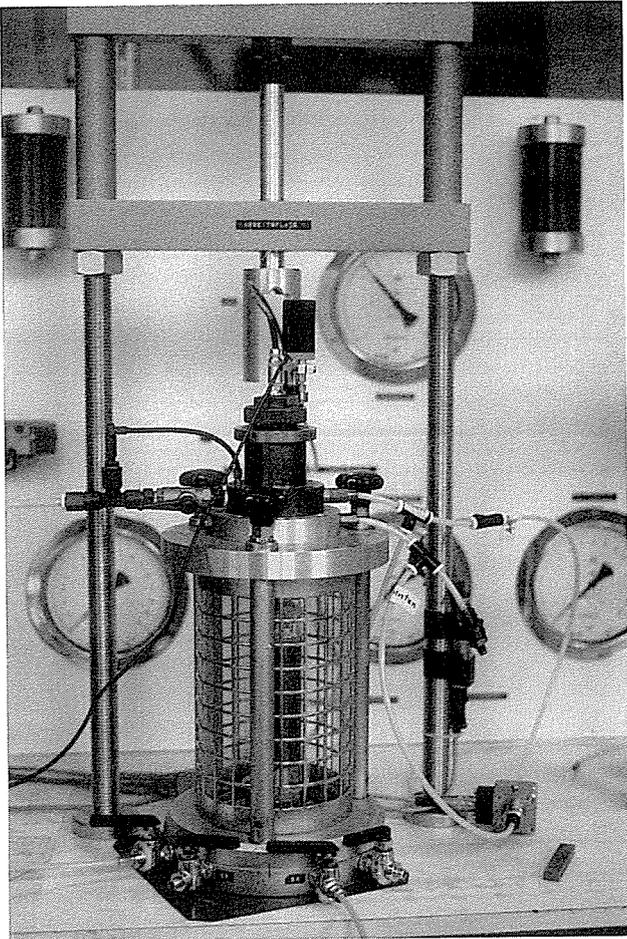


Bild 2.4.4: Triaxialzelle

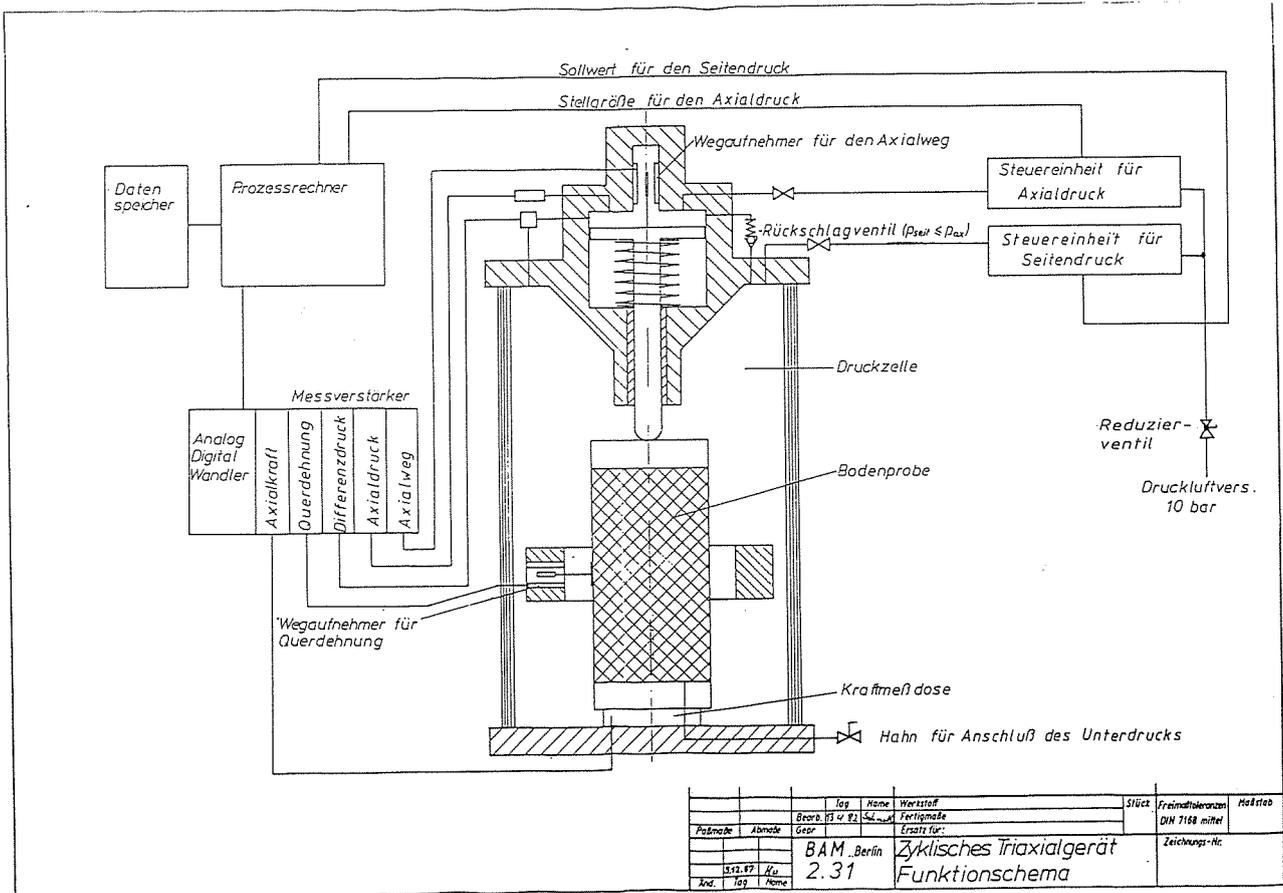


Bild 2.4.5: Funktionsschema bei Triaxialversuchen mit Querdehnungsmessung

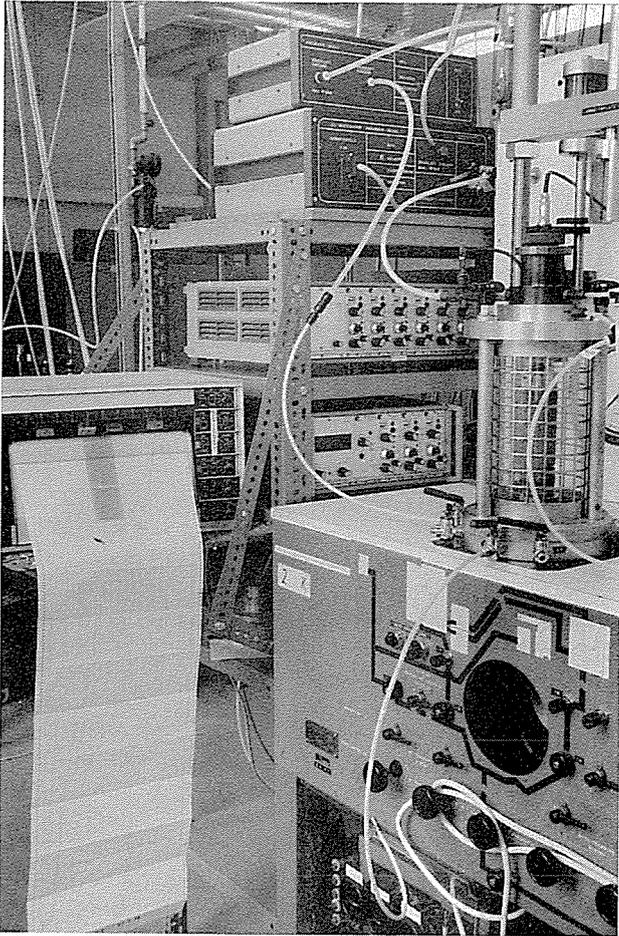


Bild 2.4.6: Registrierung der bleibenden Dehnung mit Schrieb

Die Signale von Axialdruck- und Differenzdruckgeber werden über den Meßverstärker und A-D-Wandler geführt und im Rechner abgespeichert.

Zu Kontrollzwecken bei der hier druckgesteuerten Versuchseinrichtung kann die Kraft am Fuß der Probe mit einer Kraftmeßdose, Fa. HBM, Typ C2M mit einem Arbeitsbereich von 0 bis 5 kN gemessen werden. Der kombinierte Fehler aus Nichtlinearität und Hysterese beträgt + 0,25 % bezogen auf die Nennkraft. Ist die seitliche Dehnung der Probe von Interesse, so kann die Querdehnung mit Hilfe eines Ringes mit integriertem induktiven Wegaufnehmer erfaßt werden. Die dafür spezielle Vorrichtung ist in [8] beschrieben und in Bild 44 ebenda abgebildet. Das Funktionsschema der um die Querdehnungsmessung erweiterten Versuchseinrichtung ist in Bild 2.4.5 wiedergegeben. Bei Registrierung der analogen Meßgrößen (siehe Bild 2.4.6) wird ein 6-Kanal Schreiber, Fa. Kontron hinter den Meßverstärker geschaltet. Die digitalen Meßdaten werden vom Rechner über einen Drucker ausgegeben.

2.4.1.2 Vorversuche

Sie dient zur Erfassung der Geräteeinflüsse, der Abstimmung der Geräte aufeinander und zur Festlegung des Versuchsablaufs. Einen wesentlichen Einfluß auf die gemessene Kraft im Fuß der Triaxialzelle hatte die Feder im Kopfteil der Zelle, sowie die Tatsache, daß die Unterseite des Axialdruckkolbens vom Zelldruck beaufschlagt ist. Bei gegebener Vertikalspannung σ_1 und dem Verhältnis $K = \sigma_3/\sigma_1$ ergeben sich der erforderliche Axial- und Seitendruck (siehe 2.3.), P_a , P_i mit den Einflußgrößen:

Wirksame Kolbenfläche $A = 23,758 \text{ cm}^2$

Stirnfläche der Probe $A_p = 19,635 \text{ cm}^2$

Federkraft $F_c = 7 \text{ N}$ wie folgt:
$$F_{ert} = \sigma_1 \cdot 10^{-2} \cdot A_p \quad (94)$$

und
$$F_{ert} = P_i \cdot A_p \cdot 9,81 + (P_a - P_i) \cdot A \cdot 9,81 - 7 \quad (95)$$

$$P_i = K \cdot \sigma_1 \cdot 10^{-2} \quad (96)$$

und damit
$$P_a = \frac{F_{ert} + P_i \cdot 9,81 \cdot (A - A_p) + 7}{A \cdot 9,81} \quad (97)$$

Das ist der erforderliche Axialdruck in [bar], um

1) F_{eff} zu erzeugen,

2) die Anpreßkraft F_c der Feder aufzuheben.

Die Anpreßkraft F_c wurde gesondert ermittelt unter Berücksichtigung des Kolben- und Bolzeneigengewicht und der durch die Konstruktion bedingten Anfangszusammendrückung.

Hinzu kommt der Druck P_o , welcher benötigt wird, den Belastungsbolzen auf den Probenkopf abzusenken. P_o wird somit bei Versuchsanfang immer durch eine Meßwertabfrage festgehalten. Zur Kontrolle der aktuellen Werte σ_1 und σ_3 in kN/m^2 und K bei gegebenen Anzeige- oder Meßwerten P_{aM} und P_M (Index M für Meßwert) ergibt sich die vorhandene Axialkraft F_{vorh} zu:

$$F_{\text{vorh}} = (P_a - P_i) \cdot A \cdot 9,81 - 7 + P_i \cdot A_p \cdot 9,81 \quad (98)$$

mit $P_a = P_{aM} - P_o \quad (99)$

und $P_i = P_{aM} - \Delta P_M \quad (100)$

und damit σ_1 zu: $\sigma_1 = (F_{\text{vorh}} / A_p) \cdot 10 \quad (101)$

und $\sigma_3 = P_i \cdot 100 \quad (102)$

2.4.1.3. Versuchsablauf

Aufgeführt werden hier nur die wesentlichen Punkte.

1) Vor jedem Versuch muß eine Anpassung der Meßverstärkerbereiche auf die Nennempfindlichkeit der Meßwertnehmer erfolgen (Kalibrierung).

2) Probenherstellung und Einbau

Maßgebend hierfür ist die rechnerisch zu erzielende Dichte. Sie darf einerseits nicht zu hoch liegen, da sonst die meßbaren Verformungen zu klein ausfallen, andererseits darf sie nicht zu niedrig sein, da mit abnehmender Dichte die Empfindlichkeit der Probe gegenüber Störungen zunimmt. Im Hinblick auf eine Vergleichbarkeit mit produzierten Dichten bei Triaxialversuchen von ACHE [12] und Modellversuchen von LEHNERT [26], wurde die Dichte auf zwei Größen festgelegt: $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma = 15,7 \text{ kN/m}^3$.

Die Probenherstellung, d. h. die Einbringungsart des Sandes, kann auf verschiedene Weise erfolgen, wie u. a. durch Einrieseln, Einrütteln und Einstampfen des Sandes in eine Form. Inwieweit dadurch die Ablagerungsverhältnisse in situ simuliert werden können ist nach [37] umstritten. Nach [37] reagiert die durch Einstampfen erzeugte Sandprobe steifer im Vergleich zu der durch Einrieseln erzeugten Probe. So kann durch Einstampfen dem in [30] geäußerten Umstand eher Rechnung getragen werden, daß, im Vergleich zu Feldversuchen, die Probe in Laborversuchen zu weich reagieren. Im Hinblick auf die exakte Reproduzierbarkeit der jeweiligen Lagerungsdichten werden hier die Proben durch Einstampfen hergestellt. Dieses Verfahren wurde von ACHE [12] angewendet und ist dort zusammen mit dem Probeneinbau detailliert mit den dazu notwendigen Vorkehrungen und Hilfsgeräten beschrieben und dokumentiert.

3) Nach dem Probeneinbau in das Triaxialgerät muß derjenige Axialdruck festgehalten werden, der für die Absenkung des Belastungsbolzens auf den Probenkopf notwendig ist.

Dazu wird der Axialdruck von Hand so lange gesteigert, bis der Stempel auf dem Probenkopf sitzt.

Danach wird die induktive Spule des Wegaufnehmers durch Drehen an der Rändelschraube solange nachgefahren, bis der am Meßverstärker angezeigte Meßwert $- 1,0 \text{ mm}$ entspricht. Dies entspricht dem Nullpunkt für eine Axialwegmessung von 2 mm .

4) Start des Programmes mit den eingegebenen Größen gemäß (2.4.1), welches zunächst die Anfangsbedingungen abfragt. Das sind: der Axialdruck P_o , P und der Weg-Ist-Wert.

5) Mit Punkt 4) hat die programmierte Steuerung des Belastungsvorganges begonnen.

Dabei muß durch optische Kontrolle der Anzeigewerte P_a , P von Hand der angelegte Unterdruck (ca. $- 0,2 \text{ bar}$), der bislang die Funktion eines Stützdruckes übernommen hat, schrittweise abgebaut werden.

6) Nach Erreichen des Spannungszustandes in der statischen Ausgangssituation wird das zyklische Programm gestartet. Dabei entspricht bei den hier durchgeführten Versuchen während der zyklischen Belastung am unteren Umkehrpunkt das Verhältnis $K = \sigma_3 / \sigma_1$ demjenigen aus der letzten statischen Belastungsstufe. Die Meßwerte P_a , P und die nach (2.4.1.2) berechneten Werte von σ_1 , σ_3 und K , sowie die Wegdifferenzen zur vorhergehenden Messung werden jeweils am Anfang und Ende der Stufen abgefragt und ausgedruckt.

2.4.2. Steuerung der Ödometerversuche

Sie erfolgt durch das Programm HADEK* für statische und zyklische Versuche. Eingabewerte für statische Last sind:

- Kraftsollwert
- die Anzahl der Laststufen
- die Zeit zwischen den Meßwertfragen in einer Laststufe

für zyklische Last:

- maximale Kraft
- minimale Kraft
- Verweildauer im Maximum
- Verweildauer im Minimum
- Anzahl der Lastspiele

Steuergröße ist bei Ödometerversuchen die von den Kraftmeßdosen gelieferte Axialkraft. Mit der Aufteilung der Belastung in einen statischen (Phase I und Phase II) und zyklischen Anteil (Phase III) sind die im unteren Bild 2.4.2. schematisch dargestellten Belastungsstufen einstellbar.

2.4.2.1. Versuchseinrichtung bei Kompressionsversuchen

Meßgrößen sind:

- 1) der Axialweg Δu
- 2) Die vom Axialdruck erzeugte Kraft.

Bei Kompressionsversuchen treten Fehler auf, welche, abgesehen von Störungen der Bodenprobe bei der Probenentnahme, dem -transport und dem -einbauvorgang auch gerätebedingt sind. So beeinflusst das Verhältnis von Probenhöhe h und Probendurchmesser d die Meßergebnisse wesentlich. Auf der einen Seite wirken sich Ungleichmäßigkeiten der Endflächen bei kleiner werdenden Einbauhöhen h ungünstig aus, wohingegen mit größer werdenden Probenhöhen der Einfluß der Wandreibung auf die Meßergebnisse zunimmt. JÄNKE, der in [38] die Wandrei-

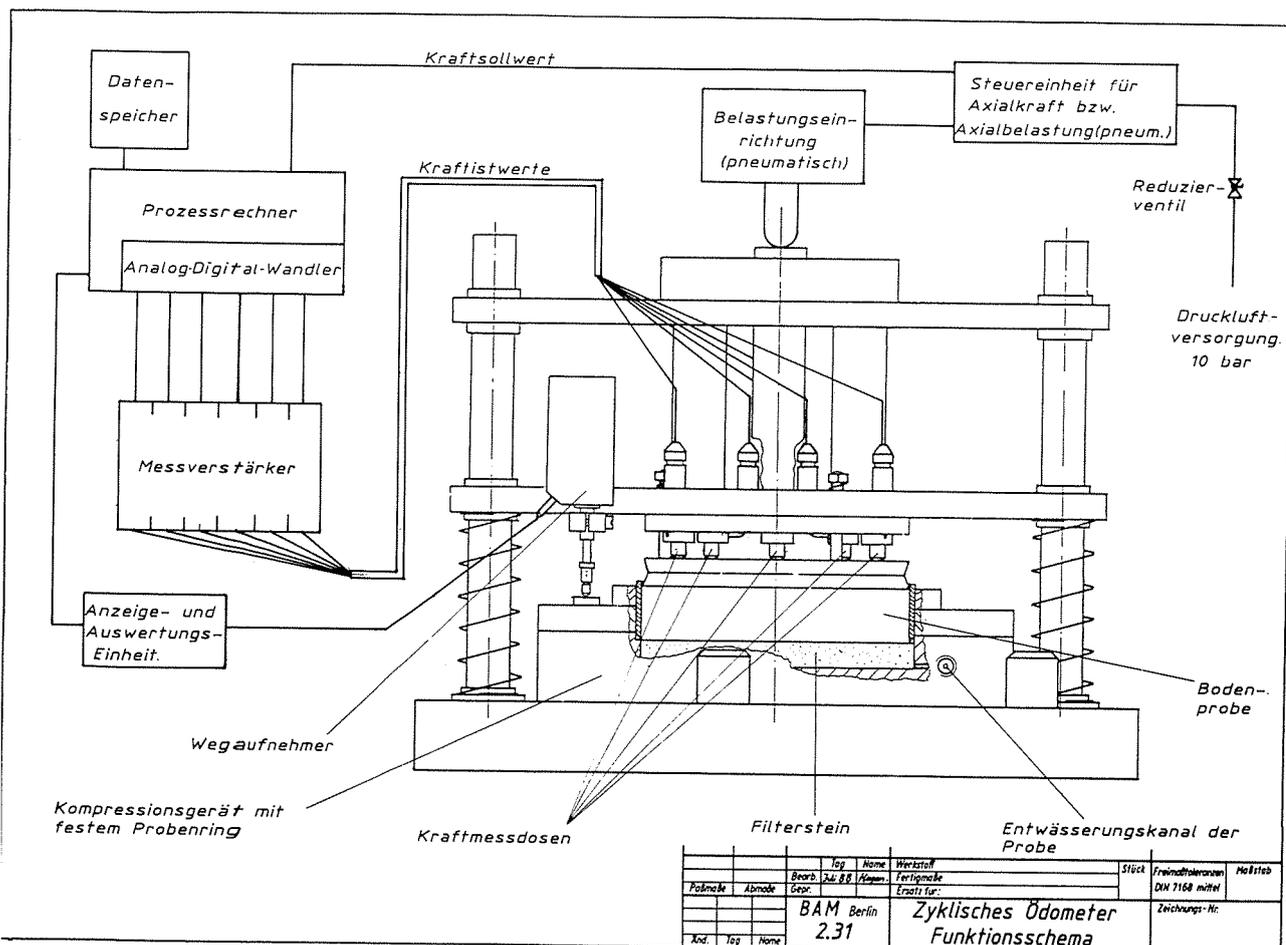


Bild 2.4.7: Funktionsschema der Belastungsvorrichtung für zyklische Kompressionsversuche

bungskraft in Abhängigkeit von h/d bei verschiedenen Erdarten untersucht hat, kommt zum Ergebnis, daß ein Verhältnis von $h/d = 5$ für praktische Zwecke am geeignetsten ist, um o. g. Einflüsse zu reduzieren. Dabei soll das Verhältnis vom Durchmesser des Größtkorns zur Probenhöhe nicht größer als 0,2 sein [20].

In Bild 2.4.7 ist das Funktionsschema der Versuchseinrichtung dargestellt. Das Grundgerät besteht aus einem gewöhnlichen Kompressionsgerät mit festem Probenring. Die darin enthaltenen Bodenproben haben je nach verwendetem Ring folgende Abmessungen:

Ø 101,0 mm und 20,0 mm Höhe ($h/d = 5$)

Ø 71,4 mm und 14,0 mm Höhe ($h/d = 5$)

Das Kompressionsgerät wird von einer Belastungseinrichtung, deren Aufbau aus Bild 2.4.7 hervorgeht, eingeschlossen. Diese Belastungsvorrichtung für zyklische und monotone Last kann sowohl für kraft- als auch weggesteuerte Versuche verwendet werden (siehe Bild 2.4.8). Sie wurde im Hause angefertigt und unter Einhaltung folgender Forderungen entwickelt:

- Der Verformungszustand der Probe soll homogen sein.
- Der Einfluß der Wandreibung zwischen Probe und Ring soll möglichst ausgeschaltet sein.

Der erste Forderung macht eine strenge Parallelführung der Druckplatte notwendig.

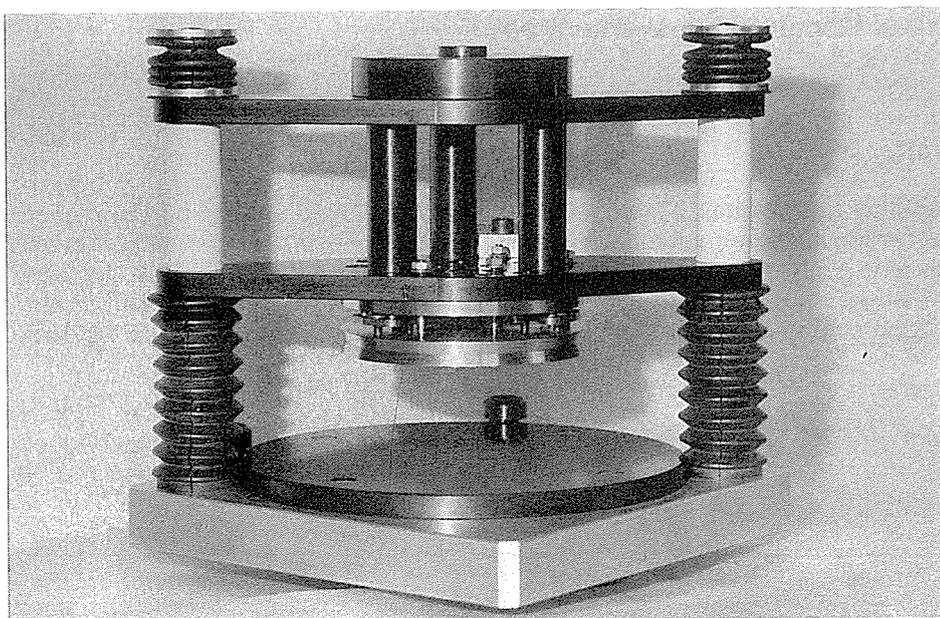


Bild 2.4.8: Belastungseinrichtung

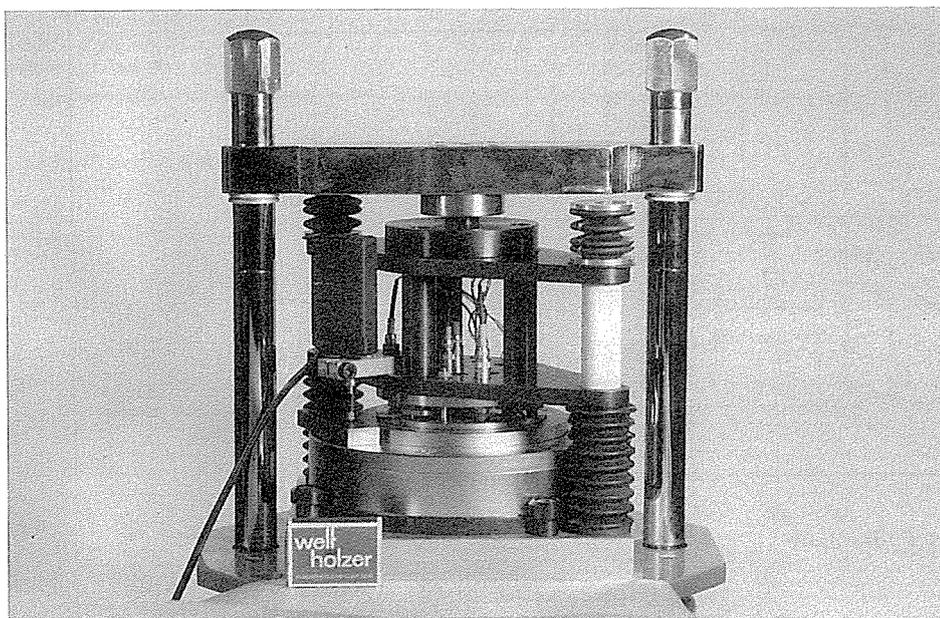


Bild 2.4.9: Lastaufbringung

Entlang zweier Führungssäulen werden ein Ober- und Unterjoch geführt, welche durch 3 Stützsäulen starr miteinander verschraubt sind. Die Federn entlang der Führungssäulen (vergl. Bild 2.4.8) halten den Überbau in einer gewissen Höhe, so daß das Grundgerät ohne Schwierigkeiten unter die Druckplatte geschoben werden kann. Zur Ausschaltung des Einflusses durch Wandreibung besteht die Möglichkeit bei großen Proben ($\varnothing 101$), statt der Druckplatte, welche als Vollplatte ausgebildet ist, die Druckplatte für kleine Proben mit einem flächengleichen, äußeren Druckring zu verwenden.

Durch die vorgenommene Teilung der gesamten Belastungsfläche in zwei voneinander unabhängige, gleiche Flächen, braucht zu Auswertungszwecken nur die innere Fläche herangezogen zu werden. Die jeweiligen Druckplatten und der Druckring sind an ihrem Rand so ausgebildet, daß ein mögliches Einklemmen von Sandkörnern in den jeweiligen Begrenzungsfugen zwischen Platte-Ring, Platte-Probenring oder Außenring-Probenring, nicht dauerhaft zustande kommen kann, weil durch den oberhalb der Fuge sich verbreiternden Freiraum die Möglichkeit zur Entspannung gegeben ist. Die auf die beiden Flächen entfallenden Kräfte werden mit je 3 Kraftmeßdosen pro Fläche gemessen. Die dafür benötigten 6 Kraftmeßdosen erfordern eine Platzierung auf sehr engem Raum. Verwendet werden Kraftmeßdosen, Fa. Burster, Typ 8401 „725“, mit einem Arbeitsbereich von 1 kN bei einem kombinierten Fehler von +0,5% vom Endwert.

Ihre Signale werden einem TF-Meßverstärker, Fa. HBM, Typ KWS 3073 zugeführt und gelangen von dort über den A-D-Wandler in den Rechner, wo die jeweilige Kraftsumme abgespeichert wird.

Die Kraftmeßdosen sind mit je einem Aufnahmesteg auf einer Tragplatte auf Tragring festgeschraubt. Tragplatte und Tragring sind mit je 3 lösbaren Senkschrauben am Unterjoch befestigt und somit jeweils zusammen mit den dazugehörigen Kraftmeßdosen in einem Stück abnehmbar. In der Tragplatte und im Tragring sind Bohrungen angebracht um die Kabelverbindung von den Kraftmeßdosen zu den 6 Steckern im Unterjoch zu ermöglichen. Weitere Bohrungen dienen zur Durchführung von Zugstiften durch Tragplatte, Tragring und Unterjoch hindurch. Über die Zugstifte wird mit je 3 Federn, welche auf der Tragplatte aufliegen, die jeweilige Druckplatte oder Druckring an die Kraftmeßdosen gedrückt und damit eine Lagesicherung bewirkt. Die Einleitung der Axialkraft geschieht mit einer Platte, welche mittig auf das Oberjoch geschraubt ist. Zur Axiallastaufbringung wird nur der pneumatische Zylinder einer Universalbelastungseinheit, Fa. Micronic „Soil Analyzer“ Typ MCE 101, verwendet. Der pneumatische Zylinder im Fuß der Belastungseinheit zieht dabei über zwei Stangen ein Joch herunter, welches zentrisch in einem Punkt die Krafteinleitungsplatte berührt (siehe Bild 2.4.9). Der Druckzylinder ist direkt an den Gasdruckregler (KUNOW I) angeschlossen.

Der Wegaufnehmer, Fa. Heidenhain, Typ MT 12 mit einem Fehler von + 0,5 μm bei einem Nennweg von 12 mm, ist direkt am Unterjoch befestigt. Der Taster des Wegaufnehmers berührt dabei ein Distanzstück aus Stahl, welches auf dem Rand des Odometers liegt (siehe Bild 2.4.7). Dadurch liegen die gemessenen Wege im Arbeitsbereich des Meßtasters.

Um Eindringen von Staub und Feinsandteilchen in die mit Spindelöl geschmierten Buchsen zu verhindern, sind die Führungssäulen vollständig im oberen und unteren Bereich mit einem Faltenbalg und zwischen Ober- und Unterjoch mit einer Plastikhülse geschützt.

2.4.2.2 Vorversuche

Sie dienen, neben der Abstimmung der Geräte aufeinander, vor allem der Erprobung der zyklischen Belastungseinrichtung. Eine Schwierigkeit ergab sich bei der Inbetriebnahme des Gerätes mit der als Vollplatte ausgebildeten Druckplatte ($\varnothing 101$). Die angezeigten Werte der 6 Kraftmeßdosen wiesen erhebliche Unterschiede auf. Während einige Kraftmeßdosen bereits recht hohe Kräfte anzeigten, hatten andere kaum Last erhalten. Der Grund dafür ist in der Herstellungstoleranz der Dosen zu finden. Messungen zufolge ergaben sich Längenunterschiede der Dosen bis zu 0,04 mm. Die Zusammen-drückung einer Kraftmeßdose bei ihrer Vollast von 1 kN beträgt laut Herstellerangaben 0,05 mm. Durch entsprechende Unterfütterung der Kraftmeßdosen mit Federstahlplättchen von 30 μm bis 800 μm Dicke konnte dieser Effekt abgemindert werden. Zusätzlich wurde durch Einzelkraftabfrage im Steuerprogramm der Fall Überlastung einer Dose ausgeschlossen.

Dies erlaubt die Aufbringung einer maximalen Gesamtlast von etwa 5,8 kN.

2.4.2.3 Versuchsablauf

Der Ablauf eines Versuches ergibt sich wie folgt:

- 1) Anpassung der Meßverstärkerbereiche auf die Nennempfindlichkeit der Meßwertaufnehmer (Kalibrierung).
- 2) Einbau des Sandes In Hinblick auf die Reproduzierbarkeit verschiedener Lagerungsdichten ist eine Rieselvorrückung entwickelt und im Hause angefertigt worden. Die Vorrichtung, (Bild 2.4.10), besteht aus einem Sandbehälter, welcher spurhaltend auf einem Hubgestell hin- und herfährt. An der Stirnseite des Wagens befindet sich eine

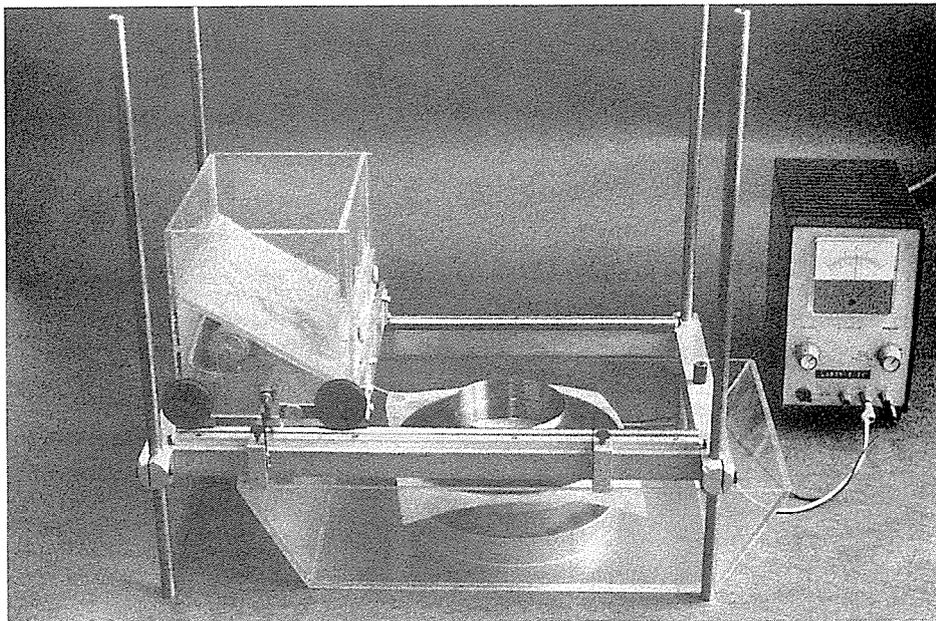


Bild 2.4.10: Einstreuwagen

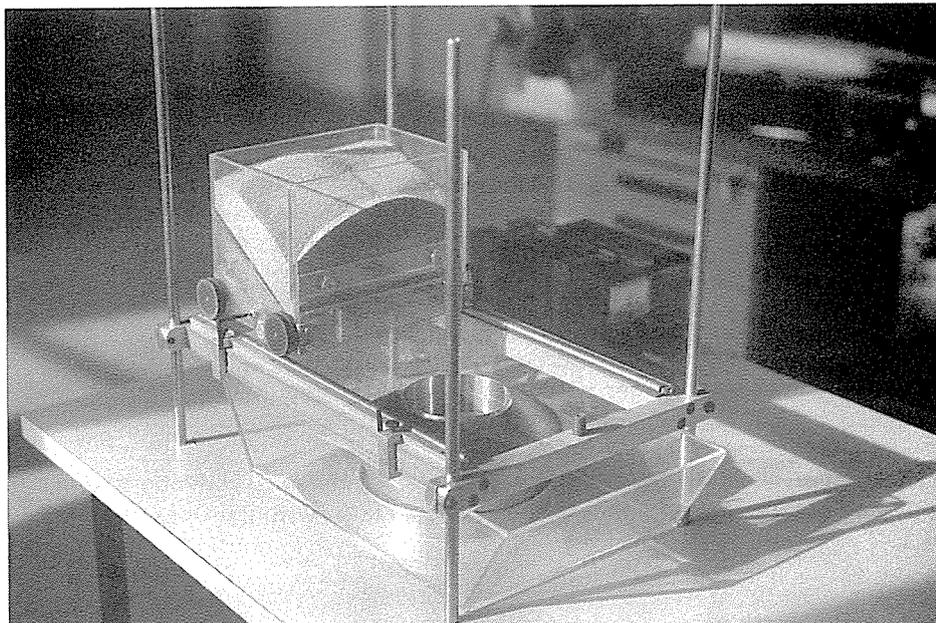


Bild 2.4.11: Einstreuwagen
in Betrieb

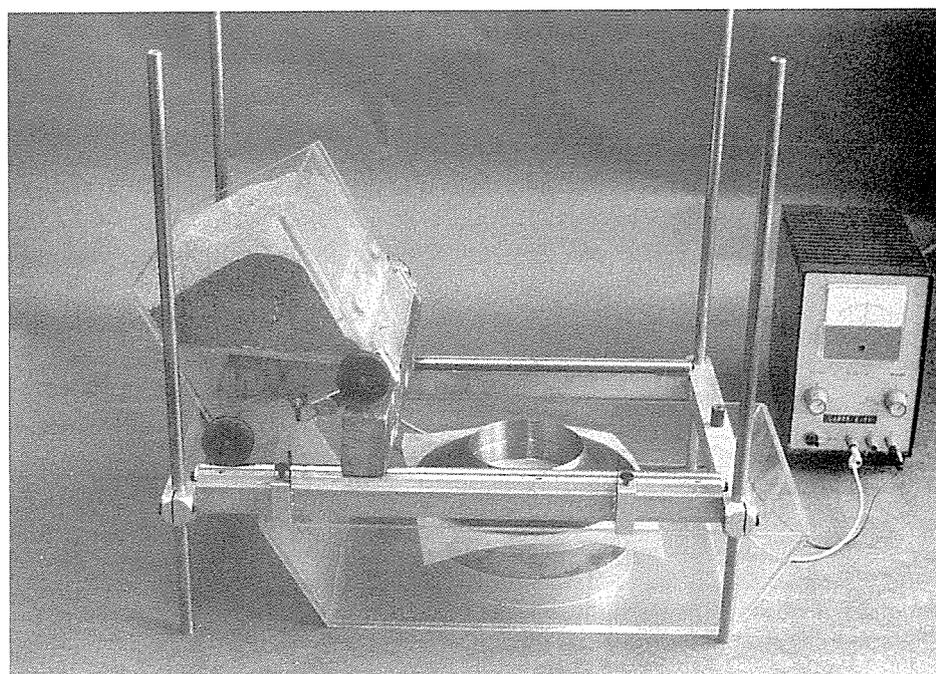


Bild 2.4.12: Einstreuwagen
betriebsbereit

vertikal verstellbare Scheibe, welche einen Spalt freigibt, durch den der Sand herausrieselt. Dadurch entsteht ein Sandschleier. Durch die Verstellbarkeit der Spaltbreite ist eine Variationsmöglichkeit der Intensität der herausrieselnden Sandmasse gegeben. Eine weitere Variationsmöglichkeit besteht in der Fallhöhe, welche mit Hilfe des Hubgestells stufenlos wählbar ist. Unter dieses Hubgestell wird das Kompressionsgerät gestellt. Darüber wird ein Sandabweiser gelegt, der dafür sorgt, daß das Kompressionsgerät nur in der vom Probenring umschlossenen Fläche gefüllt wird. Das Kompressionsgerät ist mit dem Sandabweiser von einem Auffangbehälter umgeben. Der Füllvorgang entsteht lagenweise durch das Hin- und Zurückfahren des Wagens mit konstanter Geschwindigkeit. Der Antrieb des Wagens erfolgt durch Elektromotor. Die Geschwindigkeit des Wagens ist mit einem Netzgerät einstellbar. Ein Kippschalter an der Außenwand des Wagens bewirkt bei Berührung seines Bedienungshebels mit dem jeweiligen Anschlag am Fahrbahnrand nach einer Überfahrt eine Umschaltung des Motors und damit eine Umkehr der Fahrtrichtung.

Bild 2.4.11 zeigt den Wagen im Umkehrpunkt während eines Füllvorganges.

Bild 2.4.12 zeigt die Rieselvorrichtung betriebsbereit.

Bei Kippstellung des Wagens kann der Wagen bei offenem Spalt gefüllt werden, ohne daß der Behälter unkontrolliert ausläuft. Die durchgeführten Rieselversuche ergaben in Übereinstimmung mit [26] für beide Probenringe, daß mit sinkender Intensität und steigender Fallhöhe die erzeugbare Dichte steigt. Dabei mußte die Probe abgestreift werden um eine ebene Oberfläche zu erhalten. Die in jeweils 6 Serien hergestellte Dichte ergab nur geringe Abweichungen vom Mittelwert. Der Fehler liegt bei $+ 0,1 \text{ kN/m}^3$. In Hinblick auf eine Vergleichbarkeit mit den Triaxialversuchen und Modellversuchen wurde eine Dichte von $15,7 \text{ kN/m}^3$ und $16,5 \text{ kN/m}^3$ angestrebt.

- 3) Nach Einbau des Sandes in das Kompressionsgerät wird die Dichte durch Wägung bestimmt.
- 4) Danach wird das Kompressionsgerät unter die Druckplatte bis zu den Anschlagscheiben geschoben und die Zentrierung von Druckplatte und Probenring kontrolliert.
- 5) Nachdem das für die Wegmessung erforderliche Distanzstück zwischen Meßtaster und Ödometerrand gelegt ist, wird die Absenkung der Druckplatte durch Wegmessung festgehalten bis der Kontakt mit der Probenoberfläche hergestellt ist.
- 6) Start des Steuerprogramms, welches zunächst die statische Last aufbringt.
- 7) Nach einer Standzeit von 1h beginnt die zyklische Belastung.

3. Versuche mit Sandproben

Durchgeführt wurden zyklische Triaxial- und Kompressionsversuche (vergl. Abschnitt 2.0), bei denen der Einfluß der Spannungsamplitude auf die bleibende Dehnung untersucht wurde. Dabei interessierte vornehmlich die Entwicklung der bleibenden Dehnung infolge kleiner Amplituden, weil diese Beanspruchungsart derjenigen eines Bodenelementes unterhalb eines Fundamentes ähnlich ist.

3.1. Triaxialversuche

Dabei ging es zunächst um folgende Punkte:

- 1) Reproduzierbarkeit von Versuchsergebnissen.
- 2) Einfluß der Axialspannungsamplitude auf die bleibende Verformung in Abhängigkeit von Zyklusanzahl N .
- 3) Einfluß der Wahl von $K = \sigma_3/\sigma_1$ auf die Herstellbarkeit eines Verformungszustandes, der demjenigen im Ödometer entspricht.

Zu 1)

Begonnen wurde mit Versuchen, in denen die statische Ausgangssituation eines Bodenelementes hergestellt wurde. Dabei ging es zunächst um die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse, da der festgelegte Versuchsablauf in den Punkten 2), 3) und 5) mit manuellen Eingriffen verbunden ist und damit Fehlerquellen zu befürchten sind. Dazu wurden die erhaltenen Ergebnisse zweier gleicher, jedoch unabhängig voneinander durchgeführter Versuche (Versuche STAT42 und STAT43) aufgezeichnet.

Einfluß der Zeit

Bei den ersten Versuchen konnte in Übereinstimmung mit [12] beobachtet werden, daß die Verformung infolge einer Lasterhöhung sich mit einer Verzögerung einstellt. Dabei nimmt der Zuwachs der Verformung mit der Zeit ab.

Dies wirft insofern ein Problem auf, da gerade bei den hier aufzubringenden, kleinen Spannungsamplituden mit entsprechend kleinen Verformungen, in die gemessenen Verformung Zeiteinflüsse aus der viel größeren, statischen Ausgangslast einfließen können. Dem entsprechend wurde zwischen jede der 10 Belastungsstufen in der statischen Phase eine Wartezeit von 0,5 h geschaltet.

Anschließend erfolgte bei den Versuchen STAT41 und STAT42 die zyklische Belastung durch eine konstante Axialspannungsamplitude, während der Seitendruck der statischen Ausgangssituation beibehalten wurde. Dabei wurde nach einer gewissen Anzahl von Zyklen die Axialspannungsamplitude erhöht. Nach Erhöhung der Amplitude wurde eine Vergrößerung des Axialweges beobachtet, dessen Zuwachs mit wachsender Anzahl der Zyklen abnahm.

Um die maximal mögliche Spannungsamplitude abzuschätzen, wurden zwei Bruchversuche (STAT45 und STAT46) mit verschiedenen Einbaudichten durchgeführt. Dabei wurden zunächst die Proben unter konstantem Spannungsverhältnis, $K = 0,4$ konsolidiert. Anschließend wurde die Vertikalspannung bei konstantem Seitendruck bis zum Bruch der Probe gesteigert. Der Wert für die Bruchspannung σ_{1B} wurde graphisch ermittelt. Das daraus resultierende Bruchspannungsverhältnis wurde in Übereinstimmung mit [12] zu $\sigma_3/\sigma_{1B} = 0,23$ im Versuch STAT45 bestimmt. Durch den Versuch STAT46 ergab sich für die lockere Lagerung des Bruchspannungsverhältnis von $\sigma_3/\sigma_{1B} = 0,26$.

In Tabelle 3.1 sind alle Versuche aufgeführt. Die Vertikalspannung der statischen Ausgangssituation betrug bei allen Versuchen etwa 195 kN/m^2 . In der ersten Spalte steht der Versuchsname. Bei Versuchen aus dem ersten Bericht benennt die Zahl hinter einem Schrägstrich die jeweilige Stufe, in der die zyklische Belastung konstant gehalten wurde. So besagt die Zahl 2 hinter einem Schrägstrich, daß es sich hier um eine zyklische Zweitbelastung handelt. Entsprechend zeigt die Zahl 1 eine zyklische Erstbelastung an. Alle später durchgeführten Versuche wurden zyklisch erstbelastet und tragen die Bezeichnung, TSD. ...

In der nächsten Spalte steht das Spannungsverhältnis $K = \sigma_3/\sigma_1$ unter dem die Probe konsolidiert wurde. Dahinter steht die jeweilige Einbaudichte gefolgt von dem Eingangswert $\Delta\sigma_1/\sigma_1$. Hinter der größten Lastspielzahl N_{\max} ist die Schwellamplitude $\Delta\sigma_1/\sigma_3$ aufgeführt. Sie ergibt sich mit:

$$\Delta\sigma_1/\sigma_3 = \Delta\sigma_1/\sigma_1 \cdot (1/K) \quad (103)$$

Tabelle 3.1 zeigt, daß neben einer Variation der Konsolidierung bei den letzten Versuchen kleinere Spannungsamplituden mit höheren Lastspielzahlen aufgebracht wurden. Dabei wurde labortechnisch der Eingangswert $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,05$ als Minimalwert erreicht.

Tabelle 3.1: Übersicht über die Triaxialversuche mit Sand

Versuch	$K = \sigma_3 / \sigma_1$	Wichte	$\Delta\sigma_1 / \sigma_1$	N_{max}	$\Delta\sigma_1 / \sigma_3$
	[-]	[kN/m ³]	[-]		[-]
STAT 1	0,5	16,5	0	0	0
STAT 41	0,4	16,5	0	0	0
STAT 41/1	0,4	16,5	0,12	5916	0,3
STAT 41/2	0,4	16,5	0,17	5000	0,4
STAT 42	0,4	16,5	0	0	0
STAT 42/1	0,4	16,5	0,30	4489	0,75
STAT 42/2	0,4	16,5	0,45	2000	1,13
STAT 43	0,4	16,5	0	0	0
TSD 001	0,36	16,5	0,1	39773	0,275
TSD 002	0,36	16,5	0,05	4800	0,14
TSD 003	0,4	16,5	0,05	65000	0,13

Bruchversuche	$K = \sigma_3 / \sigma_1$	Wichte	Bruch-Spannungsverhältnis
	[-]	[kN/m ³]	[-]
STAT 45	0,4	16,5	$\sigma_3 / \sigma_{1B} = 0,23$
STAT 46	0,4	15,7	$\sigma_3 / \sigma_{1B} = 0,26$

3.1.1 Ergebnisse aus Triaxialversuchen

Bild 3.1a zeigt die Axialverschiebung zweier Sandproben bei dem in Abschnitt 2.4.1.3 festgelegten Versuchsablauf.

Die nur geringe Abweichung der Axialwege zweier, gleicher Versuche zeigt, daß eine gute Reproduzierbarkeit möglich ist.

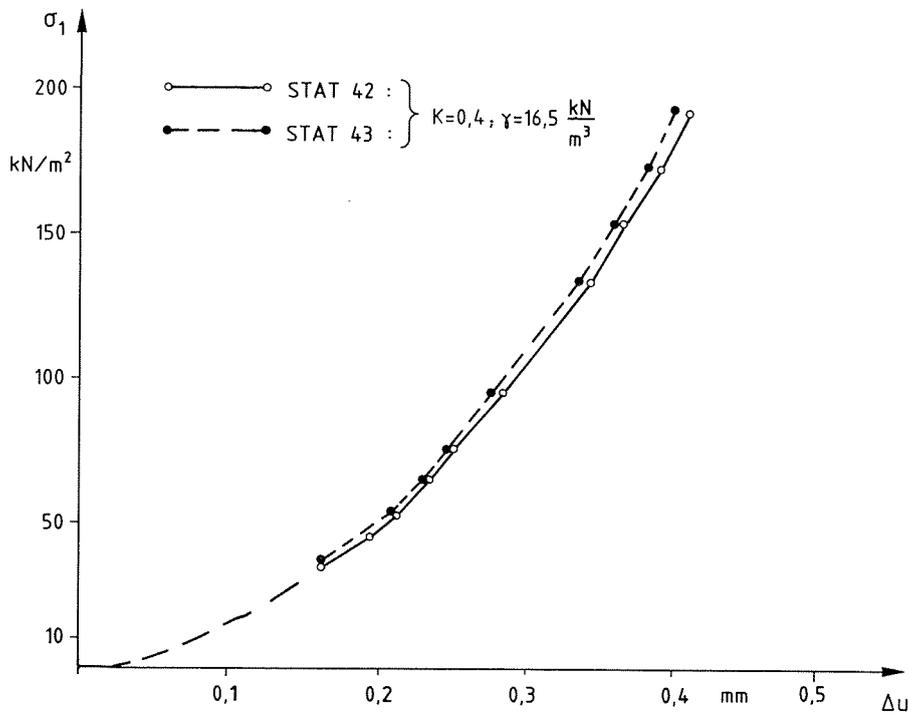


Bild 3.1 a: Axialverschiebung im Triaxialversuch mit $K = \sigma_3 / \sigma_1 = \text{konstant}$.

Bild 3.1 b zeigt den Verlauf der bleibenden Verformung bei verschiedenen Spannungsamplituden in Abhängigkeit von der Zyklenzahl.

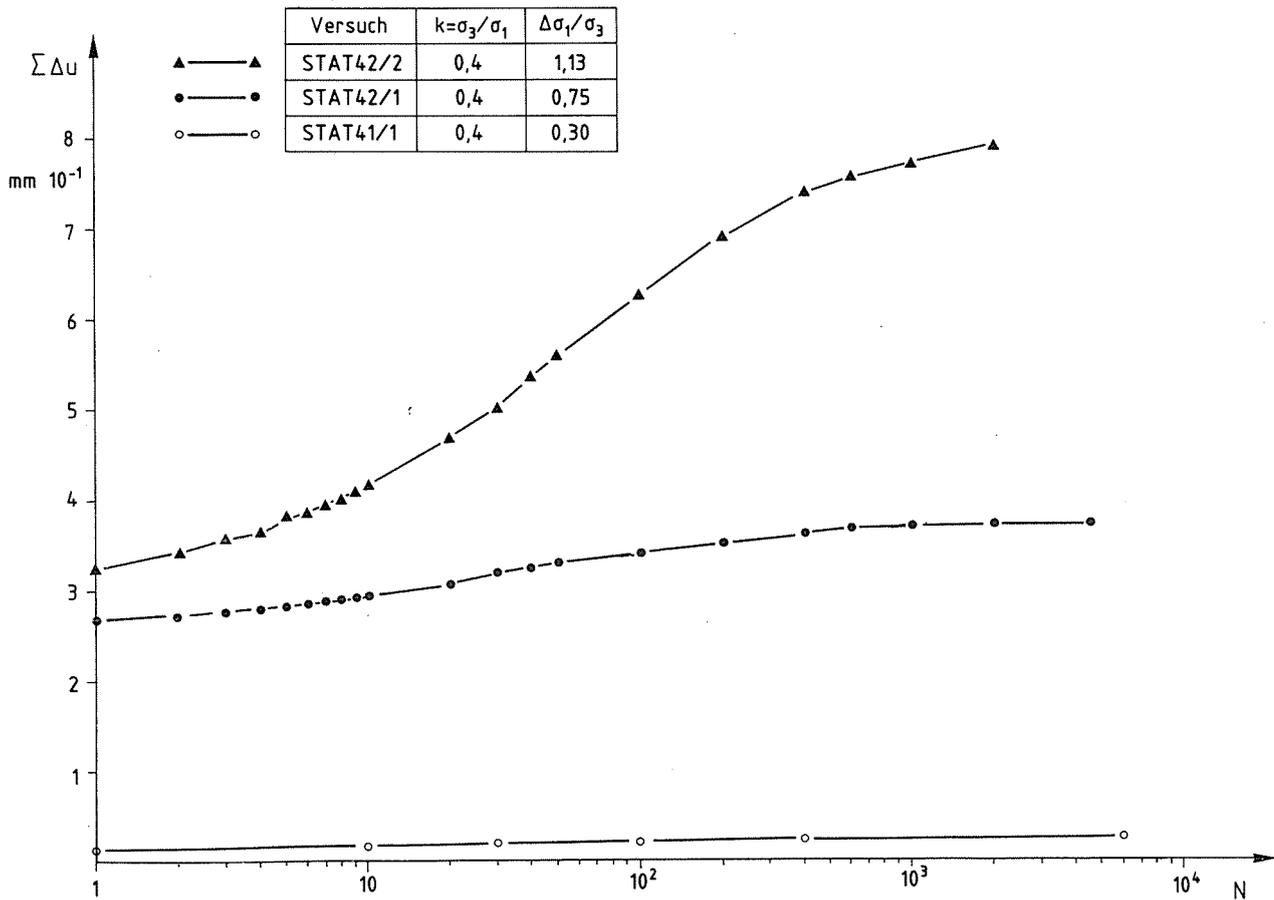


Bild 3.1 b: Bleibende Verformung im zyklischen Triaxialversuch in Abhängigkeit von N und $\Delta\sigma_1/\sigma_3$

Aus einem Vergleich der Anfangsverschiebung infolge des ersten Zyklus der Versuche STAT41/1 und STAT42/1 wird ersichtlich, daß die Größe der aufgebrachten Spannungsamplitude maßgeblich die Anfangsverschiebung und damit auch die Gesamtverschiebung bestimmt. Dieses Verhalten entspricht Ergebnissen u. a. in [17]. Auch bei kleineren Amplituden nimmt die bleibende Verformung mit der Anzahl der Zyklen zu.

Bild 3.1. b zeigt jedoch auch, daß mit kleiner werdenden Schwellamplituden die meßbaren Verschiebungen in einen Bereich kommen werden, welcher von der Steuer- und Regelungseinheit der Versuchseinrichtung bestimmt wird. Der Verschiebungsverlauf infolge der Erhöhung der Spannungsamplitude (Versuch STAT42/2) nach erfolgter zyklischer Vorbelastung durch STAT42/1 zeigt eine gewisse Ähnlichkeit mit der in [26] gemachten Beobachtung bei Modellversuchen, daß nach erfolgter zyklischer Vorbelastung eine merkliche Zunahme der bleibenden Verformung erst nach einigen Lastspielen erfolgt. Auch der Verlauf der Kurve aus Versuch STAT42/1 scheint von einer Vorlast beeinflusst zu sein. In diesem Fall bestand sie aus dem Spannungszustand der statischen Ausgangssituation, welcher nach [23] einen ähnlichen Effekt hervorruft. In dem gradlinigen Verschiebungsverlauf aus Versuch STAT41/1 ist dieser Effekt nicht mehr erkennbar, da der in Bild 3.1 b gewählte Maßstab hierfür zu groß ist.

Bild 3.1.1 zeigt den Verlauf der bleibenden Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl N und der Schwellamplitude. Es zeigt sich, daß auch bei kleinen Amplituden eine Zunahme der Dehnung erfolgt. Dabei ergeben sich in halblogarithmischer Darstellung Geraden, welche für $\Delta\sigma_1/\sigma_3 \leq 0,3$ nahezu parallel verlaufen und sich in der bleibenden Dehnung nach dem ersten Lastzyklus unterscheiden. Ein Einfluß der Größe der Schwellamplitude macht sich auf den Zuwachs der bleibenden Dehnung (Steigung der Geraden) bei kleinen Amplituden nicht bemerkbar.

In Bild 3.1.2 sind die Dehnungsverläufe von Versuchen mit $\Delta\sigma_1/\sigma_3 \leq 0,3$ dargestellt. Die hier dargestellten Versuche unterscheiden sich neben den aufgebrachten Amplituden auch in ihrer Konsolidierung. Erwartungsgemäß fallen die Dehnungen nach dem ersten Zyklus bei Proben, welche mit größerem Seitendruck bei gleicher Vertikalspannung konsolidiert wurden, kleiner aus. Es ergeben sich nahezu parallele Geraden, wobei leichte Unterschiede in den Steigungen bei Versuchen mit ungleichem K_0 darauf hindeuten, daß der Zuwachs der bleibenden Dehnung auch bei kleinen Amplituden von der Art und Weise der Konsolidierung, d. h., von der Vorgeschichte

bestimmt werden. Dementsprechend haben die Geraden der Versuche mit $K_0 = 0,4$ eine geringfügig kleinere Steigung.

Aus der Verformung während eines Lastzyklus kann man den dynamischen Elastizitätsmodul ermitteln. Aus dem Versuch TSD001 ergab sich $E_{dyn} = 30\,000 \text{ kN/m}^2$ bei einer Axialdehnung von $6,92 \cdot 10^{-5}$.

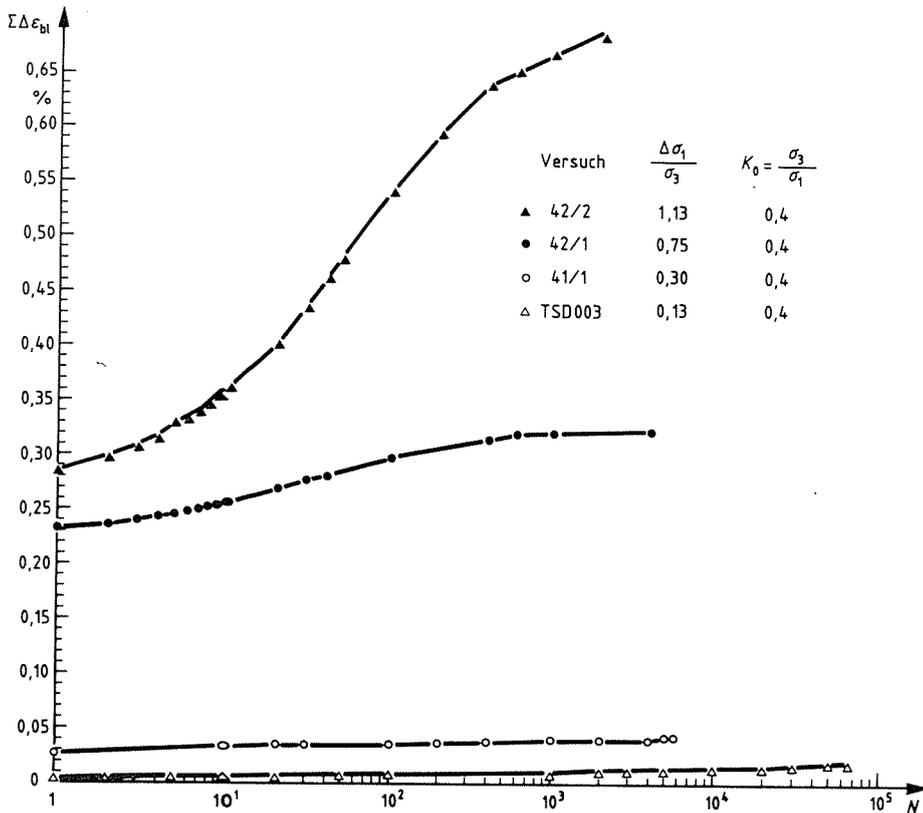


Bild 3.1.1: Bleibende Dehnung im zyklischen Triaxialversuch in Abhängigkeit von der Zyklanzahl N und der Schwellamplitude $\Delta\sigma_1/\sigma_3$

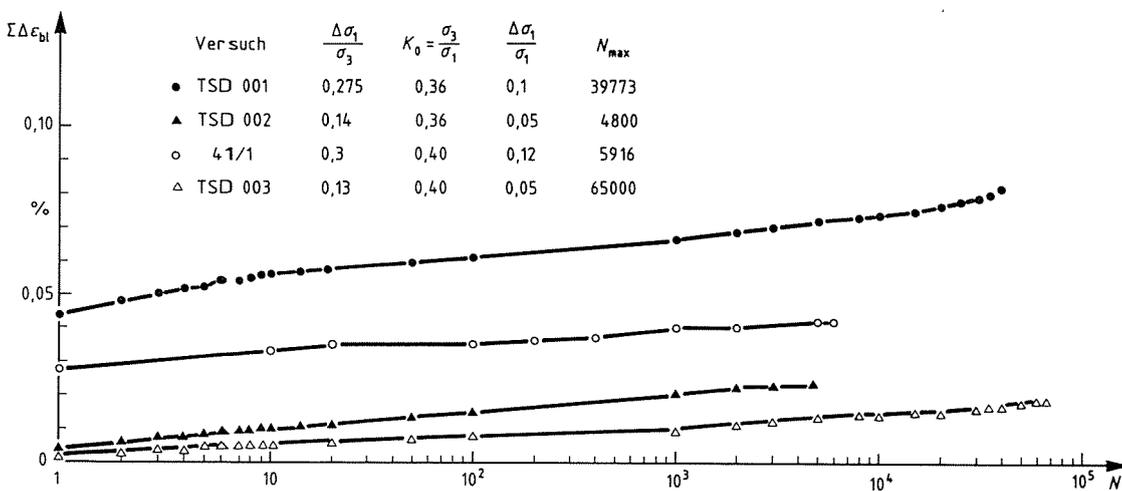


Bild 3.1.2: Bleibende Dehnung im zyklischen Triaxialversuch in Abhängigkeit von der Zyklanzahl N und der Schwellamplitude $\Delta\sigma_1/\sigma_3$

3.2. Kompressionsversuche

Durchgeführt wurden zunächst zwei Versuche (KSL001 und KSL002) mit gleicher Lastgeschichte jedoch unterschiedlicher Einbaudichte. Die statische Ausgangsspannung σ_1 wurde in 10 Laststufen dazwischengeschalteten Wartezeit von einer Stunde aufgebracht. Anschließend erfolgte der zyklische Belastungsprozess mit 15 000 Lastspielen bei einem Belastungsverhältnis $\Delta\sigma_1 / \sigma_1 = 0,3$. Die einzelnen Daten sind zusammen mit den Versuchsnummern in unterer Tabelle zusammengestellt.

Einfluß der Zeit

Dieser beruht auf der hier gemachten Beobachtung, daß sich nach Lastaufbringung in einer Laststufe die Probenverformung mit einer Verzögerung einstellt. Dabei nehmen die Verformungszuwächse mit der Zeit ab. Eine Betrachtung der Verschiebungsverläufe im Versuch KSL001 über die Zeit nach den jeweiligen Laststufen ergab, daß der mit der Zeit anhaltende Verschiebungszuwachs innerhalb der Wartezeit noch nicht abgeklungen war. Dies bedeutet, daß der belastungsabhängige Verschiebungsanteil vom zeitabhängigen Verschiebungsanteil der Vorlast bei sehr kleiner Lasterhöhung, wie auch bei zyklischer Belastung mit sehr kleiner Spannungsamplitude, nur schwer zu trennen ist. Um zu klären, inwieweit sich der Einfluß des zeitabhängigen Verschiebungsanteils jenseits der zwischengeschalteten Wartezeiten bemerkbar macht, wurde ein Kriechversuch durchgeführt. Er bestand darin, daß nach Abschluß der statischen Belastungsphase des Versuches KSL002 die Axialverformung der Probe unter konstanter Spannung $\sigma_1 = 95 \text{ kN/m}^2$ über einen Zeitraum von 14 Tagen festgehalten wurde. Die Abfrage des Axialweges erfolgte dabei alle 24 Stunden.

In Tabelle 3.2 ist eine Aufstellung der durchgeführten Kompressionsversuche zu finden. Neben dem Versuchsnummern steht der Eingangswert $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ gefolgt von der Vertikalspannung der statischen Ausgangssituation. Danach steht die größte Lastspielzahl N_{\max} des jeweiligen Versuches mit der Einbaudichte. Der Einfluß der Einbaudichte wurde durch die Versuche KSL001 und KLS002 untersucht. Die entsprechenden Porenanteile ergeben sich mit $G(1)$ für Versuch KSL001 zu $n = 0,40$ und für Versuch KSL002 zu $n = 0,38$ und für die übrigen Versuche zu $n = 0,39$. Das heißt, die Porenanteile entsprechen alle mitteldichter Lagerung. Neben dem Einfluß der zyklischen Lastamplitude, welche mit o. g. Eingangswert beschrieben ist, wurde der Einfluß der Spannungsintensität durch die Wahl verschiedener Spannungen in der statischen Ausgangssituation untersucht. Dies geschah deshalb, weil gerade der Verformungsmodus im Ödometer (siehe 2.1.1) spannungsartige Korneigenschaften erkennen lassen müßte. Bei dem Versuch KSL009 handelt es sich um eine Wiederholung des Versuches KSL008 mit höheren Lastspielzahlen.

Tabelle 3.2: Übersicht über die Kompressionsversuche mit Sand

Versuch	$\Delta\sigma_1 / \sigma_1$	σ_1	N_{\max}	Wichte
	[-]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ³]
KSL001	0,3	195	15000	15,8
KSL002	0,3	195	15000	16,4
KSL003	0,1	195	69553	16,0
KSL004	0,1	391	38500	16,0
KSL005	0,007	196	7356	16,0
KSL006	0,012	195	10000	16,1
KSL007	0,1	67	13045	16,0
KSL008	0,05	124	15000	16,0
KSL009	0,05	124	50000	16,0
KSL010	0,20	195	101550	16,0

3.2.1 Ergebnisse der Kompressionsversuche

Bild 3.2 a zeigt die bleibende Verformung in Abhängigkeit von der Zyklanzahl N der Versuche KSL001 und KSL002. Daraus ist zu sehen, daß auch im Ödometer die bleibende Verformung mit der Zyklanzahl zunimmt. Im Anfangsbereich kann auch hier eine lineare Beziehung zwischen Axialverschiebung und dem Logarithmus der Zyklanzahl festgestellt werden. Dabei äußert sich der Einfluß der Dichte nur in der Größe der Anfangsverschiebung bei $N = 1$, welche bei lockerer Lagerung im Vergleich zur Verschiebung bei dichter Lagerung größer ausfällt. Da die Kurven parallel zueinander verlaufen scheint die Zuwachsrate der Verformung nur von der Lastamplitude bestimmt zu sein.

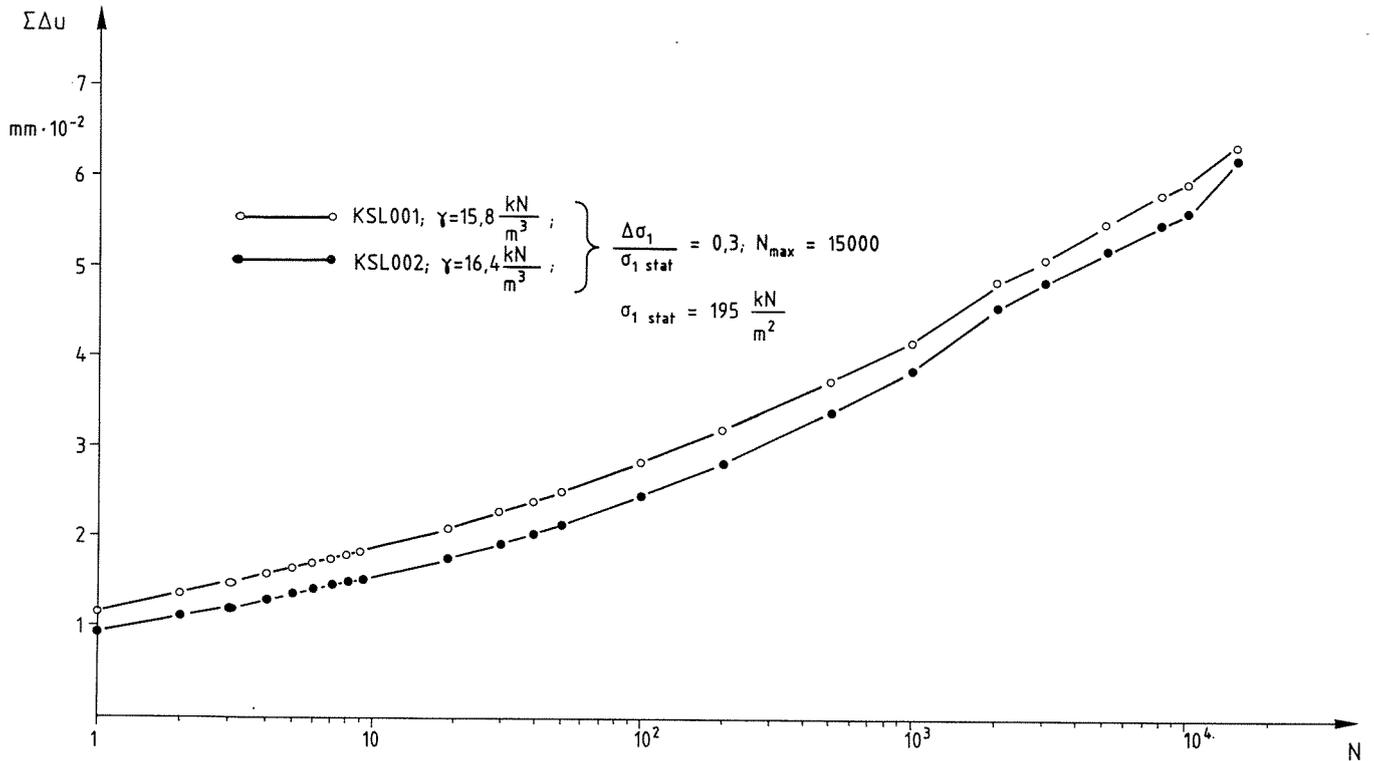


Bild 3.2 a: Bleibende Verformung im zyklischen Kompressionsversuch in Abhängigkeit von der Zyklanzahl N bei verschiedener Dichte

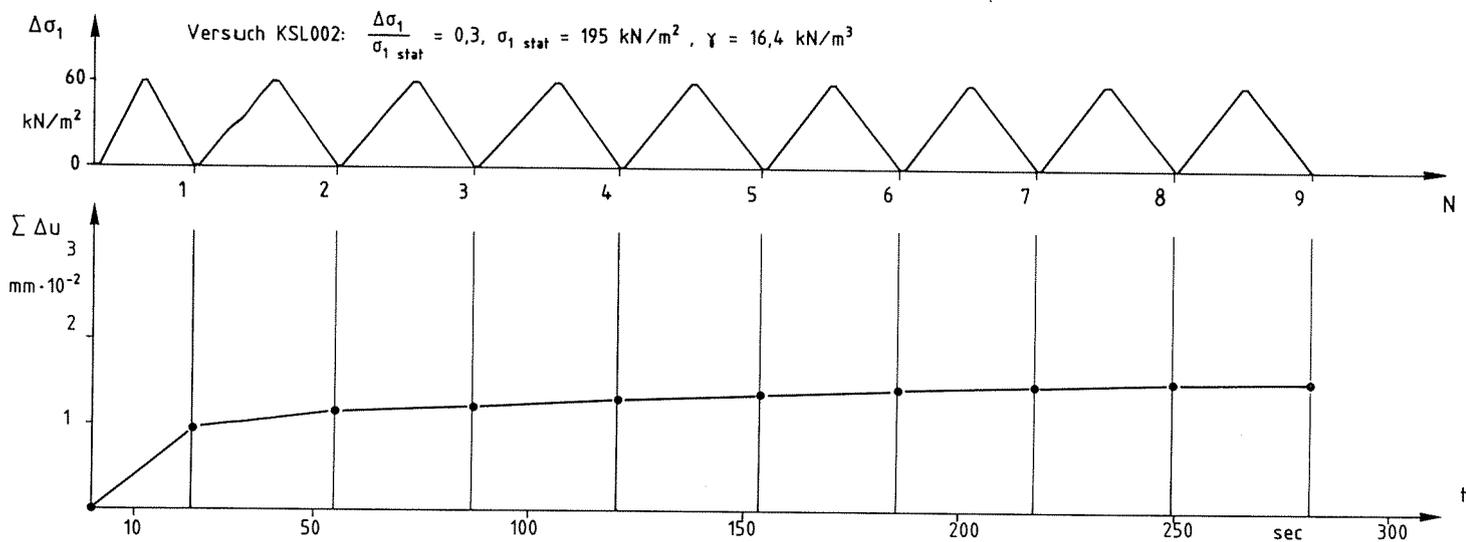


Bild 3.2 b: Entwicklung der bleibenden Verformung während der ersten 9 Lastzyklen im Kompressionsversuch KSL002

In Bild 3.2 b ist die zeitliche Entwicklung der bleibenden Verformung während der ersten 9 Lastzyklen des Versuches KSL002 dargestellt. Darüber sind die einzelnen Lastzyklen aufgetragen, wie sie im Versuch KSL002 aufgebracht worden sind. Dabei ist σ_1 die in der letzten Laststufe aufgebrachte Vertikalspannung in der statischen Ausgangssituation. Es zeigt sich, daß die größte Verformung durch den ersten Lastzyklus hervorgerufen wird.

In Bild 3.2.1 sind die bleibenden Dehnungen über die Zyklanzahl N von Versuchen mit verschiedenen Eingangswerten aufgetragen. Die Ausgangsspannung $\sigma_1 = 195 \text{ kN/m}^2$ ist bei allen Versuchen gleich. Es zeigt sich, daß die Größe der zyklischen Lastamplitude $\Delta \sigma_1 / \sigma_1$, nicht nur die Dehnung nach dem ersten Lastzyklus, sondern auch den Zuwachs der Dehnung infolge des weiteren Belastungsverlaufes bestimmt. Für kleine Amplituden erscheinen die aufgetragenen Dehnungen als Geraden, deren Steigung mit abnehmendem Eingangswert kleiner werden. Bei sehr kleinen Eingangswerten unterscheiden sich die Dehnungsverläufe kaum. So wurde im Versuch KSL005 mit $\Delta \sigma_1 / \sigma_1 = 0,007$ die erste bleibende Dehnung erst nach dem 50ten Lastzyklus gemessen. Im weiteren Dehnungsverlauf liegen im Vergleich zum Versuch KSL006 mit $\Delta \sigma_1 / \sigma_1 = 0,012$ die Dehnungsunterschiede im Bereich des Auflösungsvermögens des Meßtasters (vergl. Abschnitt 2.4.2.1). Mit einem Auflösungsvermögen von $0,5 \mu\text{m}$ ergibt sich

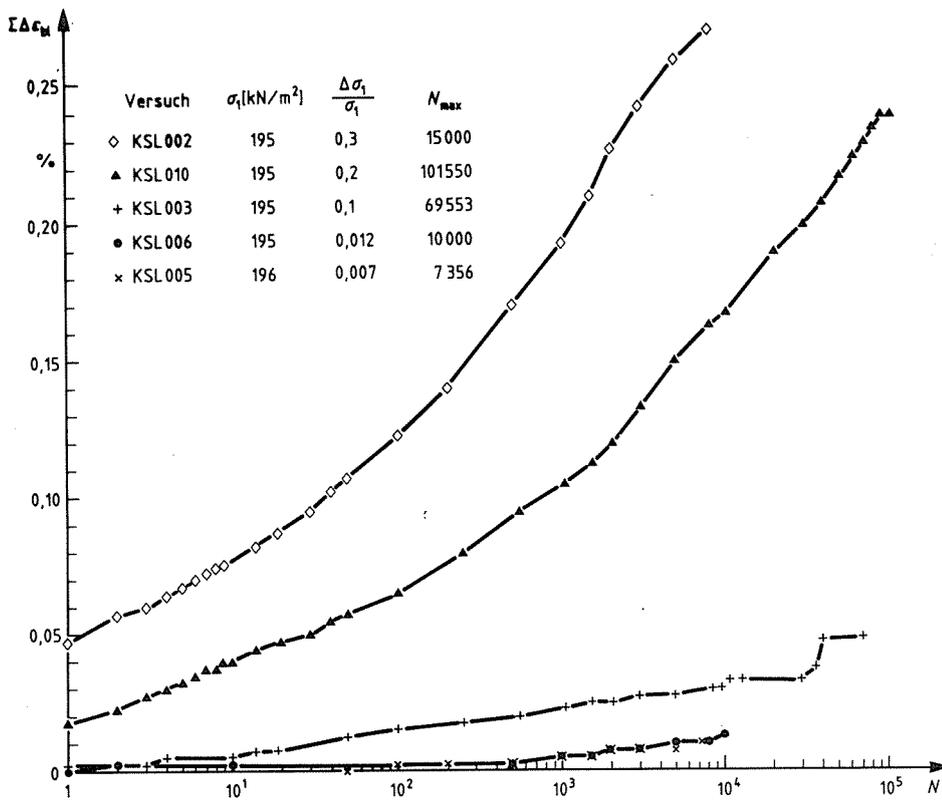


Bild 3.2.1: Bleibende Dehnung im zyklischen Kompressionsversuch in Abhängigkeit von N und $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ bei $\sigma_1 = \text{konst.}$

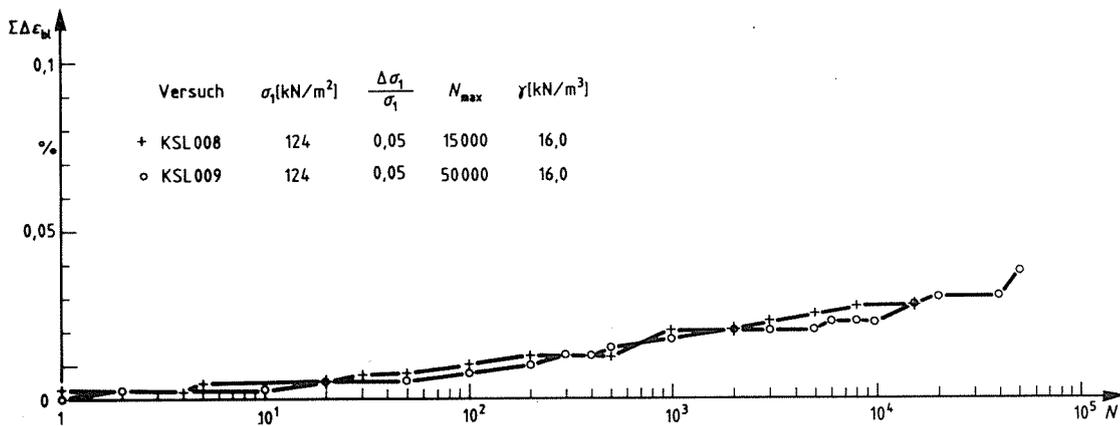


Bild 3.2.2: Bleibende Dehnung im zyklischen Kompressionsversuch zweier gleicher Versuche mit $(\Delta\sigma_1/\sigma_1; \sigma_1) = \text{konst.}$

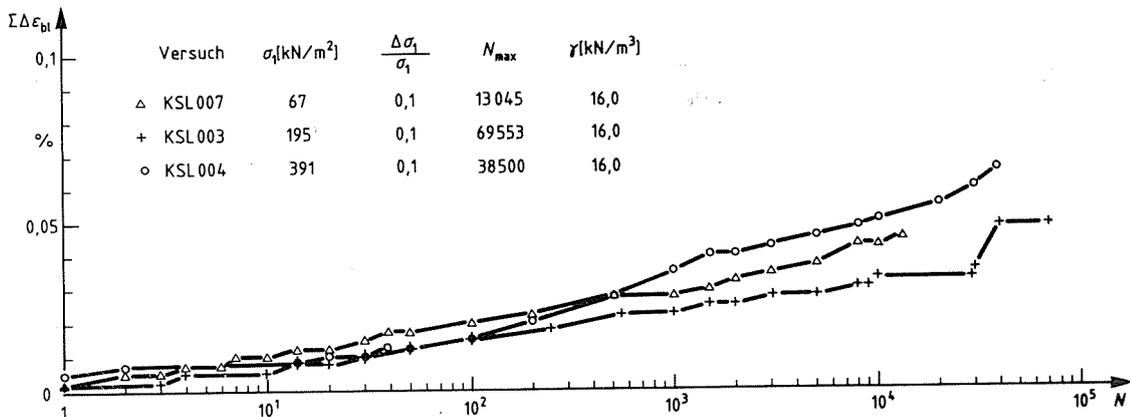


Bild 3.2.3: Bleibende Dehnung im zyklischen Kompressionsversuch mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = \text{konst.}$ bei unterschiedlicher Ausgangsspannung σ_1 .

bei einer Probenhöhe von $h_0 = 20 \text{ mm}$ die entsprechende Dehnung zu $\varepsilon_1 = \pm 0,0025 \%$. Auch die Dehnungen nach dem ersten Lastzyklus bei einem Eingangswert von $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,012$ und $0,1$ liegen bereits in diesem Bereich.

Bild 3.2.2 zeigt den Dehnungsverlauf infolge zyklischer Belastung zweier gleicher Versuche bei einer Ausgangsspannung von $\sigma_1 = 124 \text{ kN/m}^2$ und einem Eingangswert von $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,05$. Es zeigt sich, daß bei guter Reproduzierbarkeit, die maximalen Abweichungen das Doppelte des Auflösungsvermögens des Meßtasters betragen können. Der Unterschied in den erhaltenen Dehnungen kann also bis zu $+ 0,005 \%$ betragen.

Bild 3.2.3 zeigt die Dehnungsverläufe infolge zyklischer Belastung von drei Versuchen mit gleichem Eingangswert, jedoch unterschiedlichen Ausgangsspannungen.

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 1.3.0 und 2.1.2 wäre zu erwarten, daß die Größe der statischen Ausgangsspannung einen Einfluß auf die Größe der bleibenden Dehnung infolge zyklischer Last hat, da mit zunehmendem Spannungsniveau Korneigenschaften wie E_k und σ_{BK} zur Vergrößerung der bleibenden Dehnung einen Beitrag leisten.

Bild 3.2.3 zeigt, daß der Versuch KSL004 mit der größten Ausgangsspannung von $\sigma_1 = 391 \text{ kN/m}^2$ die größten Dehnungen liefert, welche deutlich nach etwa 100 Lastzyklen oberhalb der Dehnungen aus dem Versuch KSL003 mit $\sigma_1 = 195 \text{ kN/m}^2$ liegen.

Die Dehnungen aus dem Versuch KSL007 mit $\sigma_1 = 67 \text{ kN/m}^2$ liegen ab $N = 500$ jedoch zwischen den Dehnungen aus den beiden erstgenannten Versuchen. Dies steht in einem gewissen Widerspruch zu o. g. Erwartung. Eine Möglichkeit der Deutung liegt darin, daß die in o. g. Versuchen aufgebrauchten Spannungen ihrem Betrag nach zu klein sind, um die Auswirkung einer Korneigenschaft, wie σ_{BK} auf die bleibende Dehnung infolge zyklischer Last deutlich hervortreten zu lassen. Hingegen lassen die Ergebnisse aus Bild 3.2.1, bei denen die Spannungsverhältnisse $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ und nicht das Spannungsniveau die Dehnungsverläufe bestimmen, eher die Deutung zu, daß im Ödometer bei zyklischer Belastung die Wirkung von E_k auf die bleibende Dehnung größer ist als die von σ_{BK} .

Bild 3.2.3 zeigt aber auch, daß es für die Ermittlung der Größe der bleibenden Dehnung infolge zyklischer Last im Kompressionsversuch unwesentlich ist, von welchem Spannungsniveau (67 bis 391 kN/m^2) ausgegangen wird. Die hier aufgebrauchten Ausgangsspannungen umfassen dabei einen Bereich, der auch für die Praxis von Interesse ist, wie das Beispiel in Abschnitt 2.3 (Tabelle 2.3.1) zeigt.

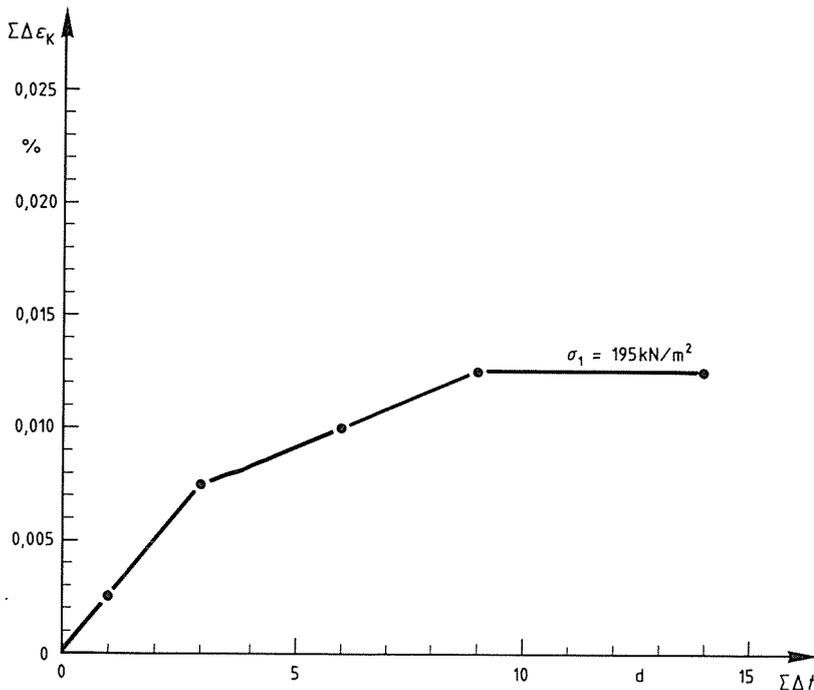


Bild 3.2.4: Kriechen im Kompressionsversuch, $\sigma_1 = \text{konst.}$ (Versuch KSL002)

Bild 3.2.4 zeigt den Dehnungsverlauf eines Kriechversuches mit der Vertikalspannung $\sigma_1 = 195 \text{ kN/m}^2$. Es zeigt sich, daß im Vergleich zu Bild 3.2.1 die Kriechverformung die Größenordnung der bleibenden Dehnung infolge zyklischer Belastung der Versuche KSL006 und KSL005 mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,012$ bzw. $0,007$ erreicht.

Werden gemäß Bild 3.2 b einem Lastzyklus 30 sec. zugeordnet, so entspricht eine Lastspielzahl von $N = 10\,000$ einer Zeit von 3,5 Tagen. Im Versuch KSL006 wurde eine Dehnung von $\varepsilon_{(10000)} = 0,012 \%$ gemessen. Die entsprechende Dehnung nach 3,5 Tagen im Kriechversuch beträgt $\varepsilon_k = 0,0074 \%$. Das heißt bei kleinen Amplituden beträgt der zeitliche Einfluß immerhin 60% der gemessenen Dehnung infolge zyklischer Belastung. Bei gleicher Betrachtung ($N = 10000$) ergibt sich bei größeren Amplituden, z. B. im Versuch KSL003 mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,1$ ein Anteil von 23% und im Versuch KSL0010 mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,2$ ein Anteil von 4%. Betrachtet man die bleibende Dehnung des Versuches KSL003 nach größeren Lastspielzahlen, z. B. bei $N = 40320$ mit $\varepsilon_{bl} = 0,047 \%$, so ergibt die entsprechende Kriech-

dehnung nach 14 Tagen mit $\varepsilon_k = 0,0125\%$ einen zeitlichen Anteil an der zyklischen Gesamtsetzung von 26%. Um den zeitlichen Anteil an der Gesamtsetzung vernachlässigen zu können müssen deshalb bei kleinen Amplituden entsprechend hohe Lastspielzahlen aufgebracht werden.

3.3. Vergleich der Ergebnisse aus Triaxial- und Kompressionsversuchen

3.3.1 Statische Versuche

In Bild 3.3.1 sind in doppelt-logarithmischem Maßstab die Axialspannungen über die Axialdehnungen infolge der Herstellung der statischen Ausgangssituation aufgetragen worden. Herangezogen wurden dazu Triaxial- und Kompressionsversuche, welche in einer Tabelle in Bild 3.3.1 zusammengestellt sind. Es zeigt sich, daß der Steifigkeits-exponent α_m bei dem Potenzansatz $\sigma \approx \varepsilon^{\alpha_m}$ bei Triaxial- und Ödometerversuchen nur geringen Schwankungen unterliegt, auch wenn bei verschiedenen Versuchsarten verschiedene Einbaudichten verwendet werden. Der Wert α_m in o.g. Tabelle ist die aus den Meßpunkten errechnete, mittlere Steigung der Geraden in Bild 3.3.1. Demnach liegt α_m zwischen einem Wert von 2,0 und 3,0. Aus einem Vergleich der Axialdehnung in Bild 3.3.1 geht hervor, daß die Verschiebungen im Triaxialgerät zu klein ausfallen. Dies kann dadurch gedeutet werden, daß das Verhältnis von $K = \sigma_3/\sigma_1$ zu groß gewählt wurde. Demnach läßt sich mit Variation von $K = \sigma_3/\sigma_1$ ein finden, welches dem im Ödometer entspricht und die gleiche Dehnung liefert.

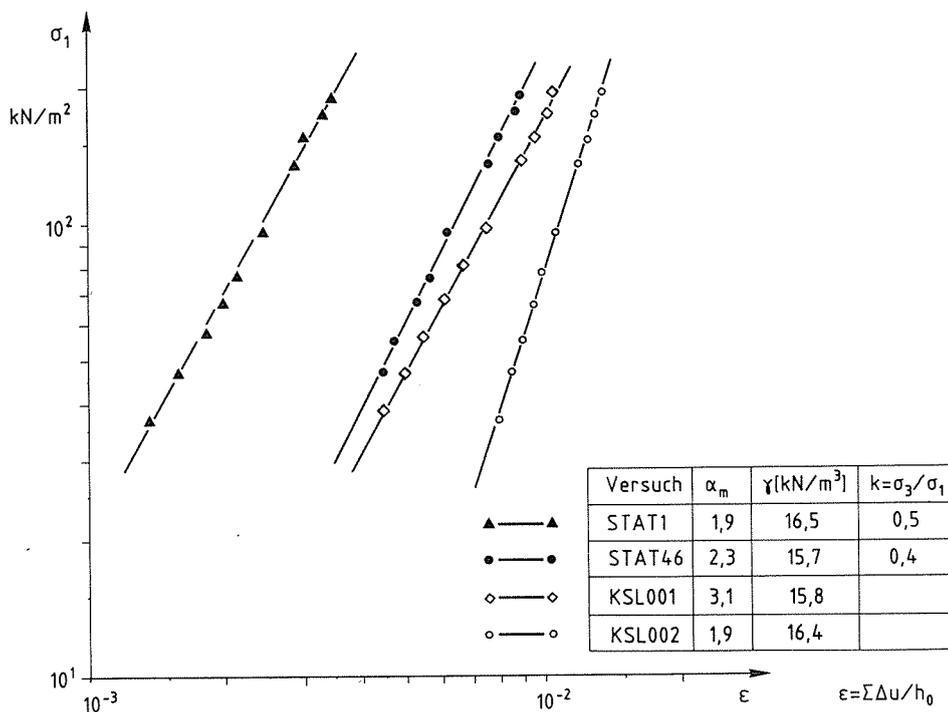


Bild 3.3.1: Spannungs-Dehnungsdiagramm im Triaxial- und Kompressionsversuch

3.3.2 Zyklische Versuche

Gemäß den Ergebnissen der Triaxialversuche beeinflusst die Wahl des Spannungsverhältnisses $K = \sigma_3/\sigma_1$ den Wert der bleibenden Dehnung wesentlich. Der Zuwachs der bleibenden Dehnung bei kleinen Amplituden wird jedoch von der Größe der Schwellamplitude kaum beeinflusst; die Geraden in Bild 3.1.2 verlaufen annähernd parallel zueinander. Darin besteht ein Unterschied zu den Kompressionsversuchen, bei denen die Steigung der Geraden im Laufe der zyklischen Belastung durch die Größe des Eingangswertes bei kleinen Amplituden bestimmt wird. Dies entspricht der Erwartung, daß durch die Unterdrückung des starrkörnigen Verschiebungsanteils im Ödometer nach Abschnitt 2.0 der Einfluß der zyklisch aufgebrachten Spannung auf die bleibende Dehnung hervortritt.

Verglichen werden Versuche mit gleicher statischer Ausgangsspannung $\sigma_1 = 195 \text{ kN/m}^2$ und gleichem Eingangswert. Als Maß für die Abweichung der Dehnungen wird das Verhältnis aus der Dehnung der Triaxialprobe und der Dehnung der Ödometerprobe nach dem ersten Lastzyklus und nach der jeweilig vergleichbaren höchsten Zyklanzahl genommen. Diese Verhältnisse wurden hier mit $\varepsilon_{1TR}/\varepsilon_{1ÖD}$ und $\varepsilon_{(N)TR}/\varepsilon_{(N)ÖD}$ bezeichnet.

In Tabelle 3.3.0 sind die herangezogenen Versuche zusammengestellt. Neben dem Eingangswert sind in jeder Zeile die miteinander verglichenen Versuche mit den entsprechenden Dehnungsverhältnissen aufgeführt. In der letzten Spalte ist die jeweilige Vergleichslastspielzahl N_v zu finden.

Aus Tabelle 3.3 geht hervor, daß die Dehnungen aus Triaxial-versuchen bei Eingangswerten mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 > 0,1$ nach dem ersten Lastzyklus größer ausfallen. Bei größeren Lastspielzahlen mit den hier aufgebrauchten Spannungsamplituden verringert sich jedoch der Unterschied auf einen Faktor von 1,2.

Tabelle 3.3: Triaxial- und Ödometerversuche mit gleichem Eingangswert, Vergleichslastspielzahlen N_v

Ifd. Nr	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	Triaxial- versuche	$K = \sigma_3/\sigma_1$	Ödometer- versuche	N_v
	[-]		[-]		
1	0,3	42/1	0,4	KSL002	39773
2	0,1	TSD001	0,4	KSL003	4489
3	0,05	TSD003	0,4	KSL009	50000
4	0,05	TSD002	0,36	KSL009	4800

Tabelle 3.3.1: Verhältniszahlen aus bleibender Dehnung der Triaxial- und Ödometerversuche nach dem ersten Lastspiel $\varepsilon_{1TR}/\varepsilon_{1ÖD}$, und Verhältniszahlen nach der Vergleichslastspielzahl N_v $\varepsilon_{(NV)TR}/\varepsilon_{(NV)ÖD}$

Ifd.Nr	$\varepsilon_{1TR}/\varepsilon_{1ÖD}$	$\varepsilon_{(NV)TR}/\varepsilon_{(NV)ÖD}$	N_v
1	17,84	1,728	39773
2	4,88	1,225	4489
3	0,86	0,49	50000
4	1,54	1,19	4800

Für sehr kleine Amplituden im Versuch TSD002 (bei der Ruhedruckbedingung mit $K_o = 0,36$ nach [34]) stimmen die Dehnungen recht gut überein, während der Versuch TSD003 mit einem etwas höheren Seitendruck, als es der Wert von $K_o = 0,36$ verlangt, bereits kleinere Dehnungen liefert. Nach 50000 Lastspielen ist die Probendehnung nur noch halb so groß, wie die entsprechende aus dem Ödometerversuch. Dieses Verhalten entspricht dem angestellten Vergleich in Bild 3.3.1, bei dem statische Triaxialversuche mit K-Werten größer als K_o , durchweg kleinere Dehnungen als im Kompressionsversuch ergeben.

Übereinstimmung bei zyklischen Versuchen ist dann zu erwarten, wenn das gewählte Spannungsverhältnis aus Horizontal- und Vertikalspannung im Triaxialversuch mit dem Ruhedruckbeiwert übereinstimmt und das entsprechende Spannungsverhältnis im oberen Umkehrpunkt der zyklischen Belastung, $K^o = \sigma_3 / (\sigma_1 + \Delta\sigma_1)$, nur wenig vom Ruhedruckbeiwert abweicht. Dies ist nur bei kleinen Amplituden möglich und trifft auf den Versuch TSD002 zu. (Dort ist $K_{stat} = K_o = 0,36$ und $K^o = 0,34$). Zyklische Triaxialversuche, deren Spannungsverhältnis K^o stets größer als der Ruhedruckbeiwert K_o ist, ergeben gemäß TSD003 kleinere Dehnungen. (Dort ist $K_{stat} = 0,4 > K_o$ und $K^o = 0,38 > K_o$). Wie Tabelle 3.3.0 zeigt sind die Unterschiede in den Dehnungen aus Triaxial- und Kompressionsversuchen in dem hier aufgebrauchten Amplitudenbereich bei höheren Lastspielzahlen nicht groß (Faktor 1,7 bis 0,5). Jedoch liefern die Triaxialversuche auch bei kleinen Amplituden eher etwas größere Dehnungen.

3.4. Probendehnung und Setzung von Modellfundamenten infolge zyklischer Last.

Mit Hilfe der an Bodenproben gemessenen Dehnungen wird im folgenden versucht, die Setzung eines zyklisch belasteten Modellfundaments zu berechnen. Das Modellfundament wird gewählt, weil bei ihm der Baugrund und die Belastung genauer bekannt sind als bei den untersuchten Brückenfundamenten.

Dabei interessiert zugleich die Frage, welcher der beiden Deformationsmoden nach Abschnitt 2.0 die Setzung von Modellfundamenten bestimmt. Dem Vergleich in 3.3.0 zufolge, liefert der Triaxialversuch, was die Größenordnung anbelangt, im Bereich des Ruhedrucks eher größere Dehnungen als der Kompressionsversuch. Darüber hinaus ist durch eine geeignete Wahl von σ_3/σ_1 im Triaxialgerät immer eine Möglichkeit gegeben, die aus Versuchen gewonnenen Dehnungen im Sinne von Gl. (29) einem beobachteten Setzungsverlauf anzupassen. Dieser Freiheitsgrad ist im Ödometer nach 2.3 jedoch nicht gegeben. Daher erhärtet sich die Fragestellung nach der Art der Deformation dahingehend, ob aus den Dehnungen von zyklischen Kompressionsversuchen überhaupt die Größenordnung und der Verlauf der Setzung von Modellfundamenten ermittelt werden kann.

Als Beispiel wird ein Modellversuch auf Sand mit $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$ in [26] genommen. Das Kreisfundament ohne Einbindetiefe mit dem Radius $r = 8,9 \text{ cm}$ wurde mit einer statischen Last von $P_{stat} = 429 \text{ N}$ belastet. Die statische Setzung betrug $0,25 \text{ mm}$. Anschließend erfolgte eine dynamische Belastung mit $P_{dyn}/P_{stat} = 0,3$ und der Frequenz

$f = 30$ Hz. Der Setzungsverlauf dieses Modellfundamentes ist in Abb. 7.3 (Kurve a) in [26] zu finden. Nach 106 Lastspielen betrug die Setzung infolge dynamischer Last 1,2 mm. Nach den Ergebnissen aus Kompressionsversuchen (3.2.1) hat der Wert der statischen Ausgangsspannung einen geringen Einfluß auf den Verlauf der bleibenden Dehnung infolge zyklischer Last. Damit gewinnt der Eingangswert $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ nach Gl. (91) im ersten Bericht an zentraler Bedeutung, da dieser den Versuchsergebnissen (3.2.1) zufolge, maßgeblich Größe und Verlauf der Dehnung bestimmt. Für die Ermittlung der Setzung infolge zyklischer Last ist somit für das o. g. Modellfundament der Verlauf der Eingangswerte unterhalb des Fundamentes gesucht. Das heißt, die Spannungsverteilung infolge statischer Auflast wird bis zu einer hier angesetzten Tiefe von $t_s = 4r$ mit Hilfe der Einflußwerte ($l(z)$ nach [20]) für Kreisfundamente gemäß Gl. (87) abgeschätzt. Mit Gl. (91) (mit $U_B = P_{dyn}/P_{stat}$) werden die Eingangswerte gebildet und auf die erste Stelle nach dem Komma aufgerundet (siehe Tabelle 3.4.2). Diese entsprechen dann denjenigen aus den durchgeführten Kompressionsversuchen und ergeben, über die dimensionslose Tiefe $\eta = z/r$ aufgetragen, das in Bild 3.4.1 dargestellte Belastungsprofil.

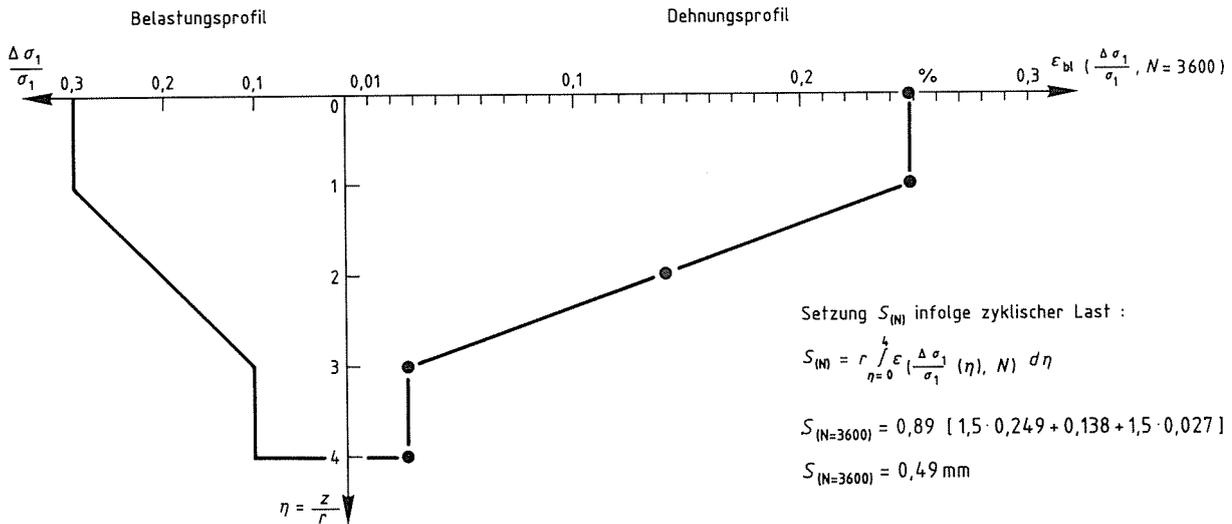


Bild 3.4.1: Belastungsprofil unterhalb eines Kreisfundamentes ($r = 8,9$ cm) im Modellversuch mit $P_{dyn}/P_{stat} = 0,3$ Dehnungsprofil aus Kompressionsversuchen gemäß 3.2.1 nach 3600 Lastspielen und Bestimmung der Setzung

Analog Gl. (29) für die Setzung infolge statischer Last ergibt sich die Setzung im N-ten Lastspiel, $S_{(N)}$, aus Integration über die Einflußtiefe t_s derjenigen Dehnungen im N-ten Lastspiel, welche dem Belastungsprofil entsprechen zu:

Tabelle 3.4.1: Ermittlung der Eingangswerte unterhalb eines kreisförmigen Modellfundamentes ohne Einbindetiefe

($r = 8,9$ cm, $P_{dyn}/P_{stat} = 0,3$, $P_{stat} = 0,429$ kN
Wichte des Bodens $\gamma = 16,5$ kN/m³)

Tiefe	Eigen- gewicht Boden	Einfluß- wert	Spannung infolge P_{stat}	Spannungs- amplitude	Eingangs- wert Gl.(91)
z/r		$l(z)$	$l(z)\sigma_s$	$\Delta\sigma_1(z)$	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$
[-]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]
0	0	1,0	17,239	5,172	0,300
1	1,469	0,646	11,13	3,341	0,265
2	2,937	0,284	4,896	1,469	0,188
3	4,405	0,146	2,517	0,755	0,109
4	5,874	0,087	1,500	0,450	0,061

Tabelle 3.4.2: Eingangswerte für Laborversuche

Tiefe	Eingangswert Gl.(91)	EINGANGSWERT LABOR
z/r	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$
[-]	[-]	[-]
0	0,300	0,3
1	0,265	0,3
2	0,188	0,2
3	0,109	0,1
4	0,061	0,1

$$S_{(N)} = r \cdot \int_0^{t/r} \varepsilon \left(\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_1}(\eta), N \right) d\eta \quad (104)$$

Als Beispiel sind die dem Belastungsprofil entsprechenden bleibenden Dehnungen nach $N = 3600$ Lastspielen aus den Kompressionsversuchen nach Bild 3.2.1 als Dehnungsprofil in Bild 3.4.1 dargestellt. Gemäß Gl. (104) ergibt sich die Setzung im N -ten Lastspiel als Fläche des Dehnungsprofils im N -ten Lastspiel.

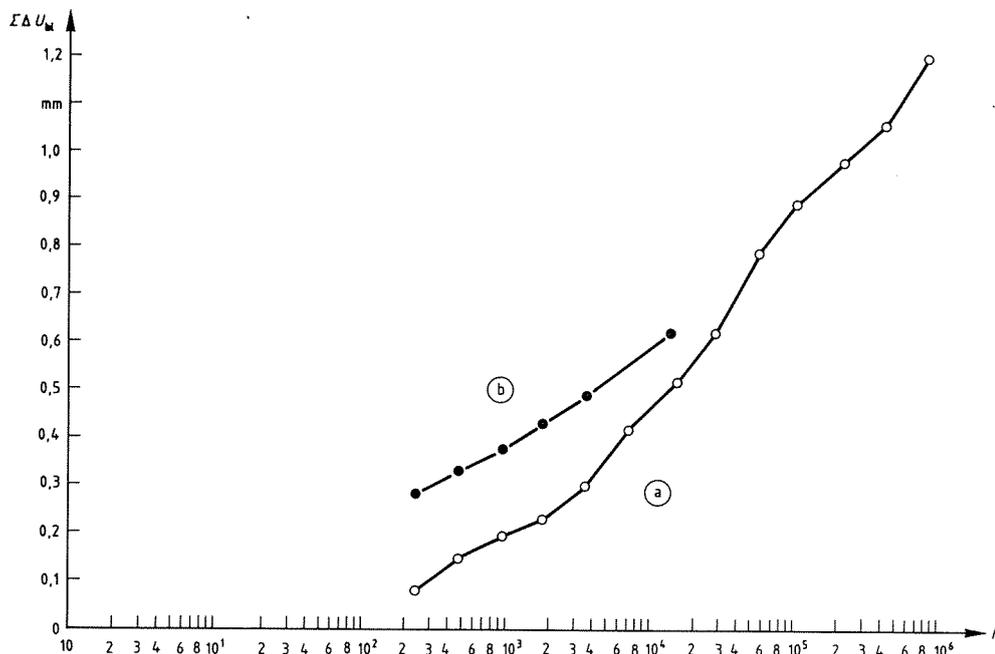


Bild 3.4.2: Setzung eines Modellfundamentes infolge dynamischer Last (Kurve a) mit $P_{\text{dyn}}/P_{\text{stat}} = 0,3$ im Vergleich zur errechneten Setzung aus Kompressionsversuchen (Kurve b)

Bild 3.4.2 zeigt die Setzung des o. g. Modellfundamentes, welche aus Abb. 7.3. in [26] abgegriffen wurde, ohne den statischen Setzungsanteil von 0,25 mm. Zum Vergleich sind die aus den entsprechenden Dehnungsprofilen gewonnenen Setzungen (vergl. Bild 3.2.1) aufgetragen. Wie Bild 3.4.2 zeigt, geben die aus den Kompressionsversuchen gewonnenen Setzungen den Verlauf gut wieder. Auch die Größenordnung stimmt bei größeren Lastspielzahlen zunehmend überein. Nach $N \approx 14000$ ist das Verhältnis der aus Kompressionsversuchen ermittelten Setzungen S_K zur Setzung S_M aus dem Modellversuch $S_K/S_M = 1,2$.

Aus der hier durchgeführten Abschätzung geht somit hervor, daß grundsätzlich mit Hilfe von Ödometerversuchen die Setzung infolge zyklischer Last ermittelt werden kann. Dieses Ergebnis spricht eher dafür, daß auch die Setzung unter zyklischer Last von einer Bodeneigenschaft mit der Dimension einer Spannung bestimmt wird. Die hier durchgeführte Abschätzung zeigt aber auch, daß es in Hinblick auf eine Setzungsprognose bei sandigen Böden (Abschnitt 6.0.0) eher auf die versuchstechnische Realisierung eines Belastungsprofils gemäß Bild 3.4.1 ankommt und weniger auf die exakte Erzeugung des Überlagerungsdruckes. Bei den in Bild 3.4.2 dargestellten Setzungen betrug die statische Ausgangsspannung der Ödometerversuche etwa das 10-fache derjenigen im o. g. Modellversuch.

4. Messungen an aufgeständerter Strecke

Ziel der Messungen ist es, festzustellen, wie groß der Setzungsanteil infolge zyklischer Belastung unter realen Betriebsbedingungen werden kann.

4.0.1 Beobachtete Bauwerke

Insgesamt wurden an 5 Brückenbauwerken Setzungsmessungen durchgeführt. Dabei handelt es sich um eine Straßenbrücke in Berlin-Spandau und 4 Eisenbahnbrücken. Von den Eisenbahnbrücken liegen 3 im südlichen Teilabschnitt der Neubaustrecke (NBS) Hannover-Würzburg (H/W). Dabei handelt es sich um die Sinntalbrücke Schaippach, die Talbrücke Bartelsgraben und die Sinntalbrücke Zeitlofs. Eine weitere Eisenbahnbrücke liegt nördlich von Göttingen bei (Göttingen-Weende). Vornehmlich wurden flachgegründete Pfeilerfundamente im Meßprogramm erfaßt, deren Baugrund bislang keinen anderen Bauwerkslasten ausgesetzt war. Um einen Vergleich der Größenordnung der Setzung bei anderen Gründungsarten zu bekommen, wurden auch Pfahlgründungen beobachtet, wenn der damit in der Regel verbundene, größere Zeitaufwand dies zuließ. In der folgenden Dokumentation sind die erforderlichen Angaben über Gründungsabmessungen, Belastung, Baugrundverhältnisse aus Unterlagen (Gründungsgutachten, Statiken etc.) entnommen worden, welche von Stellen, soweit dies möglich war, zur Verfügung gestellt wurden und als Quellenangaben ausgewiesen sind. Dies gilt auch für den vermessungstechnischen Teil.

Senator für Bau- und Wohnungswesen Berlin Senator für Verkehr und Betriebe Berlin Bundesbahndirektion Hannover Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale Bundesbahndirektion Nürnberg Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale.

4.0.2 Setzungsmessungen, Abschätzung der Genauigkeit und Fehlerquellen.

Bei den beobachteten Bauwerken wurden die Höhen der Setzungsbolzen an den Pfeilern durch Feinnivellement im Hin- und Rückweg bestimmt. Als Meßgeräte dienten ein Präzisionsnivelliergerät Wild NAK2 und Invarnivellierlatten (von 2,0 m und 3,0 m Länge) mit Zentimeter-Strichteilung.

Mit Hilfe des Planplattenmikrometers werden Zehntelmillimeter abgelesen und Hundertstelmmillimeter geschätzt. Die Kontrolle des Ablesefehlers erfolgte über einen Vergleich der Differenz der beiden Ablesungen an den zwei nebeneinander liegenden Lattenteilungen mit der Lattenkonstanten. Der maximal zulässige Ablesefehler f_a bei einer Visur wurde auf $f_a = 0,1$ mm festgesetzt. Bei größerem Ablesefehler wurde die Ablesung wiederholt.

Da bei gleich großen Zielweiten der Justierfehler im gemessenen Höhenunterschied aus Vor- und Rückblick herausfällt, sollten die Zielweiten in einer Aufstellung immer gleich groß sein. Diese Bedingung kann aufgrund der Gelände- verhältnisse und Lage der Setzungsbolzen nicht eingehalten werden. Deswegen wurde das Instrument auf einen Zielweitenbereich von 10–30 m nach der in [39] mit 7.2 bezeichneten Methode justiert. Bei jeder Justierung verbleibt ein Restfehler [39], der sich zusammensetzt aus dem Fehler bei der Einstellung des Fadenkreuzes auf einen Sollwert und den Ablesefehlern bei der Ermittlung dieses Sollwertes, welcher sich bei der hier gewählten Methode aus 4 Ablesungen ergibt. O. g. Restfehler ist systematisch und tritt bei allen Messungen mit dem gleichen Vorzeichen auf. Der mittlere Restfehler der Methode 7.2 beträgt nach [39] bei einer Zielweitendifferenz von 20,0 m + 0,076 mm. Dieser Restfehler wird nicht weiter berücksichtigt, weil die Summe der Zielweitendifferenzen in den jeweiligen Nivellierzügen zu den jeweiligen Setzungsbolzen bei den hier durchgeführten Messungen wegen ähnlich gewählter Instrumenten- und Lattenstandpunkte sich kaum unterscheidet.

Bei der Ermittlung des hier interessierenden Setzungszuwachses aus der Differenz zweier Höhenkoten sind aus dem verbleibenden Restfehler kaum Fehler in den Ergebnissen zu erwarten.

Zur Abschätzung der zu erwartenden Genauigkeit der Setzungsmessungen kann der maximal zulässige Ablesefehler f_a herangezogen werden. Der Ablesefehler ist zufällig und tritt mit verschiedenen Vorzeichen innerhalb eines Nivellierzuges auf. Für jede Instrumentenaufstellung ergibt sich aus den zwei Ablesungen mit dem Fehler $f_a = + 0,1$ mm der Fehler f_o in der Bestimmung der jeweiligen Höhendifferenz aus dem Fortpflanzungsgesetz zufälliger Fehler in der Statistik mit

$$f_o = \pm \sqrt{f_a^2 + f_a^2} \quad (105)$$

zu $f_o = + 0,14$ mm.

Die im Hinweg gemessene Höhe h_B eines Setzungsbolzens wird damit bei insgesamt n-Instrumentenaufstellungen mit dem Fehler f_B

$$f_B = \pm f_o \sqrt{n} \quad (106)$$

behaftet sein. Der jeweilige Fehler im Hin- und Rückweg ist wegen jeweils gleicher Anzahl von Instrumentenaufstellungen gleich groß. Da die Höhe eines Setzungsbolzens aus dem arithmetischen Mittel der Höhen aus Hin- und Rückweg bestimmt wird, ist der Fehler f_h der Bolzenhöhe

$$f_h = \pm \frac{f_B}{\sqrt{2}} \quad (107)$$

Die Setzung eines Bolzens ΔS_B ergibt sich aus der Differenz zweier mit dem Fehler f_h ermittelten Höhen. Die Fehler addieren sich gemäß Gl. (105) woraus sich der Fehler der Setzungsdifferenz $f\Delta S_B$ eines Bolzens zu

$$f\Delta S_B = \sqrt{2} \cdot f_h \quad (108)$$

ergibt. Mit Gl. (107) in Gl. (108) eingesetzt folgt $f\Delta S_B = f_B$. Die Pfeilersetzung ΔS_{Pf} ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel der Bolzensetzung ΔS_{Bi} mit dem jeweiligen Fehler f_B zu:

$$\Delta S_{Pf} = 1/n_B \cdot \sum_{i=1}^{n_B} \Delta S_{Bi} \quad (109)$$

Die Setzung eines Pfeilers, ΔS_{Pf} , mit der Bolzenanzahl n_B ist dementsprechend mit dem Fehler

$$f\Delta S_{Pf} = \pm \frac{f_B}{\sqrt{n_B}} \quad (110)$$

behaftet. Als ungünstigste Abweichung infolge zufälliger Fehler wird für die Pfeilersetzung

$$\max f = 2 \cdot f \Delta S_{Pf} \quad (111)$$

Tabelle 4.: Zusammenstellung der zu erwartenden Meßgenauigkeit infolge zufälliger Fehler bei den Setzungsmessungen

OBJEKT	PFEILER	n_B Anzahl Bolzen	n_B Anzahl Aufstellungen im Hinweg	$\pm f_o n$ Höhenfehler eines Bolzens im Hinweg mm	$\pm f_B/2$ Höhenfehler eines Bolzens (Hin + Rück) mm	$\pm f_B/n_B$ Fehler Pfeiler Setzung mm
Wiesendamm Göttingen	1	4	1	+ 0,14	+ 0,098	+ 0,07
	5	3	7	+ 0,37	+ 0,26	+ 0,15
	4	4	8	+ 0,396	+ 0,28	+ 0,14
	3	1	9	+ 0,42	+ 0,296	+ 0,296
	2	2	10	+ 0,44	+ 0,313	+ 0,22
Bartels- graben	4	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
	5	4	6	+ 0,343	+ 0,243	+ 0,122
	6	4	8	+ 0,396	+ 0,28	+ 0,14
	12	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
	13	4	2	+ 0,198	+ 0,14	+ 0,099
Schaippach	14	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
	3	4	3	+ 0,242	+ 0,171	+ 0,12
	4	4	3	+ 0,242	+ 0,171	+ 0,12
	5	4	3	+ 0,242	+ 0,171	+ 0,12
	6	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
Zeitlofs	7	4	5	+ 0,313	+ 0,22	+ 0,157
	5	4	6	+ 0,343	+ 0,243	+ 0,122
	6	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
	7	4	2	+ 0,198	+ 0,14	+ 0,099
	8	4	3	+ 0,242	+ 0,171	+ 0,12
	10	1*	4	+ 0,28	+ 0,197	+ 0,28
			(1)	+ 0,14	+ 0,098	+ 0,14
	11	4	4	+ 0,28	+ 0,198	+ 0,14
12	4	2	+ 0,198	+ 0,14	+ 0,099	
13	4	3	+ 0,242	+ 0,171	+ 0,12	

* Es wurde nur ein Bolzen beobachtet.

angenommen. In Tabelle 4. sind für alle jeweils beobachteten Pfeiler und deren Setzungsbolzen die für die Abschätzung notwendigen Daten zusammengestellt. In der letzten Spalte ist der erwartete Fehler der Pfeilersetzung aus Gl. (110) zu finden. Dieser Fehler geht von optimalen Messungen aus, wenn davon ausgegangen wird, daß außer den Ablesefehlern keine sonstigen Meßfehler unterlaufen sind. Nicht erfaßt werden Fehler, welche durch ungleiches Latenaufsetzen, unregelmäßiges Einsinken von Instrument und Nivellierlatte zustande kommen. Der daraus resultierende Fehler äußert sich in einem Sprung, welcher sich systematisch durch die Setzungslinie aller Pfeiler hindurchzieht und sich meistens in deren Hebung äußert. Einen Sprung in der Setzungslinie verursacht jedoch auch eine Bewegung des jeweiligen Höhenfestpunktes, auf den sich eine Messung bezieht. So entspricht eine Hebung des Höhenfestpunktes einer Zunahme der Bauwerkssetzung und eine Setzung des Höhenfestpunktes einer Hebung des Bauwerkes.

Einem vermessungstechnischen Bericht zufolge [40] betrug die Setzung eines Höhenfestpunktes 1,6 mm. Somit ist es empfehlenswert, innerhalb eines Nivellierzuges eine Kontrollmöglichkeit mit 2 Höhenfestpunkten vorzusehen. Diese Kontrollmöglichkeit war jedoch, wegen der zu großen Entfernung der Höhenfestpunkte voneinander, nicht immer gegeben. Als Maß für die äußere Genauigkeit einer Messung darf der Anschlußfehler f in (mm) aus Hin- und Rückweg nicht größer als

$$f_{zul} = 2 \sqrt{s} \text{ (km)} \quad (112)$$

sein.

Dabei ist s die Nivellierstrecke im Hin- und Rückweg. Bei allen durchgeführten Messungen war die Bedingung $f < f_{zul}$ erfüllt.

4.1. Wiesendammbrücke

Die Wiesendammbrücke in Berlin Spandau ist eine behelfsmäßige, 2-feldrige Straßenbrücke aus Stahl, die im Zuge der Brückenerneuerung einer älteren Brücke neben ihr, das Verkehrsaufkommen zu einem Industriegebiet aufrechterhält.

Die entsprechenden Lasten der Behelfsbrücke aus den beiden Feldern (1 x 20,9 m; 1 x 39,9 m) werden über einen Stützrahmen und ein Flachfundament in den Boden eingeleitet.

Ein Widerlager des Brückenneubaus mit dem dazu erforderlichen Baugrubenaushub und der Baugrubenumschließung ist in direkter Nähe des Flachfundamentes der Behelfsbrücke geplant. In Hinblick auf diese Baumaßnahme ist das Fundament selbst mit einer 3,0 m langen Spundwand ummantelt.

4.1.1 Fundamentabmessungen und Belastung

In Tabelle 4.1 sind die Fundamentabmessungen sowie die Sohlspannungen σ_s infolge der Vertikallast P_{stat} aus ständigen Lasten (Eigengewicht und Wind quer) und die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_{1,s}$ infolge maximaler Vertikallast P_v infolge Verkehr aus der Statik, [41], zusammengestellt. In der nächsten Spalte steht der Nutzungsgrad U_B nach Gl. (85), gefolgt von der werktäglichen Anzahl der Kraftfahrzeuge.

Tabelle 4.1: Fundamentabmessungen und Belastung

Pfeiler	Abmessungen	σ_s	$\Delta\sigma_{1,s}$	U_B	N
Nr.	m x m	kN/m ²	kN/m ²	[-]	Kfz/Tag
1	3,0 x 7,0	101,28	99,9	0,98	11283

Lastspiele

Aus dem Strombelastungsplan, [42] einer im Jahre 83 durchgeführten Straßenverkehrserhebung geht hervor, daß an einem Werktag die Wiesendammbrücke innerhalb der Zeitspanne von 7 – 19 Uhr von 11283 Kfz befahren wurde. Der LKW – Anteil davon betrug 26,7%. Da das Verkehrsaufkommen hauptsächlich durch das Industriegebiet bestimmt wird, werden als Mindestmaß für die Beanspruchung der Brücke infolge Wechsellast über längere Zeiträume allein die Werktage herangezogen. Für einen Monat mit 20 Arbeitstagen bedeutet dies 225 660 Kfz-Überfahrten. Dies entspricht einem monatlichen Aufkommen von 60 251 LKW.

4.1.2 Baugrundverhältnisse

Im Bereich des Fundamentes wurde gemäß [43] die Bohrung B2 niedergebracht. Der Schichtenaufbau geht aus Bild 4.1.1 hervor. Der Untergrund besteht vorwiegend aus Sand, für den im Bereich von 5,0 – 6,50 m und 7,50 – 10 m Tiefe

Kornverteilungskurven [43] vorliegen, welche für den Bereich 5,0 – 6,50 m einen gleichkörnigen ($U = 1,61$), schwach grobsandigen Mittelsand und für den Bereich 7,50 – 10 m einen gleichkörnigen ($U = 1,8$), stark feinsandigen Mittelsand ergeben. Zur Bestimmung der Lagerungsdichte wurden mit einer leichten Rammsonde (LRS 5) am 2. 7. 87 drei Sondierungen, RS1 bis RS3, durchgeführt; RS2 östlich und RS1, RS3 westlich in Fundamentachse (siehe Bild 4.1.1).

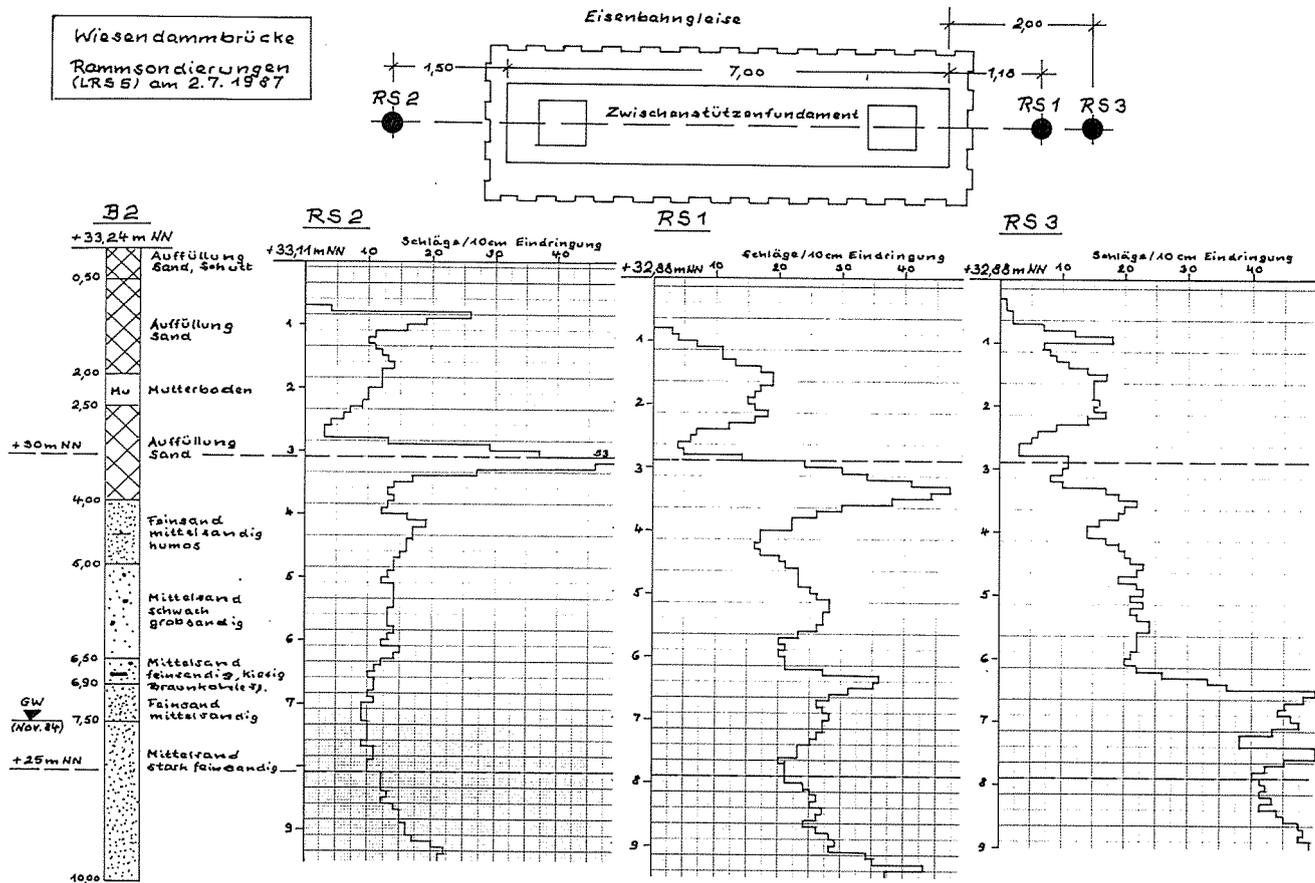


Bild 4.1.1: Wiesendammbücke – Baugrund und Profile der Rammsondierungen (LRS5)

Die Grenzen zwischen lockerer und mitteldichter Lagerungsdichte liegen bei $D = 0,3$ und zwischen mitteldichter und dichter Lagerung bei $D = 0,5$ [20]. Gemäß Bild 29 in DIN 4094 Teil 2 oder den dort angegebenen Gleichungen für $U < 3$ mit denen für verschiedene Rammsonden, der Lagerungsdichte eine bestimmte Schlagzahl für die jeweiligen Eindringungstiefen von 10 cm zugeordnet wird, ergeben sich für die oben genannten Grenzen der Lagerungsdichte folgende Schlagzahlen (LRS 5):

$$\text{Für } D = 0,3: n_k = 6, \text{ für } D = 0,5: n_k = 19.$$

Diese Schlagzahlen sind in Bild 4.1.1 eingezeichnet. Im Bereich unterhalb der Spundwand, d. h., unterhalb der Kote + 30 mNN der Bohrung B2 ergibt sich für RS 2 mitteldichte Lagerung, für RS 1 mitteldicht bis dichte Lagerung und für RS 3 mitteldichte, im Bereich unterhalb 6 m Rammtiefe sehr dichte Lagerung. Abgesehen von der örtlichen Streuung der nicht weit voneinander entfernt liegenden Sondierungen kann zumindest von mitteldichter Lagerung ausgegangen werden. Der Grundwasserstand vom Nov. 1984 auf Kote + 25,5 mNN wird durch die Rammprofile nicht bestätigt, da die zu erwartende Abnahme der Schläge pro Eindringtiefe nicht aus ihnen hervorgeht.

4.1.3 Vermessungstechnische Arbeiten

Insgesamt werden 16 Messungen durchgeführt, davon 7 vor Inbetriebnahme der Brücke. Als Sicherungspunkt diente ein I-Träger, der von der ausführenden Baufirma in etwa 25 m Entfernung vom Fundament eingerammt wurde. Die Kote des Trägers wurde am 12. 12. 86 mit Hilfe eines bekannten etwa 300 m entfernten Höhenfestpunktes bestimmt. Zusätzlich zu diesem Sicherungspunkt wurden bei der Fundamentherstellung 4 Setzungsbolzen in den Eckbereich des Fundamentes eingebracht. Nach Fertigstellung des Fundamentes (siehe Bild 4.1.2 und 4.1.3) wurde am 18. 2. 87 der Sicherungspunkt durch Anschluß an den Höhenfestpunkt überprüft und die Null-Messung vorgenommen. Am 19. 02. wurde der Stützrahmen montiert und anschließend am 20. 2. die Fahrbahn aufgebracht.

Für die erste Messung am 2. 3. 87 wird dementsprechend für die Zeitbelastungslinie die in Tabelle 4.1 angegebene Sohlspannung angenommen.

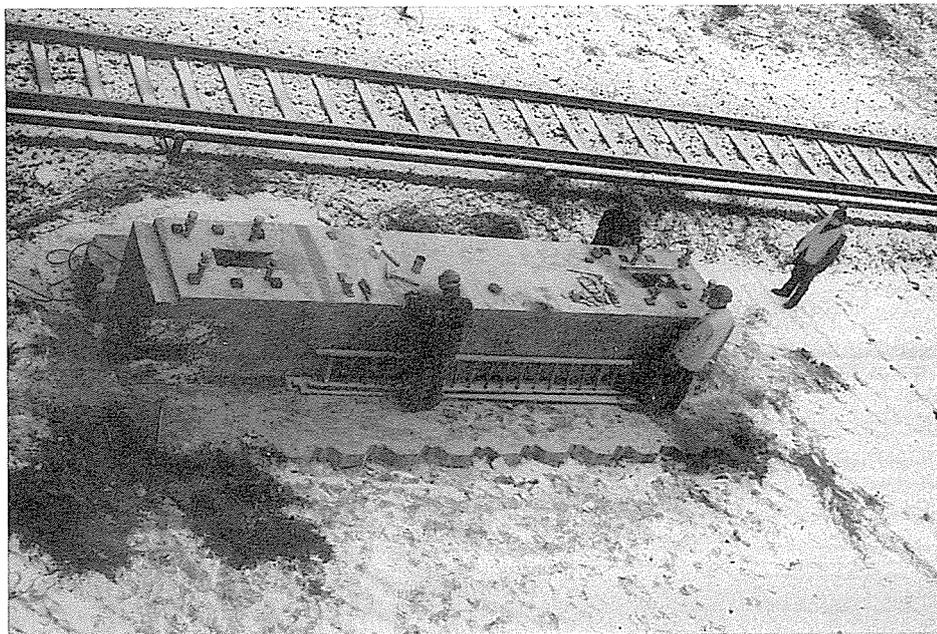


Bild 4.1.2: Wiesendammbrücke –
Fundament

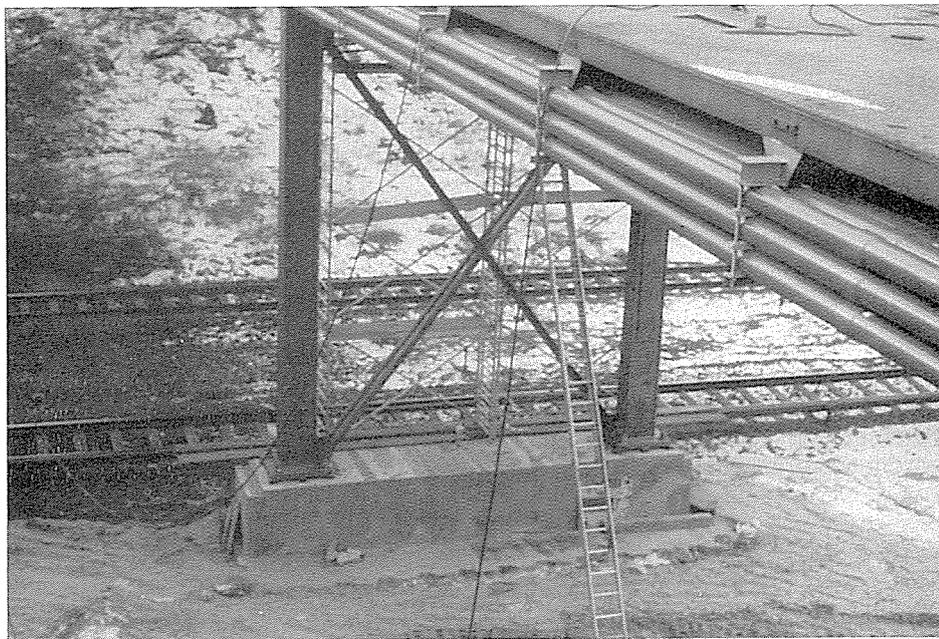


Bild 4.1.3: Wiesendammbrücke –
Fundament mit
aufmontiertem
Stützrahmen und
Fahrbahn

Am 2. 7. 87 wurde mit der Messung 6 die letzte Messung vor der Inbetriebnahme der Brücke durchgeführt und der Sicherungspunkt durch Anschluß an den Höhenfestpunkt nochmals überprüft, wobei keine Änderung festgestellt wurde. Die Inbetriebnahme der Brücke erfolgte am 13. Juli 87. Weitere Messungen folgten am 17., 24., und 31. Juli sowie am 7. und 26. August.

4.1.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen (Wiesendamm)

In Bild 4.1.4 ist die Setzung des Fundamentes über die Zeit aufgetragen. Die Fundamentsetzung ergibt sich gemäß Gl. (109) aus dem arithmetischen Mittel der Bolzensetzungen, welche in Tabelle 4.1.1. aufgeführt sind. Für die Zeit – Belastungslinie wirkt, abgesehen innerhalb der kurzen Brückenmontagezeit von 2 Tagen, bis zur Inbetriebnahme die Sohlspannung infolge ständiger Lasten nach Tabelle 4.1.

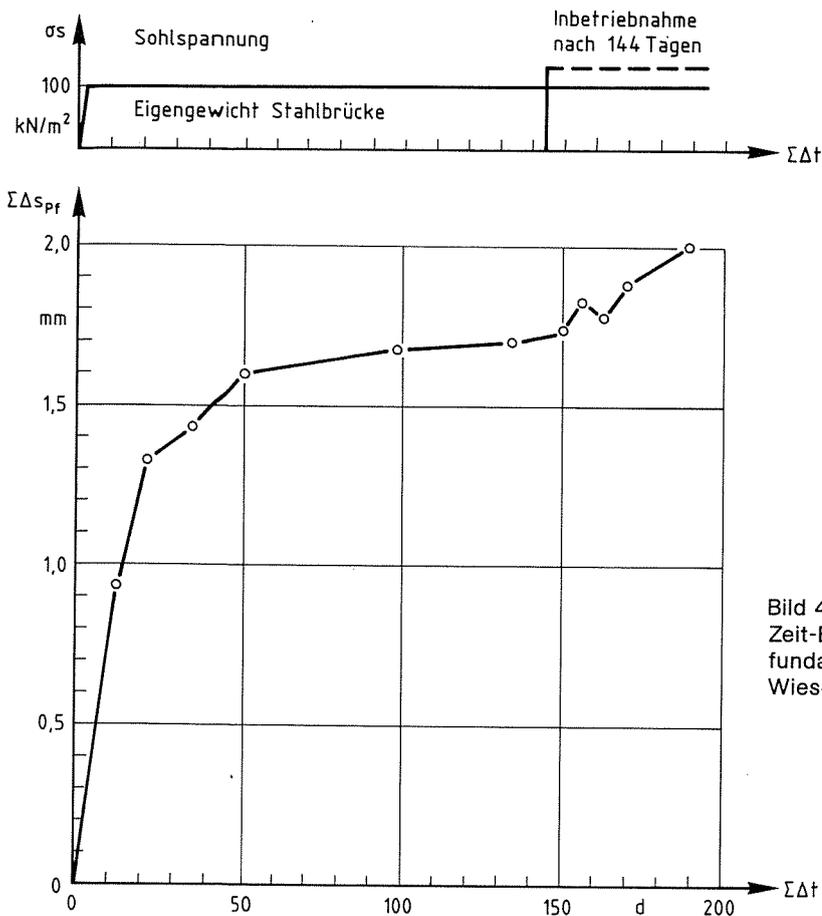


Bild 4.1.4. Zeit-Belastungsverlauf und Setzung des Einzel-fundamentes vor und nach der Inbetriebnahme der Wiesendammbrücke (behelfsmäßige Straßenbrücke)

Bild 4.1.4 zeigt, daß die Setzung infolge Eigengewicht in den Messungen 5 und 6 nicht mehr zunimmt und zum Zeitpunkt der Messung 6 nach 134 Tagen eine Größe von $S_{\text{stat}} = 1,7$ mm erreicht. Erst nach einer Betriebszeit von 11 Tagen ist eine Zunahme der Setzung in Messung 8 zu beobachten. Nach 44 Tagen Betrieb, hat die Gesamtsetzung in Messung 11 einen Wert von 2,0 mm erreicht. Daß heißt, die beobachtete Setzung infolge Verkehrslast, S_{cyc} , beträgt 0,3 mm. Mit dem Verhältnis $\Delta S_{\text{cyc}}/S_{\text{cyc}} = 0,176$ sind das etwa 18 % vom Setzungsanteil infolge statischer Last. Ergebnisse von weiteren Setzungsmessungen im Oktober können zur Auswertung nicht herangezogen werden, da sich beim Aushub der Baugrubensohle zu der Zeit, mit einhergehender Erstellung der Trägerhohlwand neben dem Fundament mehr als doppelt so große Setzungen wie die bis dahin beobachtete Gesamtsetzung im August ergaben. Dem entsprechend mußten die Messungen abgebrochen werden.

4.2. Stabbogenbrücke Göttingen

Das Brückenbauwerk (siehe Bild 4.2.0) dient als Überführung der eingleisigen Eisenbahnstrecke Bodenfelde-Göttingen über die Trasse der Neubaustrecke Hannover-Würzburg und über die zu ihr parallel geplanten Trasse der Bundesstraße B 3. Das Kreuzungsbauwerk besteht aus einem Durchlaufträger (Spannbeton) über 4 Felder (Feldweiten: 1 x 24,0 m; 1 x 30,0 m; 1 x 33,80 m, 1 x 28,76 m) an den sich ein Einfeldträgerwerk ($l = 52,40$ m) als Stabbogenkonstruktion aus Stahl mit darauffolgendem Einfeldträger aus Spannbeton ($l = 27,00$ m) anschließt.

Die beiden Widerlager, Pfeiler 3 und Pfeiler 4 sind auf Pfählen gegründet wohingegen Pfeiler 1 und 2 sowie Pfeiler 5 flachgründet sind.

4.2.1 Fundamentabmessungen und Belastung

In Tabelle 4.2 sind die Fundamentabmessungen der Flachfundamente, die Sohlspannung σ_s infolge der Vertikallast P_{stat} aus ständiger Last (Eigengewicht und Wind quer) und die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_{1,s}$ infolge maximaler Verkehrslast P_v gemäß der Statik, [44], aufgestellt. In der nächsten Spalte steht der Nutzungsgrad U_B nach Gl. (85), danach die rechnerische Anzahl der Züge pro Tag, deren Ermittlung nachfolgend erläutert wird.



Bild 4.2.0: EBR-Göttingen

Tabelle 4.2: Fundamentabmessungen und Belastung

Pfeiler	Abmessungen	σ_s	$\Delta\sigma_{1,S}$	U_B	N
Nr.	m x m	kN/m ²	kN/m ²	[-]	Züge/Tag
1	5,4 x 7,8	235,1	78,65	0,33	20
2	7,0 x 6,2	250,12	77,6	0,31	
5	8,0 x 8,7	186,35	61,4	0,33	

Bemerkung: Pfeiler 1 wird hier der Vollständigkeit halber aufgeführt. An ihm sind keine Messungen vorgenommen worden.

Lastspiele N

Die Lastspielzahl N entspricht der Anzahl der Zugüberfahrten in einem vorgegebenen Zeitraum. Zu deren Ermittlung werden Streckenbelastungsdaten der Deutschen Bundesbahn herangezogen. Stichtage sind jeweils ein Mittwoch am 16. 10. 85, [45], 25. 6. 86, [46] und 22. 10. 86, [47]. Da die Anzahl der Züge über den Zeitraum der oben genannten Tage sich nur in einem Zug/Tag unterscheidet, wird der 22. Okt. 86 als aktuellster Stand mit werktäglich 14 Reisezügen und 8 Güterzügen zugrunde gelegt. Eine Hochrechnung auf ein Jahr ergibt 8030 Zugüberfahrten. Da am Wochenende weniger Güterzüge fahren, stellt dieser Wert ein Maximum dar. Das entsprechende Minimum (keine Güterzüge am Wochenende) beträgt 7176 Zugüberfahrten. Als rechnerischer Wert zur Ermittlung der erfolgten Lastspiele innerhalb eines Zeitraumes werden 7300 Zugüberfahrten pro Jahr festgelegt. Das entspricht 20 Zugüberfahrten pro Tag.

4.2.2 Baugrundverhältnisse

Im Bereich der Fundamente der Pfeiler 2, 3, 4, 5 wurden nach [48] verrohrte Bohrungen bis zu einer Tiefe von 15,0 m niedergebracht. Die Bohrungen zeigen, daß nach einer bis zu 1,5 m dicken Auffüllung aus Kalksteinen und Wurzel-

resten im nördlichen Teil und einer Mutterbodenschicht (UM) im südlichen Teil meist eine bindige Deckschicht am Auelehm (UL,U) mit Kies und Steineinlagerungen folgt. Danach folgen sandige, weitgestufte Kiese mit unterschiedlichen Schluffanteilen. Eine Drucksondierung DS2, [48], im Bereich des Pfeilers 4 ergibt in 5,0 m Tiefe unter Gelände eine sehr dichte Lagerung der Kiesschichten.

Bei der Drucksondierung DS1, [48], im Bereich des Pfeilers 5 beginnt die dichte Lagerung entsprechend einem Mittelwert des Spitzendrucks von 30 MN/m², (vergl. [20]), bei 5,5 m unter Gelände. Entsprechend wurde für die Flachgründung des Pfeilers 5 bis zu den tragfähigen Kiesen ein Bodenaustausch mit Kies vorgenommen. Die Pfahlgründungen der Pfeiler 4 und 3 binden jeweils in die Kiesschichten ein. Die flachgegründeten Fundamente der Pfeiler 1 und 2 stehen auf den Kiesschichten. Der Schichtenaufbau aus den einzelnen Bohrungen ist aus [48] entnommen und, ergänzt mit der jeweiligen Pfeilernummer und Kote der Fundamentsohle, in Bild 4.2.1 zu finden. Bei Pfahlgründungen ist unter der Kote der Pfahlkopfplatte (UK-Pfahlkopfplatte) die Kote der Pfahlenden eingezeichnet.

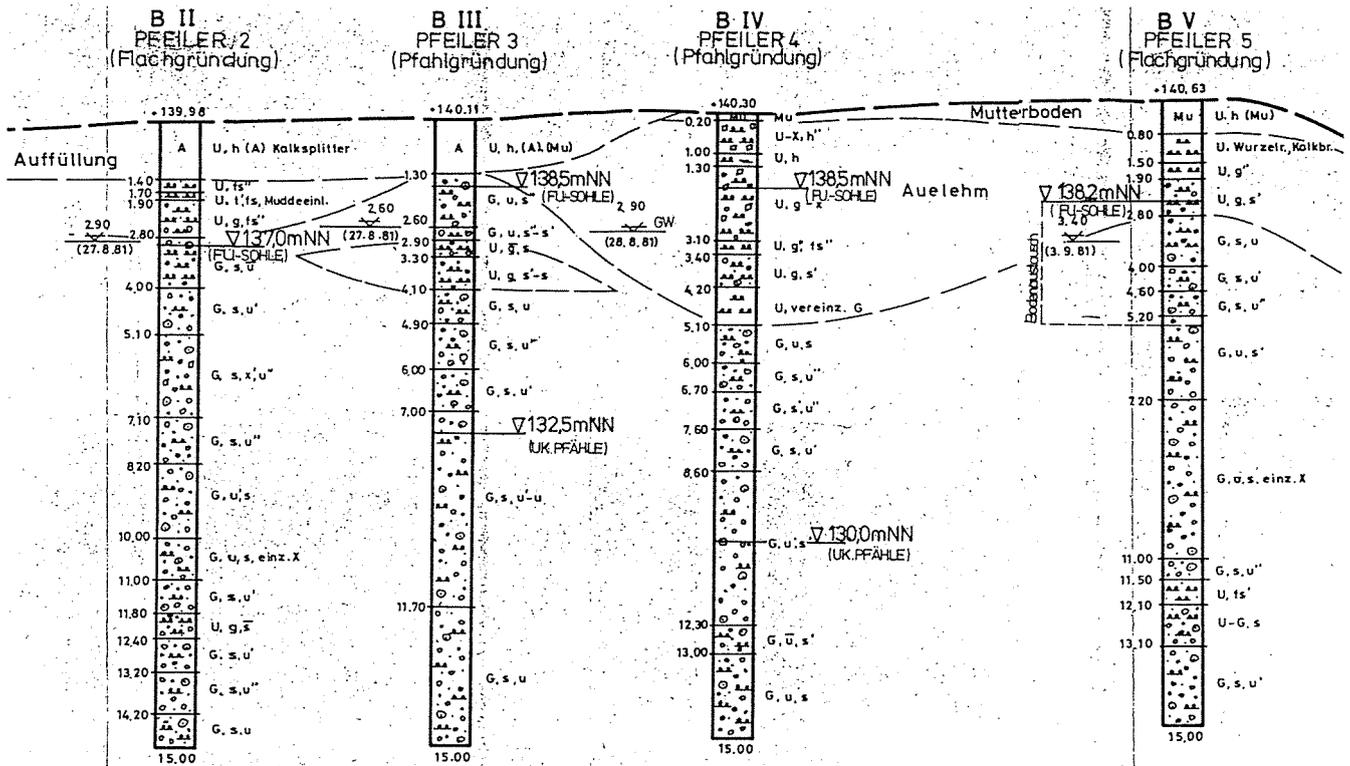


Bild 4.2.1: Baugrundschnitt entlang der Pfeiler 2,3,4,5 und Gründungskoten im Endzustand der EBR-Göttingen Quelle:[48]

4.2.3 Vermessungstechnische Arbeiten

Insgesamt wurden 8 Messungen durchgeführt. Als Ausgangspunkt diente der Höhenfestpunkt HFP 417. Er besteht aus einem horizontalen Meßbolzen im südlichen Widerlager einer älteren Eisenbahnbrücke, welche die Friedrich-Ebert-Straße (Göttingen-Weende) überquert. Nach dem Stand vom 2.3.1984 beträgt seine Höhe HFP 417 = +142,768 m ü. N. N. [49]. Da die Inbetriebnahme der Brücke am 6. Okt. 1986 erfolgte, wurde am 23.9.86 eine Nullmessung vorgenommen. Wie auch bei allen Folgemessungen wurde der Nivellierzug auf einer Strecke von 297 m zum Pfeiler 5 geführt, um dann mit Instrumentaufstellungen zwischen den Pfeilern 5, 4 und 3 zum Pfeiler 2 zu gelangen. Ein Höhenausfluß an einen anderen Festpunkt erfolgte nicht, da der nächstliegende Höhenfestpunkt zu weit entfernt liegt. Zum Zeitpunkt der Nullmessung (das entspricht der Messung Nr. 3) waren Bolzen an Pfeiler 5 verloren gegangen oder nicht zugänglich (Pfeiler 3), so daß sich die Lage und Bezeichnung der beobachteten Bolzen bei der Nullmessung und den Folgemessungen wie in Bild 4.2.2 abgebildet ergibt.

4.2.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen (EBR-Göttingen)

Um einen Aufschluß über die Setzung vor der Inbetriebnahme der Brücke zu bekommen, wurden Koten aus Setzungsmessungen herangezogen, welche von der ausführenden Baufirma durchgeführt wurden [50]. Diese Koten der Setzungsbolzen sind mit denjenigen aus den Folgemessungen in den Tabellen 4.2.1 bis 4.2.4 zusammengestellt. Die Messungen beginnen mit Fertigstellung der Pfeiler. Für die Zeit-Belastungslinie liegen nur Angaben über den Bauzustand der Brücke vor [50]. Der exakte Verlauf der Zeit-Belastungslinie ist, da jegliche Lastangaben fehlen, somit unbekannt. Es wird jedoch für die Messungen – laufende Nr. 2 – angenommen, daß im Zustand der Vollvorspannung des Überbaus die in Tabelle 4.2 angegebenen Sohlspannungen wirken.

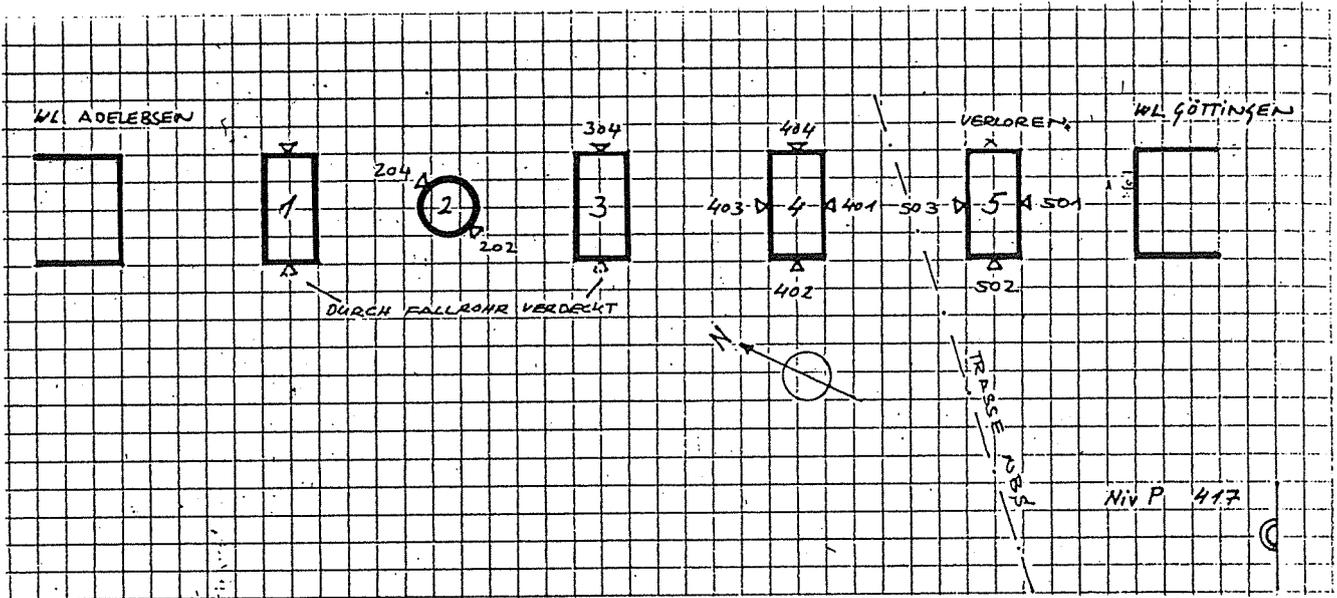


Bild 4.2.2: EBR-Göttingen – Lage der Pfeiler und Bezeichnung der Meßpunkte (ohne Maßstab)

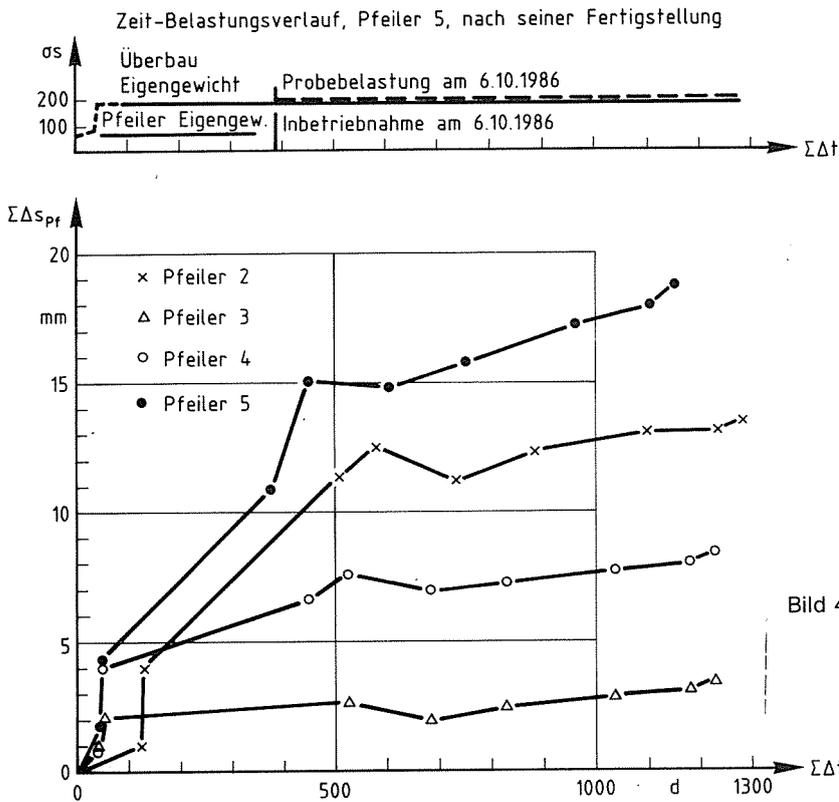


Bild 4.2.3: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 2,3,4,5 vor und nach der Inbetriebnahme der EBR-Göttingen

In Bild 4.2.3 sind die Pfeilersetzungen über die Zeit aufgetragen. Die jeweilige Setzung ergibt sich gemäß GL. (109) aus dem arithmetischen Mittel der Bolzensetzungen, welche in den Tabellen 4.2.1 bis 4.2.4 aufgeführt sind. Auf Grund der zeitlich unterschiedlichen Fertigstellung der Pfeiler (O-Messung) erscheinen die Setzungslinien entsprechend zueinander verschoben. Als Zeit-Belastungslinie ist nur diejenige für Pfeiler 5 eingetragen. Nicht eingetragen wurden die fehlerhaft gemessenen Setzungen im Mai 87, (Messung 6), welche, bezogen auf die Messung vor Inbetriebnahme der Brücke im Sept. 86, eine Hebung aller Pfeiler um etwa 1,0 mm ergeben (vergl. Tabelle 4.2.1 bis 4.2.4). Bild 4.2.3 zeigt, daß die Setzungen bei den flach gegründeten Pfeilern größer als bei den Pfahlgründungen ausfallen. Die Hebung des Pfeilers 2 in Messung 5 deutet auf einen Fehler hin, der sich in der letzten Aufstellung zwischen den Pfeilern 2 und 3 ergeben hat und auf den stark aufgeweichten Boden zurückzuführen ist. Bei allen Pfeilern ergibt sich eine Zunahme der Setzung infolge Verkehrsbelastung. Bei den Pfahlgründungen liegen die jeweilig ermittelten Setzungen im Bereich des zu erwartenden Fehlerbereiches nach Tab. 4.0, so daß aus den Messergebnissen nur eine leicht steigende Tendenz abgelesen werden kann. Im

Gegensatz dazu ist der Einfluß der wiederholt aufgetragenen Belastung infolge Betrieb bei den Flachgründungen offensichtlich.

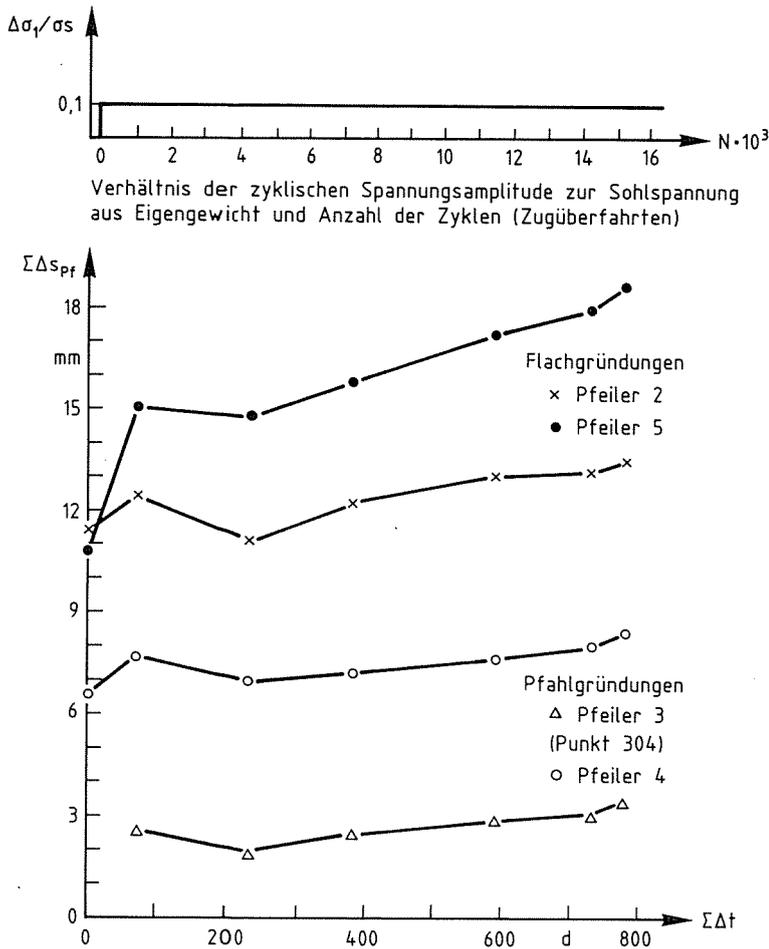


Bild 4.2.4: Setzungsverlauf der Pfeiler 2,3,4,5 nach Inbetriebnahme der EBR-Göttingen

Pfeiler 5

Nach einer deutlichen Zunahme der Setzung kurz nach Inbetriebnahme (vergl. Bild 4.2.4) von 10,9 mm (Messung 3) auf 15,1 mm (Messung 4), deren Größe bis Messung 7 annähernd konstant bleibt, wird erst in den Folgemessungen, d. h., nach einer Betriebszeit von 365 Tagen, eine merkliche Zunahme der Setzung erkennbar. Die Gesamtsetzung in Messung 10 beträgt 18,6 mm. Die Größe der anfänglichen Setzung zwischen Messung 3 und Messung 4 resultiert aus einer Probelastung des Stabbogens, zwischen den Pfeilern 5 und 4, [51].

Diese Setzung infolge der Probelastung kann nicht dem zyklischen Setzungsanteil ΔS_{cyc} zugeordnet werden, da die wiederholt aufgetragene Belastung im gewöhnlichen Betriebsfall nach Abschnitt 2.3 nie die Größe der Probelastung erreicht. Somit ergibt sich ΔS_{cyc} aus der Differenz von Messung 10 und Messung 4 zu $\Delta S_{cyc} = 3,5$ mm. Mit dem entsprechenden Setzungsanteil vor Inbetriebnahme von 15,1 mm ergibt sich das Setzungsverhältnis zu $\Delta S_{cyc}/S_{cyc} = 0,23$.

Pfeiler 2

Der Einfluß der Probelastung wirkt sich auf Pfeiler 2 nicht aus. Wie auch bei Pfeiler 5 ergibt sich hier eine Zunahme der Setzung erst nach ca. einem Jahr. Ein Vergleich der Setzungen vor der Inbetriebnahme und Messung 10 ergibt einen Setzungszuwachs infolge zyklischer Belastung von 2,1 mm. Mit der Setzung in Messung 3 ergibt sich somit das Verhältnis von $\Delta S_{cyc}/S_{cyc} = 0,18$.

Den Setzungsergebnissen zufolge scheint sich grundsätzlich die aus Modellversuchen gewonnene Erkenntnis zu bestätigen, daß sich erst nach einer gewissen Betriebsdauer eine Zunahme der Setzung eingestellt (vergleiche Abschnitt 1.6).

4.3. Sinntalbrücke Schaippach

Das Brückenbauwerk, siehe Bild 4.3.1, mit einer Gesamtlänge von 442m in der Nähe von Gemünden a. Main besteht aus 10 Einfeldträgern, jeweils als Spannbetonhohlkasten ausgeführt. Die Länge der Überbauten der Brückenfelder beträgt 8 x 42,5 m und 1 x 51,5 m und 1 x 30,80 m. Die Schienenoberkante auf der Brücke liegt ca. 23 m über dem Gelände. Die beiden Widerlager sowie sämtliche 9 Pfeiler wurden flach gegründet.

Bauzeit: Okt. 1980 bis Herbst 1983.

Inbetriebnahme: 1. Mai 1988.

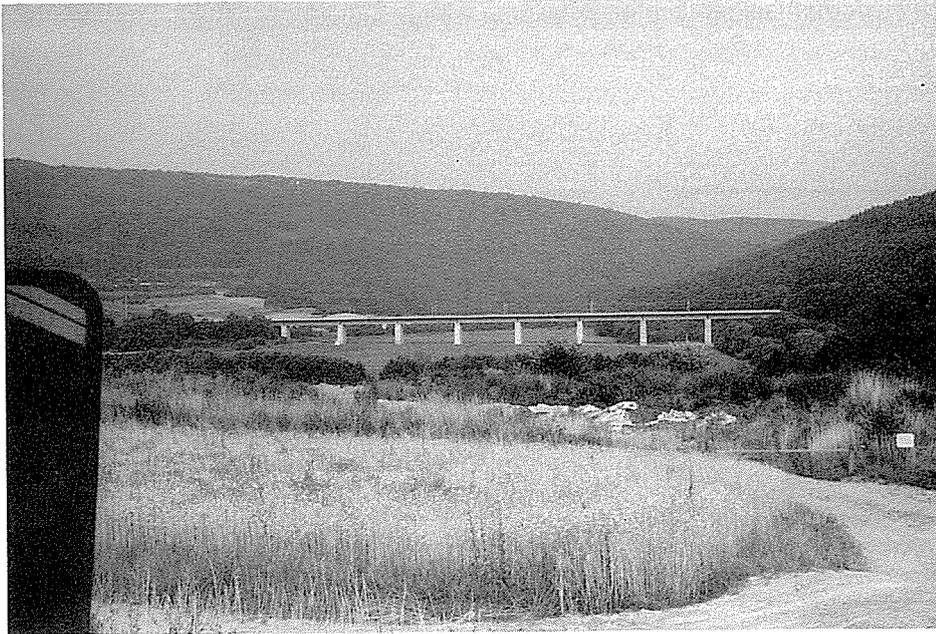


Bild 4.3.0:
Sinntalbrücke Schaippach

4.3.1 Fundamentabmessungen und Belastung

In Tabelle 4.3 sind für die beobachteten Pfeiler die Fundamentabmessungen, die Sohlspannung σ_s infolge der Vertikallast P_{stat} aus ständiger Last (Eigengewicht + Wind quer) und die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_{1,s}$ infolge maximaler Verkehrslast P_v gemäß der Statik, [52], aufgestellt. In der nächsten Spalte steht der Nutzungsgrad U_B nach Gl.(85), danach die rechnerische Anzahl der Züge pro Tag [53].

Tabelle 4.3: Fundamentabmessungen und Belastung

Pfeiler	Abmessungen	σ_s	$\Delta\sigma_{1,s}$	U_B	N
Nr.	m x m	kN/m ²	kN/m ²	[-]	Züge/Tag
3	13,5 x 8,5	223,94	67,69	0,30	40
4	13,5 x 8,5	224,98	67,69	0,30	
5	13,5 x 8,5	225,464	67,69	0,30	
6	13,5 x 8,5	226,77	67,69	0,29	
7	14,0 x 8,5	222,29	65,277	0,29	

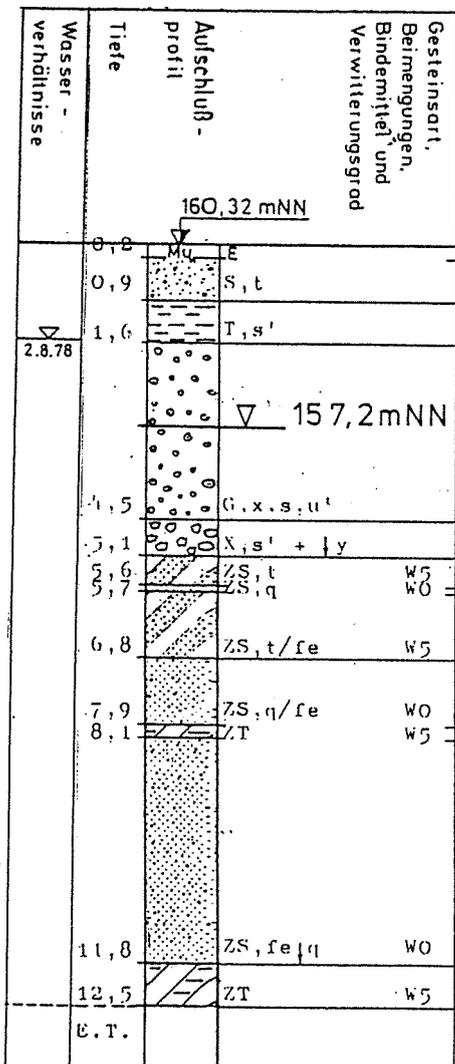
Ermittlung der Lastspielzahl N

Dafür wurde die 26. Kalenderwoche 1988 zu Grunde gelegt. Aus Streckenbelastungsdaten [53] ergeben sich für diese Kalenderwoche 224 Reisezüge und 55 Güterzüge. Mit 7 Kalendertagen pro Woche ergeben sich 40 Züge/Tag. Dies entspricht 14548 Lastspiele im Jahr. Der Güterzuganteil liegt bei 20%.

4.3.2 Baugrundverhältnisse

Für den Bereich der Pfeiler 3,4,5 und 7 liegen Bodenprofile aus Kernbohrungen [54] vor. Die Kernbohrungen bei den Pfeilern 5 (KB 25/6) und 7 (KB 25/7) geben den Schichtenaufbau unterhalb der Fundamentmitten wieder. Die Bohrungen im Bereich des Pfeilers 3 (KB 25/2) und des Pfeilers 4 (KB 94a) liegen etwas außerhalb der Pfeiler, so daß diese nicht direkt die Baugrundverhältnisse unterhalb der Fundamente wiedergeben.

In der unmittelbaren Umgebung von Pfeiler 6 ist keine Bohrung niedergebracht worden. Aus dem geotechnischen Abnahmebericht [54] der Baugrubensohle von Pfeiler 6, geht hervor, daß der Baugrund in der vorgesehenen Fundamentsohle (Kote 157,5 m NN) aus Kies und Sand mit einem schwachen Schluffanteil besteht (G, S, u'). Auf Grund von Schlufflinsen in größerer Tiefe erwies sich die Sohle als nicht tragfähig genug, so daß die Baugrube bis zum anstehenden Fels (Kote 155,5 m NN) mit Magerbeton verfüllt wurde. Die oben genannten Bohrungen zeigen, daß nach einer Deckschicht aus Talsand (0,2 m bis 0,9 m) eine Auelehmschicht von 0,5 m bis 1,80 m Mächtigkeit au



U.K. Fundament

Bild 4.3.1: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 3, EBR-Schaippach. Quelle: KB 25/2 [54]

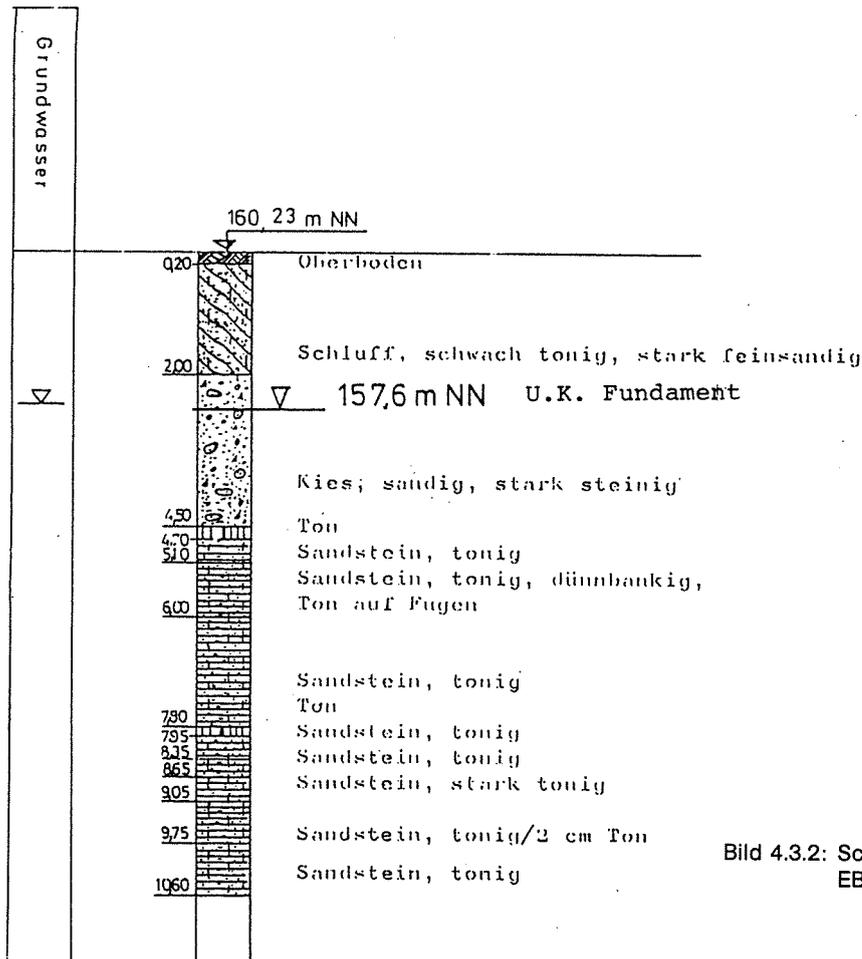


Bild 4.3.2: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 4, EBR-Schaippach. Quelle: KB 94a [54]

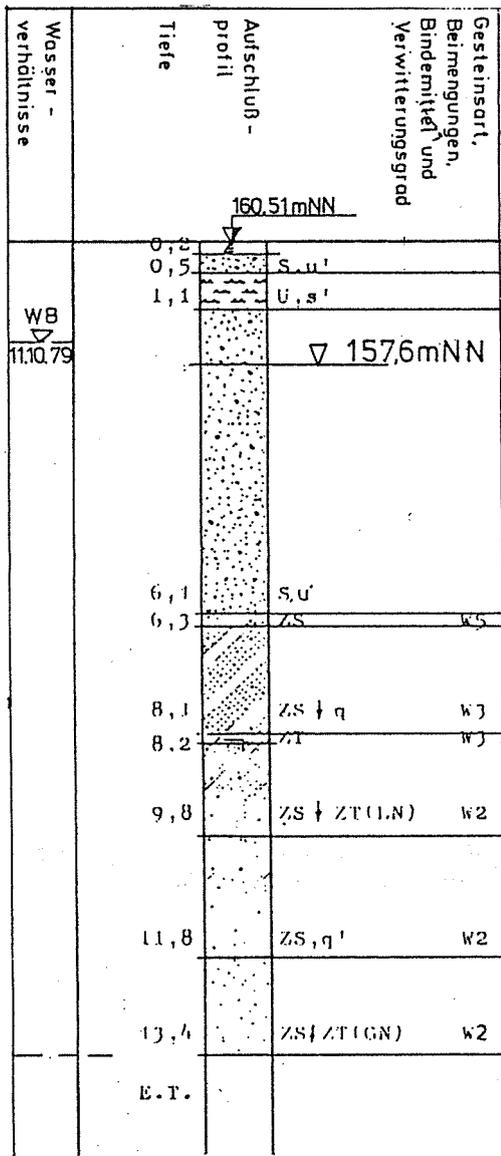


Bild 4.3.3: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 5, EBR-Schaippach. Quelle: KB 25/6 [54]

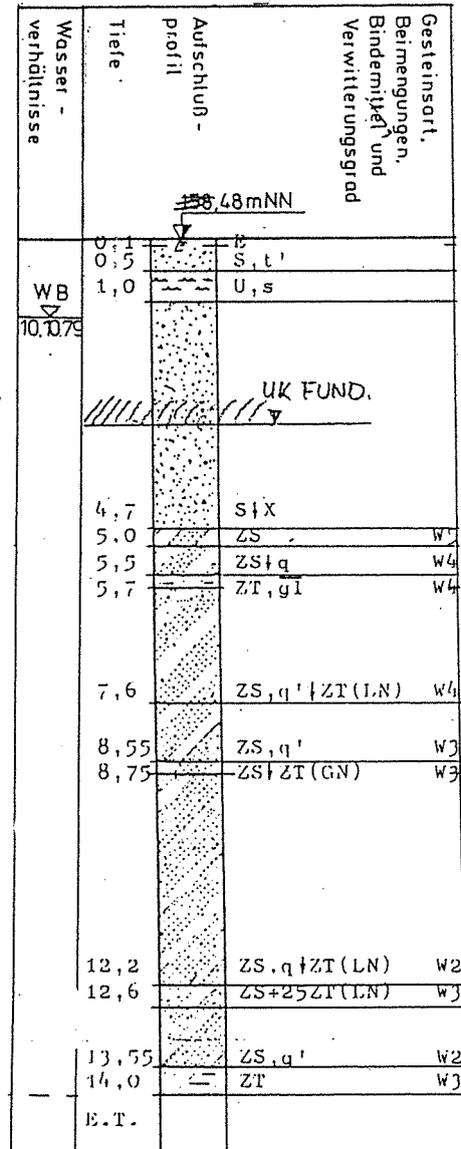


Bild 4.3.4: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 7, EBR-Schaippach. Quelle: KB 25/7 [54]

sandigem Schluff oder schwach sandigem Ton folgt. Unterhalb dieser Schichten stehen Talkiese und -sande an, die eine Mächtigkeit zwischen 2,50 und 5,0 erreichen. Der Untergrund unterhalb dieser Schichten besteht aus unterem Bundsandstein. Dieser besteht aus einer Abfolge vorwiegend toniger Sandsteinbänke mit Tonsteineinlagerungen. Im Gegensatz zu den quarzitisches gebundenen Sandsteinschichten, welche hart sind, sind die tonigen Sandsteinschichten meist stark verwittert und mürbe [54]. Die Gründung der Fundamente mit Koten gemäß [54] erfolgte in den Talkiesen unterhalb der Oberboden- und Auelehmschicht. Die Fundamentsohle besteht aus einer Magerbetonschicht von ca. 0,2 m Stärke. Die verbleibenden Kiesschichten bis zu dem Bundsandstein haben etwa folgende Stärke: Pfeiler 3: 1,20 m; Pfeiler 4: 1,67 m; Pfeiler 5: 3,0 m. Für Pfeiler 7 erfolgte ein Bodenaustausch von 0,5m Stärke (vergl. Abb. 1.7) in [55] mit hochverdichteten Kies, so daß bis zum anstehenden Bundsandstein eine Schicht von Sand mit örtlichen Steinen von ca. 1,0 m verbleibt. In den Bildern 4.3.2 bis 4.3.4. sind die den Fundamenten entsprechenden Bohrprofile zusammengestellt und mit den jeweiligen Koten der Fundamentsohlen nach [54] versehen.

Die Darstellung und Benennung des Schichtenaufbaus in den Bildern weicht von derjenigen nach DIN 4022 und DIN 4023 als, da ihr die Generallegende für ingenieurgeologische Untersuchungen und Baugrunderkundung der Deutschen Bundesbahn, [56], zugrunde liegt. Eine kurze Erläuterung der Benennung nach [54] ist beigefügt.

Erläuterungen zu den Aufschlußprofilen

Gesteinsart, Beimengung, Bindemittel und Verwitterungsgrad

Gesteinsart: Es gelten nach [54] folgende Kurzzeichen:

- E, Mu - Mutterboden
- S - Sand

- T - Ton
- G - Kies
- X - Steine (6cm - 20cm)
- ZS - Sandstein (LN) in Lagen
- ZT - Tonstein (GN) in Gallen
- Z ME - Mergelstein (HT) in Häuten

Beimengung, Bindemittel

- s - sandig, s' - schwach sandig, s - stark sandig
- u - schluffig
- t - tonig
- fe - ferritisch
- q - quarzitisch

Verwitterungsgrad

- W₀ - frisch
- W₁ - angewittert
- W₂ - schwach angewittert
- W₃ - mäßig angewittert
- W₄ - stark angewittert
- W₅ - sehr stark angewittert
- W_{la} - ausgelaut.

4.3.3 Vermessungstechnische Arbeiten

Insgesamt wurden die Höhenlagen der Bolzen der Pfeiler 3 bis 7 in fünf Messungen festgehalten. Als Ausgangspunkt diente bei allen Messungen der NivP 5066, [57], (vergl. Bild 4.3.5). Er besteht, ebenso wie die übrigen Höhenpunkte, aus einem in der Wiese eingelassenen Betonpfahl mit darauf befestigtem Messingaufsatz. Der Punkt 5066 liegt etwa 58 m vom Pfeiler 4, senkrecht zur Brückenrichtung entfernt, so daß Pfeiler 4 in einer Aufstellung erreicht werden kann (vergl. Bild 4.3.5). In der Messung im Sept. 86 wurde zur Kontrolle der Höhenanschluß zum NivP 5063 vorgenommen. Dieser Höhenanschluß erwies sich jedoch als ungünstig, da die Nivellierstrecke zum Punkt 5063 durch weichen Wiesengrund führte und zwei Wechsellpunkte und Instrumentenaufstellungen erforderte. Im Hin- und

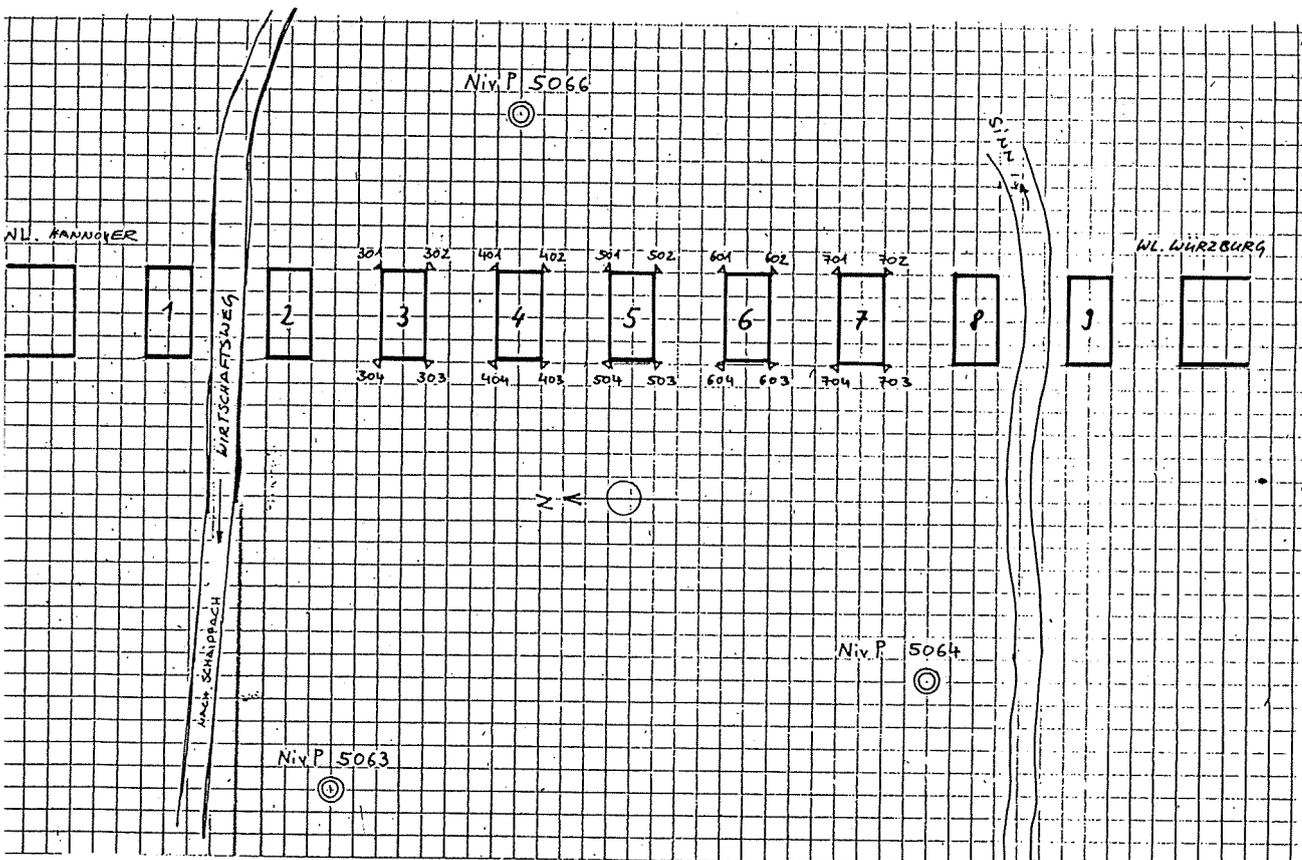


Bild 4.3.5: Sinntalbrücke Schaippach - Lage der Pfeiler und Meßpunkte (ohne Maßstab)

Rückweg waren Fehler aus unregelmäßigem Einsinken von Instrument und Lattenpunkt nicht zu vermeiden, so daß für die Folgemessungen im Mai, Juli und Nov. 88 als Höhenanschluß der Punkt 5064 gewählt wurde, welcher nur einen Wechsellpunkt erfordert. Um das Einsinken der Latten zu vermeiden, wurde als Lattenaufsatzpunkt ein Winkelreisen verwendet, welches in den Boden getrieben wurde.

Die Höhen der Punkte liegen nach dem Stand vom April 85, [40], wie folgt vor: Niv P. 5066 = 159,8904 ü NN, Niv P. 5064 = 159,1530 ü NN, (Niv P 5063 = 160,598 ü NN). Die Inbetriebnahme der Brücke erfolgte am 1. Mai 1988. Die Nullmessung wurde am 7. Mai 1988 vorgenommen. Weitere Messungen folgten am 3. Juli 1988, 17. Sept. 1988 und 4. Nov. 1988.

4.3.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen (EBR-Schaippach)

Um einen Aufschluß über den Setzungsverlauf vor Inbetriebnahme der Brücke zu bekommen, wurden Koten aus Setzungsmessungen herangezogen, welche im Auftrag der DB von einem Ingenieurbüro durchgeführt wurden und deren Ergebnisse in [40], [58], [59], [60] festgehalten sind. Die Messungen beginnen mit Fertigstellung der Brücke im Dez. 1983. Für die Zeitbelastungslinie der hier vorliegenden Ergebnisse können dementsprechend für die jeweiligen Pfeiler die Sohlspannungen nach Tab. 4.3.0 angesetzt werden. In den Tabellen 4.3.1 bis 4.3.5 sind die Höhenkoten der Messungen aufgeführt. Nicht aufgeführt, ist eine Messung im Okt. 1984, [58], da diese auf Grund einer festgestellten Setzung des Festpunktes in [40] eine Hebung der Pfeiler um etwa 1,6 mm ergab.

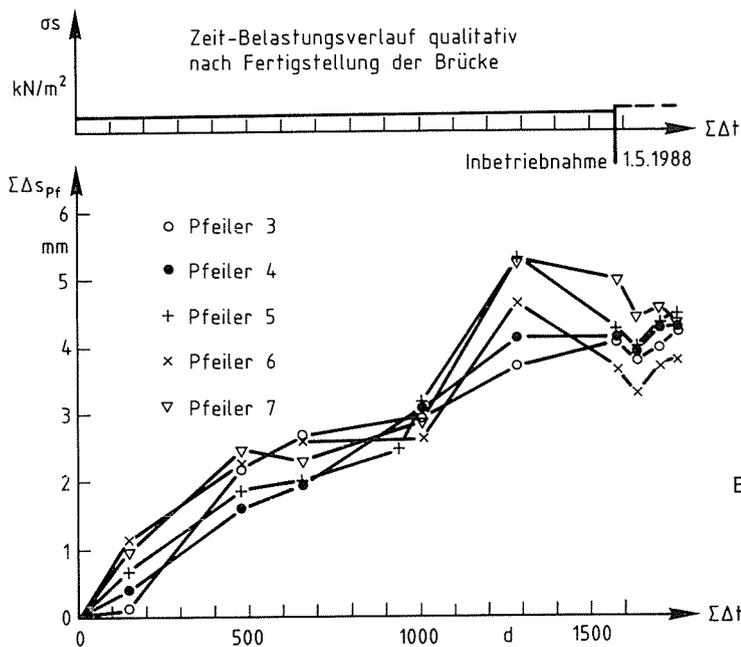


Bild 4.3.6: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 3,4,5,6,7 vor und nach der Inbetriebnahme der Sinntalbrücke Schaippach

In Bild 4.3.6 sind die Pfeilersetzungen über die Zeit aufgetragen. Die Setzungen ergeben sich gemäß Gl. (109) aus dem arithmetischen Mittel der Bolzensetzungen in den Tabellen 4.3.1 bis 4.3.5. Bild 4.3.6 zeigt, daß abgesehen von der etwas zu groß gemessenen Setzung der Pfeiler 5, 6 und 7 im Juli 87, [60], ausgesprägte zeitliche Vorgänge den Setzungsverlauf bestimmen. Dieser legt den Verlauf

$$S(t) \sim \sqrt{t} \quad (113)$$

nahe. Diese zeitliche Setzung scheint für Pfeiler 3 und 4 in der Messung im Juli 87 bereits beendet zu sein, da die Folgemessung im Mai 88 keinen Setzungszuwachs ergibt. Die systematische Abweichung der Messung im Juli 88, welche sich in einer kleinen Hebung aller Pfeiler um etwa 0,5 mm bemerkbar macht, wird durch die beiden letzten Messungen im September 88 und November 88 rückgängig gemacht. Eine Setzungszunahme infolge Verkehrslast kann nicht nachgewiesen werden, da die festgestellten Abweichungen innerhalb des Beobachtungszeitraumes von 181 Tagen nach Inbetriebnahme der Brücke im Bereich der Meßgenauigkeit gemäß Tabelle 4 liegen.

4.4. Talbrücke Bartelsgraben

Das zwanzigfeldrige Brückbauwerk westlich der Ortschaft Zelligen am Main mit einer Gesamtlänge von 1,166 km besteht aus 4 Durchlaufträgern über jeweils 5 Felder. Der Achsabstand des Pfeiler beträgt 58,0 m und ist über das gesamte Brückenbauwerk konstant. Die maximale Höhe der Schienenoberkante über dem Talboden beträgt 55 m.

Die 19 Pfeiler sind unterschiedlich gegründet. Während 10 Pfeiler auf Großbohrpfählen stehen, wurden 9 Pfeiler flach gegründet. Bauzeit: Frühjahr 1984. bis März 1986 Inbetriebnahme: 1. Mai 1988.

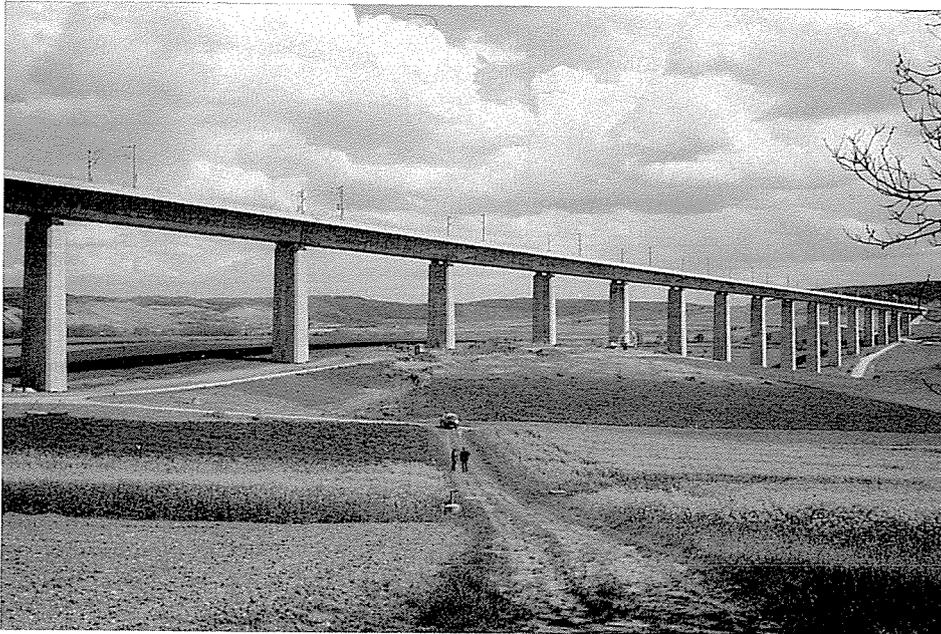


Bild 4.4.0: Talbrücke Bartelsgraben (Ansicht von Nord-Osten)

4.4.1 Fundamentabmessungen und Belastung

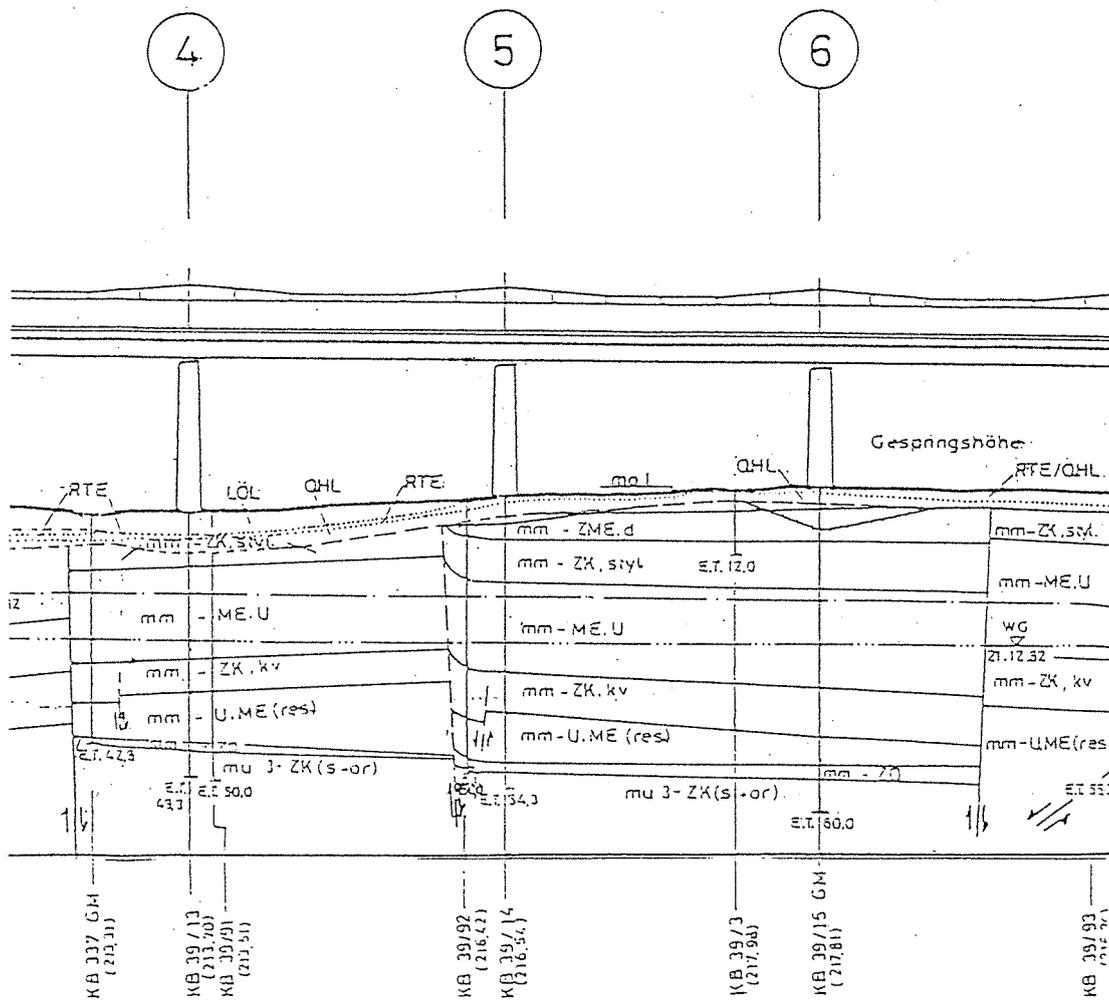
In Tabelle 4.4 sind für die beobachteten Pfeiler die Fundamentabmessungen, die Sohlspannung σ_s infolge Vertikal-last P_{stat} aus ständiger Last und die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_{1,s}$ infolge der Verkehrslast P_v aufgestellt. Die angegebenen Spannungen sind maximale und minimale Werte, aus den entsprechenden Lasten, welche gemäß [61] aus einer Vorberechnung stammen. Sie geben somit nur einen Bereich an, innerhalb dessen sich die Bodenpressung infolge der jeweiligen Lastfälle in der Fundamentsohle bewegt. In der nächsten Spalte stehen unter dem Nutzungs-grad U_B die aus den Spannungen resultierenden minimalen und maximalen Werte analog Gl. (85),entsprechend $\min U_B = \min P_v / \max P_{stat}$ und $\max U_B = \max P_v / \min P_{stat}$

In der letzten Spalte ist die tägliche Anzahl der Lastspiele (Züge) zu finden. Diese wurde aus Streckenbelastungs-daten der DB [53] für die 26. Kalenderwoche 1988 gewonnen und ergibt identisch mit der Schaippachbrücke 40 Züge/Tag. Der Güterzuganteil beträgt 20%.

Tabelle 4.4: Fundamentabmessungen und Belastung

Pfeiler	Abmessungen	σ_s		$\Delta\sigma_{1,s}$		U_B		N
Nr.	m x m	kN/m ²		kN/m ²		[-]		Züge/Tag
		min	max	min	max	min	max	
4	Tiefgründung 20 Großbohrbohrpfähle d=1,5	-	-	-	-	-	-	40
5	10 x 10	488	570	104	137	0,18	0,28	
6	10 x 10	488	570	104	137	0,18	0,28	
12	11 x 11	403	471	86	113	0,18	0,28	
13	11 x 11	403	471	86	113	0,18	0,28	
14	10 x 10	488	570	104	137	0,18	0,28	

4.4.2 Baugrundverhältnisse

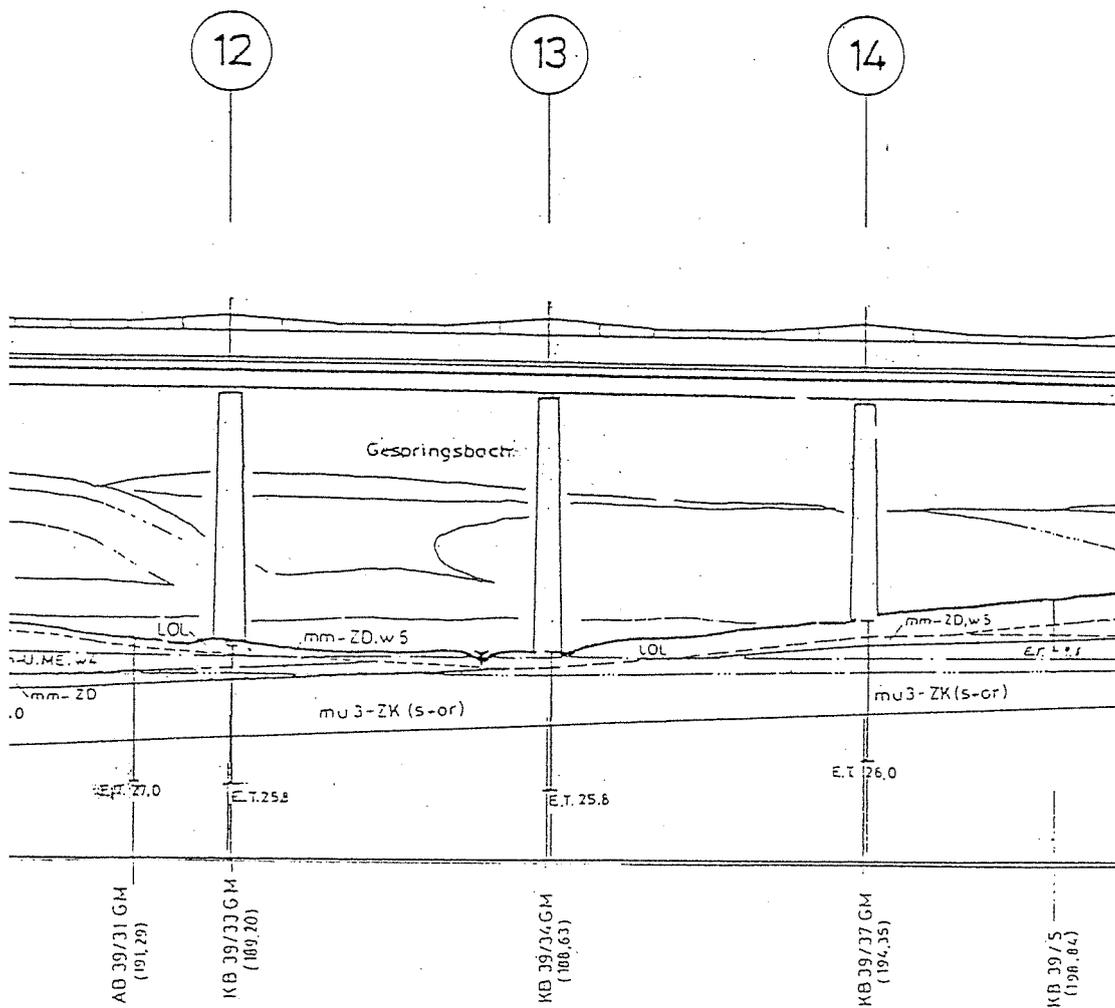


Legende:

- KB 39/9 Kernbohrung
- PS 39/9a Pressiometerbohrung
- (proj.) in die Zeichenebene projiziert
- (217.76) Ansatzhöhe in m ÜNN
- GM Grundwassermeßstelle
- E.T. 16,0 m Endteufe
- Verwertung nachgewiesen
- Verwertung vermutet
- Grenze zwischen Lockerböden und Muschelkalk-Schichten
- Grenze zu in situ aufgewittertem Material u. Fels
- Faziesgrenze
- Stratigraphische Grenze
- ∇ WG 8.11.82 Ruhewasserspiegel vom 8.11.1982
- ∇ WG 21.12.82 max abgesenkter GW-Spiegel vom 21.12.1982
- ∇ Wasserspiegel des Vorflüters
- QHS Hangschutt
- QHL Hanglehm
- LÖL Lößlehm
- RTE Flußterrassensedimente
- mo1 Oberer Muschelkalk-1

Bild 4.4.01: Ausschnitt des ingenieurgeologischen Längsschnittes nach [62] entlang der Pfeiler 4,5,6 der EBR-Bartelsgraben

- mo1-ZT,ZK Zeller Tonsteinhorizont
- mo1-ZK,wul Wulstkalkstein
- mm Mittlerer Muschelkalk
- mm-ZME,d Dolomitische Mergel
- mm-ZK,styl Stylolithenkalkstein
- mm-ME,U Hangende Mergel
- mm-ZK,kv Mittlere Kalke
- mm-U,ME(res) Residualschluffe, -tone, -mergel
- mm-ZD Dolomitische Kalksteine
- mu3 Unterer Muschelkalk-3
- mu3-ZK(s-or) Schaumkalkregion



Legende:

- KB 39/9 Kernbohrung
- PB 39/9c Pressiometerbohrung
- (proj.) in die Zeichenebene projiziert
- (217,76) Ansatzhöhe in m ü. NN
- GM Grundwassermeßstelle
- E.T. 16,0m Erdteufe
- Verwertung nachgewiesen
- Verwertung vermutet
- Grenze zwischen Lockerböden und Muschelkalk-Schichten
- Grenze zu in situ aufgewittertem Material u. Fels
- Faziesgrenze
- Stratigraphische Grenze
- ∇ WG 8.11.82 Ruhewasserspiegel vom 8.11.1982
- ∇ WG 21.12.82 max abgesenkter GW-Spiegel vom 21.12.1982
- ∇ Wasserspiegel des Vorflüters
- JHS Hangschutt
- JHL Hanglehm
- LÖL Lößlehm
- RTE Flußterrassensedimente
- no1 Oberer Muschelkalk-1

Bild 4.4.02: Ausschnitt des ingenieurgeologischen Längsschnittes nach [62] entlang der Pfeiler 12, 13, 14 der EBR-Bartelsgraben

- mo1-ZT, ZK Zeller Tonsteinhorizont
- mo1-ZK, wul Wulstkalkstein
- mm Mittlerer Muschelkalk
- mm-ZME,d Dolomitische Mergel
- mm-ZK, styl Styolithenkalkstein
- mm-ME,U Hangende Mergel
- mm-ZK, kv Mittlere Kalke
- mm-U,ME(res) Residualschluffe, -tone, -mergel
- mm-ZD Dolomitische Kalksteine
- mu3 Unterer Muschelkalk-3
- mu3-ZK(s-or) Schaumkalkregion

Ausschnitte des geologischen Längsschnittes nach [68] entlang der Pfeiler 4,5,6 (Bild 4.4.01) und 12, 13, 14 (Bild 4.4.02) zeigen, daß unterhalb von Schichten aus Lößlehm, Hanglehm (Auelehm) unterschiedlicher Mächtigkeit vorwiegend Fels ansteht. Dieser besteht im Bereich der Pfeiler 4,5,6 aus einer Wechselfolge von Kalkstein- und Mergelsteinlagen oder unverfestigten Mergel- und Schluffhorizonten. Die Kalkstein- und Mergelsteinlagen liegen nach [62]

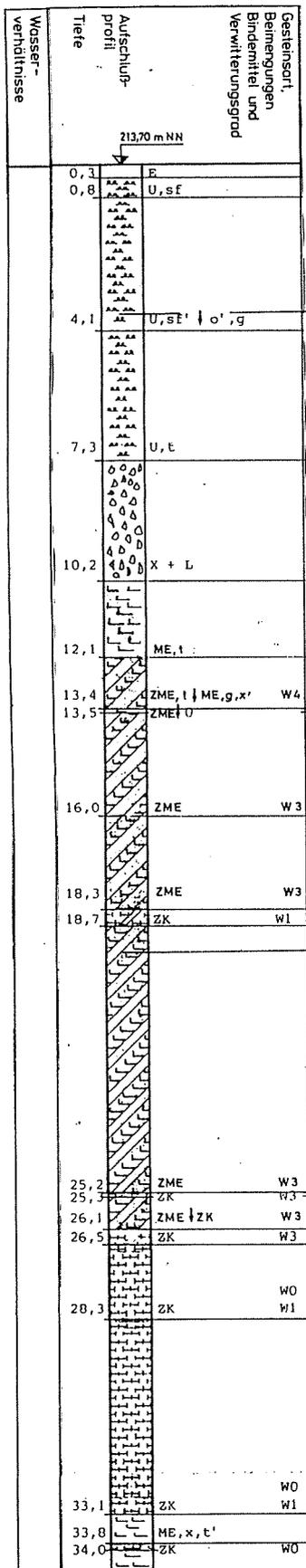


Bild 4.4.1: Schichtenaufbau Pfeiler 4
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/12 [62]

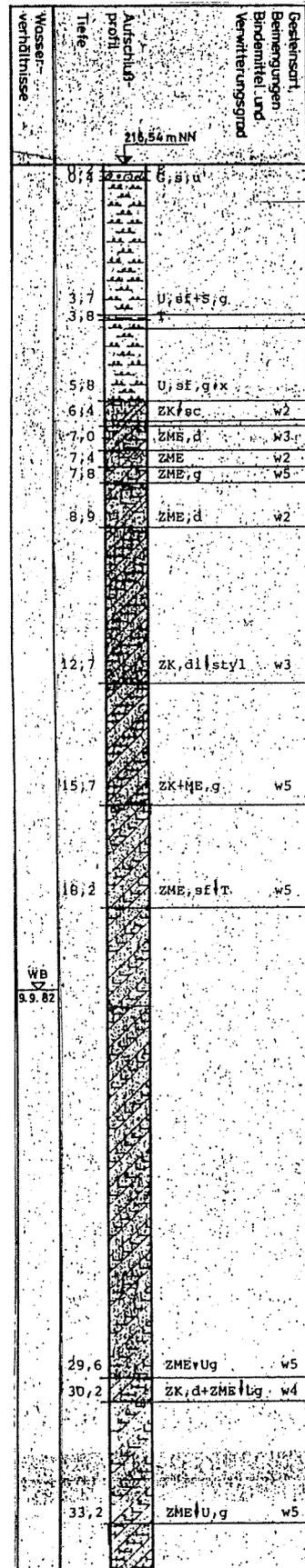


Bild 4.4.2: Schichtenaufbau Pfeiler 5
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/14 [62]

Bild 4.4.3: Schichtenaufbau (Ausschnitt) Pfeiler 6
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/15 GM [62]

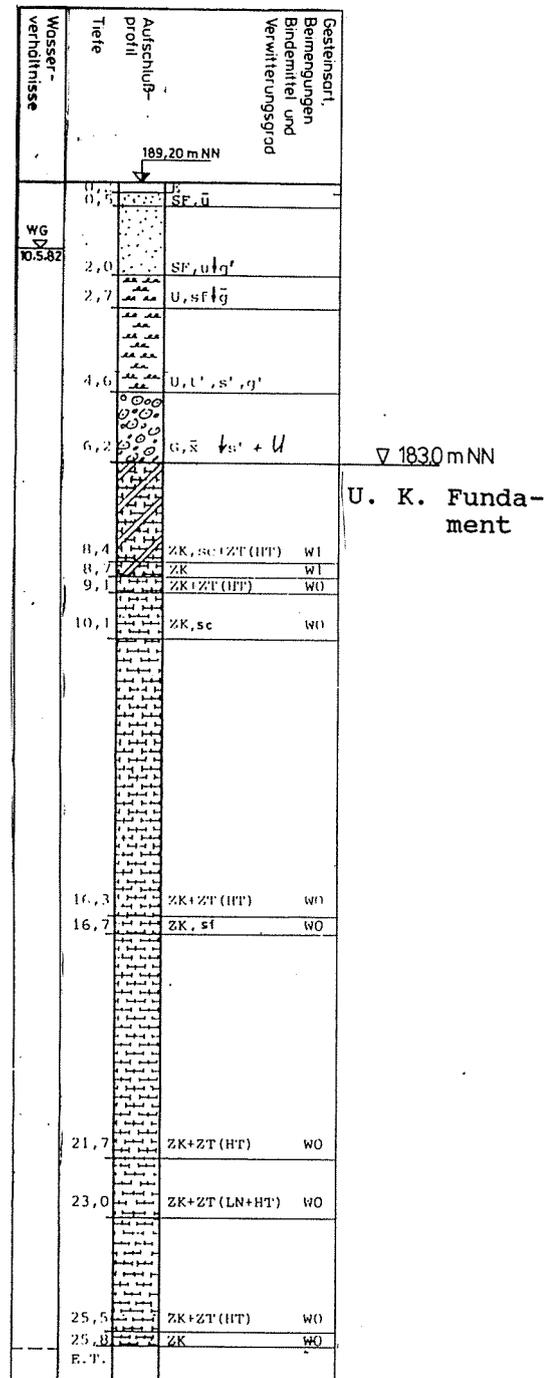
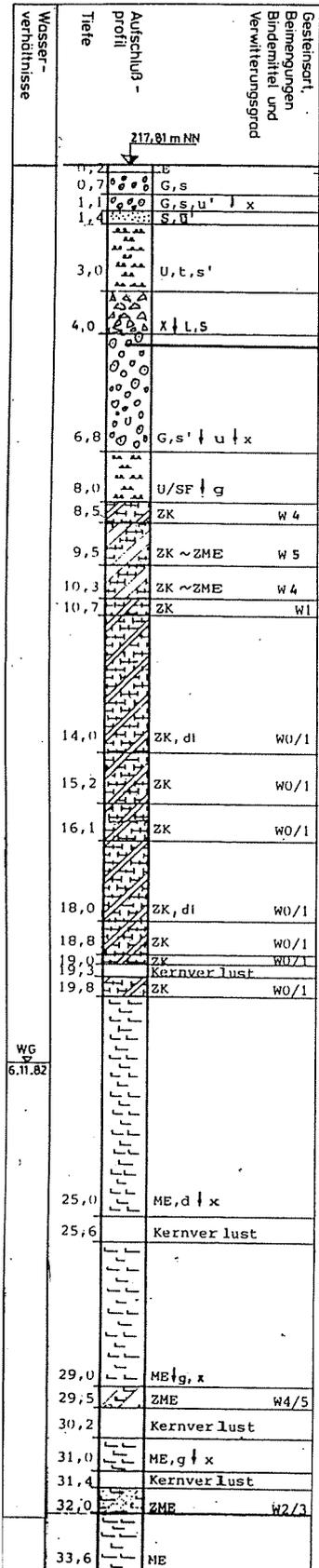


Bild 4.4.4: Schichtenaufbau Pfeiler 12
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/33 GM [62]

vornehmlich grobst ückig zerbrochen vor. Während der in [62] petrographisch als stylolithisch bezeichnete (mm – ZK, styl) Kalkstein grob geklüftet ist, bestehen die mittleren Kalksteinschichten (mm – ZK, Kv) aus zerbrochenen, kompakten Kalksteinbänken mit örtlich zwischen-gelagerten Kalkmergelsteinen.

Entstehungsgeschichtlich ist der anstehende Fels dem oberen, mittleren und unteren Muschelkalk zugeordnet. Zur Darstellung des Baugrundes werden hier nur diejenigen Bohrungen aus [62] herangezogen, welche die Bodenverhältnisse direkt unter den Pfeilern, in der Regel fast in der heutigen Fundamentmitte, repräsentieren (siehe Bild 4.4.1 bis 4.4.6). Aus den Bohrprofilen und den darin eingetragenen Gründungskoten nach [63] geht hervor, daß die Flachfundamente bis auf den anstehenden Fels geführt wurden. Bei allen oben genannten Flachfundamenten, außer dem

von Pfeiler 13 wurde ein Bodenaustausch mit hochverdichtetem Kies von 1,0 m bis 2,0 m vorgenommen und offenliegende Klüfte (Pfeiler 13) und Störzonen (Pfeiler 6) mit Beton verfüllt. Die Sauberkeitsschicht unterhalb der jeweiligen Fundamentsohle ist etwa 0,1 – 0,2 m stark.

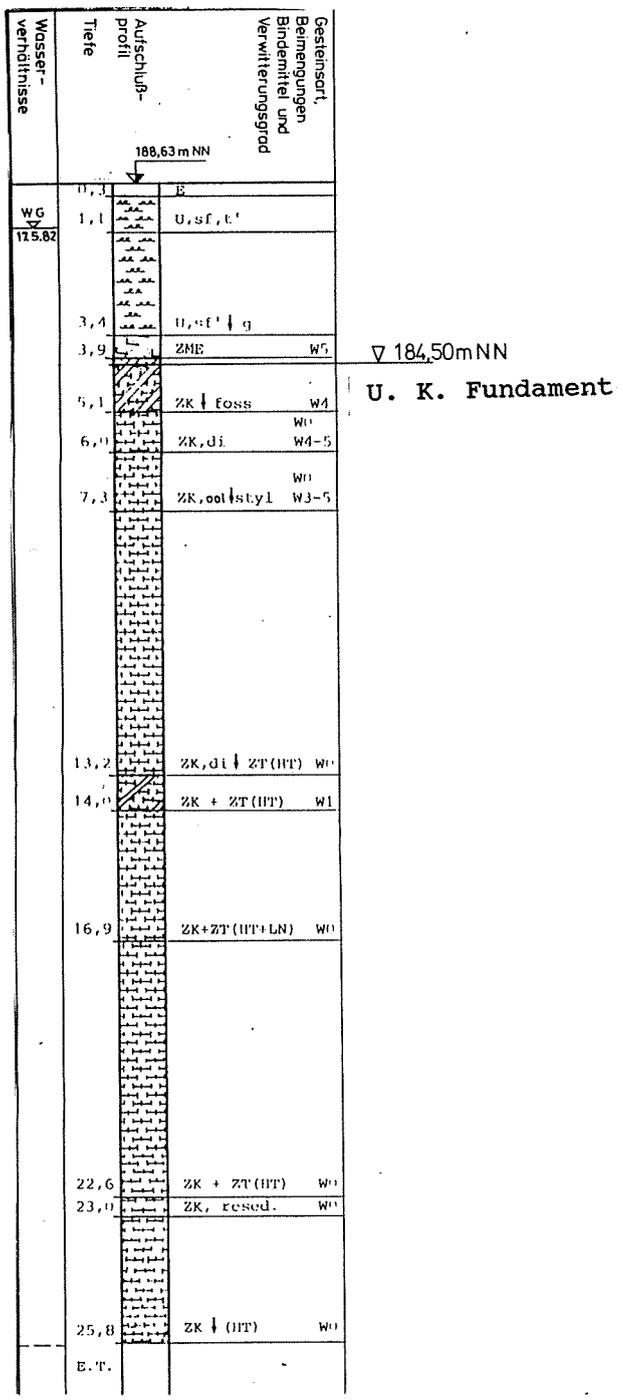


Bild 4.4.5: Schichtenaufbau Pfeiler 13
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/34 GM [62]

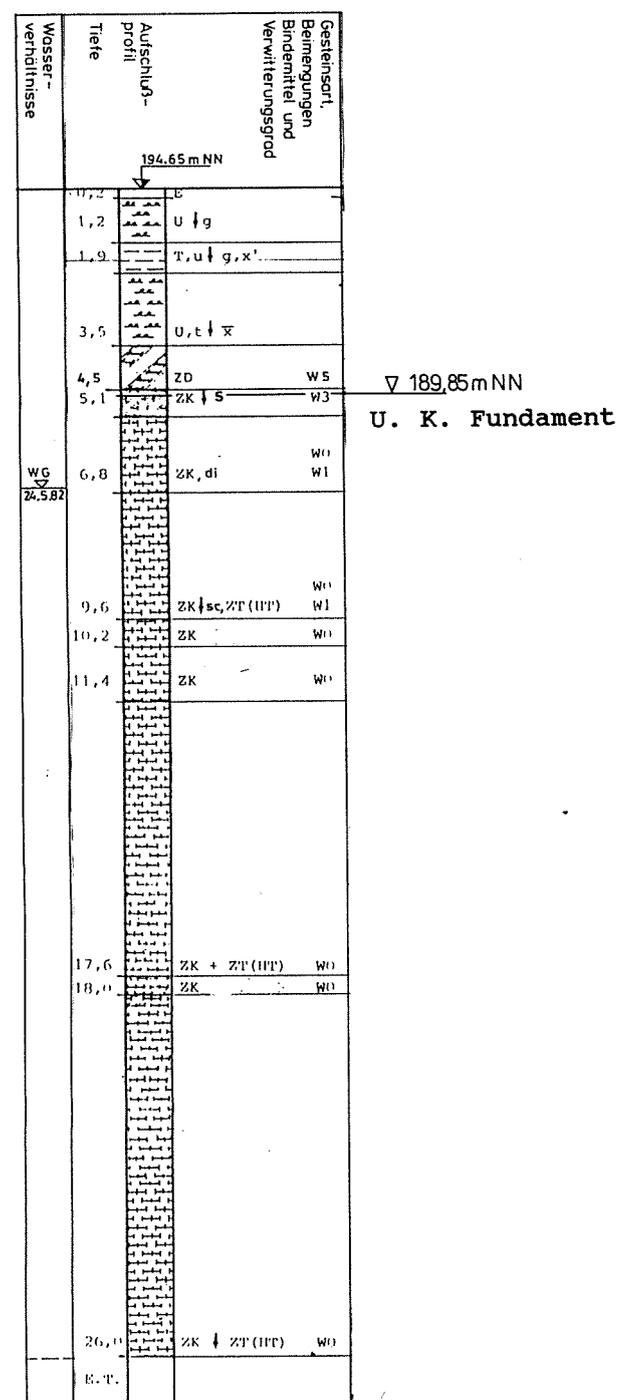


Bild 4.4.6: Schichtenaufbau Pfeiler 14
EBR-Bartelsgraben. Quelle KB 39/37 GM [62]

4.4.3 Vermessungstechnische Arbeiten

Insgesamt wurden 4 Messungen durchgeführt. Die sechs Pfeiler wurden in getrennten Nivellierzügen beobachtet. Ausgehend vom Höhenfestpunkt NivP 5063 wurde über Pfeiler 4, Pfeiler 5 und Pfeiler 6 ein Höhenanschluß zum Niv P 5068 im Hin- und Rückweg vorgenommen (vergl. Bild 4.4.7). Die Koten der Höhenfestpunkte lagen nach dem Stand vom Oktober 81, wie folgt vor [64]: Niv P 5063 = 213,963 mNN, Niv P 5068 = 219,322 mNN, und Niv P 5023 = 189,217 mNN. Vom Niv P 5023 aus vergl. Bild 4.4.7 wurden in einem weiteren Nivellierzug im Hin- und Rückweg über Pfeiler 13 die Höhen der Setzungsbolzen von Pfeiler 12 bestimmt. Anschließend wurde von Niv P 5023 aus in einer Verzweigung über Pfeiler 13 die Höhen der Bolzen von Pfeiler 14 bestimmt.

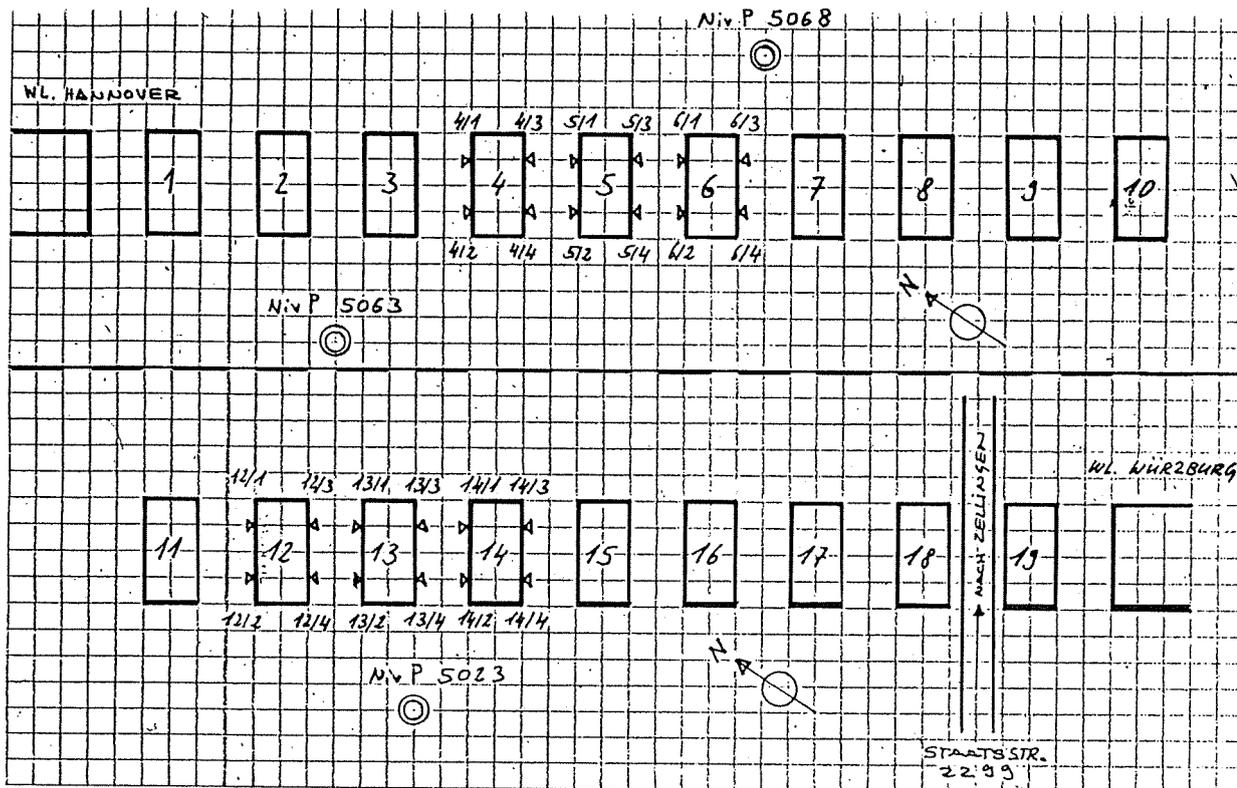


Bild 4.4.7: EBR-Bartelsgraben Lage der Pfeiler und Meßpunkte (ohne Maßstab)

Da die Setzungsbolzen nicht an den Ecken des jeweiligen Pfeilers, sondern an seinen beiden Längsseiten angebracht sind, mußte zur Bestimmung der Bolzen vor jedem Pfeiler ein Lattenpunkt vorgesehen werden. Auf Grund des starken Geländeanstieges und der großen Feldweiten, mußten bei Verwendung von 3,0 m langen Nivellierlatten weitere Lattenpunkte zwischen den Pfeilern vorgesehen werden.

Die Inbetriebnahme des Bauwerkes erfolgte am 1. Mai 1988. Die erste Messung wurde am 5. Mai 1988 durchgeführt. Weitere Messungen folgten am 1. Juli 1988, 15. September 1988 und 3. November 1988.

4.4.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen (EBR- Bartelsgraben) Pfeiler 4,5 und 6

(Höhenkoten der Meßpunkte siehe Tabelle 4.4.1 bis 4.4.3)

Die in Bild 4.4.8 eingetragenen Pfeilersetzungen über die Zeit beziehen sich auf Koten einer Messung im Jahre 1985, [65] nach Fertigstellung der Pfeiler. Als Ausgangspunkt dient hier der Höhenfestpunkt 5068. Wie aus Bild 4.4.8 ersichtlich besteht eine Korrelation zwischen den jeweiligen Messungen 4,5 und 6,7 (vergl. Tabellen), aus denen, abgesehen von Abweichungen von maximal 0,5 mm (Pfeiler 6), durchweg systematisch Hebungen resultieren. Obwohl die Abweichung von 0,5 mm bei Pfeiler 6 größer als die „maximal zulässige“ infolge zufälliger Fehler von + 0,28 mm nach Tabelle 4. ist, erscheint eine unkorrekte Messung aller Pfeiler als nicht plausibel, da die Abweichungen der gemessenen Koten von Pfeiler 4 und Pfeiler 5 in den Messungen Nr. 4,5 und 6,7 innerhalb der Meßgenauigkeit nach Tabelle 4. liegen. Da eine konstante Hebung aller Pfeiler zwischen den Messungen vom Juli und September 1988 (Messung Nr. 5 und 6) um etwa 2,0 mm keine bodenmechanische Begründung findet, geht aus Bild 4.4.8 hervor, daß eine Bewegung eines Festpunktes erfolgt ist. Werden die Meßergebnisse auf den anderen Festpunkt 5063 bezogen, so resultiert daraus keine Verbesserung in der Aussagefähigkeit der Setzungsmessung. Das bedeutet, daß beide Festpunkte sich bewegt haben. Eine Neubestimmung der oben genannten Höhenfestpunkte konnte wegen fehlender Sicherungspunkte innerhalb des Meßprogrammes nicht durchgeführt werden. Die Neubestimmung der Höhenfestpunkte erscheint auch insofern problematisch, da Punkt 5068 am Rande eines Ackers in einer Ackerfurche liegt und somit eine Beschädigung durch landwirtschaftliche Geräte nicht auszuschließen ist. Punkt 5063 liegt in einer Fahrspur eines Feldweges, so daß auch dort seine Lage nicht geschützt ist.

Wird der Sprung in der Setzungslinie in Bild 4.4.8 einer Setzung des Festpunktes 5068 um 2,0 mm zugeordnet, so ergibt sich für die oben genannten Pfeiler keine Zunahme der Setzung infolge Verkehrslast.

Pfeiler 12, 13 und 14 (Höhenkoten der Meßpunkte siehe Tabelle 4.4.4 bis 4.4.6)

Die in Bild 4.4.9 eingetragenen Pfeilersetzungen beziehen sich auf Koten einer Messung aus dem Jahre 1985, [65] nach Fertigstellung der Pfeiler. Wie aus Bild 4.4.9 hervorgeht, sind infolge Verkehrslast keine Setzungszuwächse nachweisbar, da diese innerhalb der Beobachtungszeit von 6 Monaten im Bereich der Meßgenauigkeit liegen.

Zeit-Belastungsverlauf qualitativ
nach Fertigstellung der Brückenpfeiler

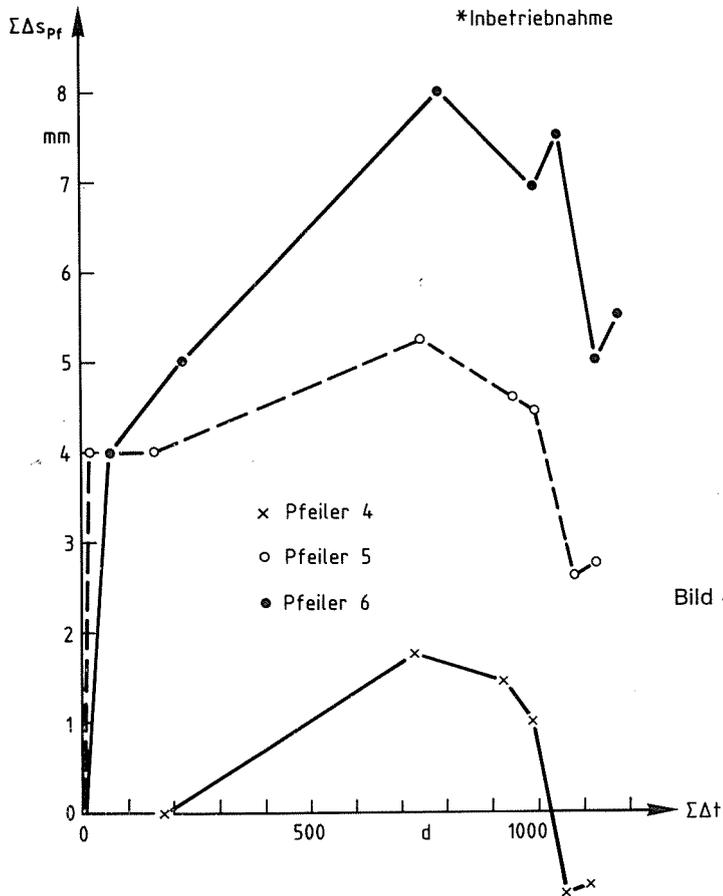
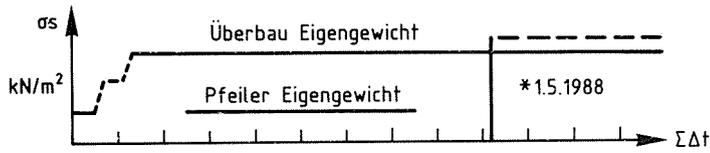


Bild 4.4.8: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 4,5,6 vor und nach der Inbetriebnahme der Talbrücke Bartelsgraben

Zeit-Belastungsverlauf qualitativ
nach Fertigstellung der Brückenpfeiler

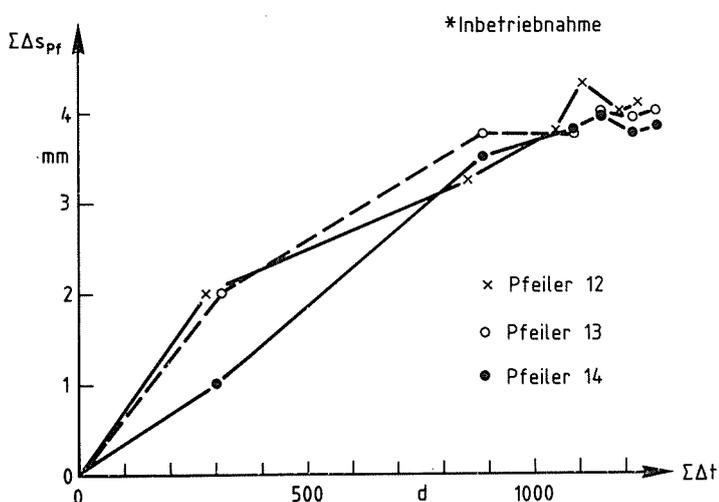
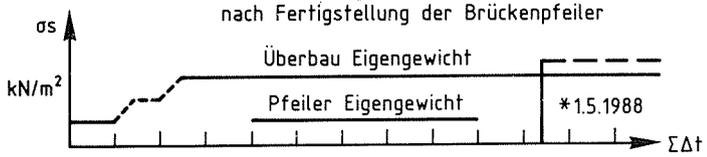


Bild 4.4.9: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 12,13,14 vor und nach der Inbetriebnahme der Talbrücke Bartelsgraben

4.5. Sinntalbrücke Zeitlofs

Das 706 m lange Brückenbauwerk überquert westlich von der Ortschaft Zeitlofs das Sinntal. Es besteht aus einem Durchlaufträger über 16 Felder. Der Pfeilerabstand ist über das gesamte Brückenbauwerk konstant und beträgt 44,0 m. Die Schienenoberkante liegt ca. 32 m über dem Gelände. Auf Pfählen stehen die beiden Widerlager und Pfeiler 1. Die restlichen 14 Pfeiler sind flach gegründet. Die Bauzeit der Zeitlofsbrücke begann am 1. 12. 1981 und endete am 30. 11. 1983. Inbetriebnahme der Brücke: 1. Mai 1988.

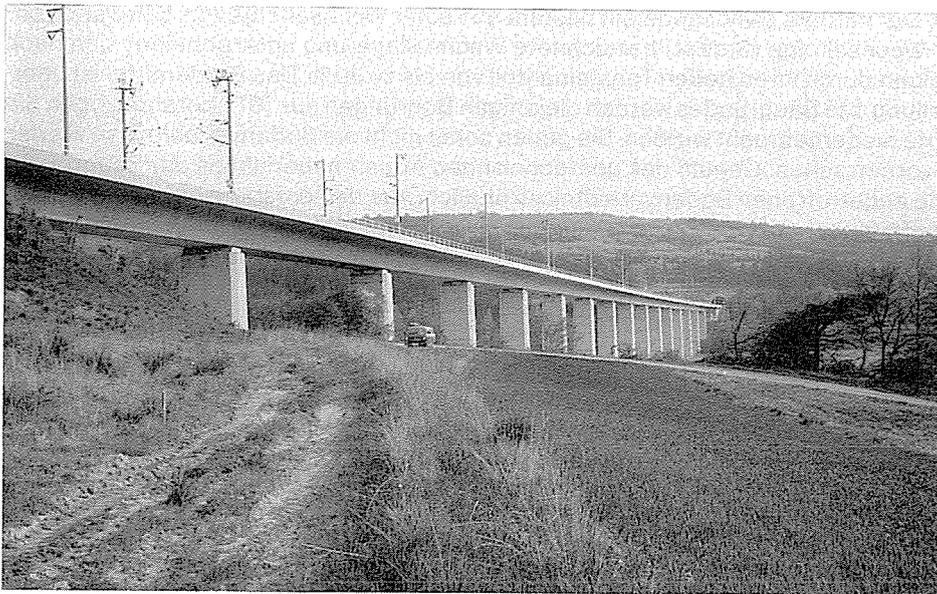


Bild 4.5.0: Sinntalbrücke Zeitlofs

4.5.1 Fundamentabmessungen und Belastung

In Tabelle 4.5 sind für die beobachteten Pfeiler die Fundamentabmessungen, die Sohlschubspannung σ_s infolge der Vertikallast P_{stat} aus ständigen Lasten und die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_s$ infolge der Verkehrslast P_v aufgestellt. Die hierzu notwendigen Lastangaben wurden aus [66] entnommen. P_{stat} ergibt sich aus Setzungstabellen, [66], in denen für den Lastfall ständige Last Spannungswerte vorliegen. Zur Ermittlung der Größe von $\Delta\sigma_s$ wurden die in Tabelle 1.7.7.1a in [66] mit V_{max} bezeichneten Vertikalkräfte im Endzustand (Vollast) herangezogen. Die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_s$ ergibt sich somit aus der entsprechenden Differenz dieser Kräfte, bezogen auf die Fundamentfläche. In der nächsten Spalte steht der entsprechende Nutzungsgrad nach Gl. (85), gefolgt von der täglichen Anzahl der Züge.

Ermittlung der Lastspielzahl N.

Dafür wurde die 26. Kalenderwoche 1988 zu Grunde gelegt. Aus Streckenbelastungsdaten, [53], ergeben sich für diese Kalenderwoche 224 Reisezüge und 100 Güterzüge. Mit 7 Wochentagen ergeben sich 46 Züge/Tag. Dies entspricht 16790 Lastspiele im Jahr. Der Güterzuganteil liegt bei 30 %.

Tabelle 4.5: Fundamentabmessungen und Belastung

Pfeiler	Abmessungen	σ_s	$\Delta\sigma_{1,s}$	U_B	N
Nr.	m x m	kN/m ²	kN/m ²	[-]	Züge/Tag
5	7,5 x 7,5	570	182	0,32	46
6	8,5 x 8,5	450	141	0,31	
7	10 x 10	350	101	0,29	
8	10 x 10	350	95	0,27	
10/3	10 x 10	350	119	0,34	
11	10 x 10	360	105	0,29	
12	10 x 10	350	113	0,32	
13	10 x 10	350	117	0,33	

Die Anzahl der Zugüberfahrten ist in diesem Streckenabschnitt im Vergleich zu den südlicheren Streckenabschnitten (Schaippachbrücke und Bartelsgrabenbrücke) etwas höher, [55], weil im Bahnhof Burgsinn einige Güterzüge die NBS verlassen oder dort erst auf die NBS in Richtung Norden übergeleitet werden.

4.5.2 Baugrundverhältnisse

Aus dem Ausschnitt des geologischen Längsschnittes gemäß [67] entlang der beobachteten Pfeiler (hier nicht wiedergegeben) geht hervor, daß unterhalb einer Deckschicht aus Hangschutt, Lößlehm, Auesedimenten, Talsanden und Kiesen, Bundsandstein ansteht. Der mittlere Bundsandstein besteht aus einer Wechselfolge aus Sand und Tonstein. Die in [67] als Volpriehausen-Wechselfolge (SmV,st) bezeichnete Wechsellagerung unterscheidet sich nach [67] gegenüber anderen Wechselfolgen durch ihren hohen Tonsteinanteil von bis zu 30 %. Das Bindemittel ist überwiegend tonig-ferritisch. Zur Darstellung des Baugrundes werden diejenigen Bohrungen aus [67] herangezogen die in der Nähe der heutigen Fundamente niedergebracht wurden. Sie geben somit nicht die Bodenverhältnisse wieder, die direkt unter den Fundamenten vorherrschen. Gemäß des geotechnischen Abnahmeberichtes der Baugrubensohle, [66], sind die bei der Abnahme angetroffenen Bodenverhältnisse ähnlich. Aus den entsprechenden Bohrprofilen (Bild 4.5.1 bis 4.5.8) und den darin eingetragenen Gründungskoten geht hervor, daß die Flachfundamente bis auf den anstehenden Fels geführt wurden. Unterhalb der Fundamentsohle befindet sich eine Ausgleichsschicht aus Magerbeton von etwa 0,4 m.

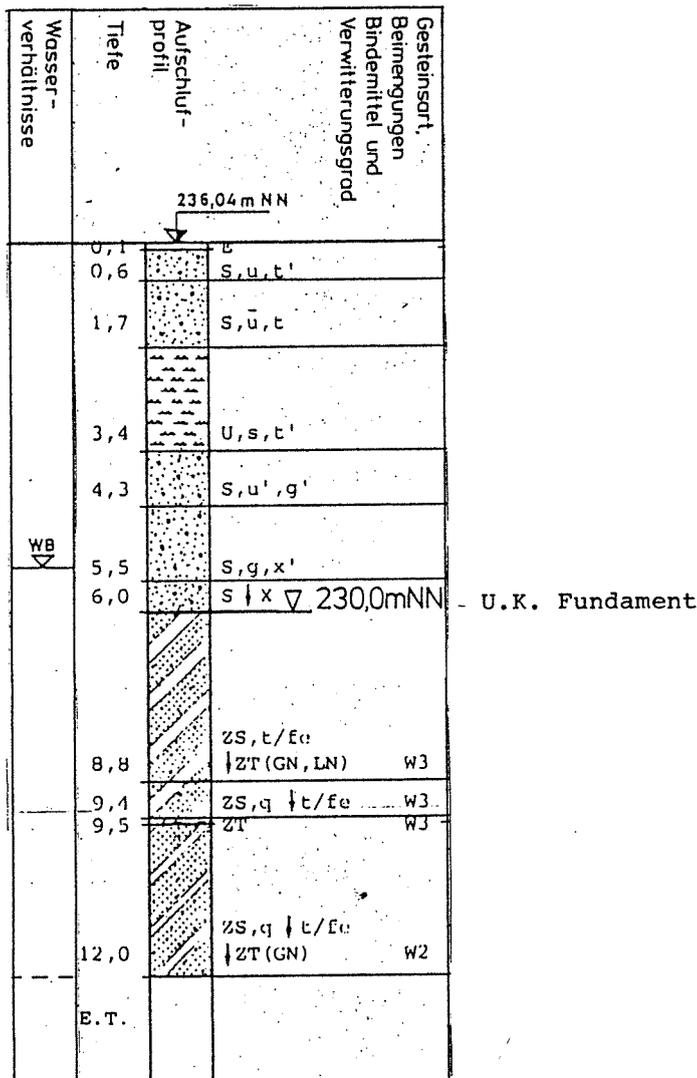


Bild 4.5.1: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 5 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/10 [67]

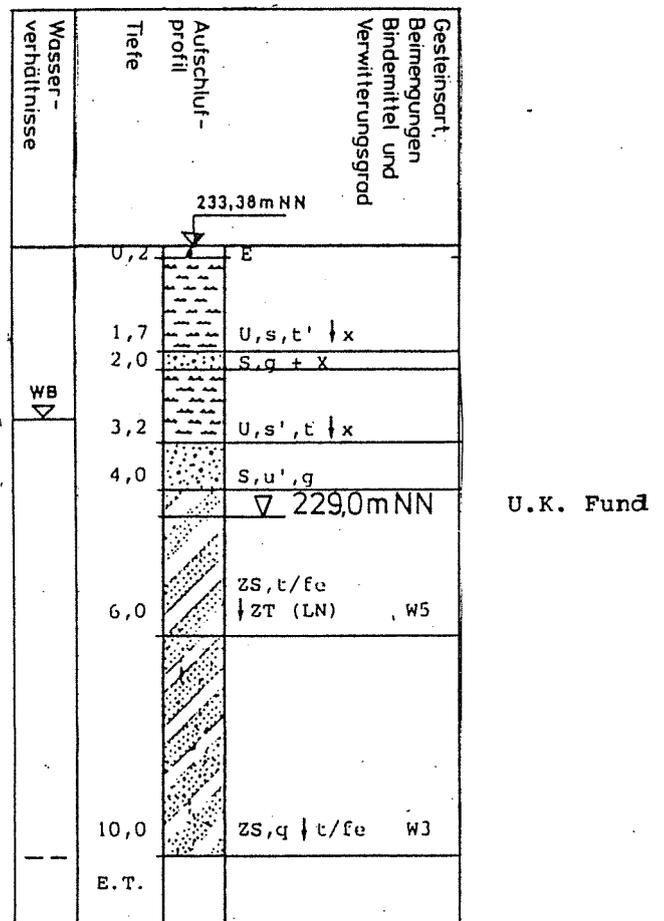


Bild 4.5.2: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 6 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/11 [67]

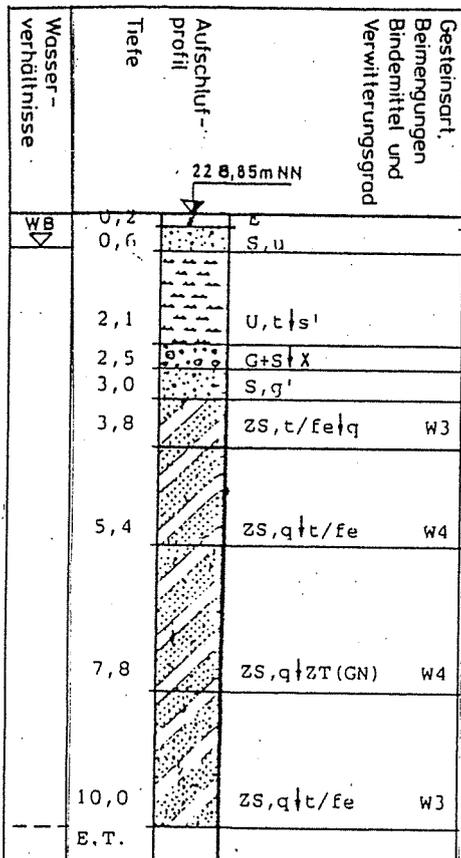


Bild 4.5.3: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 7 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/12 [67]

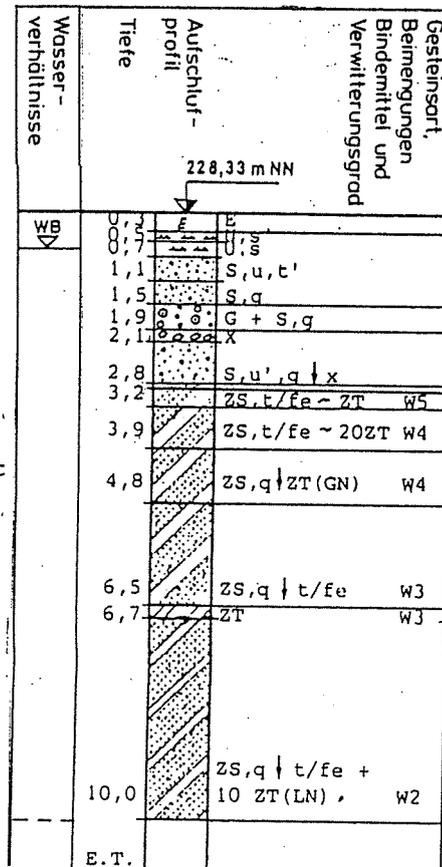


Bild 4.5.4: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 8 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/13 [67]

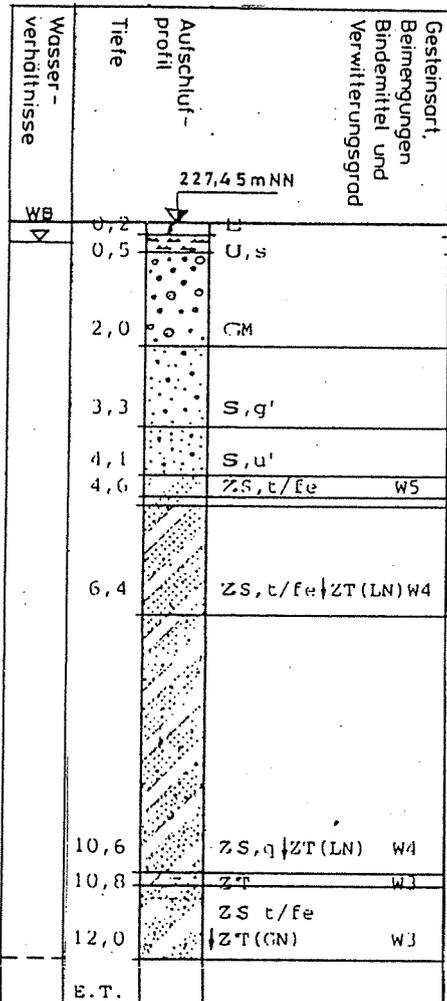


Bild 4.5.5: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 10 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/15 [67]

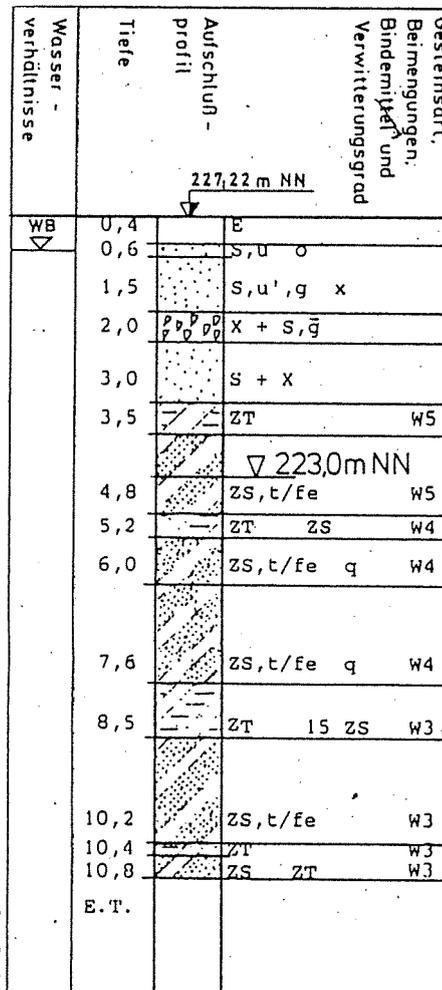
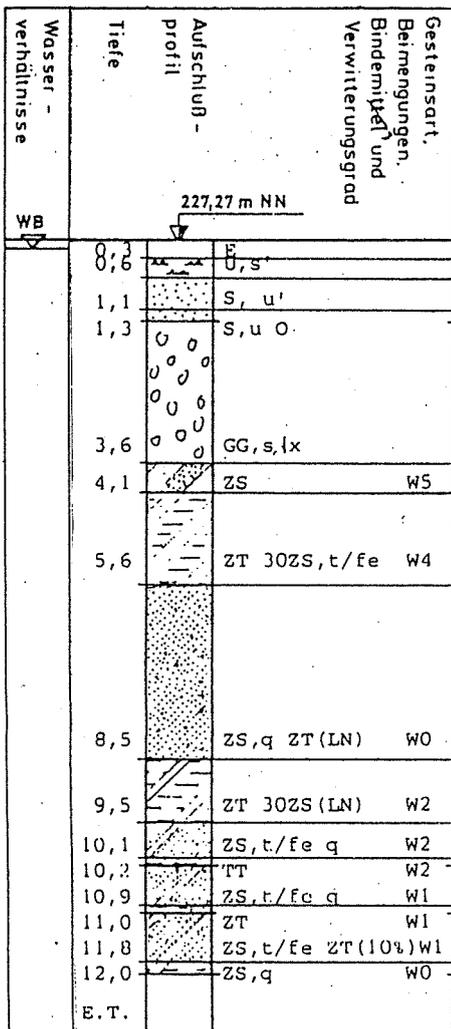
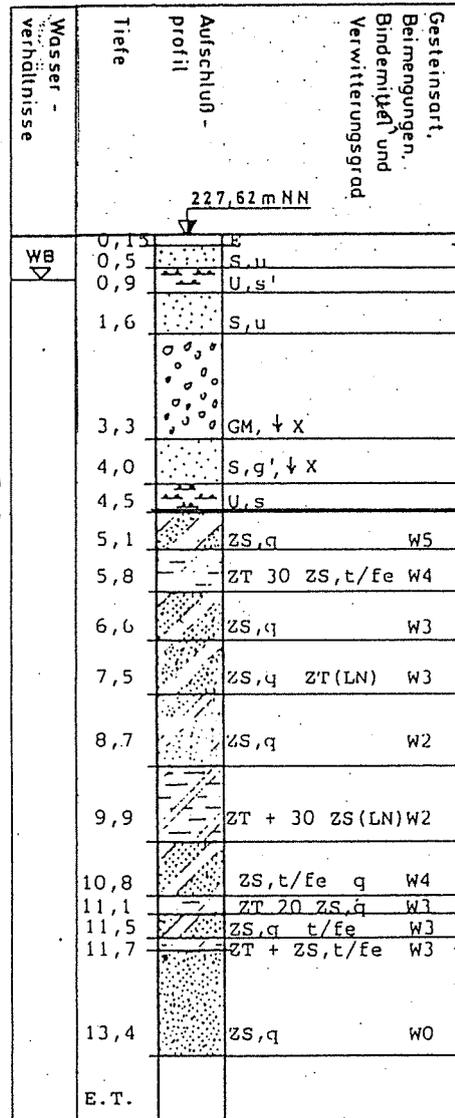


Bild 4.5.6: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 11 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/16 [67]



▽ 223,2mNN
U.K. Fundament



▽ 223,2m
U.K. Fun

Bild 4.5.7: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 12 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/17 [67]

Bild 4.5.8: Schichtenaufbau und Gründungskote Pfeiler 13 EBR-Zeitlofs, Quelle: KB 1/18 [67]

Erläuterungen zu den Aufschlußprofilen

Gesteinsart, Beimengung, Bindemittel und Verwitterungsgrad
Gesteinsart: Es gelten nach [54] folgende Kurzzeichen:

- E, Mu - Mutterboden
- S - Sand
- T - Ton
- G - Kies
- X - Steine (6cm - 20cm)
- ZS - Sandstein (LN) in Lagen
- ZT - Tonstein (GN) in Gallen
- Z ME - Mergelstein (HT) in Häuten

Beimengung, Bindemittel

- s - sandig, s' - schwach sandig, s - stark sandig
- u - schluffig
- t - tonig
- fe - ferritisch
- q - quarzitisches

Verwitterungsgrad

- W₀ - frisch
- W₁ - angewittert
- W₂ - schwach angewittert

- W₃ - mäßig angewittert
- W₄ - stark angewittert
- W₅ - sehr stark angewittert
- W_{1a} - ausgelaugt.

4.5.3 Vermessungstechnische Arbeiten

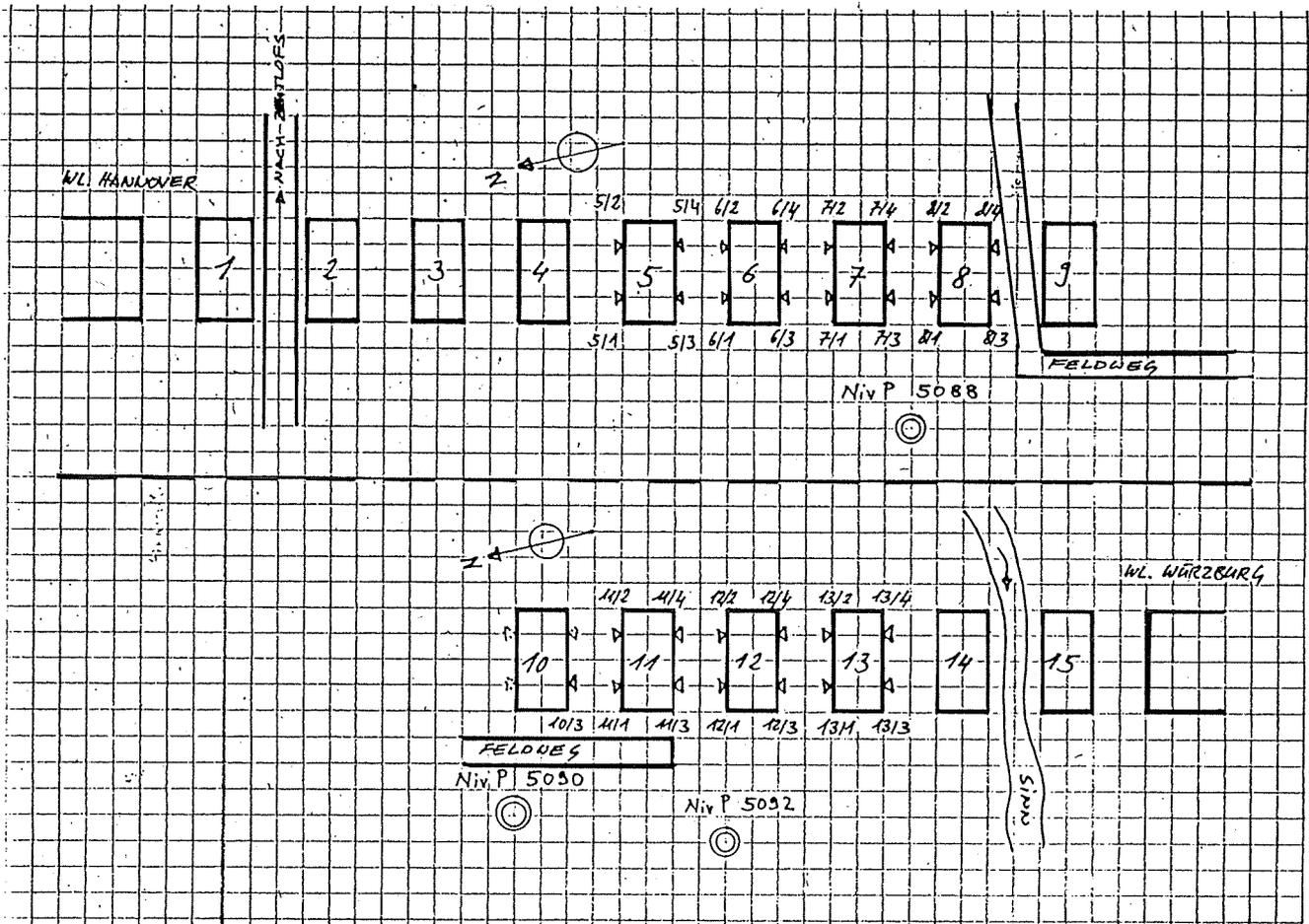


Bild 4.5.9: EBR-Zeitlofs Lage der Pfeiler und Meßpunkte (ohne Maßstab)

Es wurden 4 Messungen durchgeführt. Die sieben Pfeiler wurden in getrennten Nivellierzügen beobachtet. Ausgehend vom NivP 5088 mit der Kote 228,371 mNN gemäß [68] wurde der Nivellierzug über Pfeiler 7 und Pfeiler 6 zum Pfeiler 5 hin- und zurückgeführt (vergl. Bild 4.5.9). In einer weiteren Verzweigung im Hin- und Rückweg erfolgte der Anschluß des Pfeilers 8 an dem Pfeiler 7 und den NivP 5088. Da im Bereich des Pfeilers 6 und des Pfeilers 5 das Gelände stark ansteigt, mußten bei Verwendung von 3,0 m langen Latten zwei Instrumentenaufstellungen zwischen den Pfeilern vorgenommen werden. Als Lattenpunkte dienten Winkeleisen, die in den Boden geschlagen wurden. In einem zweiten Nivellierzug wurde, ausgehend vom NivP 5092 (226,775 mNN, [68]), vorgenommen, wobei ein Bolzen von Pfeiler 10 als Lattenpunkt verwendet wurde. Pfeiler 13 wurde in einer Verzweigung an Pfeiler 12 angeschlossen. Da die Bolzen nicht an den Ecken des jeweiligen Pfeilers, sondern an seinen Längsseiten angebracht sind, mußte neben jedem oben genannten Pfeiler ein Lattenpunkt vorgesehen werden. Die Lattenpunkte bestanden auch hier aus Winkeleisen die in den Boden geschlagen wurden. Die Inbetriebnahme der Brücke erfolgte am 1. Mai 1988. Die erste Messung wurde am 9. Mai 1988 vorgenommen. Weitere Messungen folgten am 5. Juli, 19. September und 6. November 1988.

4.5.4 Ergebnisse der Setzungsmessungen (EBR-Zeitlofs)

Für den Verlauf der Setzung vor Inbetriebnahme der Brücke liegen Ergebnisse aus Setzungsmessungen vor, welche bereits nach Fertigstellung der Pfeiler beginnen. Der Setzungsverlauf aus diesen Messungen ist ausführlich in [66] dokumentiert und dort in Form der Setzungsverläufe der jeweiligen Pfeilerbolzen festgehalten. Die in [66] verwen-

deten Setzungstabellen mit Angaben zur Belastung werden hier für die beobachteten Pfeiler wiedergegeben und sind mit einer weiteren Folgemessung, [69], bis zum aktuellsten Stand vom 6. 11. 1988 ergänzt. (siehe Tabelle 4.5.1 bis 4.5.8)

Pfeiler 5,6,7,8 (Höhenkoten und Setzungen der Meßpunkte siehe Tabelle 4.5.1 bis 4.5.4)

In Bild 4.5.10 sind die Pfeilersetzungen über die Zeit aufgetragen. Die Setzungen ergeben sich gemäß Gl. (109) aus dem arithmetischen Mittel der Bolzensetzungen. Es stellt die Setzungen der Pfeiler seit dem 5.9.1984 dar (vergl. Tabelle, Messung Nr. 8). Zu diesem Zeitpunkt war das Bauwerk fertiggestellt. Für die Zeit-Belastungslinie gelten somit die in Tabelle 4.5 angegebenen Sohlspannungen. Bild 4.5.10 legt nahe, daß ausgeprägt zeitlich abhängige Bodeneigenschaften den Setzungsverlauf bestimmen, da innerhalb des hier betrachteten Zeitraumes keine Belastungserhöhung stattgefunden hat. Ein Setzungszuwachs infolge Verkehrslast wird nicht deutlich erkennbar, da abgesehen von geringen Hebungen der Pfeiler 5 und 6 in der Messung Nr. 12, die gemessenen Setzungen im Bereich der Meßgenauigkeit liegen.

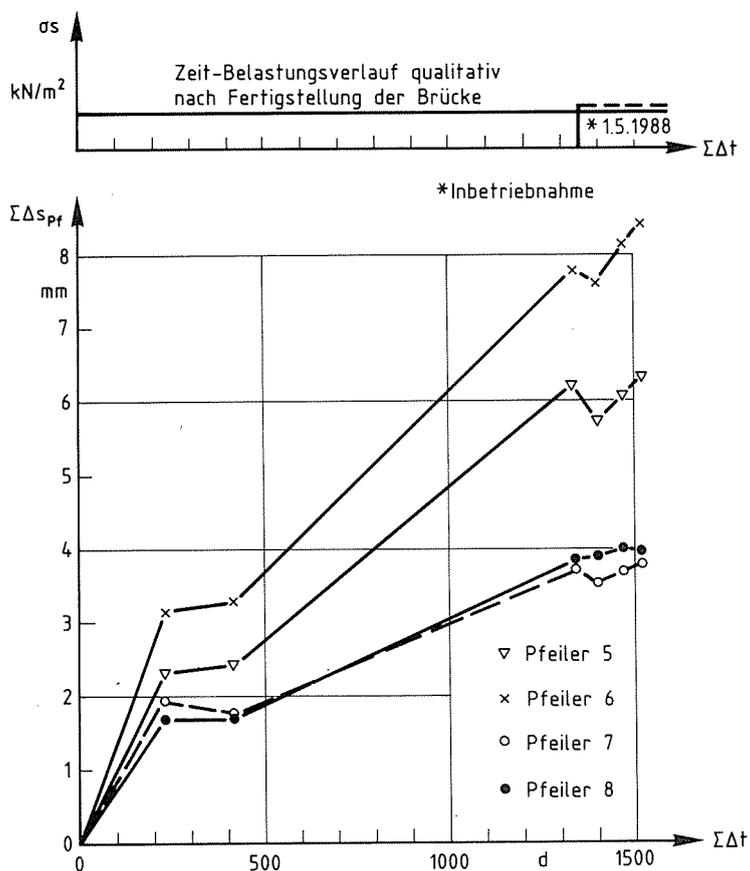


Bild 4.5.10: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 5,6,7,8 vor und nach der Inbetriebnahme der Sinntalbrücke Zeitlofs

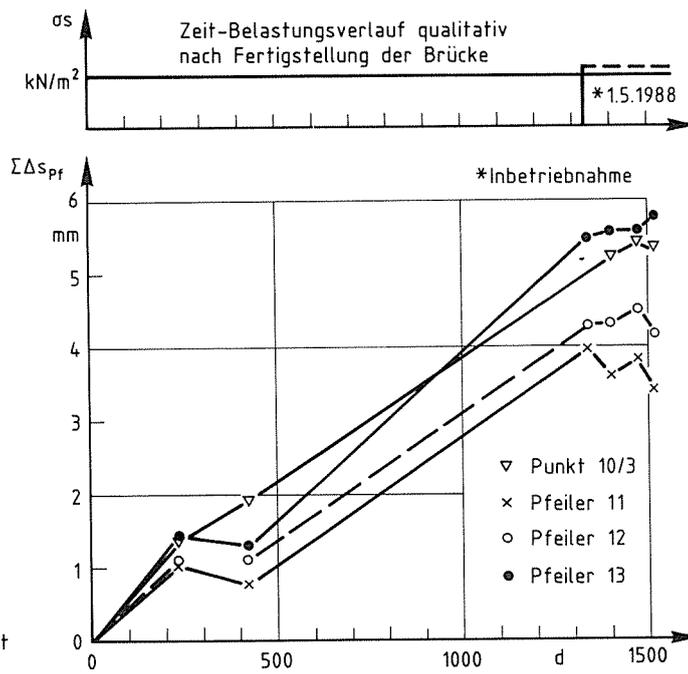


Bild 4.5.11: Zeit-Belastungsverlauf und Setzung der Pfeiler 11,12,13 vor und nach der Inbetriebnahme der Sinntalbrücke Zeitlof

Pfeiler (10), 11,12,13 (Höhenkoten und Setzungen der Meßpunkte siehe Tabelle 4.5.5 bis 4.5.8)

In Bild 4.5.11 sind die Pfeilersetzungen seit Fertigstellung des Bauwerkes (Messung Nr. 8) über die Zeit aufgetragen. Für den Zeit-Belastungsverlauf wirken die Sohlspannungen gemäß Tabelle 4.5.

Auch hier zeigt der Setzungsverlauf bei konstanter Belastung eine stark ausgeprägte Abhängigkeit von der Zeit. Ein Setzungszuwachs infolge Verkehrslast wird nicht erkennbar, da die gemessenen Setzungen innerhalb des Beobachtungszeitraumes von 6 Monaten nach der Inbetriebnahme innerhalb der Meßgenauigkeit liegen. (vergl. Tabelle 4.).

5. Untersuchung verschiedener Böden

Untersucht wurden ungestörte Proben, welche aus dem Berliner Baugrund entnommen wurden. Zum einen besteht eine Probe aus weichem Schluff mit einem hohen Wassergehalt. Bei den anderen Proben handelt es sich um sandigen Geschiebemergel.

Mit Mergelproben wurde ein Triaxialversuch, sowie zwei Kompressionsversuche durchgeführt. Desweiteren ein Kompressionsversuch mit Schluff. Alle oben genannten Versuche wurden drainiert durchgeführt.

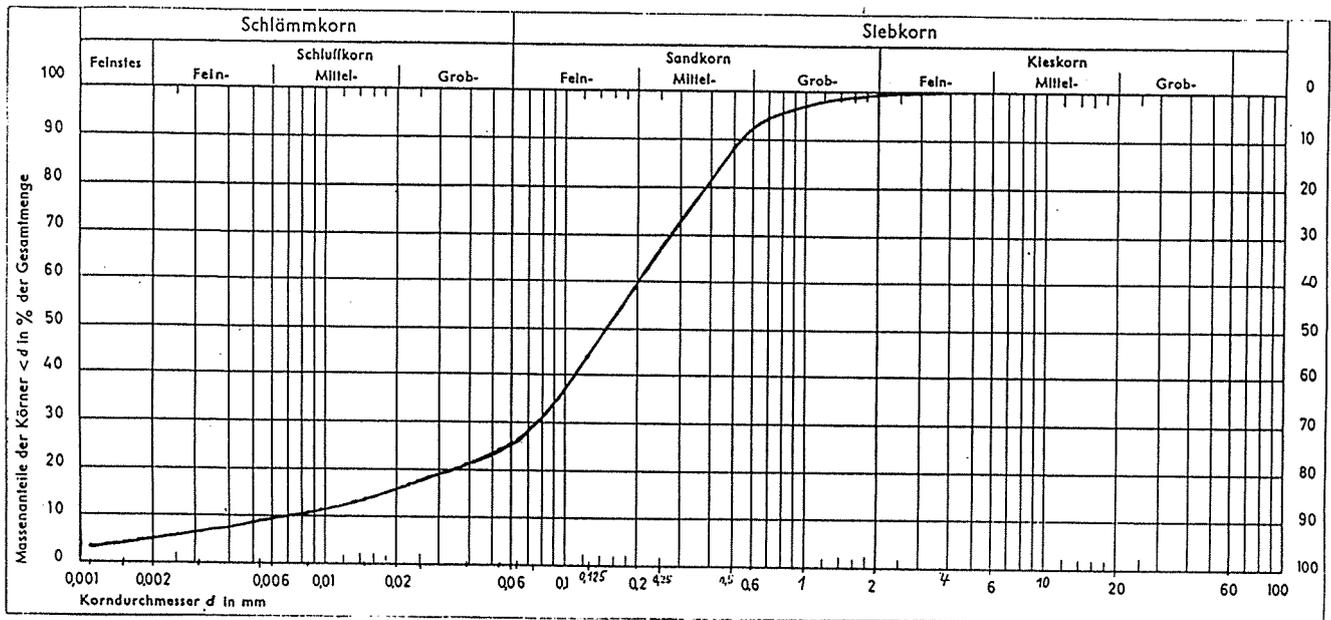


Bild 5.0.1: Kornverteilung des untersuchten Mergels

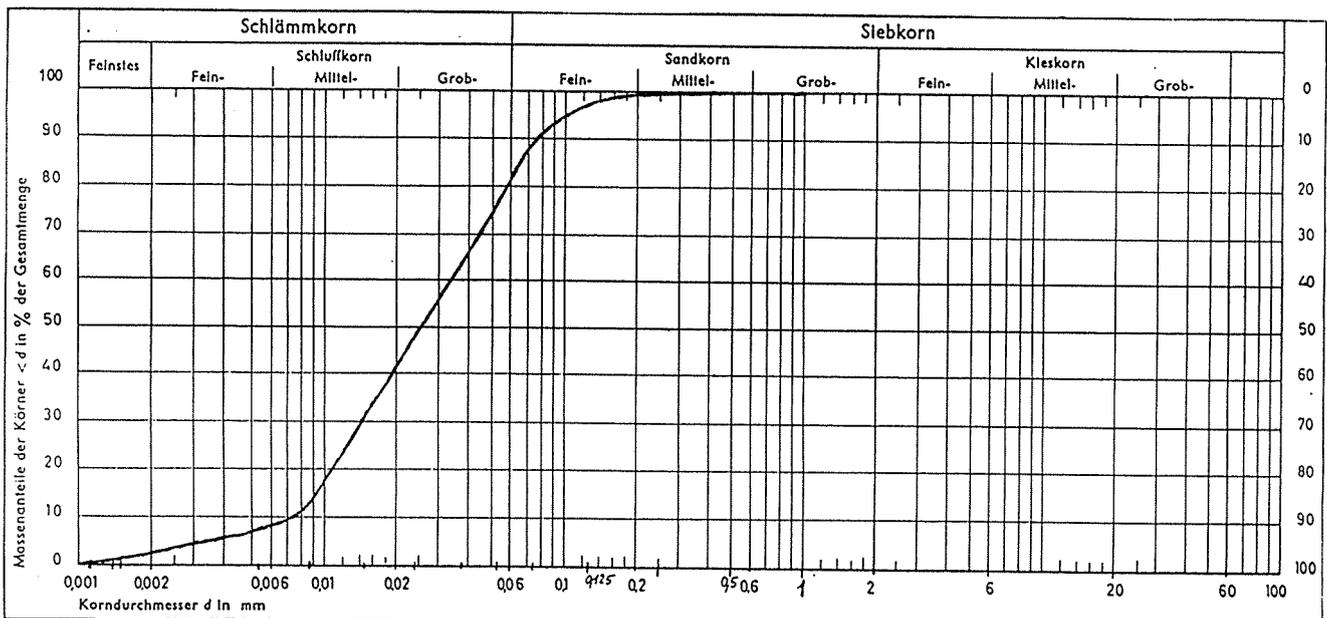


Bild 5.0.2: Kornverteilung des untersuchten Schluffs

Die Bilder 5.0.1 und 5.0.2 zeigen die aus kombinierten Sieb- und Schlämmanalysen gewonnenen Kornverteilungen der beiden Böden. Für die Konsistenzkenngrößen ergaben sich die folgenden Werte:

Tabelle 5.0.1: Ausroll- und Fließgrenzen

Bodenart	Bezeichnung	w _L [%]	w _P [%]	I _p [%]	d > 0,4 mm [%]
Mergel	Mg, s	16,2	12,7	3,5	18
Schluff	U	56,5	44,3	12,2	-

Bei dem Mergel wurde das Überkorn (d > 0,4 mm) vor der Bestimmung von Fließgrenze w_L und Ausrollgrenze w_P abgetrennt. I_p = w_L - w_P bedeutet die Plastizitätszahl. Mit den aktuellen Wassergehaltswerten w können für die untersuchten Proben die Konsistenzahlen I_c = (w_i - w)/I_p ermittelt werden:

Tabelle 5.0.2: Konsistenz der untersuchten Proben

Probe	Bodenart	w [%]	I _p [%]	I _c [-]	Konsistenz
TBD 001	Mg,s	7,7	3,5	2,42	halbfest
KBD 001	Mg,s	11,09	3,5	1,46	halbfest
KBD 002	Mg,s	12,35	3,5	1,10	halbfest
KBL 003	U	56,3	12,2	0	breiig

Man sieht, daß die Schluffprobe sich an der Fließgrenze befindet, während die Mergelproben halbfest sind.

5.1 Triaxialversuch mit Mergel

Tabelle 5.1 enthält die wesentlichen Daten des Triaxialversuches. Neben dem Versuchsnamen steht das Spannungsverhältnis unter dem die Probe konsolidiert wurde. Danach ist die Vertikalspannung der statischen Ausgangssituation zu finden, gefolgt von der Schwellamplitude. Danach steht die in diesem Versuch maximal aufgebrachte Anzahl der Zyklen, N_{max}, gefolgt von der Bodenart, dem Wassergehalt und der Entnahmetiefe.

Tabelle 5.1: Triaxialversuch mit Mergel

Versuch	K = σ ₃ /σ ₁	σ ₁	Δσ ₁ /σ ₃	N _{max}	Bodenart	w	Tiefe
	[-]	kN/m ²	[-]	[-]		[%]	[m]
TBD001	0,4	136	0,18	50000	Mg,s	7,7	4,7 – 5,0

Der Eingangswert beträgt bei diesem Versuch Δσ₁/σ₁ = 0,07. Die Mergelprobe wurde mit Hilfe eines Trimmgerätes auf die Abmessungen der Sandprobe gebracht. (h₀ = 115,5 mm, d = 50 mm)

5.1.1 Ergebnis des Triaxialversuches

Bild 5.1.1 zeigt den Verlauf der bleibenden Dehnung in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl N. Der Verlauf macht deutlich, daß bei sehr kleinen Amplituden die bleibende Dehnung überproportional mit der Zyklenanzahl ansteigt. Der dynamische Elastizitätsmodul, ermittelt aus der Verformung während eines Lastzyklus, ergab sich zu 33240 kN/m² bei einer Axialdehnung von 2,93 x 10⁻⁵. Entsprechend der halbfesten Konsistenz, siehe Abschnitt 5.0.0, ist die Probe so steif, wie die im Abschnitt 3.1.1 beschriebenen Sandproben.

5.2 Kompressionsversuche

In Tabelle 5.2 sind die Daten der Kompressionsversuche aufgeführt. Neben dem Versuchsnamen steht die statische Ausgangsspannung σ₁ gefolgt von dem Eingangswert Δσ₁/σ₁. Dahinter steht die höchste Lastspielzahl, N_{max}, welche in dem jeweiligen Versuch aufgebracht wurde, gefolgt von der Bodenart, dem Wassergehalt und der Entnahmetiefe.

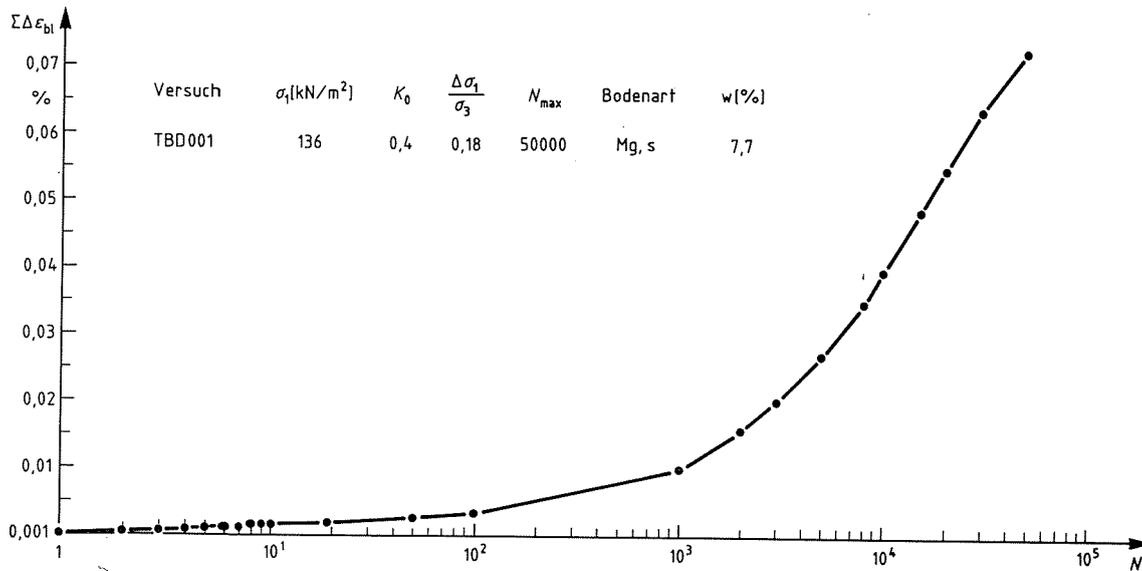


Bild 5.1.1: Bleibende Dehnung im zyklischen Triaxialversuch in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl N
Bodenart: Mergel

Tabelle 5.2: Kompressionsversuche mit verschiedenen Böden

Versuch	σ_1	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	N_{max}	Bodenart	w	Tiefe
	[kN/m ²]	[-]	[-]		[%]	[m]
KBD001	142	0,04	17000	Mg,s	11,09	5,7 – 6,0
KBD002	153	0,05	20000	Mg,s	12,35	5,7 – 6,0
KBL003	141	0,01	30035	U	56,30	9,0

Die Versuche mit Mergel wurden mit großem Probenring (\varnothing 101,0 mm, $h_0 = 20$ mm) durchgeführt, während bei der Untersuchung des Schluffes der kleine Probenring verwendet wurde. (\varnothing 71,4 mm, $h_0 = 14,0$ mm)

5.2.1 Ergebnisse der Kompressionsversuche

In Bild 5.2.1 ist die bleibende Dehnung der Schluffprobe über die Zyklenanzahl aufgetragen worden. Die bleibende Dehnung zeigt einen stark überproportionalen Verlauf und erlangt nach etwa 30 000 Lastspielen eine Größe von fast 2,3%.

In Bild 5.2.2 sind die bleibenden Dehnungen der Mergelproben über die Zyklenanzahl aufgetragen. Auch hier zeigt sich ein überproportionaler Verlauf der bleibenden Dehnung. Es zeigt sich, daß die bleibenden Dehnungen bei den hier kleinen Eingangswerten sehr groß werden können. Vergleicht man die Größenordnung der bleibenden Dehnung aus den Kompressionsversuchen in Bild 5.2.2, mit derjenigen aus dem Triaxialversuch TBD001 in Bild 5.1.1, so findet sich z. B. bei $N = 10\,000$ ein Unterschied von fast einer 10er Potenz.

Die Dehnungen im Kompressionsversuch fallen größer aus. Dies kann mit dem erhöhten Wassergehalt der Probe im Kompressionsversuch erklärt werden. Zur besseren Einordnung der verwendeten bindigen Böden wäre eine Steifezahl nützlich. Mit den beiden untersuchten Böden sind jedoch keine Konsolidierungsversuche durchgeführt worden, so daß kein Drucksetzungsdiagramm angegeben werden kann. Bei den Ödometerversuchen wurde die Last jeweils in etwa 10 Stufen innerhalb von 8 bis 11 Stunden auf die Vollast gebracht, bevor die eigentliche zyklische Beanspruchung begann. Als Vergleichswerte sollen daher dynamische Streifezahlen, ermittelt aus dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten während eines Lastzyklus, angegeben werden. Es wurden folgende Werte für die dynamischen Streifezahlen und die zugehörige Dehnung ermittelt.

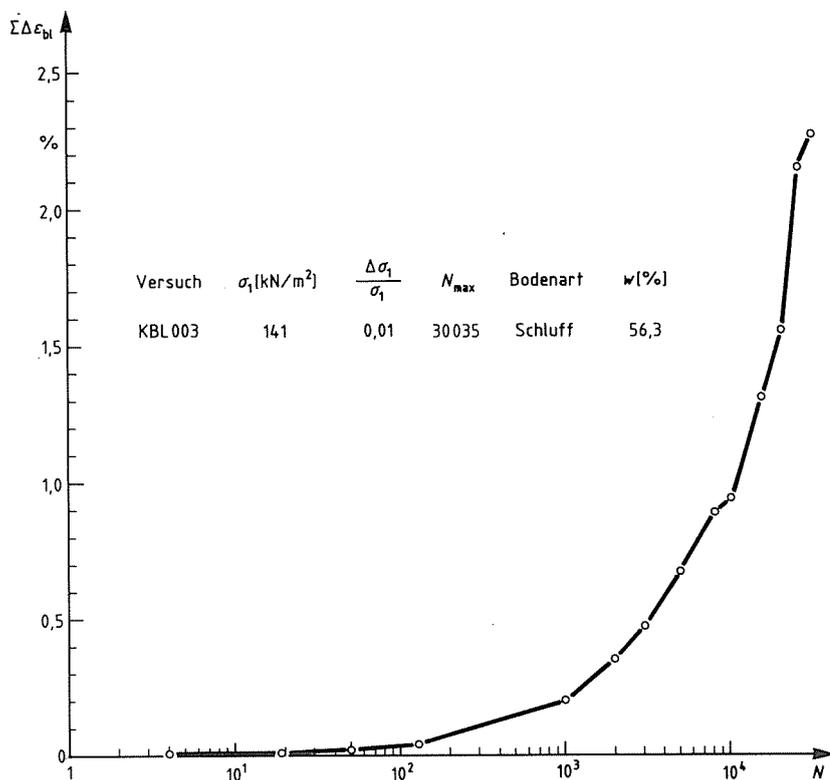


Bild 5.2.1: Bleibende Dehnung im zyklischen Kompressionsversuch in Abhängigkeit von der Zyklenzahl N
Bodenart: Schluff

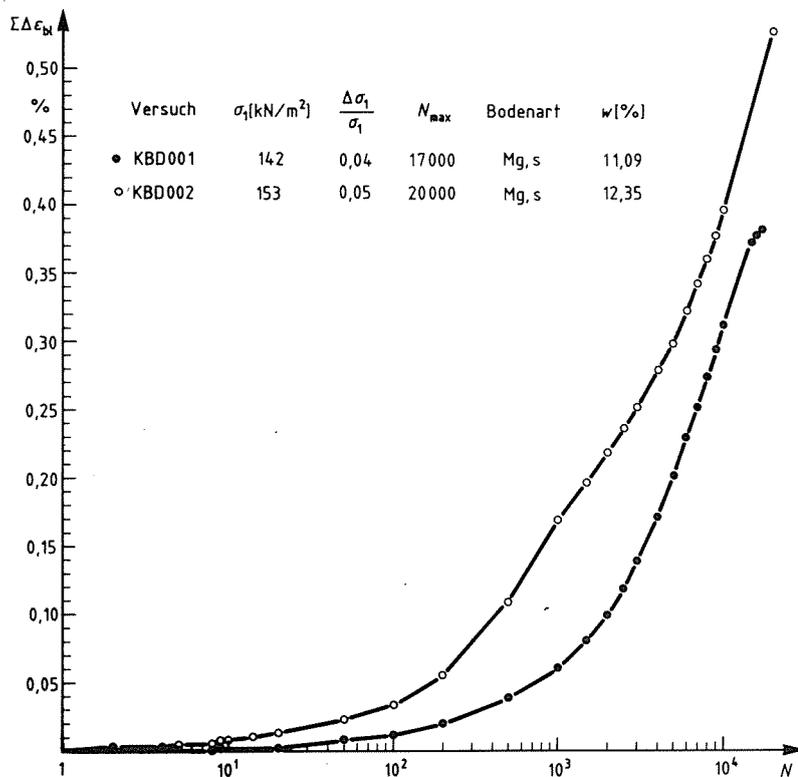


Bild 5.2.2: Bleibende Dehnung im zyklischen Kompressionsversuch in Abhängigkeit von der Zyklenzahl N
Bodenart: Mergel

Tabelle 5.2.1: Dynamische Steifeszahlen

Versuch	$E_{s, dyn}$ [kN/m ²]	$\varepsilon(10^{-5})$
KBD001	12 000 ÷ 24 000	2,55 ÷ 5,1
KBD002	10 000 ÷ 15 000	5,1 ÷ 7,7
KBL003	3900	4

Die beiden Mergelproben haben kleinere dynamische Moduli als die Triaxialprobe gleicher Bodenart, offenbar wegen des größeren Wassergehaltes der Ödometerproben. (vergl. Abschnitt 5.0.0). Allgemein muß man berücksichtigen, daß wegen der geringen Höhe der Ödometerproben der Axialweg innerhalb eines Lastzyklus sehr klein ist, bzw. die Grenze der Meßgenauigkeit erreicht ist. Die Moduli haben deshalb den angegebenen Streubereich.

6. Verfahren zur Vorausermittlung der Setzung infolge zyklischer Last

6.1. Verfahren aus der Beobachtung an Bauwerken

Den Ergebnissen der Setzungsmessungen in Abschnitt 4. zufolge ergab sich innerhalb des jeweiligen Beobachtungszeitraumes nach Inbetriebnahme bei der Wiesendambrücke eine Setzung von 17 % der Setzung infolge ständiger Lasten, S_{stat} . Bei der EBR-Göttingen betrug dieser Zuwachs 23 % für Pfeiler 5 und 18 % für Pfeiler 2. Das heißt, bei den Flachgründungen auf sandigen und kiesigen Böden ergab sich die Gesamtsetzung, S_{ges} , zu:

$$S_{ges} \approx 1,2 \cdot S_{stat} \quad (114)$$

Aus Modell- und Laboruntersuchungen an Proben geht hervor, daß die Belastungsgrößen $\Delta\sigma_1/\sigma_s$ sowie N den größten Anteil auf den Setzungszuwachs haben. Die Reaktion des Baugrundes auf statische und zyklische Lasten in Form der Fundamentsetzung wird durch seine Steifigkeit bestimmt. Somit liegt folgender Ausdruck zur Bestimmung der Setzung infolge ständiger und zyklischer Lasten nahe.

$$S_{ges} = B \cdot \sigma_s \cdot \int_0^z \frac{f\left(\frac{a}{B}, \frac{\sigma(z)}{\sigma_s}\right)}{M_{(z)}} dz \left[1 + C \frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_s} f(N)\right] \quad (115)$$

- B – Fundamentbreite [m]
- a – Fundamentlänge [m]
- σ_s – Sohlspannung [kN/m²]
- z – Tiefe unterhalb der Fundamentsohle [m]
- $f\left(\frac{a}{B}, \frac{\sigma(z)}{\sigma_s}\right)$ – Funktion welche die Verteilung der Vertikalspannung in Abhängigkeit von der Fundamentlänge a und -breite B beschreibt und deren Werte als J_3 , in [20] vertafelt sind.
- $M_{(z)}$ – Bodensteifigkeit [kN/m²], welche z. B. gemäß Gl (26) auch mit der Tiefe z veränderlich angesetzt werden kann.
- C – Faktor, welcher bodenabhängig ist.
- $\Delta\sigma_1$ – zyklische Spannungsamplitude [kN/m²] unter realen Betriebsbedingungen
- f(N) – Funktion welche den Einfluß der Zyklenanzahl N auf den Setzungsverlauf beschreibt.

Der Ausdruck vor der eckigen Klammer in Gl. (115) unterscheidet sich formal nicht von der herkömmlichen Setzungsberechnung unter statischer Last nach DIN 4019. Wählt man für f(N) die Funktion

$$f(N) = \ln(N + 1) \quad (116)$$

so kann an Stelle von Gl. (115) folgende Gleichung geschrieben werden

$$S_{ges} = S_{stat} \cdot \left(1 + C \cdot \frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_s} \cdot \ln(N + 1)\right) \quad (117)$$

Gl. (117) besagt, daß im Hinblick auf eine Voraussage der Setzung infolge zyklischer Last die Belastungsgrößen im Betriebsfall, σ_s , $\Delta\sigma_1$ und N, sowie die bodenabhängige Konstante C bekannt sein müssen. Während σ_s die Sohlspannung infolge ständiger Lasten aus der Statik ist, sollten die Größen von $\Delta\sigma_1$ und N aus Streckenbelastungsdaten ermittelt werden, da insbesondere für $\Delta\sigma_1$ die in der Statik angesetzte Verkehrslast gemäß Abschnitt 2.3 unter realen Betriebsbedingungen nie erreicht wird. In N sollte die Anzahl der Reise- und Güterzüge enthalten sein, nicht jedoch die Anzahl der Sonderzüge, da diese für große Zeiträume kaum abgeschätzt werden kann.

Zur Ermittlung von $\Delta\sigma_1$ wird die durchschnittliche Anzahl der Achsen eines Güterzuges benötigt. Aus der Anzahl der Achsen kann nach [53] auf die durchschnittliche Länge eines Zuges geschlossen werden. In [53] werden z. B. folgende Erfahrungswerte mitgeteilt: Für Reisezüge 6,6 m/Achse und für Güterzüge 5,8 m/Achse.

Zur Ermittlung von $\Delta\sigma_1$ werden weiterhin die durchschnittlichen Leistungstonnen eines Güterzuges benötigt. (Unter Leistungstonnen wird das Gesamtgewicht eines Zuges verstanden; das ist die Summe aus dem Gewicht des Triebfahrzeuges, dem Eigengewicht der Güter- bzw. Personenwagen und aus dem Gewicht der Ladung). Mit Hilfe der Leistungstonnen und der Länge eines Zuges läßt sich eine konstante Streckenlast ermitteln. Mit dieser Streckenlast, welche sich hier bei Güterzügen immer über mehr als zwei Brückenfelder erstreckt, läßt sich die bei einer Zugüberfahrt hervorgerufene Verkehrslast auf einen Pfeiler und damit die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_1$ in der Fundamentsohle in einfacher Weise ermitteln.

Mit bekanntem $\Delta\sigma_1/\sigma_s$ und N verbleiben in Gl. (117) die Größen S_{ges} , S_{stat} und C zunächst unbestimmt. S_{stat} und S_{ges} können jedoch durch Setzungsmessungen vor und nach der Inbetriebnahme bestimmt werden, woraus sich dann mit den bekannten Größen, S_{ges} , S_{stat} , $\Delta\sigma_1/\sigma_s$ und N aus Gl. (117) die Konstante C ergibt. Durch Beobachtung von Bauwerken mit bekannten Belastungsgrößen vor und nach der Inbetriebnahme lassen sich somit mit Gl. (117) auch für unterschiedliche Baugrundverhältnisse die entsprechenden Bodenkonstanten C bestimmen. Ist der C-Wert eines Baugrundes bekannt, so läßt sich die Setzung S_{ges} mit den Belastungsgrößen unter realen Betriebsbedingungen auch gemäß Gl. (115) abschätzen.

6.1.1 Beispiel EBR-Göttingen

Anhand der Setzungsmessungen an der EBR-Göttingen (vergl. Bild 4.2.4) wird im folgenden die Anwendung von Gl. (117) gezeigt, da dort auch die Belastungsgrößen recht genau bekannt sind.

Mit $\Delta\sigma_1/\sigma_s = 0,1$ und einem Beobachtungszeitraum von 763 Tagen mit 20 Zügen/Tag nach Tabelle 4.2 ergeben sich $N = 15260$ Lastspiele. Mit $S_{ges} = 13,7$ mm und $S_{stat} = 11,6$ mm vor der Inbetriebnahme ergibt sich aus Gl. (117) ein $C = 0,2$.

Da die Baugrundverhältnisse von Pfeiler 2 und Pfeiler 5 ähnlich sind, müßte Gl. (117) mit $C = 0,2$ und den oben genannten Belastungsgrößen auch den Setzungsverlauf von Pfeiler 5 erklären. Dort wurde nach $N = 15260$ Lastspielen eine Setzung von $S_{ges} = 18,6$ mm gemessen. Eine Übereinstimmung des Setzungsverlaufes von Pfeiler 5 mit Gl. (117) bei der Wahl von $C = 0,2$ läßt sich jedoch nur dann erzielen, wenn die gemessene Anfangssetzung nach der Inbetriebnahme der Probelastung zugeordnet wird.

Dann ergibt sich mit $S_{ges} = 15,1$ mm $\cdot 1,193$, $S_{ges} = 18,0$ mm. Dieses Ergebnis legt nahe, daß eine Probelastung auf den Zuwachs der Setzung infolge zyklischer Belastung nur geringe Bedeutung hat. Jedoch beeinflußt eine Probelastung die Größenordnung der Setzung merkbar.

In Hinblick auf eine Vorhersage der Größenordnung der Gesamtsetzung, muß eine eventuelle Probelastung dementsprechend in dem statischen Setzungsanteil in Gl. (115) berücksichtigt werden. Dafür kann die in der Statik angesetzte Verkehrslast angesetzt werden. In Hinblick auf eine Setzungsvorhersage ist die Größe der Gesamtsetzung nach Gl. (115) auch abhängig von der Qualität der Vorhersage unter statischer Last.

6.1.2 Nutzungsgrad P_v/P_{stat} aus der Statik und aktuelle $\Delta\sigma_1/\sigma_s$ Werte der hier beobachteten Eisenbahnbrücken

Bei der EBR-Göttingen ergab sich der Nutzungsgrad U_B gemäß Gl. (85) mit $U_B = P_v/P_{stat}$ aus den in der Statik angesetzten Lasten zu $U_B = 0,3$. (vergl. Abschnitt 2.3) Dieses Verhältnis aus der in der Statik angesetzten Verkehrslast, P_v , zur Last infolge Eigengewicht, P_{stat} , kann mit dem Wert $U_B = 0,3$ näherungsweise bei allen hier beobachteten Eisenbahnbrücken angenommen werden. (Vergleiche Tabelle 4.2, 4.3, 4.4, 4.5) Bei einer Abschätzung mit der maximalen Verkehrslast infolge eines Schotterzuges ergab sich für die EBR-Göttingen ein realer Nutzungsgrad U_{Br} von $U_{Br} = 0,1$. Dabei ist U_{Br} gemäß Gl. (86)

$$U_{Br} = \kappa P_v/P_{stat}$$

Für $U_{Br} = 0,1$ ergibt sich somit der Reduktionsfaktor κ zu $\kappa = 1/3$. Das heißt, nur 1/3 der in der Statik angesetzten Verkehrslast tritt während des Betriebes als Maximallast auf. Bei Brückenbauwerken, größer als die EBR-Göttingen, z. B. bei hohen Talbrücken mit großen Feldweiten sind eher noch niedrigere Werte für κ bzw. U_{Br} zu erwarten. Entsprechend ergibt eine Abschätzung mit den Streckenbelastungsdaten der Brücken auf der Neubaustrecke, [53], einen Wert für $U_{Br} = 0,03$ und für den Fall, daß sich 2 Güterzüge aus beiden Richtungen über einen Pfeiler begegnen einen Wert von $U_{Br} = 0,06$. Das heißt, der Nutzungsgrad der hier beobachteten Eisenbahnbrücken liegt in einem Bereich von $0,03 \leq U_{Br} \leq 0,1$. Dies entspricht einem κ von $1/10 \leq \kappa \leq 1/3$.

Beispielhaft wird hier eine Abschätzung der Verkehrslast, bzw., des Nutzungsgrades im Betriebsfall, U_{Br} , infolge einer Güterzugüberfahrt von Pfeiler 7 der Sinnthalbrücke Zeitlofs gezeigt (vergl. Tabelle 4.5). Nach [53] wird dafür ein Güterzug mit 795,9 t (Leistungstonnen) und 68 Achsen herangezogen. Mit Hilfe des Erfahrungswertes für Güterzüge von 5,8 m/Achse ergibt sich die Zuglänge zu 394 m. Dies ergibt eine Streckenlast von 2,0 t/m. Mit dem Einflußbereich einer Feldweite von 48,0 m für Pfeiler 7 ergibt sich aus der Streckenlast die Verkehrslast zu $48,0 \cdot 2,0 = 96$ t. Diese auf die Sohlfäche von 10 m x 10 m bezogen, ergibt $\Delta\sigma_1 = 9,6$ kN/m². Mit $\sigma_s = 350$ kN/m² ergibt sich das Spannungsverhältnis in der Fundamentsohle, bzw., U_{Br} zu $\Delta\sigma_1/\sigma_s = 0,027$.

6.2. Verfahren mit Laborversuchen

Die Untersuchungen mit Sandproben in Abschnitt 3. zeigen, daß es grundsätzlich möglich ist, aus Triaxial- und Kompressionsversuchen die Setzung infolge zyklischer Last zu ermitteln. Aus dem Vergleich der Ergebnisse dieser beiden Versuchstypen in 3.3. geht hervor, daß, bedingt durch den starrkörnigen Deformationsanteil im Triaxialgerät (vergl. auch 2.1.1), eher größere Dehnungen zu erwarten sind. Die Ausführungen über Modellversuche in Abschnitt 1.6 und die gute Übereinstimmung der ermittelten Setzung aus zyklischen Kompressionsversuchen mit der Setzung eines dynamisch belasteten Modellfundamentes in 3.4. zeigen jedoch, daß die Setzung infolge monotoner und zyklischer Last überwiegend von einer Deformation im Baugrund bestimmt wird, welche der Deformation im Odometer entspricht. Zur Bestimmung der Setzung von Fundamenten aus Laborversuchen heraus, sind daher gerade Odometerversuche geeignet.

Da gemäß der Ergebnisse aus Kompressionsversuchen (Abschnitt 3.2.1) das Spannungsverhältnis $\Delta\sigma_1/\sigma_1$, sowie die Lastspielzahl N den größten Einfluß auf die bleibende Dehnung der Probe haben, läuft das Verfahren darauf hinaus, labortechnisch gerade diese Größen auf die Probe aufzubringen. Dafür muß das Spannungsverhältnis der zyklischen Spannungsamplitude $\Delta\sigma_1$ zur Spannung σ_1 aus Boden und Bauwerkseigengewicht in der Tiefe z abgeschätzt werden. (Siehe Beispiel am Schluß dieses Abschnittes).

Im Kompressionsversuch wird zunächst die Spannung σ_1 aufgebracht (vergl. Bild 2.4.2). Die Beanspruchung des

Bodenelemente in der Tiefe z infolge der Verkehrslast wird anschließend durch die zyklisch aufgebrachte Spannungsamplitude, von jeweils konstanter Größe simuliert.

Indem Versuche mit dem jeweils für die Tiefe z errechneten Spannungsverhältnis $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ durchgeführt werden, lassen sich aus den gewonnenen Dehnungsverläufen für jede Lastspielzahl N , die Dehnungen über die Tiefe z auftragen. Die Setzung im N -ten Lastspiel ergibt sich aus Integration der Dehnungen in N -ten Lastspiel über die Tiefe z . Die Durchführung der Versuche erfordert eine Versuchseinrichtung mit der neben statischen Lasten auch zyklische Lasten aufgebracht werden können. Zur Simulation des Beanspruchungszustandes eines Bodenelementes infolge der Verkehrslast müssen vor allem kleinere Werte von $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ einstellbar sein, da die Verkehrslast im Verhältnis zur Gesamtlast aus Bodeneigengewicht und dem Eigengewicht der Brücke klein ist (vergl. 6.0.1). Als obere Grenze wird hier ein Spannungsverhältnis in der Fundamentsohle von $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,3$ vorgeschlagen. Die jeweils klein einzustellenden Spannungsamplituden erfordern eine hohe Regelungsgenauigkeit der Versuchseinrichtung. Weiterhin kommen wegen der kleinen Probendehnungen nur Wegmesser mit einem hohen Auflösungsvermögen in Frage. Um Unregelmäßigkeiten im Kraft – Verschiebungsverlauf selbst bei sehr kleinen Verschiebungen zu vermeiden, muß die Belastungsvorrichtung weitgehend frei von Reibungsbrücken sein. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ist dafür eine Versuchseinrichtung entwickelt worden. Sie ist in Abschnitt 2.4.2.1 beschrieben. Der Versuchsablauf gestaltet sich nach Abschnitt 2.4.2.3.

6.2.1. Beispiel Wiesendammbrücke

Im folgenden wird am Beispiel der Wiesendammbrücke gezeigt wie in einem praktischen Fall zu verfahren ist. Dies interessiert auch deswegen, weil der Baugrund der Wiesendammbrücke sich nur wenig von dem verwendeten Versuchssand unterscheidet. (vergl. 2.2.0 und 4.1.2). Abschließend erfolgt ein Vergleich der ermittelten Setzung mit der gemessenen Fundamentsetzung.

Zunächst müssen die Belastungsgrößen bekannt sein, um die Spannungsverhältnisse $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ über die Tiefe z abschätzen zu können. Die Gleichungen auf die im folgenden verwiesen wird, sind in Abschnitt 2.3 zu finden.

6.2.1.1 Vertikalspannung im Baugrund vor dem Bauzustand

Dafür ist die mittlere Wichte des feuchten Bodens, bei anstehenden Grundwasser die Wichte unter Auftrieb in Gl. (84) einzusetzen. Für vorliegendes Beispiel kann laut dem Gutachten [43] mit einer Wichte von 18 kN/m^3 gerechnet werden.

6.2.1.2 Vertikalspannung infolge Bauwerkseigengewicht

Da es sich bei Brückenfundamenten um starre Fundamente handelt, wird die Vertikalspannung unterhalb des charakteristischen Punktes infolge des Bauwerkseigengewichtes für den Lastfall ständige Last gemäß Gl. (87) ermittelt.

Für das betrachtete Beispiel beträgt die mittlere Sohlspannung σ_s gemäß Tabelle 4.1 : $\sigma_s = 101,28 \text{ kN/m}^2$. Für den charakteristischen Punkt ergeben sich die Einflußwerte $l_{(z)}$ aus den Einflußwerten J_3 in [20], welche dort für Rechteckfundamente vertafelt sind.

6.2.1.3 Maßgebender Nutzungsgrad U_{Br} und Verteilung der Spannungsverhältnisse $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ im Baugrund

Es muß die Spannungsamplitude $\Delta\sigma_1$ aus der Verkehrslast unter normalen Betriebsbedingungen in der Fundamentsohle nach Gl. (88) abgeschätzt werden. Dies ist bei Straßenbrücken insoweit problematisch, da die Schwankungen der Verkehrslast, bedingt durch verschiedenartige Fahrzeugtypen und deren verschiedenes Auftreten als Einzel- oder Gruppenlast, sehr groß sind. Nach Tabelle 4.1 beträgt der Nutzungsgrad U_B aus der Statik gemäß Gl. (85): $U_B = 0,98$. Da dieser Nutzungsgrad sehr hoch ist und nicht davon ausgegangen werden kann, daß dieser den Regelfall während des Betriebes darstellt, wird hier zunächst von einem $U_{Br} = 0,33$ ausgegangen. Mit $\sigma_s = 101,28 \text{ kN/m}^2$ in der Fundamentsohle gemäß Tabelle 4.1 ergibt sich mit $U_{Br} = 0,33$ die Spannungsamplitude in der Fundamentsohle zu $\Delta\sigma_{1,s} = 33,42 \text{ kN/m}^2$.

Mit der Fundamentfläche von $3,0 \times 7,0 \text{ m}$ kommt dies einer Verkehrslast von $701,87 \text{ kN}$ gleich. Werden für einen voll beladenen 3-achsigen Lkw 30 t angesetzt, so entsprechen die $701,87 \text{ kN}$ grob dem Fall, daß sich zwei 30-t -Lkw genau über dem Stützrahmen begegnen. Dies ist zwar möglich, für die Regellast dieser Brücke jedoch nicht realistisch, da der Anteil der Lkw vornehmlich aus Lkw der Berliner Stadtreinigung (BSR) besteht. Dies wurde bei den Setzungsmessungen beobachtet.

Die BSR-Lkw mit 2 Achsen bringen gemäß BSR-Auskunft jeweils voll beladen nicht mehr als 15 t auf die Waage. Darüber hinaus kommen diese, mit Hausmüll beladen, nur aus einer Richtung, wenn sie über die Brücke hin zur Müllverbrennungsanlage Rudow fahren. Auf dem Rückweg sind diese in der Regel leer. Dieser Sachverhalt legt nahe, daß der Fall einer Begegnung zweier voll beladenen 30-t -Lkw als obere Grenze der Verkehrslast angesehen werden muß. Für den Fall der Begegnung zweier BSR-Lkw mit jeweils 15 t Gesamtgewicht erhält man eine Sohlspannung von $\Delta\sigma_{1,s} = 14,29 \text{ kN/m}^2$. Der entsprechende Nutzungsgrad wäre $U_{Br} = 0,14$.

Hingegen entspricht der Nutzungsgrad von $U_{Br} = 0,07$ der Überfahrt eines einzigen BSR-Lkw. Obige Betrachtung

zeigt, daß die wirksame Spannungsamplitude unter normalen Betriebsbedingungen einem Nutzungsgrad U_{Br} im Bereich von $0,1 \leq U_{Br} \leq 0,3$ zugeordnet werden kann. In Hinblick auf die labortechnische Bestimmung der Setzung infolge zyklischer Last werden die Nutzungsgrade $U_{Br} = 0,3$ und $U_{Br} = 0,1$ für die Wiesendammbrücke angesetzt. Die Verteilung der Spannungsverhältnisse $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ über die Tiefe z fällt je nach dem Nutzungsgrad gemäß Gl (91) verschieden aus. Für die oben angesetzten Nutzungsgrade von $U_{Br} = 0,3$ und $U_{Br} = 1,0$ sind in Tabelle 2.3.1 in Abschnitt 2.3 die Werte $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ für die jeweiligen Tiefen z zusammengestellt. Wie das Beispiel der Wiesendammbrücke in 2.3 zeigt, genügt es für die Abschätzung der Werte $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ bis in eine Tiefe von $z = 2B$ zu gehen (B-Fundamentbreite).

6.2.1.4 Labortechnische Umsetzung der $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ -Werte

Um eine bessere Einstellbarkeit der errechneten $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ -Werte im Versuch zu erreichen, ist es angebracht, die in der Tabelle 2.3.1 aufgeführten Eingangswerte auf die erste Stelle hinter dem Komma auf- oder abzurunden. Dies führt zu den Eingangswerten für Laborversuche in Tabelle 2.3.2 Diese sind zusammen mit den errechneten in Tabelle 6.2 für die relevanten Nutzungsgrade zusammengestellt.

Tabelle 6.2: Eingangswerte für Laborversuche bei verschiedenen Nutzungsgraden

Nutzungsgrade U_{Br}		Nutzungsgrade U_{Br}		Dimensionslose Tiefe unter Fundament $b = 3,0$
0,1	0,33	0,1	0,33	
Eingangswerte gemäß Tabelle 2.3.2		Eingangswerte für Laborversuche		z/b
$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	$\Delta\sigma_1/\sigma_1$	
0,0837	0,276	0,1	0,3	0
0,0542	0,179	0,1	0,2	0,5
0,0300	0,099	0,0	0,1	1,0
0,0193	0,064	0,0	0,1	1,5
0,0120	0,039	0,0	0,0	2,0

Aus Tabelle 6.2 geht hervor, daß für die Bestimmung der Setzung infolge zyklischer Last für den Fall mit $U_{Br} = 0,3$ genau 3 Versuche durchgeführt werden müssen. Das ist ein Versuch mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,3$, ein weiterer mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,2$ und ein Versuch mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,1$. Für den Fall mit $U_{Br} = 0,1$ muß entsprechend nur ein Versuch mit $\Delta\sigma_1/\sigma_1 = 0,1$ durchgeführt werden. Trägt man die in Tabelle 6.2. zusammengestellten $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ - Werte der Laborversuche über die dimensionslose Tiefe $\eta = z/B$ auf, so erhält man die in Bild 6.2 dargestellten Belastungsprofile.

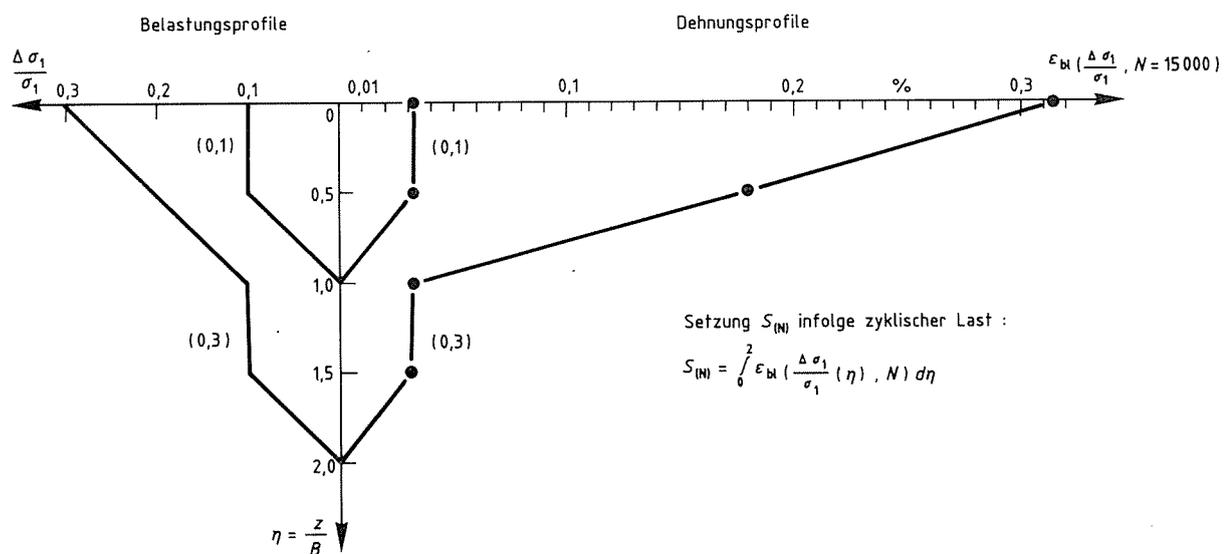


Bild 6.2: Belastungsprofile bei unterschiedlichen Nutzungsgraden (U_{Br}) der Wiesendammbrücke und zugehörige Dehnungsprofile aus Kompressionsversuchen

6.2.1.5 Lastspielzahl N

Die Lastspielzahl N sollte in den Laborversuchen möglichst groß gewählt werden, da diese dann einer gewissen Betriebszeit der Brücke selbst entspricht. Um eine Zuordnungsmöglichkeit der Lastspielzahl zu einer Betriebszeit zu erhalten, müssen die Lastspiele für einen Betriebszeitraum abgeschätzt werden. Es liegt nahe, dafür diejenigen Lastspiele N heranzuziehen, welche jeweils die maßgebliche Spannungsamplitude in der Fundamentsohle hervorrufen, weil dann wie in Abschnitt 3.4 gezeigt, eine gute Übereinstimmung der Setzungsvorhersage mit der tatsächlich eingetretenen Setzung zu erwarten ist. Diese Zahl N wird nie exakt ermittelt werden können. Ein Anhaltspunkt für die Größenordnung von N läßt sich jedoch aus Verkehrserhebungsdaten gewinnen. Für das Beispiel der Wiesendammbrücke ist dies die Anzahl der Lkw-Überfahrten an einem Werktag. Nach 4.1.1 beträgt der Lkw-Anteil nur 26,7 % des gesamten Kfz-Aufkommens. In einem Monat mit 20 Werktagen fahren 60 251 Lkw über die Brücke. Dies entspricht 3013 Lkw/Werktag.

Diese werktägliche Lastspielzahl stellt bei $U_{Br} = 0,1$ für einen vorgegebenen Zeitraum eher eine untere Grenze dar, weil die jeweilige Spannungsamplitude in der Fundamentsohle infolge einer Überfahrt eines BSR-Lkw auch durch gruppenweise Überfahrt anderer Fahrzeugtypen hervorgerufen werden kann.

Für $U_{Br} = 0,3$ liegt diese werktägliche Lastspielzahl jedoch zu hoch, weil über diese Brücke nur wenige 30-t-Lkw fahren.

Der Einfluß dieser Fehleinschätzung von N in Hinblick auf eine Setzungsprognose wird gegenüber dem Einfluß einer Fehleinschätzung von U_{Br} auf die Setzung klein sein, weil der Einfluß von N auf die Setzung eher mit einer logarithmischen Beziehung gemäß Gl. (116) beschrieben werden kann. Die Qualität einer Setzungsprognose hängt daher in erster Linie von dem angenommenen Nutzungsgrad U_{Br} ab. ($U_{Br} = \Delta\sigma_1/\sigma_1$) in der Fundamentsohle).

6.2.1.6 Ermittlung der Fundamentsetzung

Im folgenden wird gezeigt, wie sich die Setzung des Fundamentes bei den Nutzungsgraden $U_{Br} = 0,3$ und $U_{Br} = 0,1$ aus Kompressionsversuchen ergeben würde. Um einen Vergleich zu ermöglichen, wird als Beispiel die Setzung nach dem 15 000-ten Lastspiel ermittelt. Für $U_{Br} = 0,3$ werden dazu die Versuche KSL002, KSL010 und KSL003 aus Tabelle 3.2. herangezogen, weil deren Eingangswerte denjenigen im Belastungsprofil (Bild 6.2.) entsprechen. Dabei mag es unstimmig erscheinen, daß in keinem dieser Versuche, die gemäß Tabelle 2.3.1 errechnete Vertikalspannung σ_1 infolge Bodenauflast und Bauwerkseigengewicht aufgebracht wurde. Dennoch dürfen diese Versuche zur Bestimmung der Setzung herangezogen werden, weil die Ergebnisse in Abschnitt 3.2.1 zeigen, daß gerade die Spannungsverhältnisse $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ maßgeblich den Verlauf der Dehnung infolge zyklischer Last beeinflussen, wohingegen die Größe der statischen Ausgangsspannung keine Wirkung hat. Zur Bestimmung der Setzung infolge zyklischer Last werden somit die Dehnungsverläufe der o.g. Versuche in Bild 3.2.1 verwendet.

Werden die den $\Delta\sigma_1/\sigma_1$ -Werten entsprechenden Dehnungen der o.g. Versuche bei $N = 15 000$ aus Bild 3.2.1 abgegriffen und dem Belastungsprofil entsprechend über die dimensionslose Tiefe $\eta = z/B$ aufgetragen, so erhält man das in Bild 6.2 dargestellte Dehnungsprofil für $U_{Br} = 0,3$. Analog wird für $U_{Br} = 0,1$ wie folgt verfahren: Entsprechend dem Belastungsprofil für $U_{Br} = 0,1$ braucht dafür nur der Versuch KSL003 herangezogen zu werden. So wurde aus Bild 3.2.1 die Dehnung dieses Versuches bei $N = 15 000$ abgegriffen und dem Belastungsprofil entsprechend über die dimensionslose Tiefe $\eta = z/B$ in Bild 6.2 aufgetragen.

Die Setzung im N-ten Lastspiel für $U_{Br} = 0,3$ bzw. $U_{Br} = 0,1$ ergibt sich gemäß Gl. (104) aus der Fläche des jeweiligen Dehnungsprofils im N-ten Lastspiel. Für das Rechteckfundament mit der Breite $B = 3,0$ m und der Einflußtiefe t_s ergibt sich die Setzung bei $N = 15 000$ zu:

$$S_{(U_{Br}, N = 15 000)} = B \int_0^{t_s/B} \epsilon_{bl} (\Delta\sigma_1/\sigma_1(\eta); 15 000) d\eta \quad (118)$$

Für $U_{Br} = 0,3$ liefert Gl. (118) mit der Fundamentbreite von 3,0 m.

$$S_{(0,3;15000)} = 3000 \text{ mm} \cdot (0,315/2 + 0,179 + 2 \cdot 0,033)/(100 \cdot 2)$$

$$S_{(0,3;15000)} = 6,0 \text{ mm}$$

Für $U_{Br} = 0,1$ liefert Gl. (118)

$$S_{(0,1;15000)} = 3000 \text{ mm} \cdot 1,5 \cdot 0,033/(100 \cdot 2)$$

$$S_{(0,1;15000)} = 0,74 \text{ mm}$$

Der Unterschied zwischen den ermittelten Setzungen $S_{0,3}$ und $S_{0,1}$ (Index steht für Nutzungsgrad U_{Br}) bei gleicher Lastspielzahl ist recht groß. In Hinblick auf eine Setzungsprognose ist es deshalb von zentraler Bedeutung, welcher Nutzungsgrad im realen Betriebsfall angenommen wird. Dies wird insbesondere aus einem Vergleich mit der gemessenen Fundamentsetzung der Wiesendammbrücke deutlich.

6.2.1.7 Vergleich der ermittelten Setzungen mit der gemessenen Setzung

Dafür sind in unterer Tabelle 6.2.1 die Messungen nach der Inbetriebnahme (Messung 7 bis 11 aus Tabelle 4.1.1) zusammengestellt. Nach der jeweiligen Messung steht ihre zugehörige Anzahl von Werktagen, Σ_{WT} , und die daraus resultierende Lastspielzahl N. In der folgenden Spalte steht die jeweilig gemessene Fundamentsetzung $\Sigma \Delta S_{Pf}$ nach der Inbetriebnahme. $\Sigma \Delta S_{Pf}$ ergibt sich mit Hilfe von Gl. (109) abzüglich des statischen Setzungsanteils (Messung 6 in Tabelle 4.1.1) von 1,70 mm.

Tabelle 6.2.1: Messungen, Anzahl der Lastspiele und Setzungen nach der Inbetriebnahme der Wiesendambrücke

Messungen	Werktage	Lastspielzahl	Setzung nach Inbetriebnahme
lfd. Nr.	$\Sigma_{WT}[d]$	N	$\Sigma \Delta s_{PF} [mm]$
7	4	12052	0,00
8	9	27117	0,10
9	14	42182	0,05
10	19	57247	0,20
11	32	96416	0,30

Ein Vergleich der gemessenen Setzungen in Tabelle 6.2.1 mit $S_{0,3} = 6,4$ mm ergibt keine Übereinstimmung. Eine Übereinstimmung ist jedoch auch kaum zu erwarten, weil gemäß 6.2.1.3 der angenommene Nutzungsgrad $U_{Br} = 0,3$ der oberen Grenze der Regellast entspricht. Eher erweist sich die Annahme von $U_{Br} = 0,1$ als realistisch, weil $U_{Br} = 0,1$ dem durchschnittlichen Regellastfall während des Betriebes nahe kommt.

So zeigt die Setzung $S_{0,1}$ von $S_{0,1} = 0,74$ mm bei $N = 15\ 000$ an, daß keine großen Setzungen zu erwarten sein werden. Diese Tendenz bleibt auch bei höheren Lastspielzahlen erhalten. Um dieses zu zeigen, werden die Setzungen für $U_{Br} = 0,1$ mit den in Tabelle 6.2.1 aufgeführten Lastspielzahlen bestimmt. Dazu werden die aus dem Versuch KSL003 gewonnenen Dehnungen bei der jeweiligen Lastspielzahl aus Bild 3.2.1 abgegriffen.

Die Setzung $S_{0,1;N}$ ergibt sich gemäß Gl. (118) zu

$$S_{0,1;N} = (1,5 * 3000 \text{ mm}/2 * 100) * \varepsilon_{(0,1;N)}$$

In Tabelle 6.2.2 sind diese Setzungen zusammengestellt.

Tabelle 6.2.2: Ermittelte Fundamentsetzung aus Kompressionsversuch

Lastspielzahl	Fundamentsetzungen aus Kompressionsversuch
N	$\Sigma \Delta S_K [mm]$
12052	0,74
27117	0,74
42182	1,05
57247	1,08
96416	1,1*

* Dehnung $\varepsilon_{(0,1;96416)}$ wurde auf 0,049 % geschätzt.

Ein Vergleich der Setzungen in den Tabellen 6.2.2 und 6.2.1 zeigt, daß die aus Kompressionsversuchen ermittelte Setzung dem Betrag nach größer als die gemessene ausfällt. Eine exakte Übereinstimmung der aus dem Kompressionsversuch gewonnenen Setzungen mit den gemessenen Setzungen kann auf Grund der Unsicherheit in der Bestimmung der wahren Belastungsgrößen ($\Delta \sigma_1$, N) und deren labortechnische Umsetzung sowie der in situ streuenden Bodeneigenschaften kaum erwartet werden. Die Größenordnung wird jedoch wiedergegeben. Um eine bessere Übereinstimmung zu erlangen, liegt es nahe, wie auch in der Bestimmung der Setzung infolge statischer Last nach DIN 4019, einen ähnlich dort in Tabelle 2.3.1 angegebenen Korrekturfaktor einzuführen. Nach DIN 4019 wird in Tabelle 2.3.1 für sandige Böden ein Wert von $\alpha = 2/3$ angegeben. Dieser erscheint für vorliegendes Beispiel etwas zu hoch, so daß hier für zyklische Belastung ein Wert von $\alpha_c = 1/3$ vorgeschlagen wird.

7. Danksagung

Diese Arbeit entstand im Rahmen des gleichnamigen BMFT-geförderten Rad/Schiene-Forschungsvorhabens TV 85220.

Danken möchte ich der Deutschen Bundesbahn für die freundliche Zusammenarbeit bei den Messungen an Bauwerken. Insbesondere danke ich Herrn Schwarz und Herrn Abmann der Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale, sowie Herrn Freystein und Herrn Wessler der Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale für die freundliche Hilfsbereitschaft bei der Auswahl der Brückenbauwerke und für die Unterstützung mit zahlreichen geotechnischen und vermessungstechnischen Unterlagen.

Für die freundliche Unterstützung möchte ich auch folgenden Stellen danken:

Senator für Bau- und Wohnungswesen Berlin (Herr Kob, Herr Schwarz (örtliche Bauleitung)),

Senator für Verkehr und Betriebe Berlin

Danken möchte ich auch dem Meßteam, Frau A. Hagemann, Herrn P. Wassermann und Herrn F. Gaebel für ihren Einsatz vor Ort, auch wenn die Witterungsbedingungen nicht immer günstig waren.

Weiterhin haben mitgewirkt: Frau Hagemann (Aufbau der Regel- und Steuerungseinrichtung und Durchführung der Versuche).

Herr J. Müller (Anfertigung fertigungsgerechter Zeichnungen des zyklischen Kompressionsgerätes und Bau der Einstreuvorrichtung).

Herr P. Wassermann (Durchführung der bodenmechanischen Klassifizierungsversuche und Anfertigung vieler praktischer Hilfsvorrichtungen für die Meßausrüstung).

8. Literatur

- [1] DIN 4107
- [2] KLENGEL/WAGENBREDT: Ingenieurgeologie für Bauingenieure, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1984
- [3] W. HAUPT (Hrsg.) Bodendynamik Grundlagen und Anwendung, Vieweg, Braunschweig 1986
- [4] JÄNKE, Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit nichtbindiger Erdstoffe – ihre quantitative Ermittlung mit Hilfe einfacher Kennwerte und Feststellung der sie bestimmenden Einflußfaktoren. Baumaschine und Bautechnik, 15. Jahrgang, Heft 3, März 1986
- [5] Löß als Baugrund, nach W. A. CLEVINGER, H. Zweck, Der Bauingenieur, 32 (1957) Heft 8
- [6] HELLWEG, Ein Verfahren zur Abschätzung des Sackungsverhaltens bei gleichförmigen Feinsanden und Maßnahmen zur Verdichtung nichtbindiger Böden durch Sackungen infolge Bewässerung. Vorträge der Baugrundtagung 1980 in Mainz Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.
- [7] SHIMING WU et. al., Capillary Effects on Dynamic Moduls of Sands and Silts, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 9, Sept. 1984
- [8] HOLZLÖHNER: Bestimmung baugrunddynamischer Kennwerte durch Untersuchungen an Bodenproben, Schlußbericht zum Forschungsvorhaben ERP 2404. Als Kurzfassung in: Die Bautechnik 65 (1988), Heft 9, Dynamische Bodenkennwerte – Meßergebnisse und Zusammenhänge –.
- [9] HODJERA: Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung Geotechnik 1979/2
- [10] DIETRICH: Incremental parabolic hardening of psammic material. Application to laterally loaded piles in sand, IUTAM Symposium on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, 1982
- [11] A. MYSLIVEC: Soil Settlement under repeated Loading, VII ECSMFE, Brighton 1979
- [12] W. ACHE: Axialdeformation von Proben aus trockenem Sand bei zyklischer Belastung im konventionellen Triaxialgerät. 4. Technischer Bericht zu TV 7817, 2 Teil C, 1982
- [13] HETTLER: Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. Heft 90, 1981
- [14] DIETRICH, ARSLAN: On the Mechanics of Media Composed of Rigid, Breakable Grains, XI ICMFE, San Francisco, 1985
- [15] HOLZLÖHNER: Setzungen und größere Verschiebungen von Fundamenten auf Sand, Geotechnik 1987/4
- [16] GÖRTLER: Dimensionsanalyse, Springer Verlag, 1975
- [17] Vishnu A. DIYALJEE, P. RAYMOND: Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil, Journal of Geotechnical Engineering Division Proc. ASCE, 1982
- [18] JANBU, K. SENNESET: Settlements due to Drained, Cyclic Loads, X ICSMFE, Vol. 1, Stockholm, 1981
- [19] JANBU: Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, ICSMFE, Vol. 1, Wiesbaden 1963
- [20] Grundbautaschenbuch, Teil 1, Ernst u. Sohn, 1980
- [21] BERGDAHL et al: Calculation of Settlements of footings in sands, XI ICSMFE, 1985
- [22] G. SHERIF: Setzungsmessungen an Industrie- und Hochbauten und ihre Auswertung. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik (VGB) der Technischen Hochschule Aachen, Heft 57, 1973
- [23] ACHE, W.; HOLZLÖHNER, U.; LEHNERT, J.: Improvement of Structure-Ground-Systems by Preloading. VIII ECSMFE, Improvement of Ground, Helsinki 1983

- [24] JANBU: The Resistance concept applied to Deformation of soils. Proc. 7. ICSMFE, (1), Mexico, 1969
- [25] HOLZLÖHNER: Setzungen von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn. BAM – Bericht Nr. 48, 1977
- [26] LEHNERT: Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last. BAM – Bericht Nr. 106, 1984
- [27] HETTLER: Erweiterung einer Ähnlichkeitstheorie für Sand zur Erfassung von Kapillarkohäsion und Kornbruch, Ing. Archiv 54 (1984)
- [28] S. AMAR et al: Comportement des fondations superficielles sous charges cycliques, Bull. liaison Labo. P. et. Ch. Nr. 149, mai-juin 1987
- [29] HOLZLÖHNER: Settlements of Shallow Foundations on Sand. Soils and Foundations Vol. 24, No. 4, 1984, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- [30] BURLAND et al: Behaviour of Foundations and Structures. IX ICSMFE, Vol. 2. Seite 495 ff. Tokyo, 1977
- [31] SCHULZE/SHERIF: Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. VIII ICSMFE, Moskau, 1973
- [32] BURLAND, BURBRIDGE: Settlement of foundations on sand and gravel. The institution of civil engineers Glasgow and West of Scotland Association. Papers by invited lecturers presented at centenary celebrations. Sept. 1984
- [33] K. H. HEAD: Manual of Soil Laboratory Testing, Pentech Press, London, 1986
- [34] L. PRUSKA: Measurement of K_0 in the Triaxial Apparatus, X ICSMFE, Vol. 1, 1981
- [35] M. A. SHERIF, I. ISHIBASHI: Overconsolidation Effects on K_0 -Values, X ICSMFE, Vol. 1, 1981
- [36] Berechnung von Setzungen mit Hilfe von dreiaxialen Druckversuchen. Der Bauingenieur 44 (1969) Heft 7
- [37] S. SAVIDIS, R. SCHUPPE: Dynamisches Triaxialgerät zur Untersuchung des Verflüssigungsverhaltens von isotrop und anisotrop konsolidierten Sanden. Die Bautechnik 1/1982
- [38] S. JÄNKE: Einflüsse auf die Ergebnisse von Kompressionsversuchen im Ödometer. Berichte aus der Bau-forschung Heft 95, 1974
- [39] D. HASSE: Genauigkeitsuntersuchungen zu Justierverfahren für Nivellierinstrumente, Allgemeine Vermes-sungs-Nachrichten AVN 8-9/1975
- [40] Volker Metz Ingenieurbüro für Vermessung und Tiefbau, Bericht zur Setzungsmessung im April 1985, Projekt: Sinnthalbrücke Schaippach
- [41] Senator für Bau- und Wohnungswesen Berlin, Schriftliche Mitteilung aus Brückenstatik vom 20.2.1987 (Herr Kob)
- [42] Der Senator für Verkehr und Betriebe Berlin, Straßenverkehrserhebungen, Zählung am Knotenpunkt Nr.04840, Donnerstag den 10.11.1983, Erhebungsort: Spandauer Damm/Wiesendamm
- [43] Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Auftrags Nr. 10.146/01, Gutachten vom 18.1.1985. „Über die Untergrundverhältnisse im Bereich der geplanten Wiesendammbrücke in Berlin-Spandau“.
- [44] Angaben über Abmessungen und Belastung der Fundamente. Auszüge aus der Statik: EBR-Göttingen Pfeiler 1 (S. 148 – 157), Pfeiler 2 (S. 167 – 175), Pfeiler 5 (S. 252 – 264). Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 4.9.1986 (Herr Wesenmüller)
- [45] Streckenbelastungsdaten vom Mittwoch den 16.10.1985, DB-Direktion Hannover, Schreiben vom 29.10.1986 (Herr Seidensticker)
- [46] Streckenbelastungsdaten vom Mittwoch den 25.6.1986, DB-Direktion Hannover, Schreiben vom 13.1.1987 (Herr Blank)

- [47] Streckenbelastungsdaten vom Mittwoch den 22. 10. 1986, DB-Direktion Hannover, Schreiben vom 8. 4. 1987 (Herr Seidensticker)
- [48] Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Ingenieurgeologisches Gutachten für den Bau einer Eisenbahnbrücke über die NBS und die B3 nördlich von Göttingen im Zuge der Eisenbahnstrecke Bodenfelde-Göttingen, vom 26. 1. 1982, Baulos: 396,2, von km 3,6800 bis km 3,8265.
- [49] Absteckplan, Festpunktübersichtsplan, Höhenverzeichnis Niv P – Beschreibungen. Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 1. 9. 1986.
- [50] Zusammenstellung der Setzungsmessungen Baulos 396,2, ergänzt mit Tagesdatum und Bauzustand nach Angaben des Bauwartes, Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 14. 10. 1986 (Herr Wessler)
- [51] Seiten 901 und 918: Belastung und System für Probelastung Meßprotokoll (Durchbiegungsergebnisse des stählernen Überbaus) 3 Lastwerttafeln für Brückenbelastungswagen, Projektgruppe H/W-Nord der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 30. 9. 1987 (Herr Wessler)
- [52] Auszug aus der Statik der Sinntalbrücke Schaippach, Pfeiler 3 – 6 (Seite 13 – 104 bis 13 – 129), Pfeiler 7 (Seite 13 – 192 bis 13 – 201). Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale.
- [53] Streckenbelastungsdaten DB-Direktion Nürnberg: Schreiben vom 20.3.1989 (Herr Ulrich). Streckenbelastungsdaten der NBS-Fulda-Würzburg für 3 Talbrücken.
- [54] Ingenieurgeologisches Institut, Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, Schreiben vom 8.10.1986 (Herr Krugmann), Auszug aus: Dokumentation im Teilabschnitt 25; EBR-Schaippach, geotechnische Abnahmeberichte, Seite 25.7/29 – 25.7/32 und Seite 25.8/1 – 25.8/16, Anlage 25.5.0, Blatt 1/2, Anlage 25.7.3.0, Blatt 1 – 3 sowie 2 Planausschnitte und die Legende zu den Aufschlußprofilen.
- [55] H. G. KEMPFERT/P. SCHWARZ. In situ – Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach. Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 3, 1984
- [56] Zeichnerische Darstellung für ingenieurgeologische Karten und Schichtenverzeichnisse (DS 836/2/I). Generallegende für ingenieurgeologische Untersuchungen und Baugrunderkundungen. Anhang 1 zu den vorläufigen Richtlinien für Planung und Herstellung der Erdbauwerke von Strecken mit Geschwindigkeiten über 160 km/h. Stand: 01. Sept. 1975, Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 09.10.1986 (Herr Aßmann)
- [57] Lagenetzplan Gemarkung Schaippach
- [58] Volker Metz Ingenieurbüro für Vermessung und Tiefbau, Bericht zur Kontrollmessung Okt. 1984. Projekt Schaippach
- [59] Volker Metz Ingenieurbüro für Vermessung und Tiefbau, Bericht zur Kontrollmessung Okt. 1985. Projekt Schaippach
- [60] Volker Metz Ingenieurbüro für Vermessung und Tiefbau, Bericht zur Kontrollmessung Juli 1987. Projekt Schaippach
- [61] Ingenieurgeologisches Institut Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, NBS-H/W-Süd km 250,5 – 311,00, Teilabschnitt 39, Ingenieurgeologische Stellungnahme Text + Anlage 1,2
- [62] Ingenieurgeologisches Institut Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, NBS-H/W-Süd km 250,5 – 311,00, Teilabschnitt 39, Anlage 2 Aufschlußprofile
- [63] Ingenieurgeologisches Institut Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, NBS-H/W-Süd km 295,064 – 296,230 Teilabschnitt 39 A, Ingenieurgeologisches Gutachten
- [64] Einmeßskizzen für die Festpunkte der Talbrücke Bartelsgraben, vom 30. 10. 1981. Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale, Schreiben vom 20. 4. 1988 (Herr Schwarz)
- [65] Ingenieurbüro R. Angermeier, Setzungsmessungen am Spannbetonbrücken, Bericht vom 17. 11. 1987. Koten aus dem Jahr 85, 86 und 87

- [66] Ingenieurgeologisches Institut Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, NBS-H/W-Süd, km 250,5 – 251,41, Ingenieurgeologisches Gutachten, Teilabschnitt 1
- [67] Ingenieurgeologisches Institut Dipl.-Ing. S. Niedermeyer, NBS-H/W-Süd, km 250,5 – 251,41, Teilabschnitt 1, Ingenieurgeologische Stellungnahmen
- [68] Projektgruppe H/W-Süd der Bahnbauzentrale, Lagenetzplan Zeitlofs, Verzeichnis der Höhenfestpunkte
- [69] Wisserodt – Ingenieurberatung, Bericht zur Setzungsmessung (Zeitlofs-Messung 10/85)

TABELLE 4.1.1: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 1

Objekt: WIESENDAMMBRÜCKE Datum der Inbetriebnahme: 13. 7. 87

PFEILER	MESSPUNKT		01			02			03			04			BEMERKUNG
	Jf. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
	0	18.2.87	32,9889	—	—	32,9945	—	—	32,9915	—	—	32,9939	—	—	FUNDAMENT FERTIGGESTELLT
	1	2.3.87	32,9878	-1,1	-1,1	32,9939	-0,6	-0,6	MESSPUNKT VERSPERRT			32,9928	-1,1	-1,1	BRÜCKE IST MONTIERT
	2	11.3.87	32,9874	-0,4	-1,5	32,9931	-0,8	-1,4	32,9704	-1,1	-1,1	32,9926	-0,2	-1,3	
	3	25.3.87	32,9872	-0,2	-1,7	32,9934	+0,3	-1,1	32,9702	-0,2	-1,3	32,9923	-0,3	-1,6	
	4	9.4.87	32,9871	-0,1	-1,8	32,9930	-0,4	-1,5	32,9700	-0,2	-1,5	32,9923	0,0	-1,6	
	5	27.5.87	32,9870	-0,1	-1,9	32,9930	0,0	-1,5	32,9699	-0,1	-1,6	32,9922	-0,1	-1,7	
	6	2.7.87	32,9870	0,0	-1,9	32,9929	-0,1	-1,6	32,9699	0,0	-1,6	32,9922	0,0	-1,7	
	7	17.7.87	32,9870	0,0	-1,9	32,9931	+0,2	-1,4	32,9698	-0,1	-1,7	32,9920	-0,2	-1,9	BRÜCKE IN BETRIEB
	8	14.7.87	32,9869	-0,1	-2,0	32,9931	0,0	-1,4	32,9697	-0,1	-1,8	32,9918	-0,2	-2,1	
	9	31.7.87	32,9869	0,0	-2,0	32,9930	-0,1	-1,5	32,9698	+0,1	-1,7	32,9920	+0,2	-1,9	
	10	7.8.87	32,9869	0,0	-2,0	32,9930	0,0	-1,5	32,9696	-0,2	-1,9	32,9918	-0,2	-2,1	
	11	26.8.87	32,9868	-0,1	-2,1	32,9929	-0,1	-1,6	32,9695	-0,1	-2,0	32,9916	-0,2	-2,3	

TABELLE 4.2.1: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: NR. 2

Objekt: EBR - GÖTTINGEN Datum der Inbetriebnahme: 6. 11. 1986

PFEILER	MESSPUNKT		201			202			/			/			BEMERKUNG
	Jf. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
[50]	0	3.5.85	140,640	—	—	140,493	—	—							PFEILER FERTIG
	1	4.9.85	140,609	-1,0	-1,0	140,492	-1,0	-1,0							ÜBERBAU OHNE VOLLVORSPANNUNG
	2	11.9.85	140,606	-3,0	-4,0	140,489	-3,0	-4,0							ÜBERBAU MIT VOLLVORSPANNUNG
	3	23.9.86	140,5982	-7,8	-11,8	140,4820	-7,0	-11,0							
	4	3.12.86	140,5968	-1,4	-13,2	140,4812	-0,8	-11,8							
	5	12.5.87	140,5982	+1,4	-11,8	140,4825	+1,3	-10,5							
	6	7.7.87	140,5990	+0,8	-11,0	140,4833	+0,8	-9,7							
	7	6.10.87	140,5970	-2,0	-13,0	140,4814	-1,9	-11,6							
	8	3.5.88	140,5962	-0,8	-13,8	140,4807	-0,7	-12,3							
	9	21.9.88	140,5961	-0,1	-13,9	140,4806	-0,1	-12,4							
	10	8.11.88	140,5957	-0,4	-14,3	140,4803	-0,3	-12,7							

TABELLE 4.2.2 : Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: NR. 3

Objekt: EBR-GÖTTINGEN Datum der Inbetriebnahme: 6. 10. 1986

QUELLE	MESSPUNKT			302			304			BEMERKUNG					
	Nr.	DATUM	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]		Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]
[50]	0	27.6.85		—	—	140,847	—	—		—	—	140,852	—	—	SIEHE PFEILER NR. 2 * ZU DER ZEIT NICHT ZUGÄNGLICH
	1	7.8.85				140,847	0	0				140,851	-1,0	-1,0	
	2	14.8.85				140,844	-3,0	-3,0				140,850	-1,0	-2,0	
	3	23.9.86										/ *			
	4	3.12.86										140,8494	-0,6	-2,6	
	5	12.5.87										140,8501	+0,7	-1,9	
	6	7.7.87										140,8512	+1,1	-0,8	
	7	6.11.87										140,8495	-1,7	-2,5	
	8	3.5.88										140,8491	-0,4	-2,9	
	9	21.9.88										140,8489	-0,2	-3,1	
10	8.11.88										140,8485	-0,4	-3,5		

TABELLE 4.2.3 : Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: NR. 4

Objekt: EBR-GÖTTINGEN Datum der Inbetriebnahme: 6. 10. 1986

QUELLE	MESSPUNKT			401			402			403			404			BEMERKUNG
	Nr.	DATUM	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]		
[50]	0	27.6.85	140,828	—	—	140,589	—	—	140,813	—	—	140,598	—	—	SIEHE PFEILER NR. 2 * ZU DER ZEIT NICHT ZUGÄNGLICH	
	1	7.8.85	140,827	-1,0	-1,0	140,588	-1,0	-1,0	140,812	-1,0	-1,0	140,598	0,0	0,0		
	2	14.8.85	140,824	-3,0	-4,0	140,585	-3,0	-4,0	140,808	-4,0	-5,0	140,595	-3,0	-3,0		
	3	23.9.86	140,8219	-2,1	-6,1	140,5822	-2,8	-6,8	140,8061	-1,9	-6,9	/ *				
	4	3.12.86	140,8208	-1,1	-7,2	140,5810	-1,2	-8,0	140,8049	-1,2	-8,1	140,5907	-4,3	-7,3		
	5	12.5.87	140,8215	+0,7	-6,5	140,5817	+0,7	-7,3	140,8057	+0,8	-7,3	140,5913	+0,6	-6,7		
	6	7.7.87	140,8233	+1,8	-4,7	140,5835	+1,8	-5,5	140,8068	+1,1	-6,2	140,5925	+1,2	-5,5		
	7	6.10.87	140,8213	-2,0	-6,7	140,5818	-1,7	-7,2	140,8050	-1,8	-8,0	140,5909	-1,6	-7,1		
	8	3.5.88	140,8208	-0,5	-7,2	140,5810	-0,8	-8,0	140,8048	-0,2	-8,2	140,5906	-0,3	-7,4		
	9	21.9.88	140,8204	-0,4	-7,6	140,5808	-0,2	-8,2	140,8045	-0,3	-8,5	140,5904	-0,2	-7,6		
10	8.11.88	140,8200	-0,4	-8,0	140,5804	-0,4	-8,6	140,8041	-0,4	-8,9	140,5900	-0,4	-8,0			

TABELLE 4.2.4: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: NR. 5

Objekt: EBR-GÖTTINGEN

Datum der Inbetriebnahme: 6. 10. 1986

QUELLE	MESSPUNKT		501			502			503			(504)			BEMERKUNG
	lfd. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	
[50]	0	9.9.85	140,855	—	—	140,842	—	—	140,856	—	—	140,851	—	—	SIEME PFEILER NR. 2
	1	23.10.85	140,853	-2,0	-2,0	140,840	-2,0	-2,0	140,855	-1,0	-1,0	140,849	-2,0	-2,0	
	2	30.10.85	140,850	-3,0	-5,0	140,839	-1,0	-3,0	140,851	-4,0	-5,0	140,847	-2,0	-4,0	
	3	23.9.86	140,8446	-5,4	-10,4	140,8383	-0,7	-3,7	140,8373	-13,7	-18,7				
	4	3.12.86	140,8401	-4,5	-14,9	140,8350	-3,3	-7,0	140,8326	-4,7	-23,4				
	5	12.5.87	140,8406	+0,5	-14,4	140,8356	+0,6	-6,4	140,8324	-0,2	-23,6				
	6	7.7.87	140,8416	+1,0	-13,4	140,8365	+0,9	-5,5	140,8333	+0,9	-22,7				
	7	6.10.87	140,8396	-2,0	-15,4	140,8348	-1,7	-7,2	140,8313	-2,0	-24,7				
	8	3.5.88	140,8382	-1,4	-16,8	140,8335	-1,3	-8,5	140,8296	-1,7	-26,4				
	9	21.9.88	140,8375	-0,7	-17,5	140,8329	-0,6	-9,1	140,8289	-0,7	-27,1				
10	8.11.88	140,8366	-0,9	-18,4	140,8322	-0,7	-9,8	140,8283	-0,6	-27,7					

PUNKT VERLOREN

TABELLE 4.3.1: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 3

Objekt: EBR-SCHAIPPACH

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

QUELLE	MESSPUNKT		301			302			303			304			BEMERKUNG
	lfd. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	Höhe ü NN [m]	ΔS [mm]	$\Sigma \Delta S$ [mm]	
[58]	0	12/83	161,2513	—	—	161,2527	—	—	161,2466	—	—	161,2508	—	—	
	1	5/84	161,2509	-0,4	-0,4	161,2520	-0,7	-0,7	161,2459	-0,7	-0,7	161,2510	+0,2	+0,2	
[59]	2	4/85	161,2492	-1,7	-2,1	161,2506	-1,4	-2,1	161,2447	-1,2	-1,9	161,2505	-0,5	-0,3	
	3	10/85	161,2489	-0,3	-2,4	161,2503	-0,3	-2,4	161,2444	-0,3	-2,2	161,2499	-0,6	-0,9	
[60]	4	24.9.86	161,2474	-1,5	-3,9	161,2493	-1,0	-3,4	161,2434	-1,0	-3,2	161,2489	-1,0	-1,9	
	5	23.7.87	161,2471	-0,3	-4,2	161,2483	-1,0	-4,4	161,2422	-1,2	-4,4	161,2472	-1,7	-3,6	
	6	7.5.88	161,2469	-0,2	-4,4	161,2484	+0,1	-4,3	161,2423	+0,1	-4,3	161,2473	+0,1	-3,5	
	7	3.7.88	161,2472	+0,3	-4,1	161,2485	+0,1	-4,2	161,2422	-0,1	-4,4	161,2476	+0,3	-3,2	
	8	17.9.88	161,2466	-0,6	-4,7	161,2482	-0,3	-4,5	161,2421	-0,1	-4,5	161,2472	-0,4	-3,6	
	9	4.11.88	161,2468	+0,2	-4,5	161,2481	-0,1	-4,6	161,2420	-0,1	-4,6	161,2472	0,0	-3,6	

TABELLE 4.3.2: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 4

Objekt: EBR - SCHAIPPACH

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

QUELLE	MESSPUNKT			401			402			403			404			BEMERKUNG
	Nr.	DATEM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]		
[58]	0	12/83	114,5037	—	—	114,4860	—	—	114,2474	—	—	114,3993	—	—		
	1	5/84	114,5034	-0,3	-0,3	114,4864	+0,4	+0,4	114,2474	0,0	0,0	114,3989	-0,4	-0,4		
[59]	2	4/85	114,5012	-2,2	-2,50	114,4834	-3,0	-2,6	114,2458	-1,6	-1,6	114,3972	-1,7	-2,1		
	3	10/85	114,5008	-0,4	-2,90	114,4830	-0,4	-3,0	114,2453	-0,5	-2,1	114,3967	-0,5	-2,6		
	4	24.9.86	114,5003	-0,5	-3,4	114,4828	-0,2	-3,2	114,2450	-0,3	-2,4	114,3966	-0,1	-2,7		
[60]	5	23.7.87	114,4997	-0,6	-4,0	114,4822	-0,6	-3,8	114,2439	-1,1	-3,5	114,3957	-0,9	-3,6		
	6	7.5.88	114,4993	-0,4	-4,4	114,4820	-0,2	-4,0	114,2434	-0,5	-4,0	114,3954	-0,3	-3,9		
	7	3.7.88	114,4997	+0,4	-4,0	114,4824	+0,4	-3,6	114,2438	+0,4	-3,6	114,3954	0,0	-3,9		
	8	17.9.88	114,4995	-0,2	-4,2	114,4821	-0,3	-3,9	114,2436	-0,2	-3,8	114,3952	-0,2	-4,1		
	9	4.11.88	114,4993	-0,2	-4,4	114,4817	-0,4	-4,3	114,2431	-0,5	-4,3	114,3951	-0,1	-4,2		

TABELLE 4.3.3: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 5

Objekt: EBR - SCHAIPPACH

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

QUELLE	MESSPUNKT			501			502			503			504			BEMERKUNG
	Nr.	DATEM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]		
[58]	0	12/83	114,1478	—	—	114,1438	—	—	114,1532	—	—	114,1567	—	—		
	1	5/84	114,1474	-0,4	-0,4	114,1433	-0,5	-0,5	114,1520	-1,2	-1,2	114,1559	-0,8	-0,8		
[59]	2	4/85	114,1458	-1,6	-2,0	114,1478	-1,5	-2,0	114,1512	-0,8	-2,0	114,1552	-0,7	-1,5		
	3	10/85	114,1457	-0,1	-2,1	114,1477	-0,1	-2,1	114,1511	-0,1	-2,1	114,1551	-0,1	-1,6		
	4	17.7.86*	114,1447	-1,0	-3,1	114,1472	-0,5	-2,6	114,1570	-0,1	-2,2	114,1547	-0,4	-2,0	* SETZEN WURDE NUR AN PFEILER 5	
	5	24.9.86	114,1445	-0,2	-3,3	114,1466	-0,6	-3,2	114,1502	-0,8	-3,0	114,1534	-1,3	-3,3		
[60]	6	23.7.87	114,1431	-1,4	-4,7	114,1450	-1,6	-4,8	114,1477	-2,5	-5,5	114,1523	-1,1	-4,4		
	7	7.5.88	114,1433	+0,2	-4,5	114,1410	+1,0	-3,8	114,1485	+0,8	-4,7	114,1524	+0,1	-4,3		
	8	3.7.88	114,1439	+0,6	-3,9	114,1460	0,0	-3,8	114,1490	+0,5	-4,2	114,1526	+0,2	-4,1		
	9	17.9.88	114,1436	-0,3	-4,2	114,1456	-0,4	-4,2	114,1485	-0,5	-4,7	114,1523	-0,3	-4,4		
	10	4.11.88	114,1434	-0,2	-4,4	114,1454	-0,2	-4,4	114,1485	0,0	-4,7	114,1521	-0,2	-4,6		

TABELLE 4.3.4: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 6

Objekt: EBR-SCHAIPPACH

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

QUELLE	MESSPUNKT		601			602			603			604			BEMERKUNG
	Jh. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	
[58]	0	12/83	114,0201	—	—	114,0183	—	—	114,0027	—	—	114,0267	—	—	
	1	5/84	114,0190	-1,1	-1,1	114,0167	-1,6	-1,6	114,0019	-0,8	-0,8	114,0257	-1,0	-1,0	
[59]	2	4/85	114,0174	-1,6	-2,7	114,0160	-0,7	-2,3	114,0007	-1,2	-2,0	114,0247	-1,0	-2,0	
	3	10/85	114,0170	-0,4	-3,1	114,0157	-0,3	-2,6	114,0004	-0,3	-2,3	114,0245	-0,2	-2,2	
[60]	4	24.9.86	114,0172	+0,2	-2,9	114,0159	+0,2	-2,4	114,0003	-0,1	-2,4	114,0242	-0,3	-2,5	
	5	23.7.87	114,0147	-2,5	-5,4	114,0129	-3,0	-5,4	110,9979	-2,4	-4,8	114,0237	-0,5	-3,0	
[60]	6	7.5.88	114,0163	+1,6	-3,8	114,0146	+1,7	-3,7	110,9995	+1,6	-3,2	114,0227	-1,0	-4,0	
	7	3.7.88	114,0166	+0,3	-3,5	114,0150	+0,4	-3,3	110,9996	+0,1	-3,1	114,0233	+0,6	-3,4	
	8	17.9.88	114,0161	-0,5	-4,0	114,0147	-0,3	-3,6	110,9992	-0,4	-3,5	114,0229	-0,4	-3,8	
	9	4.11.88	114,0161	0,0	-4,0	114,0146	-0,1	-3,7	110,9992	0,0	-3,5	114,0229	0,0	-3,8	

TABELLE 4.3.5: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 7

Objekt: EBR-SCHAIPPACH

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		701			702			703			704			BEMERKUNG
	Jh. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	
[58]	0	12/83	159,4790	—	—	159,4919	—	—	159,4949	—	—	159,4927	—	—	
	1	5/84	159,4776	-1,4	-1,4	159,4910	-0,9	-0,9	159,4943	-0,6	-0,6	159,4918	-0,9	-0,9	
[59]	2	4/85	159,4768	-0,8	-2,2	159,4894	-1,6	-2,5	159,4922	-2,1	-2,7	159,4903	-1,5	-2,4	
	3	10/85	159,4771	+0,3	-1,9	159,4896	+0,2	-2,3	159,4924	+0,2	-2,5	159,4903	0,0	-2,4	
[60]	4	24.9.86	159,4760	-1,1	-3,0	159,4892	-0,4	-2,7	159,4921	-0,3	-2,8	159,4898	-0,5	-2,9	
	5	23.7.87	159,4731	-2,9	-5,9	159,4871	-2,1	-4,8	159,4936	-2,5	-5,3	159,4877	-2,1	-5,0	
[60]	6	7.5.88	159,4737	+0,6	-5,3	159,4871	0,0	-4,8	159,4899	+0,3	-5,0	159,4878	+0,1	-4,9	
	7	3.7.88	159,4743	+0,6	-4,7	159,4874	+0,3	-4,5	159,4906	+0,7	-4,3	159,4885	+0,7	-4,2	
	8	17.9.88	159,4740	-0,3	-5,0	159,4875	0,1	-4,4	159,4903	-0,3	-4,6	159,4883	-0,2	-4,4	
	9	4.11.88	159,4743	+0,3	-4,7	159,4876	0,1	-4,3	159,4907	+0,4	-4,2	159,4886	+0,3	-4,1	

TABELLE 4.4.1: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 4

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		411			412			413			414			BEMERKUNG
	lfd. NR.	DATUM	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
[65]	0	14.10.85	214,385	—	—	214,370	—	—	214,454	—	—	214,444	—	—	PFEILER FERTIG ÜBERBAU BEIDSEITIG FERTIG
	1	5.11.85	214,385	0,0	0,0	214,370	0,0	0,0	214,454	0,0	0,0	214,444	0,0	0,0	
	2	18.3.86	214,385	0,0	0,0	214,370	0,0	0,0	214,454	0,0	0,0	214,444	0,0	0,0	
	3	14.10.87	214,388	-1,0	-1,0	214,367	-3,0	-3,0	214,452	-2,0	-2,0	214,443	-1,0	-1,0	
	4	5.5.88	214,3883	+0,3	-0,7	214,3664	-0,6	-3,6	214,4529	+0,9	-1,1	214,4436	+0,4	-0,4	
	5	1.7.88	214,3889	+0,6	-0,1	214,3663	+0,5	-3,1	214,4533	+0,4	-0,7	214,4440	+0,4	0,0	
	6	15.9.88	214,3907	+1,8	+1,7	214,3688	+1,3	-1,2	214,4551	+1,8	+1,1	214,4460	+2,0	+2,0	
7	3.11.88	214,3905	-0,2	+1,5	214,3689	+0,1	-1,1	214,4551	0,0	+1,1	214,4457	-0,3	+1,7		

TABELLE 4.4.2: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 5

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		511			512			513			514			BEMERKUNG
	lfd. NR.	DATUM	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
[65]	0	1.10.85	217,098	—	—	217,057	—	—	217,472	—	—	217,221	—	—	SIEHE PFEILER 4
	1	14.10.85	217,094	-4,0	-4,0	217,053	-4,0	-4,0	217,468	-4,0	-4,0	217,217	-4,0	-4,0	
	2	18.3.86	217,094	0,0	-4,0	217,053	0,0	-4,0	217,468	0,0	-4,0	217,217	0,0	-4,0	
	3	14.10.87	217,093	-1,0	-5,0	217,051	-2,0	-6,0	217,467	-1,0	-5,0	217,216	-1,0	-5,0	
	4	5.5.88	217,0931	+0,1	-4,9	217,0518	+0,8	-5,2	217,4677	+0,7	-4,3	217,2171	+1,1	-3,9	
	5	1.7.88	217,0932	+0,1	-4,8	217,0520	+0,2	-5,0	217,4677	0,0	-4,3	217,2173	+0,2	-3,7	
	6	15.3.88	217,0950	+1,8	-3,0	217,0538	+1,8	-3,2	217,4697	+2,0	-2,3	217,2192	+1,9	-1,8	
7	3.11.88	217,0950	0,0	-3,0	217,0538	0,0	-3,2	217,4695	-0,2	-2,5	217,2189	-0,3	-2,1		

TABELLE 4.4.3 : Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 6

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		611			612			613			614			BEMERKUNG
	Nr.	Datum	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
[65]	0	13.8.85	218,508	—	—	218,452	—	—	218,370	—	—	218,498	—	—	SIEME PFEILER 4
	1	14.10.85	218,504	-4,0	-4,0	218,448	-4,0	-4,0	218,366	-4,0	-4,0	218,494	-4,0	-4,0	
	2	18.3.86	218,503	-1,0	-5,0	218,447	-1,0	-5,0	218,365	-1,0	-5,0	218,493	-1,0	-5,0	
	3	14.10.87	218,499	-4,0	-9,0	218,443	-4,0	-9,0	218,363	-2,0	-7,0	218,491	-2,0	-7,0	
	4	5.5.88	218,4998	+0,8	-8,2	218,4439	+0,9	-8,1	218,3644	+1,4	-5,6	218,4922	+1,2	-5,8	
	5	1.7.88	218,4993	-0,5	-8,7	218,4434	-0,5	-8,6	218,3637	-0,7	-6,3	218,4915	-0,7	-6,5	
	6	15.9.88	218,5045	+2,2	-6,5	218,4457	+2,3	-6,3	218,3664	+2,7	-3,6	218,4943	+2,8	-3,7	
7	3.11.88	218,5044	-0,1	-6,6	218,4452	-0,1	-6,4	218,3657	-0,7	-4,3	218,4935	-0,8	-4,5		

TABELLE 4.4.4 : Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 12

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		12/1			12/2			12/3			12/4			BEMERKUNG
	Nr.	Datum	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	HöheüNN [m]	Δs [mm]	ΣΔs [mm]	
[65]	0	14.6.85	190,929	—	—	191,048	—	—	189,432	—	—	189,502	—	—	PFEILER FERTIG ÜBERBAU BEID- SEITIG FERTIG
	1	18.3.86	190,927	-2,0	-2,0	191,046	-2,0	-2,0	189,430	-2,0	-2,0	189,500	-2,0	-2,0	
	2	14.10.87	190,927	0,0	-2,0	191,044	-2,0	-4,0	189,429	-1,1	-3,0	189,498	-2,0	-4,0	
	3	5.5.88	190,9244	-2,6	4,6	191,0438	-0,2	-4,2	189,4289	-0,1	-3,1	189,4987	+0,7	-3,3	
	4	1.7.88	190,9233	-0,5	-5,1	191,0434	-0,4	-4,6	189,4284	-0,5	-3,6	189,4980	-0,7	-4,0	
	5	15.9.88	190,9242	+0,3	-4,8	191,0436	+0,2	-4,4	189,4288	+0,4	-3,2	189,4983	+0,3	-3,7	
6	3.11.88	190,9241	-0,1	-4,9	191,0434	-0,2	-4,6	189,4288	0,0	-3,2	189,4982	-0,1	-3,8		

TABELLE 4.4.5: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 13

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		1311			1312			1313			1314			BEMERKUNG
	Jf. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	
[65]	0	9.5.85	189,131	—	—	189,130	—	—	189,175	—	—	189,148	—	—	PFEILER FERTIG, ÜBERBAU BEID- SEITIG FERTIG
	1	18.3.86	189,129	-2,0	-2,0	189,128	-2,0	-2,0	189,173	-2,0	-2,0	189,146	-2,0	-2,0	
	2	14.10.87	189,1270	-2,0	-4,0	189,126	-2,0	-4,0	189,1710	-2,0	-4,0	189,145	-1,0	-3,0	
	3	5.5.88	189,1275	+9,5	-3,5	189,1261	+0,1	-3,9	189,1709	-0,1	-4,1	189,1446	-0,4	-3,4	
	4	1.7.88	189,1270	-9,5	-4,0	189,1255	-9,6	-4,5	189,1707	-9,2	-4,3	189,1446	0,0	-3,4	
	5	15.3.88	189,1272	+9,2	-3,8	189,1258	+0,1	-4,4	189,1708	+9,1	-4,2	189,1447	+9,1	-3,3	
	6	3.11.88	189,1270	-9,2	-4,0	189,1255	-9,1	-4,5	189,1708	0,0	-4,2	189,1446	-9,1	-3,4	

TABELLE 4.4.6: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 14

Objekt: EBR - BARTELSGRABEN Datum der Inbetriebnahme: 1.5.88

QUELLE	MESSPUNKT		1411			1412			1413			1414			BEMERKUNG
	Jf. NR.	DATUM	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	Höhe ü NN [m]	Δs [mm]	$\Sigma \Delta s$ [mm]	
[65]	0	9.5.85	195,021	—	—	195,226	—	—	195,716	—	—	196,025	—	—	PFEILER FERTIG, ÜBERBAU BEID- SEITIG FERTIG
	1	18.3.86	195,020	-1,0	-1,0	195,225	-1,0	-1,0	195,715	-1,0	-1,0	196,024	-1,0	-1,0	
	2	14.10.87	195,017	-3,0	-4,0	195,223	-2,0	-3,0	195,712	-3,0	-4,0	196,022	-2,0	-3,0	
	3	5.5.88	195,018	-0,2	-4,2	195,2227	-9,3	-3,3	195,7117	-0,3	-4,3	196,0218	-0,2	-3,2	
	4	1.7.88	195,0166	-9,2	-4,4	195,2223	-9,4	-3,7	195,7116	-0,1	-4,4	196,0217	-0,1	-3,3	
	5	15.3.88	195,0169	+0,3	-4,1	195,2227	+0,4	-3,3	195,7117	+0,1	-4,3	196,0217	0,0	-3,3	
	6	3.11.88	195,0168	-9,1	-4,2	195,2225	-9,2	-3,5	195,7117	0,0	-4,3	196,0217	0,0	-3,3	

TABELLE 4.5.1: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 5

Objekt: EBR - ZEITLOFS Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

MfP Nr.	MfP- datum	S/1			S/2			S/3			S/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
		Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
		m	mm	mm	MN/m ²											
0	21.06.82	236,550	—	—	236,531	—	—	236,550	—	—	236,554	—	—	0,18		PFEILER
1	14.09.82	236,544	+6	+6	236,534	+7	+7	236,542	+8	+8	236,546	+8	+8	0,18		FERTIG
2	21.09.82	236,540	+4	+10	236,526	+5	+12	236,537	+5	+13	236,542	+4	+12	0,30		ÜBERBAU
3	21.09.82	236,539	+1	+11	236,525	+1	+13	236,537	0	+13	236,541	+1	+13	0,42		BEIDSEITIG
4	16.11.82	236,531	+1	+12	236,523	+2	+15	236,535	+2	+15	236,538	+3	+16	0,42		
5	24.01.83	236,537	+1	+13	236,522	+1	+16	236,535	0	+15	236,538	0	+16	0,42		
6	29.01.83	236,537	0	+13	236,522	0	+16	236,535	0	+15	236,538	0	+16	0,42		
7	26.01.84	236,532	+5	+18	236,519	+3	+19	236,529	+6	+21	236,533	+5	+21	0,42		
8	05.09.84	236,532	0	+18	236,519	0	+19	236,530	-1	+20	236,534	-1	+20	0,57		ÜBERBAU
9	26.04.85	236,5296	+2,4	+20,4	236,5168	+2,2	+22,2	236,5216	+2,4	+22,4	236,5322	+1,6	+21,8	0,57		FERTIG
10	24.10.85	236,5204	+0,2	20,6	236,5166	+0,2	24,4	236,5276	0,0	24,4	236,5322	0,0	24,8	0,57		
11	9.5.88	236,5252	4,2	24,8	236,5135	+3,1	24,5	236,5232	4,4	26,8	236,5287	+3,5	25,3			BRÜCKE IN
12	5.7.88	236,5257	-0,5	24,3	236,5135	-0,4	24,1	236,5237	-0,5	26,3	236,5234	-0,7	24,6			BETRIEB
13	19.9.88	236,5253	+0,4	24,7	236,5137	+0,2	24,3	236,5233	+0,4	26,7	236,5230	+0,4	25,0			
14	6.11.88	236,5251	+0,2	24,9	236,5135	+0,2	24,5	236,5230	+0,3	27,0	236,5208	+0,2	25,2			

TABELLE 4.5.2: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 6

Objekt: EBR - ZEITLOFS Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

MfP Nr.	MfP- datum	S/1			S/2			S/3			S/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
		Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
		m	mm	mm	MN/m ²											
0	21.06.82	234,340	—	—	234,336	—	—	234,330	—	—	234,334	—	—	0,45		PFEILER
1	30.09.82	234,331	+9	+9	234,327	+9	+9	234,320	+10	+10	234,323	+11	+11	0,45		FERTIG
2	05.10.82	234,326	+5	+14	234,322	+5	+14	234,312	+8	+16	234,317	+6	+11	0,25		ÜBERBAU
3	12.10.82	234,325	+1	+15	234,321	+1	+15	234,312	0	+16	234,315	+2	+11	0,34		BEIDSEITIG
4	11.11.82	234,324	+1	+16	234,320	+1	+16	234,311	+1	+19	234,314	+1	+20	0,34		
5	25.01.83	234,324	0	+16	234,314	+2	+16	234,311	0	+19	234,314	0	+20	0,34		
6	09.03.83	234,323	+1	+17	234,313	0	+16	234,311	0	+19	234,313	+1	+21	0,34		
7	29.01.83	234,323	0	+17	234,313	0	+16	234,311	0	+19	234,313	0	+21	0,34		
8	26.01.84	234,318	+5	+22	234,314	+4	+22	234,306	+5	+24	234,309	+4	+25	0,34		
9	05.09.84	234,319	-1	+21	234,315	-1	+21	234,306	0	+24	234,310	-1	+24	0,45		ÜBERBAU
10	26.04.85	234,3155	+3,5	+24,5	234,3117	+3,3	+24,3	234,3026	+3,4	+27,4	234,3066	+3,4	+27,4	0,45		FERTIG
11	24.10.85	234,3150	+0,5	25,0	234,3113	+0,4	24,7	234,3028	-0,2	27,2	234,3068	-0,2	27,2	0,45		
12	9.5.88	234,3099	+5,1	30,1	234,3073	+4,0	28,7	234,2977	+5,1	32,3	234,3029	+3,9	31,1			BRÜCKE IN
13	5.7.88	234,3101	-0,2	29,9	234,3075	-0,2	28,5	234,2993	-0,2	32,1	234,3031	-0,2	30,9			BETRIEB
14	19.9.88	234,3096	+0,5	30,4	234,3070	+0,5	29,0	234,2973	+0,6	32,7	234,3025	+0,6	31,5			
15	6.11.88	234,3094	+0,2	30,6	234,3068	+0,2	29,2	234,2970	+0,3	33,0	234,3022	+0,3	31,8			

TABELLE 4.5.3: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 7

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Messpunkt		7/1			7/2			7/3			7/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
Id Nr.	Mess- datum	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
		m	mm	mm	MN/m ²											
0	14.01.82	229,193	—	—	229,192	—	—	229,197	—	—	229,191	—	—	0,19		PFLEILER
1	12.10.82	229,186	+5	+5	229,197	+5	+5	229,191	+6	+6	229,195	+6	+6	0,13		FERTIG
2	19.10.82	229,185	+3	+8	229,195	+2	+7	229,188	+3	+9	229,192	+3	+9	0,20		
3	27.10.82	229,184	+1	+9	229,194	+1	+8	229,187	+1	+10	229,191	+1	+10	0,27		ÜBERBAU
4	16.11.82	229,184	0	+9	229,194	0	+8	229,187	0	+10	229,191	0	+10	0,27		BEIDSEITIG
5	24.04.83	229,183	+1	+10	229,193	+1	+9	229,186	+1	+11	229,190	+1	+11	0,27		
6	21.3.83	229,182	+1	+11	229,192	+1	+10	229,184	+2	+13	229,188	+2	+13	0,27		
7	29.04.83	229,182	0	+11	229,192	0	+10	229,184	0	+13	229,188	0	+13	0,27		
8	26.07.83	229,180	+2	+13	229,188	+4	+14	229,182	+2	+15	229,186	+2	+15	0,27		
9	05.09.84	229,181	-1	+12	229,189	-1	+13	229,183	-1	+14	229,197	-1	+14	0,35		ÜBERBAU
10	26.04.85	229,185	+2,5	+14,5	229,187,3	+1,7	+14,7	229,181,4	+1,6	+15,6	229,191,4	+2,1	+16,1	0,35		FERTIG
11	24.10.85	229,183	-0,4	+14,1	229,187,7	-0,4	+14,3	229,181,4	0,0	+15,6	229,195,0	-0,1	+16,0	0,35		
12	9.5.88	229,1866	+4,3	+16,4	229,185,8	+1,9	+16,2	229,189,3	+2,1	+17,7	229,193,3	+1,7	+17,7			BRÜCKE IN
13	5.7.88	229,1870	-0,4	+16,0	229,186,1	-0,9	+15,9	229,189,4	-0,1	+17,6	229,193,4	-0,1	+17,6			BETRIEB
14	19.9.88	229,1874	+0,3	+16,3	229,185,9	+0,2	+16,1	229,189,4	0,0	+17,6	229,193,2	+0,2	+17,8			
15	1.11.88	229,1866	+0,1	+16,4	229,185,6	+0,9	+16,4	229,189,3	+0,1	+17,7	229,193,2	0,0	+17,8			

TABELLE 4.5.4: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 8

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Messpunkt		8/1			8/2			8/3			8/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
Id Nr.	Mess- datum	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
		m	mm	mm	MN/m ²											
0	14.01.82	229,523	—	—	229,544	—	—	229,470	—	—	229,512	—	—	0,13		PFLEILER
1	12.10.82	229,522	+1	+1	229,547	+1	+1	229,479	+1	+1	229,544	+1	+1	0,13		FERTIG
2	27.10.82	229,519	+3	+4	229,543	+4	+5	229,485	+4	+5	229,506	+5	+6	0,20		
3	02.11.82	229,516	+3	+7	229,541	+2	+7	229,482	+3	+8	229,504	+2	+8	0,26		ÜBERBAU
4	09.11.82	229,516	0	+7	229,540	+1	+8	229,482	0	+8	229,503	+1	+9	0,26		BEIDSEITIG
5	16.11.82	229,516	0	+7	229,540	0	+8	229,481	+1	+9	229,502	+1	+10	0,26		
6	23.04.83	229,516	-1	+8	229,509	+1	+9	229,481	0	+9	229,502	0	+10	0,26		
7	29.08.83	229,515	0	+8	229,509	0	+9	229,481	0	+9	229,502	0	+10	0,26		
8	26.07.84	229,511	+4	+12	229,504	+5	+14	229,477	+4	+13	229,498	+4	+14	0,26		
9	05.09.84	229,513	-2	+10	229,506	-2	+12	229,479	-2	+11	229,499	-1	+13	0,35		ÜBERBAU
10	28.04.85	229,515	+2,5	+12,5	229,504,7	+1,3	+13,3	229,477,2	+1,6	+12,8	229,497,5	+1,5	+14,5	0,35		FERTIG
11	24.10.85	229,511	+0,1	+12,6	229,504,4	+0,3	+13,6	229,477,4	-0,2	+12,6	229,497,7	-0,2	+14,3	0,35		
12	9.5.88	229,509	+2,2	+14,8	229,502,2	+2,2	+15,8	229,475,3	+2,1	+14,7	229,495,6	+2,1	+16,4			BRÜCKE IN
13	5.7.88	229,509	-0,1	+14,7	229,502,4	-0,2	+15,6	229,475,0	+0,3	+15,0	229,495,4	+0,3	+16,7			BETRIEB
14	19.9.88	229,505	+0,2	+14,9	229,502,2	+0,2	+15,8	229,475,0	0,0	+15,0	229,495,4	-0,1	+16,6			
15	1.11.88	229,503,5	-0,4	+14,5	229,502,2	0,0	+15,8	229,475,0	0,0	+15,0	229,495,2	+0,2	+16,8			

TABELLE 4.5.5: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 10

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Mf. Nr.	Mef-datum	NW +			NE x			10/3 (SW o)			SE Δ			Belastung P	QUELLE	Bemerkungen	
		Höhe ü. NN	ΔS	ΣS	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS				
—	—	m	mm	mm	m	mm	mm	m	mm	mm	m	mm	mm	MM/m ²	—	—	
0	30.09.82	228,512	—	—	228,560	—	—	228,546	—	—	228,515	—	—	0,13	[10]	PFEILER	
1	09.11.82	228,566	+1	+1	228,560	0	0	228,566	0	0	228,565	0	0	0,13		FERTIG	
2	23.11.82	228,560	+6	+7	228,553	+7	+7	228,580	+6	+6	228,577	+8	+8	0,27		BEIDSEITIG	
3	30.11.82	228,575	+5	+12	228,549	+4	+11	228,575	+5	+11	228,574	+3	+11	0,29		ÜBERBAU	
4	07.12.82	228,574	+1	+13	228,541	+1	+12	228,574	+1	+12	228,573	+1	+12	0,29			
5	24.01.83	228,574	0	+13	228,547	+1	+13	228,574	0	+12	228,573	0	+12	0,29			
6	30.06.83	228,574	0	+13	228,546	+1	+14	228,574	0	+12	228,573	0	+12	0,29			
7	26.07.84	228,570	+4	+14	228,541	+5	+14	228,570	+4	+16	228,567	+6	+18	0,29			
8	05.09.84	228,571	-1	+16	228,542	-1	+18	228,572	-2	+14	228,568	-1	+17	0,35		ÜBERBAU	
9	26.04.85	228,5704	+0,6	+16,6	228,5407	+1,3	+19,3	228,5707	+1,3	+15,3	228,5669	+1,1	+16,1	0,35		FERTIG	
10	24.10.85	228,5696	+0,8	+17,4	228,5403	+0,4	+19,7	228,5702	+0,5	+15,8	228,5662	+0,7	+16,8	0,35			
11	9.5.88														[11]	BRÜCKE IN BETRIEB	
12	5.7.88							228,5663	+3,3	19,1							
13	13.3.88							228,5667	+0,2	19,3							
14	6.11.88							228,5668	-0,1	19,2							

TABELLE 4.5.6: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 11

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Mf. Nr.	Mef-datum	M11			M12			M13			M14			Belastung P	QUELLE	Bemerkungen
		Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
—	—	m	mm	mm	MM/m ²	—	—									
0	27.10.82	228,435	—	—	228,399	—	—	228,403	—	—	228,324	—	—	0,14	[11]	PFEILER
1	23.11.82	228,435	0	0	228,399	0	0	228,403	0	0	228,324	0	0	0,14		FERTIG
2	07.12.82	228,430	+5	+6	228,394	+5	+5	228,397	+6	+6	228,320	+4	+4	0,21		ÜBERBAU
3	14.12.82	228,427	+3	+8	228,312	+2	+7	228,394	+3	+9	228,347	+3	+7	0,28		BEIDSEITIG
4	25.01.83	228,426	+1	+9	228,390	+2	+9	228,394	0	+9	228,346	+1	+6	0,26		
5	17.03.83	228,424	+2	+11	228,390	0	+9	228,392	+2	+11	228,344	+2	+10	0,28		
6	29.03.83	228,424	0	+11	228,389	+1	+10	228,391	+1	+12	228,344	0	+10	0,28		
7	30.06.83	228,424	0	+11	228,389	0	+10	228,391	0	+12	228,344	0	+10	0,28		
8	26.07.84	228,422	+2	+13	228,345	+4	+14	228,390	+1	+13	228,344	+3	+13	0,28		ÜBERBAU
9	05.09.84	228,424	-2	+11	228,386	-1	+13	228,392	-2	+11	228,342	-1	+12	0,36		FERTIG
10	26.04.85	228,4230	+1,0	+12,0	228,3854	+0,9	+13,9	228,3906	+1,4	+12,4	228,3406	+1,4	+13,4	0,36		
11	24.10.85	228,4232	-0,2	+14,8	228,3854	-0,3	+13,6	228,3908	-0,2	+12,2	228,3411	-0,5	+12,3	0,36		
12	9.5.88	228,4201	+3,1	14,3	228,3816	+3,8	17,4	228,3880	+2,8	15,0	228,3080	+3,1	16,0		[12]	BRÜCKE IN BETRIEB
13	5.7.88	228,4205	-0,4	14,5	228,3820	-0,4	17,0	228,3885	-0,5	14,5	228,3083	-0,3	15,7			
14	13.3.88	228,4203	+0,2	14,7	228,3817	+0,3	17,3	228,3882	+0,3	14,8	228,3082	+0,1	15,8			
15	6.11.88	228,4207	-0,4	14,3	228,3822	-0,5	14,8	228,3885	-0,3	14,5	228,3086	-0,4	15,4			

TABELLE 4.5.7: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 12

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Messpunkt		12/1			12/2			12/3			12/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
Id. Nr.	Mess-datum	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
—	—	m	mm	mm	NH/m ²	—										
0	21.10.12	221,361	—	—	221,361	—	—	221,354	—	—	221,367	—	—	0,13	PFEILER FERTIG	
1	07.12.12	221,361	+1	+1	221,361	0	0	221,353	+1	+1	221,367	0	0	0,13		
2	04.02.13	221,362	+6	+7	221,355	+6	+6	221,347	+6	+7	221,360	+7	+7	0,21	[66] ÜBERBAU BEIDSEITIG	
3	17.03.13	221,355	+7	+14	221,348	+7	+13	221,338	+9	+16	221,362	+8	+15	0,21		
4	22.03.13	221,355	0	+14	221,348	0	+13	221,338	0	+16	221,352	0	+15	0,21		
5	30.06.13	221,355	0	+14	221,348	0	+13	221,338	0	+16	221,352	0	+15	0,21		
6	26.07.14	221,350	+5	+19	221,341	+7	+20	221,331	+4	+20	221,346	+6	+21	0,21		
7	05.09.14	221,352	-2	+17	221,343	-2	+18	221,335	-1	+19	221,347	-1	+20	0,35		
8	26.04.85	221,3508	+4,2	+16,2	221,3446	+1,2	+19,2	221,3342	+0,8	+19,8	221,3463	+0,7	+20,7	0,35		
9	24.11.85	221,3505	+0,3	+16,5	221,3446	+0,2	+19,4	221,3344	-0,2	+19,6	221,3461	-0,3	+20,4	0,35	[65] BRÜCKE IN BETRIEB	
10	1.5.88	221,3474	+3,1	+14,6	221,3382	+3,4	+21,8	221,3342	+3,2	+21,8	221,3436	+3,0	+23,4			
11	5.7.88	221,3476	+0,2	+14,6	221,3385	-0,3	+21,5	221,3311	+0,1	+21,9	221,3437	+0,4	+23,8			
12	19.9.88	221,3474	+0,2	+14,6	221,3382	+0,3	+21,8	221,3310	+0,1	+21,9	221,3430	+0,2	+24,0			
13	1.11.88	221,3473	-0,5	+14,1	221,3386	-0,4	+21,4	221,3313	-0,3	+21,7	221,3432	-0,2	+23,8			

TABELLE 4.5.8: Zusammenstellung der Höhenkoten und Setzungen der Messpunkte, Pfeiler: 13

Objekt: EBR - ZEITLOFS

Datum der Inbetriebnahme: 1.5.1988

Messpunkt		13/1			13/2			13/3			13/4			Belastung p	QUELLE	Bemerkungen
Id. Nr.	Mess-datum	Höhe ü. NN	ΔS	ΣS												
—	—	m	mm	mm	NH/m ²	—										
0	07.12.12	221,744	—	—	221,744	—	—	221,757	—	—	221,743	—	—	0,19	PFEILER FERTIG	
1	11.02.13	221,746	+3	+3	221,744	+3	+3	221,754	+3	+3	221,740	+3	+3	0,13		
2	09.03.13	221,744	+5	+8	221,736	+5	+8	221,747	+7	+10	221,734	+6	+9	0,21	[66] ÜBERBAU BEIDSEITIG	
3	19.03.13	221,736	+5	+13	221,732	+4	+12	221,743	+4	+14	221,730	+4	+13	0,26		
4	22.03.13	221,735	+1	+14	221,732	0	+12	221,742	+1	+15	221,730	0	+13	0,26		
5	30.06.13	221,735	0	+14	221,731	+1	+13	221,742	0	+15	221,727	+1	+14	0,26		
6	26.07.14	221,724	+7	+21	221,724	+7	+20	221,737	+5	+20	221,724	+5	+19	0,21		
7	05.09.14	221,731	-3	+18	221,728	-3	+17	221,739	-2	+18	221,725	-1	+18	0,35		
8	26.04.85	221,7296	+4,4	+19,4	221,7253	+1,7	+16,7	221,7371	+1,9	+19,9	221,7240	+1,0	+19,0	0,35		
9	24.11.85	221,7298	-0,2	+19,2	221,7258	-0,5	+16,2	221,7363	+0,2	+20,1	221,7241	-0,1	+18,9	0,35	[65] BRÜCKE IN BETRIEB	
10	1.5.88	221,7257	4,1	+23,3	221,7214	4,4	+21,6	221,7331	+3,8	+23,9	221,7197	+4,4	+23,3			
11	5.7.88	221,7253	-0,2	+23,1	221,7215	-0,1	+21,5	221,7334	-0,3	+23,6	221,7193	-0,2	+23,1			
12	19.9.88	221,7252	+0,3	+23,4	221,7212	+0,3	+21,8	221,7331	+0,3	+23,5	221,7196	+0,3	+23,4			
13	1.11.88	221,7254	+0,2	+23,6	221,7209	+0,3	+21,1	221,7323	+0,2	+24,1	221,7194	+0,2	+23,6			

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

- Nr. 1/1968
Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Eigenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft
- Nr. 2/1970 (vergriffen)
Andreae
Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern
- Nr. 3/1970
Ziebs
Der mechanische Verhalten von Aluminiumtahl-Freileitungssseilen als Beispiel für Verbundbauteile
- Nr. 4/1970 (vergriffen)
Burmester
Feuerbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit Grundlagen und Vergütungsverfahren
- Nr. 5/1971
Steiner
Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkdichtende für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
- Nr. 6/1971
Schneider
Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Brandschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
- Nr. 7/1971
J. Petrowitz
Zur Gaschromatographie und chemische Konstitution - Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
- Nr. 8/1971
Veith
Zum Spannungs-Drehungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
- Nr. 9/1971
H. Möller
Zur Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
- Nr. 10/1972
Aurich, E. Martin
Zur Untersuchung über die Korngrößenbestimmung durch Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
- Nr. 11/1972
J. Krause
Zur Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und der mittigwertwerte beim Brennschneiden
- Nr. 12/1972
Feuerberg
Zur Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
- Nr. 13/1972
H. Habig, K. Kirschke, W.-W. Maennig, H. Tischer
Zur Reib- und Verschleiß von Eisen, Kohlenstoff, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen $760 \text{ l} \cdot 10^{-7} \text{ Torr}$
- Nr. 14/1972
Sander
Zur Untersuchung zur Amplitudenabhängigkeit der Schalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
- Nr. 15/1972
Sander
Zur die und Probleme der chemischen Edelmetallanalyse
- Nr. 16/1972
Knublauch
Zur Ausführung und Aussagefähigkeit des Normversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
- Nr. 17/1972
Sander
Zur Zerfallsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
- Nr. 18/1973
Struck
Zur Spröbruchverhalten des austenitischen Stahls R St 37-2 N bei geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
- Nr. 19/1973
Klaffke, H. Czichos
Zur Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
- Nr. 20/1973
R. Rudolphi
Zur Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
- Nr. 21/1973
D. Klaffke, W. Maennig
Zur Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
- Nr. 22/1973
R. Rudolphi, E. Knublauch
Zur Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
- Nr. 23/1973
W. Ruske
Zur Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen
- Nr. 24/1973
J. Stanke, E. Klement, R. Rudolphi
Zur Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
- Nr. 25/1973
E. Knublauch
Zur Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
- Nr. 26/1974
P. Jost, P. Reimers, P. Weise
Zur Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM - Eigenschaften und erste Anwendungen
- Nr. 27/1974
H. Wüstenberg
Zur Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
- Nr. 28/1974
H. Heinrich
Zur Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
- Nr. 29/1974
P. Schneider
Zur Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelet für senkrechten, schrägen und allseitigen Schallenfall
- Nr. 30/1974 (vergriffen)
H. Czichos, G. Salomon
Zur The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
- Nr. 31/1975
G. Fuhrmann
Zur Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
- Nr. 32/1975
R. Rudolphi, B. Böttcher
Zur Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
- Nr. 33/1975
A. Wagner, G. Kieper, R. Rudolphi
Zur Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
- Nr. 34/1976 (vergriffen)
H.-J. Deppa
Zur Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoff Nr. 35/1976
E. Limberger
Zur Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper - Vorschlag für ein Prüfverfahren -
- Nr. 36/1976 (vergriffen)
J. Hundt
Zur Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
- Nr. 37/1976
W. Struck
Zur Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen - Vorschlag für ein Prüfverfahren -
- Nr. 38/1976
K.-H. Habig
Zur Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionisiertem Stahl 42 CrMo 4
- Nr. 39/1976
K. Kirschke, G. Kempf
Zur Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newton'schem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
- Nr. 40/1976
H. Hantsche
Zur Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
- Nr. 41/1976
B. Böttcher
Zur Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
- Nr. 42/1976
S. Dietlen
Zur Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
- Nr. 43/1976
W. Struck
Zur Das Spröbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
- Nr. 44/1976
W. Matthees
Zur Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
- Nr. 45/1976
W. Paatsch
Zur Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
- Nr. 46/1977 (vergriffen)
G. Schickert, H. Winkler
Zur Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
- Nr. 47/1977
A. Plank
Zur Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
- Nr. 48/1977
U. Holzlöhner
Zur Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
- Nr. 49/1977
G. Wittig
Zur Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
- Nr. 50/1978 (vergriffen)
N. Czaika, N. Mayer, C. Amberg, G. Magiera, G. Andreae, W. Markowski
Zur Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und Überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
- Nr. 51/1978
J. Sickfeld
Zur Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
- Nr. 52/1978
A. Tomov
Zur Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
- Nr. 53/1978
R.-G. Rohrmann, R. Rudolphi
Zur Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
- Nr. 54/1978
H. Sander
Zur Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung
- Nr. 55/1978
D. Klaffke
Zur Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung
- Nr. 56/1979
W. Brüner, C. Langlie
Zur Stabilität von Sandwichbauteilen
- Nr. 57/1979
M. Stadthaus
Zur Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung

- Investigations on Inspection-Media for Magnetic Particle-Testing
- Nr. 58/1979
W. Struck
Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau
- Nr. 59/1979
G. Plauk
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl
- Nr. 60/1979
H. Spreckelmeyer, R. Helms, J. Ziebs
Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken
- Nr. 61/1979
K. Richter
Beschreibung von Problemen der höheren Farbmetrik mit Hilfe des Gegenfarbensystems
- Nr. 62/1979
W. Gerisch, G. Becker
Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle
- Nr. 63/1979
E. Behrend, J. Ludwig
Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase
- Nr. 64/1980
W. Rücker
Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung
- Nr. 65/1980
P. Schmidt, D. Aurich, R. Helms, H. Veith, J. Ziebs
Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte
- Nr. 66/1980
M. Hattwig
Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung
- Nr. 67/1980
W. Matthees
Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung
- Nr. 68/1980
D. Petersohn
Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereometrie.
Entwicklung eines vollzentrischen Präzisions-Goniometers
- Nr. 69/1980
F. Buchhardt, P. Brandl
Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitsbehältern (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise
- Nr. 70/1980 (vergriffen)
G. Schickert
Schwellenwerte beim Betondruckversuch
- Nr. 71/1980
W. Matthees, G. Magiera
Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen
- Nr. 72/1980
R. Rudolphi
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen
- Nr. 73/1980
P. Wegener
Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klammkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfvorschriften und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen
- Nr. 74/1980
R. Rudolphi, R. Müller
ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz
- Nr. 75/1980
H.-J. Heinrich
Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen
- Nr. 76/1980
D. Klaffke, W.-W. Maennig
Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegewechselbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop
- Nr. 77/1981
M. Gierloff, M. Maulzsch
Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen
- Nr. 78/1981
W. Rücker
Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund
- Nr. 79/1981
V. Neumann
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflußten Kaltrißneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch
- Nr. 80/1981
A. Plank, W. Struck, M. Tzschätzsch
Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten
- Nr. 81/1981
J. Schmidt
Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik
- Nr. 82/1982
R. Helms, H.-J. Kühn, S. Ledworuski
Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagbiegeversuches
Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test
- Nr. 83/1982
H. Czichos, P. Feinle
Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen
- Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen -
- Nr. 84/1982
R. Müller, R. Rudolphi
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)
- Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/1982
H. Czichos
Technische Materialforschung und -prüfung
- Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ -
Materials Research and Testing
- Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme “Basic Technological Research” -
- Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/1982
K. Niesel, P. Schimelwitz
Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügemerkmale
- Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/1982
B. Isecke, W. Stichel
Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
- Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/1983
A. Erhard
Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall
- Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/1983
D. Conrad, S. Dietlen
Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffoxid
- Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/1983
K. Brandes, E. Limberger, J. Herter
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
- Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/1983
M. Weber
Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz
- Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/1983
L. Auersch
Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden
- Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/1983
P. Studt
Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen
- Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/1983
Xian-Quan Dong
Untersuchungen der Störschwingungen beim Keerschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen
- Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/1983
M. Römer
Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten
- Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/1983
H. Eifler
Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Stahlfaserbeton sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
- Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/1983
G. Fuhrmann, W. Schwarz
Typische Bruchflächenbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung
- Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/1983
E. Schnabel
Bestimmung des elastischen Verhaltens von I-schienen
- Stretch- und Erholungsvermögen -
- Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/1983
K. Brandes, E. Limberger, J. Herter
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
- Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/1984
G. Klamrowski, P. Neustupny
Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Froststand
- Nr. 101/ISBN 3-88314-327-8/1984
P. Reimers, J. Goebbels, H. Heidt, P. Weise, K. Wildi
Röntgen- und Gammastrahlen Computer-Tomographie
- Nr. 102/ISBN 3-88314-335-9/1984
G. Magiera
Weiterentwicklung des hydraulischen Kompressionsverfahrens zur Druckspannungsmessung von Beton
- Nr. 103/ISBN 3-88314-328-6/1984
D. Schnitger
Radiographie mit Elektronen aus Metallverstärkungen
- Nr. 104/ISBN 3-88314-339-1/1984
M. Gierloff
Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen
- Nr. 105/ISBN 3-88314-345-6/1984
B. Schulz-Forberg
Beitrag zum Bremsverhalten energieumwandelnder Aufsetzpuffer in Aufzugsanlagen
- Nr. 106/ISBN 3-88314-360-X/1984
J. Lehnert
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Einwirkungen
- Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/1984
W. Stichel, J. Ehreke
Korrosion von Stahlradiatoren
- Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/1984
L. Auersch
Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen - Ergebnisse von Modellrechnungen
- Nr. 109/ISBN 3-88314-381-2/1985
M. Omar
Zur Wirkung der Schrumpfbehinderung auf Schweißspannungszustand und das Spaltbruchverhalten von unterpulvergeschweißten St E 460 N
- Nr. 110/ISBN 3-88314-382-0/1985
H. Walde, B. Kropp
Wasserstoff als Energieträger
- Nr. 111/ISBN 3-88314-383-9/1985
K. Ziegler
Über den Einfluß der Initiierung auf die detonative Zersetzung von Anhydrid-Sprengstoffen unter Berücksichtigung sicherheitstechnischer Gesichtspunkte
- Nr. 112/ISBN 3-88314-409-6/1985
W. Lützwow
Zustandverhalten und strukturelle Veränderungen von vielfach wiederverarbeiteten Polyethylenen
- Nr. 113/ISBN 3-88314-410-X/1985
R. Helms, H. Henke, G. Oelrich, T. Saito
Untersuchungen zum Frequenzeinfluß auf Schwingungskorrosion von Offshore-Konstruktionen

- Nr. 114/ISBN 3-88314-419-3/1985
Rose, P. Raabe, W. Daum, A. Szameit
leue Verfahren für die Prüfung von Reaktorkomponenten mittels Röntgen- und Gammastrahlen
- Nr. 115/ISBN 3-88314-420-7/1985
Richter
arbeitsmerkmal Elementarbrunnen und untheitsabstände als Funktion von Farbart und euchtichte von In- und Umfeld
- Nr. 116/ISBN 3-88314-460-6/1985
J. Kasper, R. Müller, R. Rudolphi, A. Wagner
heoretische Ermittlung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Fensterkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Rahmenproblematik
- Nr. 117/ISBN 3-88314-468-1/1985
Czichos, G. Sievers
aterials Technologies and Techno-Economic Development
Study for the German Foundation for International development (Deutsche Stiftung für Internationale Entwicklung)
- Nr. 118/ISBN 3-88314-469-X/1985
Treumann, H. Andre, E. Blossfeld, N. Pfeil, M.-M. nler
and- und Explosionsgefahren explosionsgefährlicher Stoffe bei Herstellung und Lagerung. Modellversuche mit pyrotechnischen Sätzen und Gegenständen
- Nr. 119/ISBN 3-88314-472-X/1985
Herter, K. Brandes, E. Limberger
netische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
rsuche an Stahlbetonplatten, Teil I
netic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
ts on Reinforced Concrete Slabs, Part I
- Nr. 120/ISBN 3-88314-514-9/1986
Hecht
erstörungsfreie Korngrößenbestimmung an austenitischen Feinblechen mit Hilfe der Ultraschallrückreuung
- Nr. 121/ISBN 3-88314-530-0/1986
Feinle, K.-H. Habig
rsagenskriterien von Stahlgleitpaarungen unter sreibungsbedingungen: Einflüsse von Stahlzusammensetzung und Wärmebehandlung
- Nr. 122/ISBN 3-88314-521-1/1986
Mischke
tsorgung kerntechnischer Anlagen
- Nr. 123/ISBN 3-88314-531-9/1986
Rennoch
ysikalisch-chemische Analyse sowie toxische urteilung der beim thermischen Zerfall organischer Baustoffe entstehenden Brandgase
- Nr. 124/ISBN 3-88314-538-6/1986
M. Thomas
r Anwendung des Impuls-Wirbelstromverfahrens in r zerstörungsfreien Materialprüfung
- Nr. 125/ISBN 3-88314-540-8/1986 (vergriffen)
Droste, U. Probst
ersuchungen zur Wirksamkeit der Brandschutzlierung von Flüssiggas-Lagertanks
- Nr. 126/ISBN 3-88314-547-5/1986
Stichel
rosion und Korrosionsschutz von Metallen in himmhallen
- Nr. 127/ISBN 3-88314-564-5/1986 (vergriffen)
imberger, K. Brandes, J. Herter, K. Berner
etische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
etic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
rsuche an Stahlbetonbalkern, Teil I
ts on Reinforced Concrete Beams, Part I
- Nr. 128/ISBN 3-88314-568-8/1986 (vergriffen)
imberger, K. Brandes, J. Herter, K. Berner
etische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
etic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
rsuche an Stahlbetonbalkern, Teil II
ts on Reinforced Concrete Beams, Part II
- Nr. 129/ISBN 3-88314-569-6/1986 (vergriffen)
Brandes, E. Limberger, J. Herter, K. Berner
etische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
etic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
- Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehgeschwindigkeit
Reinforcing Steel Tension Tests with high strain rates
Nr. 130/ISBN 3-88314-570-X/1986
W. Struck
Einfache Abschätzung der Durchbiegung und der Energieaufnahme von Trägern aus duktilem Material bei Belastung durch eine Einzelkraft
- Nr. 131/ISBN 3-88314-585-8/1986
E. Limberger, K. Brandes, J. Herter
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part II
- Nr. 132/ISBN 3-88314-595-5/1987
Chr. Herold, F.-U. Vogdt
Ermittlung der Ursachen von Schäden an bituminösen Dachabdichtungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Beanspruchungen
- Nr. 133/ISBN 3-88314-609-9/1987 (vergriffen)
M. Woydt, K.-H. Habig
Technisch-physikalische Grundlagen zum tribologischen Verhalten keramischer Werkstoffe
- Nr. 134/ISBN 3-88314-615-3/1987
G. Andrae, G. Niessen
Über den Kernstrahlungseinfluß auf Dehnungsmeßstreifen
- Nr. 135/ISBN 3-88314-618-8/1987
J. Ludwig, W.-D. Mischke, A. Ulrich
Untersuchungen über das Verhalten von Tankcontainern für unter Druck verflüssigte Gase bei Fallbeanspruchungen
- Nr. 136/ISBN 3-88314-636-6/1987
H.-J. Deppe, K. Schmidt
Untersuchung zur Beurteilung von Brettschichtverleimungen für den Holzbau
- Nr. 137/ISBN 3-88314-637-4/1987
D. Aurich
Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte auf der Grundlage von Forschungsergebnissen auf dem Gebiete der Komponentensicherheit
- Nr. 138/ISBN 3-88314-635-8/1987
M. Dogunke, F. Buchhardt
Zur geowissenschaftlichen Einordnung des Gebietes der Bundesrepublik Deutschland und einer sicheren Auslegung technischer Systeme gegen den Lastfall Erdbeben.
- Nr. 139/ISBN 3-88314-658-7/1987
J. Olschewski, S.-P. Scholz
Numerische Untersuchung zum Verhalten des Hochtemperaturwerkstoffes Nimonic PE16 unter monotoner und zyklischer Belastung bei Verwendung verschiedener plastischer und viskoplastischer Materialmodelle
- Nr. 140/ISBN 3-88314-643-9/1987
K. Brandes, E. Limberger, J. Herter
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
- Nr. 141/ISBN 3-88314-694-3/1987
F. Buchhardt, W. Matthees, G. Magiera, F. Mathiak
Zum Einfluß des Sicherheits- und Auslegungserdbebens auf die Bemessung von Kernkraftwerken
- Nr. 142/ISBN 3-88314-695-1/1987
H. Treumann, G. Krüger, N. Pfeil, S. von Zahn-Ullmann
Sicherheitstechnische Kenndaten und Gefahrezahlen binärer Mischungen aus oxidierenden und verbrennlichen Substanzen
- Nr. 143/ISBN 3-88314-701-X/1987
K. Brandes, E. Limberger, J. Herter
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Stoßbelastung
Experimental and numerical Investigations concerning Load Bearing Behaviour of Reinforced Concrete Members under Impact Load
- Nr. 144/ISBN 3-88314-702-8/1987
F. Buchhardt, G. Magiera, W. Matthees, M. Weber, J. Altes
Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes
- Nr. 145/ISBN 3-88314-711-7/1987
U. Holzöhner
Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden
- Nr. 146/ISBN 3-88314-714-1/1987
W. Schön, M. Mallon
Untersuchungen zur Wirksamkeit von Wasserberieselungseinrichtungen als Brandschutzmaßnahme für Flüssiggas-Lagertanks
- Nr. 147/ISBN 3-88314-720-6/1987
H.-D. Kleinschrodt
Lösung dynamischer Biege- und Torsionsprobleme von Stabsystemen aus dünnwandigen elastischen Stäben mit offenem Querschnitt mittels frequenzabhängiger Ansatzfunktionen
- Nr. 148/ISBN 3-88314-774-5/1988
W. Müller
Theoretische Untersuchung von Variationsprinzipien für elastoplastisches Materialverhalten sowie Entwicklung und numerische Erprobung von Finite-Element-Verfahren für den ebenen Spannungszustand
- Nr. 149/ISBN 3-88314-775-3/1988
U. Holzöhner
Bestimmung baugrunddynamischer Kenngrößen aus der Untersuchung von Bodenproben
- Nr. 150/ISBN 3-88314-776-1/1988
M. Weber
VG3D Zeichenprogramm für Vektorgraphische Darstellung dreidimensionaler Strukturen
- Nr. 151/ISBN 3-88314-785-0/1988
L. Auersch-Saworski
Wechselwirkung starrer und flexibler Strukturen mit dem Baugrund insbesondere bei Anregung durch Bodenerschütterungen
- Nr. 152/ISBN 3-88314-796-6/1988
G. Plauk, G. Kretschmann, R.-G. Rohrmann
Untersuchung des baulichen Zustandes und der Tragfähigkeit vorgespannter Riegel von Verkehrszeichenbrücken der Berliner Stadtautobahn
- Nr. 153/ISBN 3-88314-797-4/1988
H. Sander, W.-W. Maennig
Magnetisches Verhalten von Eisenproben bei mechanischer Wechselbeanspruchung
- Nr. 154/ISBN 3-88314-822-9/1988
K. Breitkreutz, R. Uttech, K. Haedecke
Druckgesinterte Stähle als zertifiziertes Referenzmaterial für die Spektrometrie
- Nr. 155/ISBN 3-88314-825-3/1988
L. Auersch
Zur Entstehung und Ausbreitung von Schienenverkehrerschütterungen: Theoretische Untersuchungen und Messung am Hochgeschwindigkeitszug Intercity Experimental
- Nr. 156/ISBN 3-88314-887-3/1989
G. Klamrowski, P. Neustupny, H.-J. Deppe, K. Schmidt, J. Hundt
Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Faserzementen
- Nr. 157/ISBN 3-88314-888-1/1989
E. Limberger, K. Brandes
Versuche zum Verhalten von Stahlbetonbalken mit Übergreifungsstößen der Zugbewehrung unter stoßartiger Belastung
- Nr. 158/ISBN 3-88314-889-X/1989
R. Wäsche, K.-H. Habig
Physikalisch-chemische Grundlagen der Feststoffschmierung – Literaturübersicht –
- Nr. 159/ISBN 3-88314-890-3/1989
R. Müller, R. Rudolphi
Berechnung des Wärmedurchlaßwiderstandes und der Temperaturverteilung im Querschnitt von Hausschornsteinen nach DIN 18160 Teil 6
- Nr. 160/ISBN 3-88314-917-9/1989
W. Matthees
Entwicklung eines Makroelementes durch Kondensation am Beispiel der Lastfälle Flugzeugabsturz und Erdbeben bei Boden-Bauwerk-Wechselwirkung mit biegeweichen Fundamenten
- Nr. 161/ISBN 3-88314-920-9/1989
G. Mellmann, M. Maultzsch
Untersuchung zur Ermittlung der Biegefestigkeit von Flachglas für bauliche Anlagen
- Nr. 162/ISBN 3-88314-921-7/1989
W. Brüner
Untersuchungen zur Tragfähigkeit großer Glasscheiben
- Nr. 163/ISBN 3-88314-922-5/1989
W. Brüner, G. Mellmann, W. Struck
Biegefestigkeit und Tragfähigkeit von Scheiben aus Flachglas für bauliche Anlagen
- Nr. 164/ISBN 3-88314-934-9/1989
R. Helms, B. Jaenicke, H. Wolter, C.-P. Bork
Zur Schwingfestigkeit großer geschweißter Stahlträger

Nr. 165/ISBN 3-88314-935-7/1989
P. Göbel, L. Meckel, W. Schiller
Untersuchung zur Erarbeitung von Kennwerten bei Einrichtungsmaterialien (Holzwerkstoffen, Möbeln und Textilien) hinsichtlich der Formaldehyd-Emission.
Teil B: Textilien

Nr. 166/ISBN 3-88314-936-5/1989
K. Breitkreuz
Modelle für Stereologische Analysen

Nr. 167/ISBN 3-88314-937-3/1989
A. Mitakidis, W. Rücker
Erschütterungsausbreitung im elastischen Halbraum bei transienten Belastungsvorgängen

Nr. 168/ISBN 3-88314-958-6/1990
F.-J. Kasper, R. Müller, R. Rudolphi
Numerische Untersuchung geometriebedingter Wärmebrücken (Winkel und Ecken) unter Einsatz hochauflösender Farbgraphik bei Berücksichtigung der Tauwasserproblematik und des Mindestluftwechsels

Nr. 169/ISBN 3-88314-959-4/1990
Chr. Kohl, W. Rücker
Integration der Unterdynamik in das Programmsystem MEDYNA, dargestellt am Beispiel des Intercity Experimental (ICE)

Nr. 170/ISBN 3-88314-960-8/1990
P. Studt, W. Kerner, Tin Win
Untersuchung der mikrobiologischen Schädigung wassergemischter Kühlschmierstoffe mit dem Ziel der Verbesserung der Arbeitshygiene, der Minderung der Geruchsbelastung und der Menge zu entsorgender Emulsionen

Nr. 171/ISBN 3-88314-997-7/1990
F. Buchhardt
Ein Operator zur Koppelung beliebig benachbarter dynamischer Systeme am Beispiel der Boden-Bauwerk Wechselwirkung

Nr. 172/ISBN 3-88314-998-5/1990
J. Vielhaber, G. Plauk
Grenztragfähigkeit großer Verbundprofilstützen

Nr. 173/ISBN 3-88314-999-3/1990
B. Droste, J. Ludwig, B. Schulz-Forberg
Höherwertige Transporttechnik und ihre Konsequenzen für die Beförderung gefährlicher Güter

Nr. 174/ISBN 3-88429-021-8/1990
D. Aurich
Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte

Nr. 175/ISBN 3-88429-022-6/1990
W. Brocks, D. Klingbeil, J. Olschewski
Lösung der HRR-Feld-Gleichungen der elastisch-plastischen Bruchmechanik

Nr. 176/ISBN 3-88429-035-6/1990
W. Matthees, G. Magiera
Iterative Dekonvolution der seismischen Basiseregung für den Zeitraum

Nr. 177/ISBN 3-89429-090-0/1991
G. Schickert, M. Krause, H. Wiggerhauser
Studie zur Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren bei Ingenieurbauwerken

Nr. 178/ISBN 3-89429-429-9/1991
G. Andreae, J. Knapp, G. Niessen
Entwicklung und Untersuchung eines kapazitiven Hochtemperatur-Dehnungsaufnehmers für Einsatztemperaturen bis ca. 1000 °C

Nr. 179/ISBN 3-89429-100-1/1991
H. Eifler
Die Drehfähigkeit plastischer Gelenke in Stahlbeton-Plattenbalken, bewehrt mit naturhartem Betonstahl BST 500 S im Bereich negativer Biegemomente

Nr. 180/ISBN 3-89429-101-X/1991
E. Klement, G. Wieser
Zur numerischen Übertragbarkeit von Prüfungsergebnissen an Hausschornsteinen auf Schornsteine mit anderen lichten Querschnitten

Nr. 181/ISBN 3-89429-105-2/1991
H. Czichos, R. Helms, J. Lexow
Industrial and Materials Technologies: Research and Development Trends and Needs

Nr. 182/ISBN 3-89429-145-1/1992
M. Weber
Bestimmung von Wärmeübergangskoeffizienten im Bereich geometriebedingter Wärmebrücken

Nr. 183/ISBN 3-89429-163-x/1992
F. Buchhardt
Zur Dekonvolution im Zeitbereich

Nr. 184/ISBN 3-89429-164-8/1992
M. Maultzsch, W. Stichel, E.-J. Vater
Feldversuche zur Einwirkung von Aufbaumitteln auf

Verkehrsbauwerke (im Rahmen des Großversuchs „Umweltfreundlicheres Streusalz“)

Nr. 185/ISBN 3-89429-165-6/1992
Renate Müller
Ein numerisches Verfahren zur simultanen Bestimmung thermischer Stoffeigenschaften oder Größen aus Versuchen
- Anwendung auf das Heißdraht-Parallelverfahren und auf Versuche an Hausschornsteinen

Nr. 186/ISBN 3-89429-211-3/1992
B. Löffelbein, M. Woydt, K.-H. Habig
Reibungs- und Verschleißuntersuchungen an Gleitpaarungen aus ingenieurkeramischen Werkstoffen in wässrigen Lösungen

Nr. 187/ISBN 3-89429-216-4/1992
Th. Schneider, E. Santner
Mikrotribologie: Stand der Forschung und Anwendungsmöglichkeiten. Literaturübersicht

Nr. 188/ISBN 3-84929-243-1/1992
K. Mallwitz
Verfahren zur Vorausermittlung der Setzung von Fundamenten aufgeständerten Strecken infolge zyklischer Beanspruchung

Nr. 189/ISBN 3-84929-244-X/1992
W. Matthees, G. Magiera
Impedanzeigenschaften von Finiten Elemente Modellen bei Integration im Zeitraum

Nr. 190/ISBN 3-84929-245-8/1992
G. Zachariev
Untersuchung des Versagens thermoplastischer Kunststoffe im Kurzzeit-Zugversuch und Retardations-Zugversuch

Nr. 191/ISBN 3-84929-246-6/1992
H. M. Bock, S. Erbay, J. With
Kritische Stahltemperatur als charakteristischer Kennwert für die Feuerwiderstandsdauer von Bauwerkssystemen aus Stahl