

Mitteilung des Lehrstuhls
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 6

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Simons

**Spannungen und Verformungen
bei Asphaltstraßen
mit ungebundenen Tragschichten**

von Friedhelm Wolff

Braunschweig 1981

Vorwort

Die Spannungen im Fahrbahnaufbau einer Asphaltstraße mit ungebundenen Tragschichten werden meist mit mehrschichtigen Modellen berechnet, denen die Elastizitätstheorie von Boussinesq zugrunde liegt. Berechnet man hiermit Straßen mit dünnen Fahrbahndecken, wie sie vor allem in Entwicklungsländern üblich sind, ergeben sich in den Tragschichten meist erhebliche Zugspannungen. Diese kann das Tragschichtmaterial nicht aufnehmen, so daß es sich unter schwerem Verkehr, vor allem wenn es gut verdichtet ist, auflockert. Dies führt zur schnellen Zerstörung der Asphaltdecke, was bei tropischen Erdstraßen, die eine Asphaltdecke erhalten, leider häufig auftritt.

Statt der bisher üblichen Mehrschichtentheorie benutzte Herr Wolff die Finite-Element-Methode. Dadurch ergaben sich andere Spannungsverläufe im Fahrbahnaufbau, die mit unseren Beobachtungen an tropischen asphaltierten Erdstraßen gut übereinstimmen.

Herr Wolff entwickelt dann charakteristische Größen zur Beurteilung der Tragfähigkeit solcher Straßen. Es ergab sich dabei eine gute Übereinstimmung mit der „Road Note 29“ - der englischen zentralen Forschungsstelle für tropische Straßen.

Die vorliegende Arbeit wird vor allem für den Straßenbau in Entwicklungsländern von Bedeutung sein.

Hanns Simons

Summary

On introducing constant modules of elasticity in the layers into the calculation of this pavement with non-bound subbase (e.g. gravel) - only those are investigated here - tensile stress values occur at the bottom of the subbase which cannot be sustained by such materials as experience shows. The conclusion from this is that the stress-strain behavior of road construction materials can only be described with reservation with constant modules of elasticity. In the following stress-strain relationships, taken from latest literature, of asphalts (temperature-dependent modules of elasticity) and of subbase and subgrade (stress-dependent modules of elasticity) are presented.

As the calculation method used so far in road construction engineering - the multi-layer-theory - allows a variation of the stiffness of the materials only in the depth, the finite-element-method is applied here. The usability of this method is investigated by means of examples for which analytical solutions are at hand; based on this an appropriate FE-grid and a limitation of the axially symmetric continuum is developed for the later non-linear calculations. The non-linear stress-strain behavior is taken into account by the incremental method in the FE-program. The material-specific stress-strain behavior of road construction materials is shown by means of the developed FE-program with simple impressive examples.

Furthermore the differential stress-strain behavior due to the differential stress-strain relationships is presented for a given three-layer pavement. Completely

different stress distributions in the pavement result from this compared with the calculation with constant modules of elasticity.

Furthermore characteristic values for the estimation of the bearing capacity of a pavement are developed, and the sensitiveness of the values to alteration of the system parameters is investigated. Then pavements which are given by a design curve developed empirically (Road Note 29, 31) are compared with the calculation method and the characteristic values developed herein.

It proves that the calculation method and the characteristic values are suitable to make statements on the stresses and strains of pavements.

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

	Schrifttum	
	Benennung	
1.	Einleitung	1
2.	Beanspruchung von Fahrbahnbefestigungen	3
3.	Spannungs-Verzerrungs-Zustand im elastischen Halbraum	7
4.	Beanspruchung eines Elementes im elastischen Halbraum durch ein darüber rollendes Rad	11
4.1	Homogener elastischer Halbraum	11
4.2	Mehrschichtiger elastischer Halbraum	18
5.	Stoffverhalten von Straßenbaumaterialien	19
5.1	Stoffverhalten von Asphalten	19
5.2	Stoffverhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien	31
5.3	Stoffverhalten von bindigem Boden	44
6.	Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Spannungen und Verzerrungen in Fahrbahnaufbauten	51
6.1	Allgemeines	51
6.2	Die Finite-Element-Methode (FEM)	52
6.3	Überprüfen des linearen FE-Programms	54
6.3.1	Allgemeines	54
6.3.2	Linear elastisches FE-Programm	54
6.3.3	Erstes Testbeispiel (homogener Halbraum)	56
6.3.4	Zweites Testbeispiel (zweischichtiger Halbraum)	73
7.	Berücksichtigung nichtlinearen Stoffverhaltens im FE-Programm	82
7.1	Allgemeines	82
7.2	Anwendung des nichtlinearen Stoffgesetzes	82
7.3	Beispiel	86

	Seite	
8.	Einfluß der nichtlinearen Stoffgesetze von Tragschichtmaterialien und Boden auf das Spannungs-Verzerrungs-Verhalten im Fahrbahnaufbau	92
8.1	System	92
8.2	Vergleich homogener - mehrschichtiger Halbraum	95
8.3	Vergleich mehrschichtiger Halbraum mit konstantem und nichtlinearem Stoffverhalten der Tragschicht	98
8.4	Vergleich mehrschichtiger Halbraum mit konstantem und spannungsabhängigem Stoffverhalten des Bodens	113
9.	Charakteristische Größen zur Beurteilung eines Fahrbahnaufbaus	121
9.1	Asphaltschicht	121
9.2	Ungebundene Tragschicht	122
9.2.1	Beanspruchungsgrad	122
9.2.2	Elastische und bleibende Verformung	126
9.2.3	Steifigkeitsverlust der Tragschicht	128
9.3	Boden	136
9.3.1	Vertikale Verformung in der Rotationsachse an der Oberseite des Bodens	136
9.3.2	Beanspruchungsgrad	136
9.4	Gesamtaufbau	137
10.	Sensitivitätsanalyse	138
10.1	Fahrbahnaufbau - System	138
10.2	Belastung	141
10.3	Steifigkeit der Asphaltschicht bzw. Asphalttemperaturen	144
10.4	Asphaltschichtdicke	146
10.5	Steifigkeit der ungebundenen Tragschicht	148
10.6	Tragschichtdicke	151
10.7	Steifigkeit des Bodens	153

		Seite
11.	Überprüfen der charakteristischen Größen	155
11.1	Allgemeines	155
11.2	Steifigkeiten der Schichten	158
11.3	Berechnung	161
11.4	Diskussion der Ergebnisse	165
12.	Zusammenfassung	168

SCHRIFTTUM

- AASHO-Road-Test : Deutsche Übersetzung des Berichtes Nr. 5: Verhalten der Befestigung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bonn (1963), Heft 27
- Affeldt, K. : Zum Einfluß der Aufbauparameter einer Straßenbefestigung und der Last auf die Steifigkeitsausbildung ihrer ungebundenen Schichten. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, 1973
- Alvin, R.G.
Ulery, H.H. : Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space. Highway Research Board Bulletin 342, Washington 1962
- Barksdale, R.D. : Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing. Paper Presented at the 50th Annual Meeting of Committee on Strength and Deformation Characteristics of Pavement Sections, 1971
- Boussinesq : Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement de solides élastiques. Paris, 1885
- Buffler, H. : Der Spannungszustand in einem geschichteten Körper bei axialsymmetrischer Belastung. Ingenieur-Archiv 30 (1961)
- Buseck, H. : Bestimmung von Werkstoff-Kennwerten an bituminösen Straßenbaustoffen. Vorabzug der Dissertation, unveröffentlicht, Köln 1976

- David, M. : Dynamische Dauerbelastungsuntersuchungen an Straßenkonstruktionen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bundesminister für Verkehr Bonn - Bad Godesberg, Heft 219, 1976
- Dehlen, G.L. : The Effect of Non-Linear Material Response on the Behaviour of Pavements Subjected to Traffic Loads. Dissertation University of California, Berkeley 1969
- Dempwolff, K.R. : Bemessung bituminöser Befestigungen. In Handbuch des Straßenbaues, Band 3, Springer Verlag Berlin 1977
- Metelmann, P.
- Duncan, J.M. : Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal ASCE 96 (1970) SMS, S. 1629 ff.
- Chang, C.Y.
- Duncan, J.M. : Finite Element Analysis of Pavements. Proceedings of University of California, Berkeley 1971
- Monismith, C.L.
- Wilson, E.L.
- Eisenmann, J. : Experimentelle Ermittlung der Temperaturverteilung in bituminösen Decken bei Verwendung von Wärmedämmschichten. Straßen- und Tiefbau, 24 Jahrg. (1970) Heft 9
- Leykauf, G.
- Fischer, H. : Das Verhalten bituminös gebundener Baustoffe unter wiederholter Belastung - der Einfluß kumulativer Beanspruchung. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Bau von Landesverkehrswegen der TU München München, unveröffentlicht 1977
- Fröhlich, O.K. : Druckverteilung im Baugrund. Springer, Berlin 1934
- Gassow, V. : Zur Frage des inneren Steifigkeitsaufbaus ungebundener Tragschichten. Mitteilung aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, 1973
- Gerhardt, T. : Zur Bestimmung von Materialkennwerten eingebauter Straßenbaustoffe mit dem Plattendruckversuch bei Berücksichtigung der Eigenschaften ungebundener Haufwerke. Dissertation am Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, Eigenverlag 1976

- Gerlach, A. : Zur Beurteilung der Standfestigkeit von Fahrbahnaufbauten mit Hilfe statisch-elastizitäts-theoretischer Berechnungen. Dissertation am Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, Eigenverlag 1968
- Gragger, F. : Elastizitätstheoretische Untersuchungen des Oberbaues der Sana'a - Taiz Road. Unveröffentlicht
- Henke, K.F.
Keppler, E. : Ermittlung der Zusammendrückbarkeit von Kiessandschichten unter wiederholter Belastung. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 53, 1966
- Hicks, R.C. : Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials. Dissertation, University of California, Berkeley 1970
- Hodjera, B. : Das Verhalten von Böden unter dynamischer Dauerbelastung. Geotechnik 1979/2
- Huang, Y.H. : Stresses and Displacements in Nonlinear Soil Media. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, January 1968
- Hürtgen, H. : Zum viskoelastischen und viskoplastischen Verhalten von Asphalt. Habilitationsschrift TU Hannover 1980
- Jessberger, H.L. : Studie zum Stand- und Zeitfestigkeitsverhalten von ungebundenen Mineralgemischen bei räumlicher Beanspruchung. Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Bochum, Eigenverlag 1978
- Kasianchuk, D.A. : Fatigue Considerations in the Design of Asphalt Concrete Pavements. Dissertation, University of California, Berkeley 1968
- Kezdi, A. : Handbuch der Bodenmechanik, Band I, II Berlin, VEB Verlag, 1969

- Kiekenap, B. : Untersuchung zur Wirtschaftlichkeit von standardisierten Fahrbahnbefestigungen.
Dissertation, TU Hannover 1968
- Klomb, A.J.C. : Die Verformung bituminöser Straßebefestigungen.
Mitteilung des Lehrstuhls für Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau, TU Aachen, Heft 5, 1965
- Kondner, R.L. : Hyperbolic Stress-Strain Response Cohesive Soils.
Journal ASCE 89 (1963)SM 1
- Laumans, Q. : Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens.
Mitteilung Nr. 7 des Baugrundinstituts Stuttgart, Eigenverlag 1977
- Lempe, U. : Physikalische Eigenschaften der Straßenbaustoffe.
Mitteilung des Prüfamtes für Bau von Landesverkehrswegen der TU München, Heft 26, 1980
- Lorenz, H. : Grundbau-Dynamik.
Berlin 1960
- Lücke, H.
Gerlach, A. : Straßenbau IV, Theorie der Tragschichten.
Unveröffentlichtes Vorlesungskolleg, TU Hannover, 1973
- Mais, R. : Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie.
Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bonn 1973, Heft 138
- Miner, M.A. : Cumulative Damage in Fatigue.
Journal of Applied Mechanics.
Vol 12 (1945) No. 3
- Nijboer, L.W. : Betrachtung über die Berechnung von Straßenbelägen mit besonderer Berücksichtigung des bituminösen Unterbaues.
Straße und Verkehr (La Route et la Circulation Routière) 46. Jahrg., 1960, Heft 11

- Road Note 29 : A Guide to the Structural Design of Pavements for New Roads.
Department of the Environment Road Research Laboratory
Her Majesty's Stationary Office,
London 1970
- Schleicher, F. : Zur Theorie des Baugrundes.
Der Bauingenieur, Jahrg. 1926, Band 48
- Schwaderer, W. : Elektron. Methoden der Achswägung und Profilmessung bei Versuchsstrecken. Straßen- und Tiefbau, Jahrg. 19, (1965), Heft 3
- Seed, H.B.
Mitry, F.C.
Monismith, C.L.
Chan, C.K. : Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated Load Tests.
National Cooperative Highway Research Program, Report 35, HRB 1967
- Seed, H.B.
Chan, C.K.
Lee, C.E. : Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements.
International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements.
Proceedings University of Michigan, 1962
- Siebel, P. : Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen in Abhängigkeit von Bauart und Anordnung der Lkw-Reifen.
Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Bonn 1973, Heft 138
- SPDM : Shell Pavement Design Manual.
Deutsche Shell AG, Hamburg 1978
- Vollstedt, H.-W. : Berechnung von rotationssymmetrischen Kavernen bei rheologischem Gebirgsverhalten.
Dissertation TU Braunschweig 1978
- Weinhold, J.
Lücke, W. : Versuchsstraße für Schwerstfahrzeuge bei Munster, Messungen bei Belastungs- und Fahrversuchen.
Forschungsbericht des Bundesministers für Verkehr, Bonn, Heft 29, 1964
- Wester, J.K. : Empirie und Theorie im Asphaltstraßenbau.
Bitumen 1/2, 1962
- Zienkiewicz, O.C. : The Finite Element Method in Structural and Continuous Mechanics.
London, Mc Graw Hill, 1967

Formelzeichen	Benennung	Einheit
σ_r	Radialspannung	kN/m^2
σ_z	Vertikalspannung	kN/m^2
σ_θ	Tangentialspannung	kN/m^2
τ_{rz}	Schubspannung	kN/m^2
σ_1	größte Hauptspannung	kN/m^2
σ_3	kleinste Hauptspannung	kN/m^2
σ_D	Deviatorspannung	kN/m^2
P	Einzellast	kN
p	Kontaktdruck (Ordinate der Topflast)	kN/m^2
T	Temperatur	$^{\circ}\text{C}$
v	Fahrzeuggeschwindigkeit	m/s
a	Radius der Reifenaufstandsfläche	cm
u	Verschiebung in radialer Richtung	mm
w	Verschiebung in vertikaler Richtung	mm
r	Koordinate in radialer Richtung	cm
z	Koordinate in vertikaler Richtung	mm
\bar{p}	Befahrbarkeitsindex	-
ϵ_i	Dehnung in i-Richtung	-
$\gamma_{i,j}$	Verzerrung in der i-j-Ebene	-
LSPZ	Lastspielzahl	-
d_i	Dicke der Schicht i	cm
w	Wassergehalt	%
w_{Pr}	optimaler Wassergehalt	%
γ	Wichte des feuchten Bodens	kN/m^3
γ_d	Trockenwichte	kN/m^3
e	Porenzahl	-
φ'	Reibungswinkel	$^{\circ}$
c'	Kohäsion	kN/m^2
"c"	"Strukturwiderstand"	kN/m^2
\emptyset	Korndurchmesser	mm
I_p	Plastizitätszahl	%
w_L	Fließgrenze	%
ρ_{Pr}	Einfache Proctordichte	t/m^3

Formelzeichen	Benennung	Einheit
K_0	Ruhedruckbeiwert	-
E	Elastizitätsmodul	kN/m^2
μ	Querkontraktionszahl	-
E_{DYN}	Dynamischer E-Modul	kN/m^2
E_i	Dynamischer E-Modul der Schicht i ungebundene Tragschicht $E_i = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}}$	kN/m^2 $(\text{kN/m}^2)^{(1-K_{22})}$
K_{11}	Koeffizient	-
K_{22}	Exponent	-
E_j	Dynamischer E-Modul des bindigen Untergrundes (bilineares Stoffgesetz)	-
	$E_j = K_2 + K_3 [K_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)]$, $K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3)$	kN/m^2
	$E_j = K_2 + K_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - K_1]$, $K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3)$	kN/m^2
K_1		kN/m^2
K_2		kN/m^2
K_3		-
K_4		-

1. Einleitung

Bituminöse Fahrbahnbefestigungen in Entwicklungsländern haben - abgesehen von der fehlenden Frostschuttschicht - einen wesentlich schwächeren Aufbau als deutsche Straßen bei jeweils vergleichbarem Verkehrsaufkommen.

Durch die Entwicklung der Mehrschichtentheorie und deren Anwendung in Großrechenanlagen war es möglich, Spannungen und Verformungen in mehrschichtigen Kontinua mit schichtweise konstanten E-Moduln und Querkontraktionszahlen zu berechnen.

Bei Berechnungen bituminöser Fahrbahnbefestigungen mit ungebundenen Tragschichten - nur diese werden hier betrachtet -, die nach der Road Note 29 (1970) bemessen sind, müssen die ungebundenen Tragschichten an ihrer Unterseite horizontale Zugspannungen von ca. 200 kN/m^2 aufnehmen.

Solche Zugspannungen können ungebundene rollige Tragschichten nicht aufnehmen.

Anscheinend ist das Verformungsverhalten ungebundener Tragschichten nicht mit konstanten E-Moduln zu beschreiben.

Weiterhin ist ungeklärt, wieweit bei dynamischer Belastung eines Straßenkörperelementes durch ein darüber rollendes Rad das Verformungsverhalten der Materialien aus statischen Versuchen (z. B. Plattendruckversuch) ermittelt werden kann.

Unter Voraussetzung eines spannungsabhängigen E-Moduls muß die Steifigkeit nicht nur in der Tiefe sondern auch in der Waagerechten entsprechend den auftretenden Spannungen variiert werden.

Ist es möglich, Kriterien zu entwickeln, die eine Aussage über die Befahrbarkeit eines Straßenkörpers bei vorgegebener Belastung und Lastspielzahl gestatten?

Diesen Fragen bzw. Feststellungen soll in der vorliegenden Arbeit nachgegangen werden.

2. Beanspruchung von Fahrbahnbefestigungen

2.1 Allgemeines

Der AASHO-Road-Test von 1958 bis 1960 zeigt, daß die zu wählende Dicke der Fahrbahnkonstruktion von der Anzahl der Übergänge und der Achslast abhängig ist (Bild 1) (AASHO-Road-Test, Report 5, 1963).

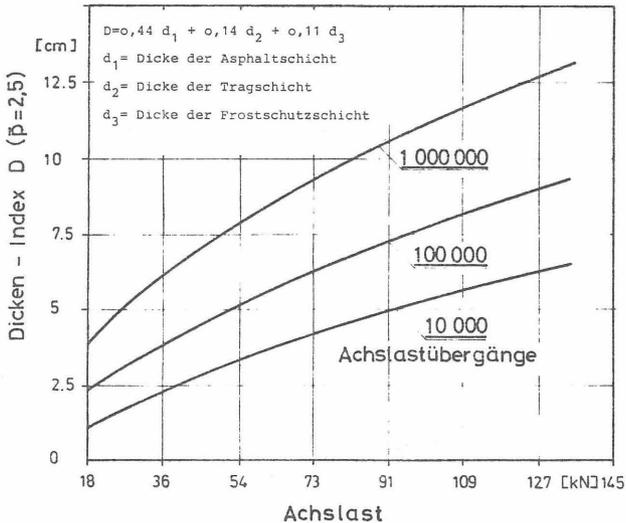


Bild 1 Beziehung zwischen zu wählender Fahrbahndicke, Achslast und Anzahl der Übergänge (AASHO-Road-Test, Report 5, 1963)

Mit steigender Anzahl der Übergänge und steigender Achslast muß der Fahrbahnaufbau verstärkt werden (Dickensindex), um die gleiche Befahrbarkeitsabnahme zu erhalten (Bild 1).

Die Befahrbarkeit wird mit einem Befahrbarkeitsindex \bar{p} erfaßt, der bei dem AASHO-Road-Test durch subjektive Beurteilung eines Fachgremiums und durch ständige Messung des Quer- und Längsprofils sowie der oberflächlich erkennbaren Risse und Flickstellen der Straße festgelegt wurde.

Man erhielt dardurch die zeitliche Verschlechterung des Straßenzustandes. Eine sehr gute, ebene, neu errichtete Fahrbahn hat einen Befahrbarkeitsindex von maximal $\bar{p} = 5,0$, während eine extrem schlechte, vom normalen Verkehr nicht mehr befahrbare Straße einen Befahrbarkeitsindex von $\bar{p} = 0$ hat.

Für übergeordnete Straßen sollte die Bemessung mit $\bar{p} = 2,5$ erfolgen.

2.2 Bemessungsverkehr

Um eine Straße zu bemessen, muß die maximal zulässige Achslast festgelegt werden. Diese beträgt in Deutschland 100 kN (10 t).

Zur Umrechnung eines gemischten Verkehrs in Standardachsübergänge (die Standardachse in Deutschland hat 100 kN, während sie in den USA, England und auch in großen Teilen der dritten Welt 82 kN beträgt) bedient man sich der Äquivalenzfaktoren.

Diese Äquivalenzfaktoren aus den AASHO-Road-Tests geben an, wieviel Übergänge einer Standardachse den Übergängen einer anderen Achslast bezüglich der Befahrbarkeitsabnahme äquivalent sind. Es läßt sich somit aus einem vorhandenen gemischten Verkehr der Bemessungsverkehr ermitteln.

Die meist zahlenmäßig geringen schweren Achslasten haben einen starken Einfluß auf den Bemessungsverkehr (Bild 2).

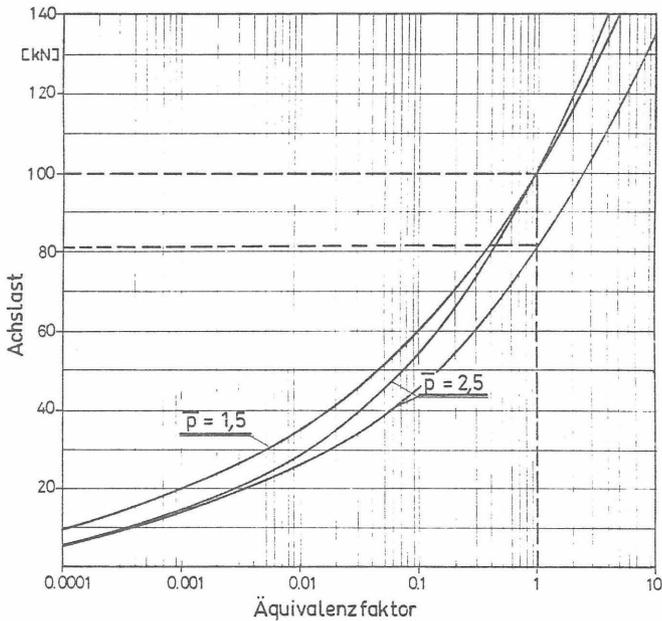


Bild 2 Äquivalenzfaktoren bezogen auf die 100 kN-Achse (82 kN-Achse Road Note 29, 1970) für einen Befahrbarkeitsindex von $\bar{p} = 2,5$ bzw. $\bar{p} = 1,5$ (Mais, 1973)

2.3 Bemessungskontaktdruck

Gemäß der Standardachse von 100 kN (82 kN) ergibt sich eine Radlast von 50 kN (41 kN).

Diese Radlast erzeugt einen Kontaktdruck auf den Straßenkörper, wobei die Form und Ausbreitung der Kontaktdruckfläche und die Größe des Kontaktdruckes außer von der Radlast von der Reifenbauart und dem Reifennendruck abhängig sind (Siebel, 1973).

Nach Klomb (1965) und Siebel (1973) kann man im Rahmen der Bemessungsgenauigkeit von Fahrbahnbefestigungen den Kontaktdruck als Topflast mit einem Radius $a = 15$ cm angeben.

Die Topflastordinate p bestimmt sich, indem man die Radlast durch die Ersatzkontaktfläche ($F = \pi \cdot a^2$) dividiert.

Im folgenden wird von einer Topflast mit $p = \frac{100 \cdot 0,5}{0,15^2 \cdot \pi} = 707,4 \text{ kN/m}^2$ gemäß der deutschen Standardachse von 100 kN bzw. $p = \frac{82 \cdot 0,5}{0,15^2 \cdot \pi} = 580 \text{ kN/m}^2$ gemäß der Standardachse in den USA ausgegangen.

3. Spannungs-Verzerrungs-Zustand im elastischen Halbraum

Bei der Belastung eines Halbraumes durch eine Topflast entstehen Kraft- und Weggrößen rotationssymmetrisch zur Rotationsachse (Bild 3).

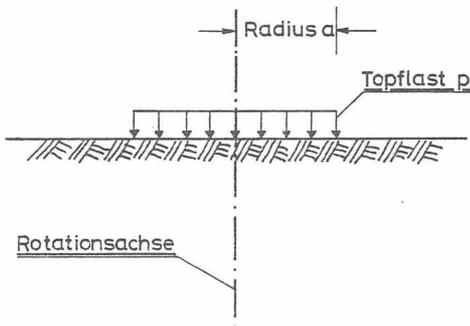


Bild 3 Halbraum mit Topflast

Es treten dann im axialsymmetrischen Fall folgende Spannungen bzw. Verzerrungen an einem Element im Halbraum auf (Bild 4).

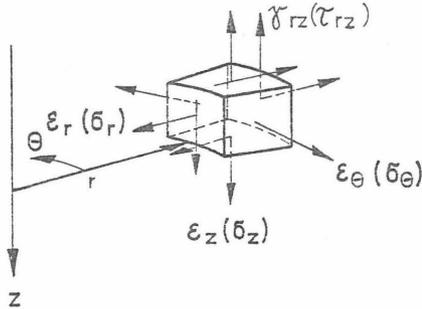


Bild 4 Verzerrungen und Spannungen im axialsymmetrischen Fall

Da Belastung und System rotationssymmetrisch sind, werden in den Meridianebenen als Symmetrieebenen (r - θ , θ - z) keine Schubspannungen übertragen, d.h. die Verzerrungen $\gamma_{r\theta}$, $\gamma_{\theta z}$ bzw. die Schubspannungen $\tau_{r\theta}$, $\tau_{\theta z}$ sind Null.

Die Dehnungen in Richtung θ sind linear abhängig von den Verschiebungen u in r -Richtung ($\epsilon_{\theta} = \frac{u}{r}$). Es treten statt drei (ϵ_r , ϵ_z , γ_{rz}) beim ebenen Fall vier (ϵ_r , ϵ_z , ϵ_{θ} , γ_{rz}) Verzerrungsgrößen auf, wobei sich nach der Elastizitätstheorie zwischen Spannungen und Verzerrungen folgende Beziehungen ergeben:

$$E \cdot \epsilon_r = \sigma_r - \mu(\sigma_z + \sigma_{\theta}) \quad (\text{Gl. 1})$$

$$E \cdot \epsilon_z = \sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_{\theta}) \quad (\text{Gl. 2})$$

$$E \cdot \epsilon_{\theta} = \sigma_{\theta} - \mu(\sigma_r + \sigma_z) \quad (\text{Gl. 3})$$

$$E \cdot \gamma_{rz} = 2 \cdot (1 + \mu) \tau_{rz} \quad (\text{Gl. 4})$$

Für den homogenen elastischen isotropen Halbraum ergeben sich die Spannungen bzw. Verformungen infolge einer lotrechten Einzellast nach Boussinesq (1885) zu:

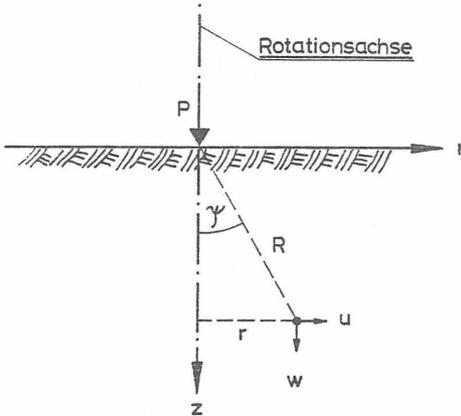


Bild 5 Bezeichnung für die folgenden Gleichungen
(5 bis 10)

$$w = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot E} \cdot \frac{\nu+1}{\nu} \cdot \frac{1}{R} \left[\cos^2 \psi + \frac{2(\nu-1)}{\nu} \right] \quad (\text{Gl. 5})$$

$$u = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot E} \cdot \frac{\nu+1}{\nu} \cdot \frac{1}{R} \left[\sin \psi \cdot \cos \psi - \frac{\nu-2}{\nu} \cdot \frac{\sin \psi}{1+\cos \psi} \right] \quad (\text{Gl. 6})$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \left[3 \cdot \sin \psi \cdot \cos \psi - \frac{\nu-2}{\nu} \cdot \frac{1}{1+\cos \psi} \right] \quad (\text{Gl. 7})$$

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \cos^3 \psi \quad (\text{Gl. 8})$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \frac{\nu-2}{\nu} \left[\frac{1}{1+\cos \psi} - \cos \psi \right] \quad (\text{Gl. 9})$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \sin \psi \cdot \cos^2 \psi \quad (\text{Gl. 10})$$

$$\nu = 1/\mu$$

Die Gleichungen (gültig nur für $R \neq 0$) ergeben für den rotationssymmetrischen Spannungszustand:

- Alle Spannungen sind unabhängig vom E-Modul.
- Die Spannungen σ_z und τ_{rz} sind unabhängig von der Querdehnungszahl μ .
- Für die Lastachse bzw. Symmetrieachse werden τ_{rz} zu Null und damit σ_z und σ_r zu Hauptspannungen, wobei $\sigma_r = \sigma_\theta$ ist.

Zur Berechnung der Spannungen und Verzerrungen infolge einer Topflast zerlegt man die Flächenlast in unendlich kleine Einzellasten und summiert die dadurch entstehenden Spannungen bzw. Verzerrungen an den jeweiligen Stellen auf. Bei der geschlossenen mathematischen Lösung (Integration) stößt man auf Schwierigkeiten, so daß nur für spezielle Punkte eine geschlossene Formel angegeben werden kann (Schleicher, 1926):

$$\sigma_z(z, r=0) = P \left[1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right] \quad (\text{Gl. 11})$$

$$w(z=r=0) = 2 \cdot \frac{P \cdot a}{E} \cdot \frac{\nu^2 - 1}{\nu^2} \quad (\text{Gl. 12})$$

Man kann jedoch durch numerische Integration für jeden beliebigen Punkt die Spannungen und Verzerrungen durch eine Topflast berechnen (Ahlvin, 1962).

4. Beanspruchung eines Elementes im elastischen Halbraum durch ein darüber rollendes Rad

4.1 Homogener elastischer Halbraum

Wenn die Geschwindigkeit eines rollenden Rades zunimmt, ergeben sich infolge Trägheitskräften und viskoelastischer Eigenschaften der Straßenbaustoffe geringere Durchbiegungen.

Messungen bei dem AASHO-Road-Test (1963) haben ergeben, daß die elastische Durchbiegung beim Erhöhen der Fahrzeuggeschwindigkeit von 3,2 km/h auf 56,3 km/h sich um ca. 38 % reduziert.

Bei der Berechnung der Spannungen in einer Fahrbahnkonstruktion müßten die entsprechenden Materialkennwerte im Labor unter gleichen dynamischen Beanspruchungen untersucht werden, wie sie in einem im Fahrbahnaufbau befindlichen Element infolge eines darüber rollenden Rades entstehen.

Die Spannungsverläufe in einem Element im elastischen Halbraum in einer bestimmten Tiefe, entstehend durch ein darüber rollendes Rad, ergeben sich aus den Einflußlinien, die identisch sind mit den Spannungsverläufen aus einer Topflast in einer bestimmten Tiefenlage in Abhängigkeit vom Radius.

Um einen Eindruck der Spannungsverläufe im homogenen elastischen isotropen Halbraum - belastet durch ein darüber rollendes Rad, $p = 707,4 \text{ kN/m}^2$ (50 kN-Rad), $a = 15 \text{ cm}$, $\mu = 0,5$ - zu bekommen, sind in Abhängigkeit von der Radstellung die Einflußlinien, gleich bedeutend mit den Spannungen durch eine ruhende Topflast in Abhängigkeit vom Radius, für verschiedene Tiefenlagen dargestellt, wobei zur Auftragung der Werte die Tabelle von Ahlvin (1962) benutzt wurde (Bild 6, 7).

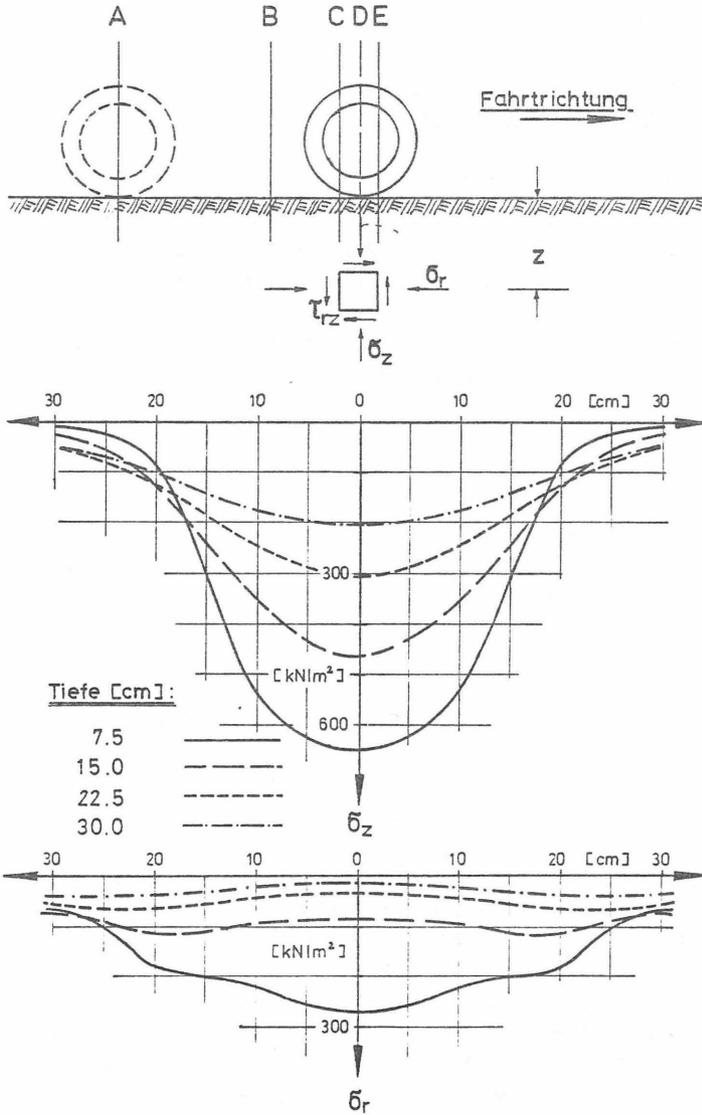


Bild 6 Einflußlinien der Vertikalspannungen σ_z und der Radialspannung σ_r im homogenen isotropen Halbraum in verschiedenen Tiefenlagen ($p = 707,4 \text{ kN/m}^2$, $a = 15 \text{ cm}$, $\mu = 0,5$)

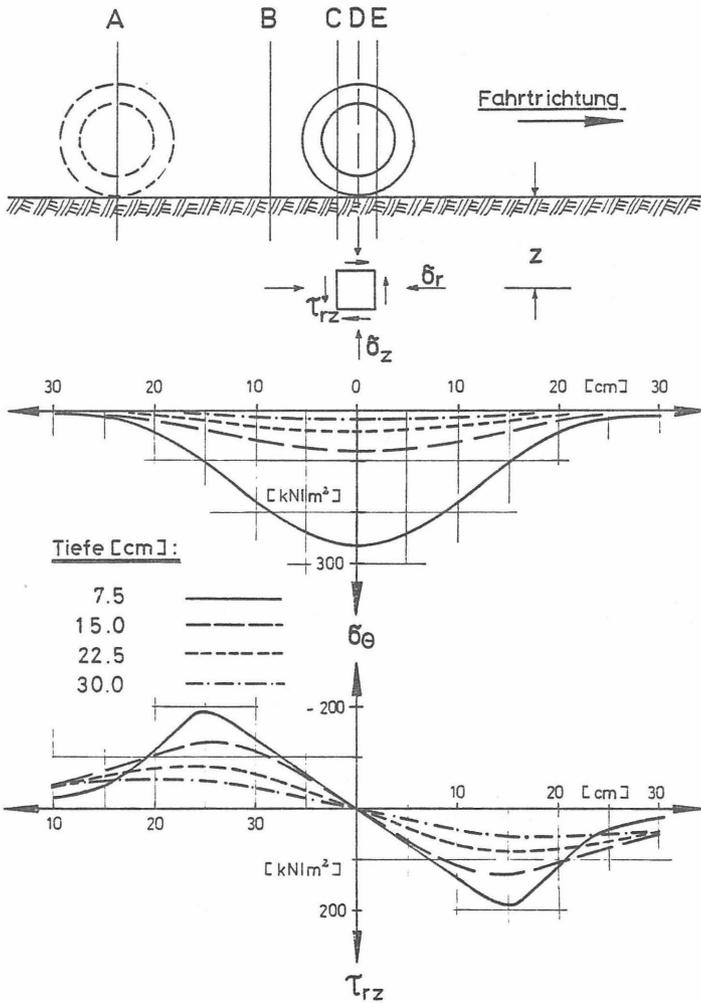


Bild 7 Einflußlinien der Tangentialspannungen σ_θ und der Schubspannungen τ_{rz} im homogenen isotropen Halbraum in verschiedenen Tiefenlagen ($p = 707,4 \text{ kN/m}^2$, $a = 15 \text{ cm}$, $\mu = 0,5$)

Die Vertikal-, Radial- und Tangentialspannungen sind achsensymmetrisch, d.h. die Spannungen in einem Element nehmen beim Herannahen des Rades zu und beim Entfernen des Rades ab.

Bei den Schubspannungen findet ein Vorzeichenwechsel statt, der dann erfolgt, wenn sich das Rad über dem betrachteten Element befindet; d.h. es findet eine Verdrehung der Hauptspannungsachsen entsprechend der Radstellung statt (Bild 8).

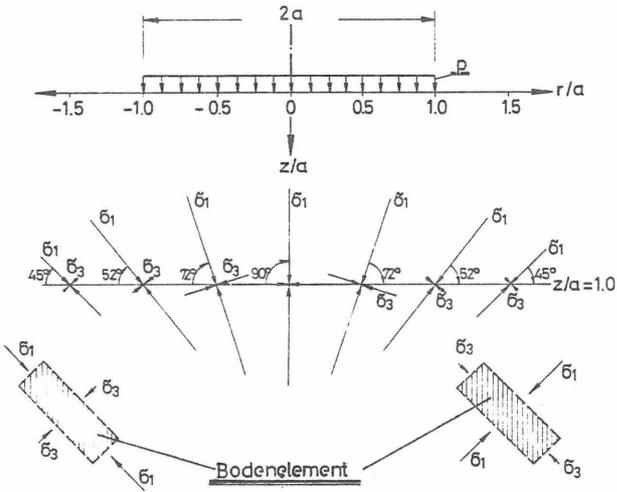


Bild 8 Drehung der Hauptspannungsachsen an einem Element infolge verschiedener Radstellung

Mit Hilfe der Mohrschen Spannungskreise stellt sich die Situation wie folgt dar (Bild 9).

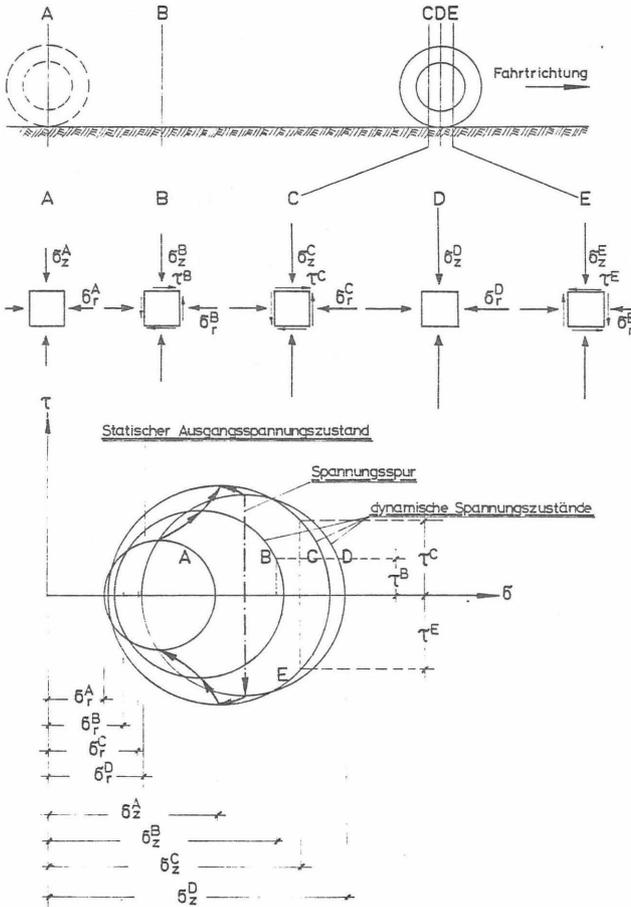


Bild 9 Spannungsänderung an einem Element durch Überfahrt eines Rades (Jessberger, 1978)
Prinzipiskizze

Diese Spannungsspur (Bild 9) ist zur realistischen Bestimmung des Spannungs-Verformungsverhaltens im dynamischen Triaxialgerät nachzufahren, wobei der Schubwechsel durch Hauptspannungsumkehr zu realisieren ist (Jessberger, 1978).

Außer der Spannungsspur sind bei den Versuchen die realistische Impulsdauer und Impulsform von Interesse.

Um diese zu ermitteln, werden die Einflußlinien der Spannungen für eine gewählte Tiefenlage z in Abhängigkeit von der Zeit bei vorgegebener Fahrgeschwindigkeit aufgetragen (Geschwindigkeit = Weg/Zeit \rightarrow Zeit = Weg/Geschwindigkeit, wobei der Weg der horizontale Abstand r zwischen Rad und betrachtetem Element ist).

Bei den durchgeführten dynamischen Triaxialversuchen (Seed u. a., 1967, Hicks, 1970) beschränkte man sich, die axiale Spannung (maximale Hauptspannung σ_1) impulsförmig aufzugeben, während der Seitendruck (σ_3) konstant gehalten wurde (Schwellastversuch).

Beispielhaft sind für den homogenen isotropen Halbraum die Impulsform und Impulsdauer der maximalen Hauptspannung für zwei Fahrgeschwindigkeiten und zwei Tiefenlagen des betrachteten Elementes in Bild 10 aufgetragen.

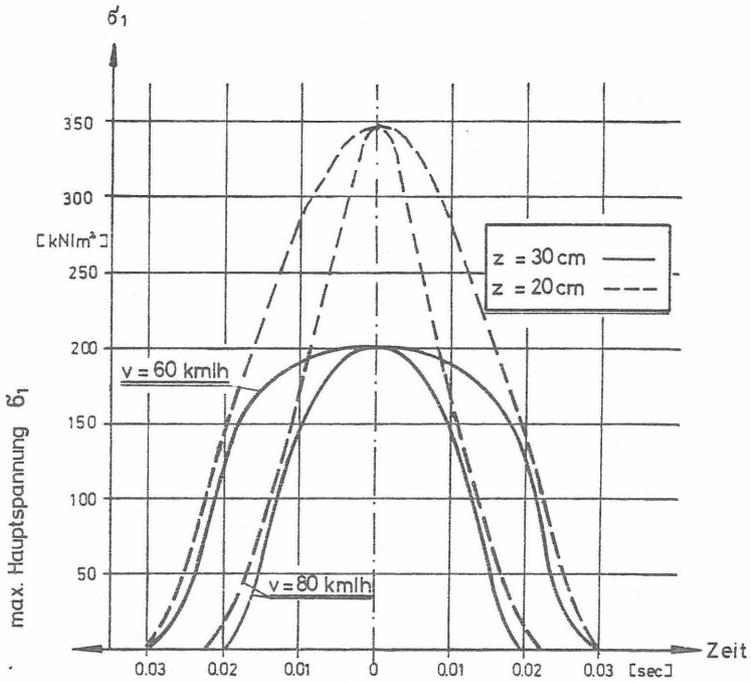


Bild 10 Impulse der maximalen Hauptspannung σ_1 in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit und der Tiefe des betrachteten Elementes (Toplast $p = 707,4 \text{ kN/m}^2$, $a = 15 \text{ cm}$, homogener isotroper Halbraum)

Entsprechend einer vorzugebenden Bemessungsgeschwindigkeit erhält man Form und Dauer des Impulses, wobei man bei versuchsmäßigem Nachfahren die Impulsform je nach Genauigkeit in ein flächengleiches Rechteck, Dreieck oder eine Sinusfunktion umlagert.

4.2 Mehrschichtiger elastischer Halbraum

Barksdale (1971) hat rechnerisch mit der FE-Methode mit linear elastischem Stoffgesetz über die damit ermittelten Einflußlinien der maximalen Hauptspannungen die Impulsdauer für verschiedene Tiefen und verschiedene Fahrge-
schwindigkeiten für einen Straßenaufbau (12,5 cm Asphalt, 15 cm ungebundene Tragschicht, 30 cm Frostschutzschicht und als Untergrund schluffiger Ton) ermittelt (Bild 11).

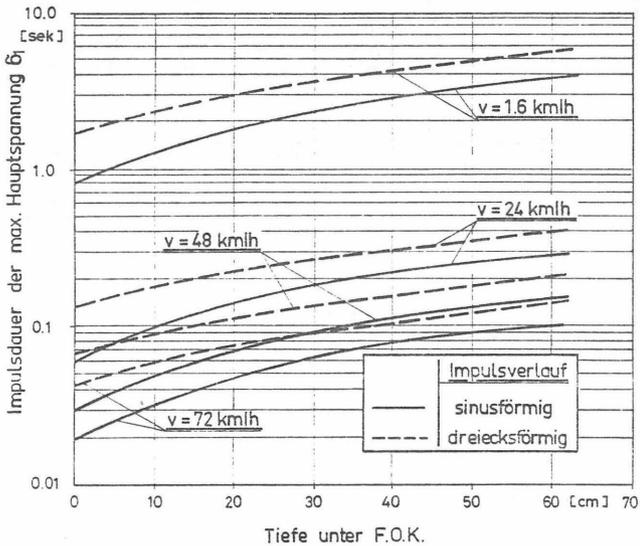


Bild 11 Impulsdauer der maximalen Hauptspannung σ_1 in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit und der Tiefe (Barksdale, 1971)

5. Stoffverhalten von Straßenbaumaterialien

5.1 Stoffverhalten von Asphalten

5.1.1 Allgemeines

Auf das Stoffverhalten von Asphalten wird im folgenden eingegangen, da die auftretenden Spannungen in den ungebundenen Schichten und im Boden abhängig sind von dem Steifigkeitsverhältnis Asphalt-schicht - Tragschicht - Boden.

Das Verhältnis kann - entsprechend den Asphalttemperaturen bzw. den Tragschichtmaterialien - zwischen 1 und 100 liegen.

Inwieweit die Spannungen von diesem Verhältnis abhängig sind, zeigen die Bilder 12 und 13.

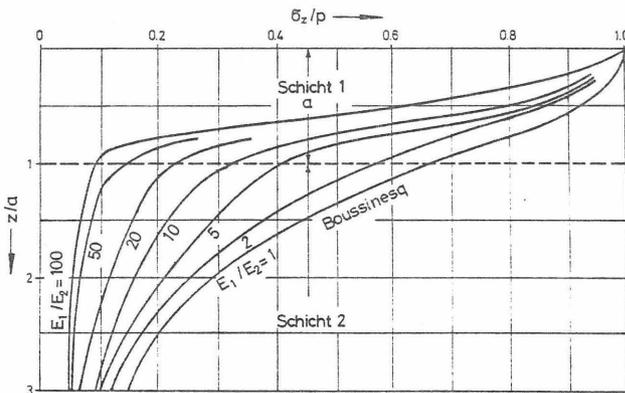


Bild 12 Normierte Vertikalspannung in der Rotationsachse als Funktion der Tiefe in Bezug auf den Lastradius a (z/a) für ein Zweischichtensystem mit $\mu = 0,5$ (Kezdi, 1969) (Asphaltschichtdicke = Lastradius a)

σ_r/p	E_1/E_2
- 0.037	100
- 0.086	20
- 0.105	10
- 0.123	2
- 0.116	1

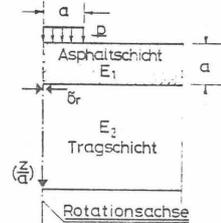


Bild 13 Normierte Radialspannung in der Rotationsachse an der Oberseite der 2. Schicht in Abhängigkeit von E_1/E_2 für ein Zweischichtensystem mit $\mu = 0,5$ (Kezdi, 1969)
(Asphaltschichtdicke = Lastradius a)

So ist die Vertikalspannung in Rotationsachse an Tragschichtoberkante bei $E_1/E_2 = 1$ 65% von p , während sie bei $E_1/E_2 = 100$ nur noch 9% von p beträgt.

Die Radialspannungen in der Rotationsachse an Tragschichtoberkante betragen bei $E_1/E_2 = 1$ 11,6% von p und bei $E_1/E_2 = 100$ 3,7% von p .

5.1.2 Rheologische Eigenschaften

Bituminös gebundene Materialien weisen ein visko-elastisches Verhalten auf, d.h., daß die Reaktion des Materials auf die Einleitung einer Kraft zeitabhängig ist.

Die Verknüpfung von Verzerrungen und Spannungen lautet in diesem Fall:

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} \quad \text{bzw.} \quad G(t) = \frac{\tau(t)}{\gamma(t)} \quad (\text{Gl. 13})$$

Bei den elastischen Stoffen sind die Spannungen zeitgleich mit den daraus resultierenden Verformungen, während bei den visko-elastischen Stoffen die Verformungen den Spannungen um den Phasenwinkel ϕ nacheilen.

Der daraus resultierende Modul ist ein komplexer (dynamischer) Modul, dessen Realteil der elastischen und dessen Imaginärteil der viskosen Komponente entspricht.

Zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens bituminöser Straßenbefestigungen bedient man sich des komplexen Moduls, der in dynamischen Zug-, Druck-, Schub- und Biegeversuchen (5 bis 120 Hz, sinusförmige Wechselbeanspruchung) ermittelt wird.

Die Steifigkeit bituminöser Schichten nimmt zu mit steigender Kantigkeit des Mineralstoffgemisches, steigender Belastungsfrequenz und - innerhalb bestimmter Grenzen - mit steigender Lagerungsdichte.

Die Steifigkeit bituminöser Schichten nimmt ab mit steigender Temperatur und - damit zusammenhängend - mit steigender Bitumenpenetration.

Buseck (1976) bestimmte an verschiedenen bituminösen Straßenbaustoffen deren Werkstoffkennwerte, wobei er Temperatur, Belastungsfrequenz und Versuchsart (Zug-, Schub-, Torsion- und Biegeversuche) variierte.

Die Ergebnisse seiner Arbeit bestätigen quantitativ die schon erwähnten Einflüsse auf die Steifigkeit bituminöser Schichten.

Betrachtet man die Ungenauigkeit bei der Annahme der jeweiligen Bemessungstemperaturen der Asphalt-schicht in situ, die Möglichkeit, entsprechend auftretende Belastungsfrequenzen in Temperaturen umzurechnen (Temperatur-Frequenz-Äquivalenz, Hürtgen (1980)) und den Einfluß, verschiedene Versuchsdurchführungen zu eliminieren (Buseck, 1976) scheint es gerechtfertigt, nur den Einfluß der Temperatur auf die Steifigkeiten der bituminösen Materialien zu berücksichtigen.

In den weiteren Berechnungen wird von der von Hürtgen (1980) und Buseck (1976) ermittelten Temperaturabhängigkeit der Steifigkeit von bituminösen Materialien ausgegangen (Bild 14).

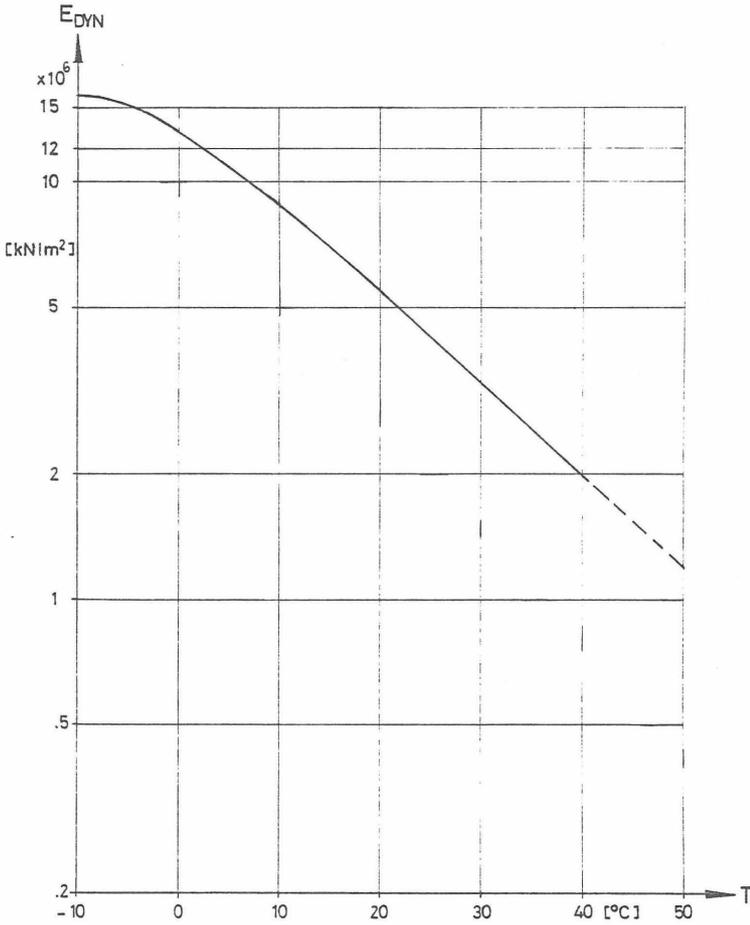


Bild 14 Abhängigkeit von E_{DYN} von der Temperatur
nach Hürtgen (1980) und Buseck (1976)

5.1.3 Temperaturverteilung in Fahrbahnaufbauten

Auf Grund der starken Temperaturabhängigkeit des dynamischen E-Moduls bituminöser Materialien erscheint es notwendig, einige typische Temperaturverteilungen in Fahrbahnaufbauten aufzuzeigen (Bild 15, 16 und 17).

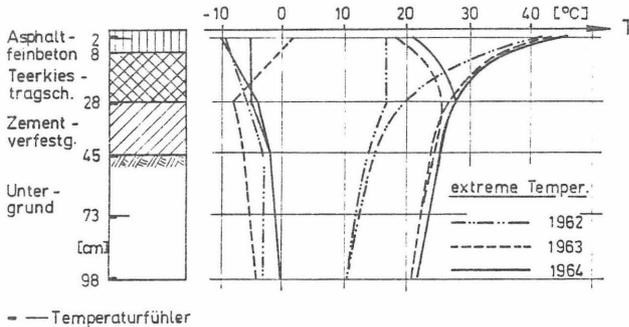


Bild 15 Extreme Temperaturverteilungen in einem Fahrbahnaufbau in Norddeutschland (Weinold und Lücke, 1964)

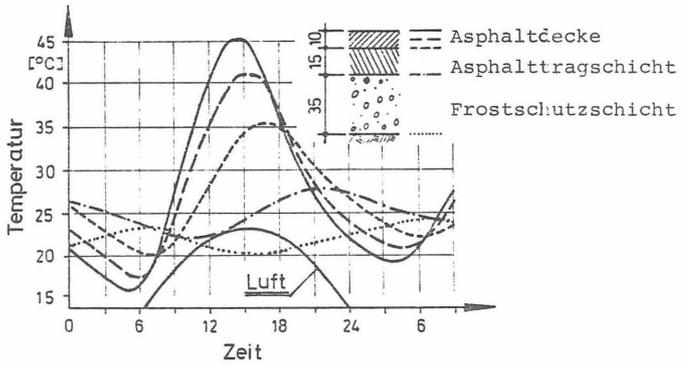


Bild 16 Temperaturganglinien an einem sehr sonnigen Sommertag (31.7.1968) für einen Fahrbahnaufbau in Bayern (Eisenmann, Leykauf, 1970)

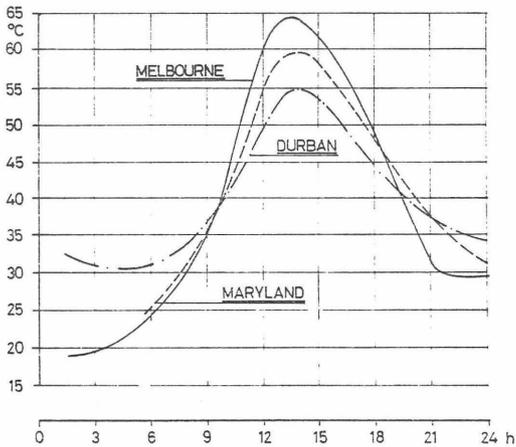


Bild 17 Temperaturganglinie an der Fahrbahnoberkante am heißesten Tag des Jahres an verschiedenen Orten (Kasianchuk, 1968)

Neueste Messungen in Deutschland ergeben minimale Asphalt-
oberflächentemperaturen von -10°C und maximale von
 $+65^{\circ}\text{C}$.

Aus Bild 15 und 16 läßt sich entnehmen, daß bei hohen
Asphalttemperaturen auf den ersten 10 cm ein Tempera-
turgradient von ca. 1°C pro 1 cm Tiefe auftritt.

Dies wird bei den späteren Berechnungen berücksichtigt.

5.1.4 Zeitfestigkeit bituminös gebundener Materialien

Bei häufiger Wiederholung einer Beanspruchung tritt der
Bruch eines Materials bereits bei kleineren Spannungen
ein (Zeitfestigkeit), als durch eine einmalige Belastung
(statische Festigkeit) (Bild 18).

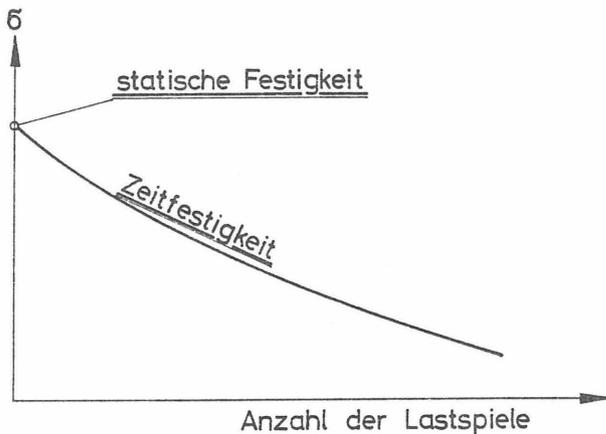


Bild 18 Zeitfestigkeitskurve

Die Zeitfestigkeit, die in dynamischen Versuchen ermittelt wird, ist abhängig von der Belastungsart und dem erzeugten Spannungszustand.

Die Belastungen werden impulsförmig mit einer gewissen Frequenz aufgegeben, wobei die Impulse rechteck- (Bild 19), dreieck- oder sinusförmigen Verlauf haben können.

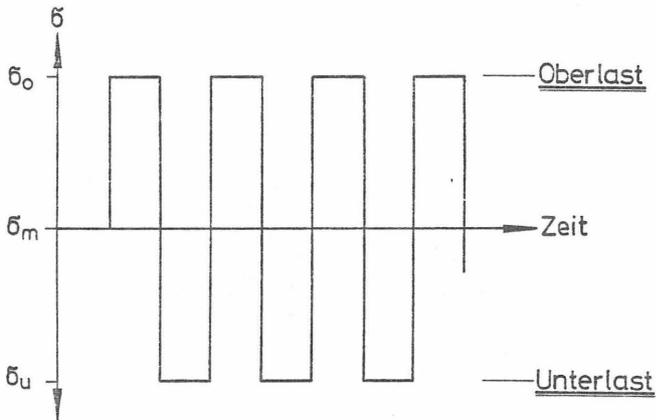


Bild 19 Belastungsimpulse

Man spricht von Schwellbelastungen, wenn σ_u und σ_o gleiches, und von Wechselbelastungen, wenn σ_u und σ_o ungleiches Vorzeichen besitzen.

Bei Asphalten mit Temperaturen über 20°C treten keine Brüche mehr auf. Das bituminöse

Material wird bei Temperaturen über $+20^{\circ}\text{C}$ mit zunehmender Lastspielzahl lediglich „weicher“, d.h. sein dynamischer E-Modul reduziert sich. Die Zeitfestigkeit wird dann als diejenige Anzahl von Lastwechseln definiert, bei der der E-Modul auf 50% seines Anfangswertes abgesunken ist.

Nijboer (1960) stellte folgende Zeitbiegezugfestigkeiten (Ermüdungsdehnungen) fest (Bild 20).

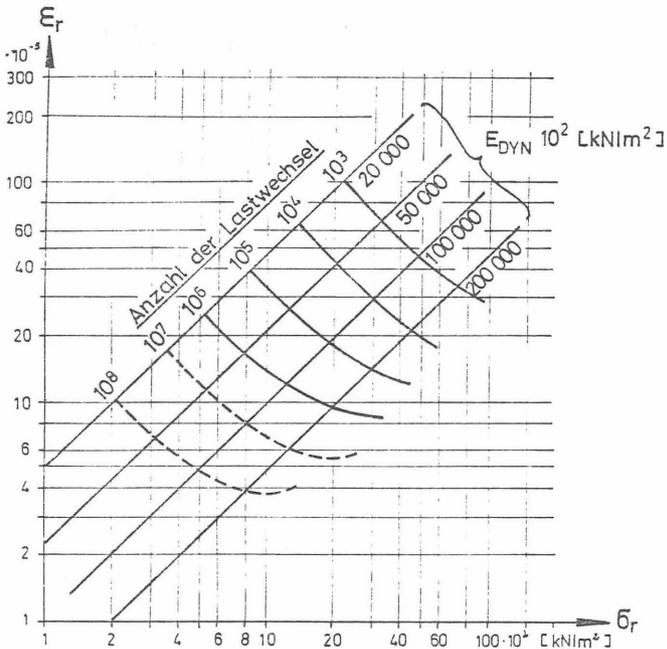
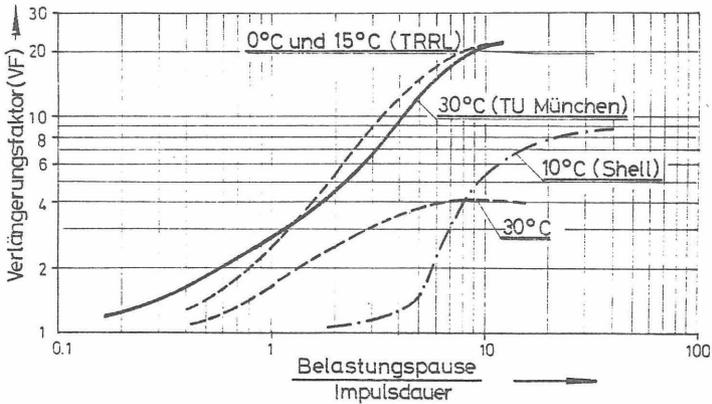


Bild 20 Zusammenhang zwischen Radialspannungen, Radialdehnung und dynamischem Elastizitätsmodul einerseits und der Lastspielzahl (50 Hz Wechselbelastung) für bituminöse Materialien mit 5% Hohlräumen andererseits (Nijboer, 1960)

Zeitfestigkeitsversuche von Lempe (1980) an bituminösen Materialien ergaben, daß die von Nijboer (1960) ermittelten zu ertragenden Lastspiele bei vorgegebener Biegezugspannung bzw. Dehnung (Bild 20) mit einem Verlängerungsfaktor (VF) zu multiplizieren sind, wenn zwischen den Lastspielen Belastungspausen liegen (Bild 21).



$$\text{Verlängerungsfaktor} = \frac{\text{zul. LS mit Pause}}{\text{zul. LS ohne Pause}}$$

Bild 21 Verlängerungsfaktoren (VF) für die zu ertragenden Lastspiele (Bild 20) in Abhängigkeit von dem Quotienten aus Belastungspause zu Impulsdauer (Lempe, 1980)

So ergibt sich bei einer Fahrgeschwindigkeit von 50 km/h (14 m/sec) z.B. folgender Verlängerungsfaktor:

Nach Bild 11 ist die Impulsdauer in 10 cm Tiefe unter Fahrbahnoberkante bei 50 km/h 0,05 Sekunden.

Nimmt man weiterhin einen Abstand der Einheitsachsen von 20 m an, so ergibt sich die Belastungspause zu $20 \text{ m} / 14 \text{ m/sec} = 1,5 \text{ Sekunden}$ und somit der Quotient $\text{Belastungspause} / \text{Impulsdauer} = 1,5 / 0,05 = 30$.

Legt man die Kurve des TRRL (Bild 21) zu Grunde, ergibt sich ein Verlängerungsfaktor von ca. 20.

5.2 Stoffverhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien

5.2.1 Allgemeines

Belastet man eine Sandprobe im Triaxialgerät erstmalig, wobei man bei konstantem Seitendruck σ_3 die Axialspannung σ_1 steigert, ergibt sich ein nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten.

Führt man Versuche mit verschiedenem Seitendruck σ_3 aus, ergibt sich für jeden Versuch eine andere Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Bild 22).

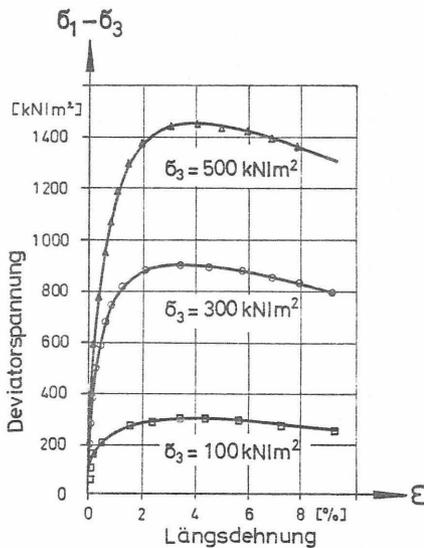


Bild 22 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen einer Sandprobe bei Erstbelastung bei verschiedenen Seitendrücken σ_3 (Kondner, 1963, und Duncan, Chang, 1970)

Diese Beziehungen gelten nur bei Erstbelastungen.

Bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen entsteht im Spannungs-Dehnungs-Diagramm eine schmale Hysteresis, die durch eine Gerade ersetzt werden kann (Bild 23).

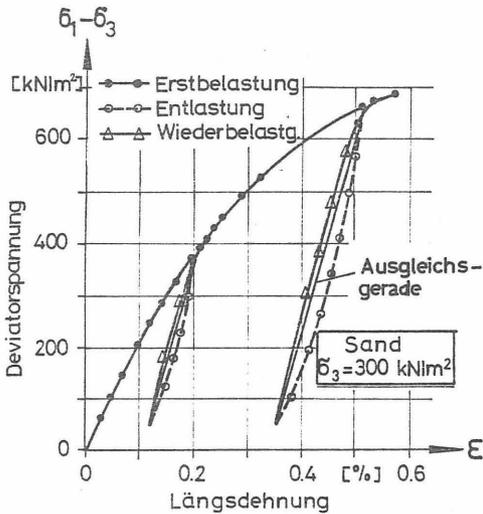


Bild 23 Spannungs-Dehnungs-Beziehung einer Sandprobe bei Erstbelastung und Ent- und Wiederbelastung (Kondner, 1963, und Duncan, Chang, 1970)

Die Steigung der Ausgleichsgeraden (entspricht dem E-Modul für die Ent- und Wiederbelastung) ist bei konstantem Seiten-
druck σ_3 unabhängig von der Deviatorspannung ($\sigma_1 - \sigma_3$)
und wesentlich größer als die der Erstbelastungskurve.

Wird der Versuch mit höheren Seitendrücken σ_3 gefahren, wird die Steigung der Geraden größer und umgekehrt.

Die beste Korrelation bezüglich der Meßwerte ergab für den Ent- bzw. Wiederbelastungsmodul folgende Funktion (Kondner, 1963):

$$E_{UR} = K_{UR} \cdot (\sigma_3)^n \quad (\text{Gl. 14})$$

$E_{UR} \hat{=}$ Ent- bzw. Wiederbelastungsmodul $[\text{kN/m}^2]$

$K_{UR} \hat{=}$ bodenspezifischer Wert $10.000 < K_{UR} < 27.000$
 $[(\text{kN/m}^2)^{(1-n)}]$

$n \hat{=}$ Exponent $0,5 < n < 0,6$ [-]

In den USA wurde vor 15 Jahren damit begonnen, das nichtlineare Spannungs-Verformungsverhalten von Straßenbaustoffen mit dynamischen Triaxialversuchen (Axialspannung σ_1 wird impulsförmig als Schwelllast bei jeweils konstantem Seitendruck σ_3 aufgegeben) zu erforschen.

Studien an Sand- und Kiesproben (Seed u.a., 1967) im dynamischen Triaxialgerät zeigten, wie auch Kondner (1963) schon bei statischen Triaxialversuchen herausfand, daß der dynamische Elastizitätsmodul (Ent- und Wiederbelastungsmodul) mit wachsendem Seitendruck steigt, während er nahezu unabhängig von der Deviatorspannung ist.

Die in diesen Versuchen ermittelten Verformungen sind elastische Verformungen, d.h. sie treten unmittelbar nach Aufbringen der Last auf, während sie bei bituminösen Materialien zeitverschoben auftreten (visko-elastisch).

Dies gilt, wenn die vorhandene Deviatorspannung σ_D kleiner ist als die Bruchdeviatorspannung $\sigma_{D, BRUCH}$.

$$E_{DYN} = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}} \quad (\text{Gl. 15})$$

$E_{DYN} \hat{=}$ dynamischer Elastizitätsmodul $[\text{kN/m}^2]$

$K_{11} \hat{=}$ materialabhängige Konstante $10.000 < K_{11} < 40.000$
 $[(\text{kN/m}^2)^{(1-K_{22})}]$

$K_{22} \hat{=}$ Exponent $0,49 < K_{22} < 0,64$ $[-]$

Die Doppelindizierung wurde vom Verfasser vorgenommen, da bei der in der Literatur angegebenen einfachen Indizierung leicht eine Verwechslung mit den Werten K_1 bis K_4 des bilinearen Stoffgesetzes für den Untergrund (Duncan, 1968, s. Kap. 5.3) auftreten kann.

5.2.2 Versuchsergebnisse

Hicks (1970) führte an ungebundenen Tragschichtmaterialien zahlreiche dynamische Triaxialversuche durch, um die verschiedensten Einflüsse auf die Stoffparameter K_{11} und K_{22} aufzuzeigen.

Die Versuche wurden an Proben mit einer Höhe von 20 cm und einem Durchmesser von 10 cm gefahren, wobei die Axialspannungen σ_1 - bei konstantem Seitendruck σ_3 - als rechteckförmige Impulse pneumatisch aufgegeben wurden.

Dynamische Triaxialversuche mit größeren Probendurchmessern, impulsförmiges Aufbringen auch des Seitendruckes sowie die Berücksichtigung der Schubumkehr kommen dem Spannungsverlauf in einem Fahrbahnaufbau näher (Jessberger, 1978). Diese Versuche sind Gegenstand der aktuellen Forschung, so daß in dieser Arbeit die Ergebnisse von Hicks (1970) übernommen werden.

Die Korngrößenverteilungen der untersuchten Materialien sind in Bild 24 aufgetragen.

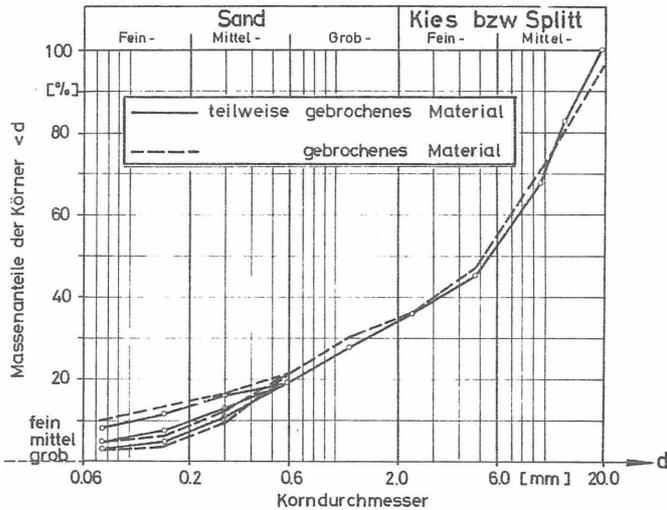


Bild 24 Körnungslinien der untersuchten Tragschichtmaterialien (Hicks, 1970)

Während der dynamische E-Modul - wie schon erwähnt - nur in geringem Maße von dem Hauptspannungsverhältnis abhängig ist (Bild 25), ist eine starke Abhängigkeit von dem Seitendruck σ_3 zu beobachten (Bild 26).

Es erscheint sinnvoll, den dynamischen E-Modul nur in Abhängigkeit von der σ_3 -Spannung zu ermitteln, und die geringe Abhängigkeit von dem Hauptspannungsverhältnis zu vernachlässigen.

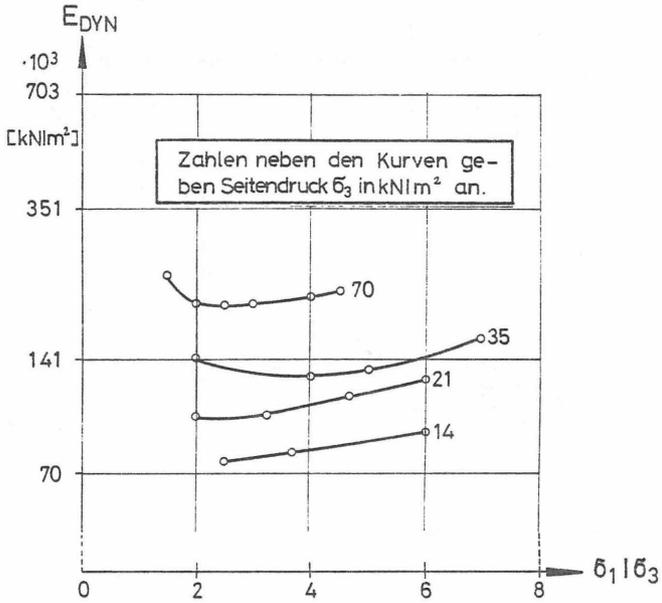


Bild 25 E_{DYN} in Abhängigkeit von dem Hauptspannungsverhältnis (Hicks, 1970)

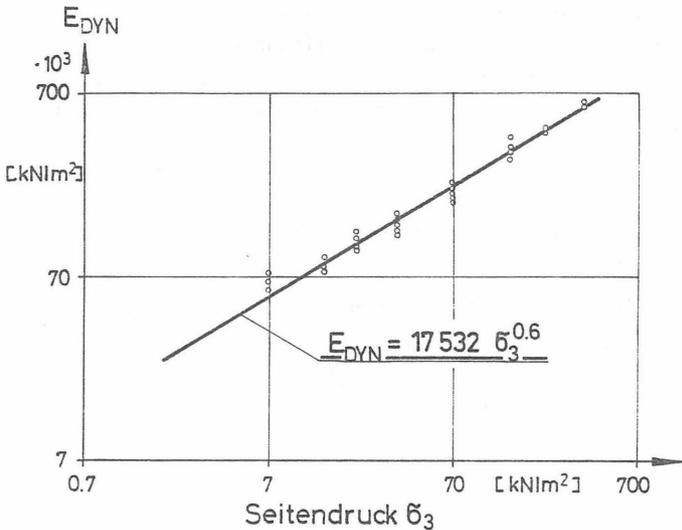


Bild 26 E_{DYN} in Abhängigkeit von dem Seitendruck σ_3 (Hicks, 1970)

Um die anfangs auftretenden plastischen Verformungen bei den Triaxialversuchen auszuschließen (dies geschieht im Straßenbau durch die abschließenden Walzübergänge bzw. beim Verdichten der darüber liegenden Schicht), ist zunächst eine Anzahl von Lastimpulsen notwendig.

Hicks (1970) fand heraus, daß 100 Impulse ausreichen, wählte aber pro Versuch zur Bestimmung des dynamischen E-Moduls 1.000 Impulse (bei weiteren Lastspielen bleibt der E-Modul nahezu konstant).

Die Impulsdauer der Axialspannung σ_1 wurde mit 0,1, 0,15 und 0,25 Sekunden variiert und ergab bei vorgewählter Belastungspause von 3 Sekunden keine Veränderung des elastischen Verhaltens der Proben, so daß alle weiteren Versuche mit 0,1 Sekunden Impulsdauer und 3 Sekunden Belastungspause gefahren wurden.

Die Untersuchungen von Hicks (1970) ergaben (Bild 27):

1. E_{DYN} steigt mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte I_D .
2. E_{DYN} steigt mit abnehmendem Sättigungsgrad S_r .
3. Der Einfluß des Feinanteils ($\phi < 0,074$ mm) und der Einfluß der Kornform lassen keine Tendenzen auf den dynamischen E-Modul erkennen.

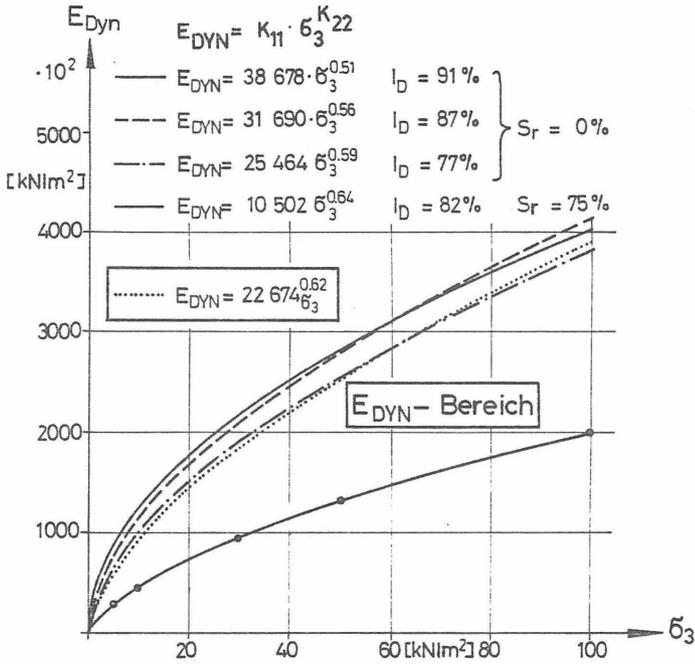


Bild 27 E_{DYN} -Bereich in Abhängigkeit von dem Seitendruck σ_3 für die von Hicks (1970) untersuchten Tragschichtmaterialien (teilweise gebrochenes, gebrochenes Material)

5.2.3 Querkontraktionszahl

Die Angabe der Querkontraktionszahl μ ist neben dem E-Modul notwendig, um in einem Kontinuum die Beziehung zwischen Spannungen und Verzerrungen angeben zu können.

Für den rotationssymmetrischen Spannungszustand im Triaxialgerät ergibt sich μ , indem man Gl. 1 dividiert durch Gl. 2 (mit $\sigma_r = \sigma_\theta$):

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_z} = \frac{\sigma_r - \mu(\sigma_z + \sigma_r)}{\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_r)} \quad (\text{Gl. 16})$$

Daraus folgt

$$\mu = \frac{\sigma_r - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_z} \cdot \sigma_z}{\sigma_z + \sigma_r \left(1 - 2 \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_z}\right)} \quad (\text{Gl. 17})$$

Hieraus ergibt sich die bekannte Formel für den einaxialen Spannungszustand ($\sigma_r = 0$):

$$\mu = - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_z} \quad (\text{Gl. 18})$$

und für den Versuch mit verhinderter Seitendehnung (Ödometerversuch, $\varepsilon_r = 0$):

$$\mu = \frac{\sigma_r}{\sigma_z + \sigma_r} \quad (\text{Gl. 19})$$

Wertet man die Versuchsergebnisse von Hicks (1970) mit der Gl. 17 aus, ergeben sich durchschnittliche Werte für die betrachteten Tragschichtmaterialien von $\mu = 0,4$. Lücke und Gerlach (1973) und Lorenz (1960) kommen zu ähnlichen Ergebnissen.

Anschließend wurde das Material mit derselben Lagerungsdichte in das Triaxialgerät eingebaut und mit einer sinusförmigen Axialschwellbelastung σ_1 (0,5 bis 2 Lastwechsel pro Sekunde mit jeweils konstantem Seitendruck σ_3) dynamisch beansprucht, wobei die Oberlast (σ_1) in Prozent der Bruchlast - ermittelt aus dem Versuch mit der statischen Belastung ($\sigma_{1,B}$) - gewählt wurde.

Die Versuche wurden bei 25%, 50% und 75% von $\sigma_{1,B}$ durchgeführt, wobei jeweils 10^6 Lastspiele aufgebracht wurden (Bild 29).

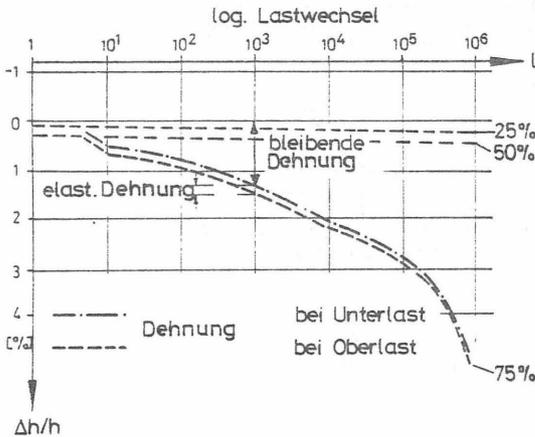


Bild 29 Triaxialer Druckversuch mit wiederholter schwellender Belastung an sandigem Fein- bis Mittelkies ($\rho_{Pr} = 100\%$)
Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei 25%, 50% und 75% von $\sigma_{1,B}$ (Henke, Keppler, 1966)

Die Differenz der Dehnungen zwischen Ober- und Unterlastkurve gibt die elastische Dehnung an, während die Differenz zwischen Unterlastkurve und O-Achse die bleibende Dehnung angibt.

Aus dem Bild 29 lassen sich folgende Abhängigkeiten erkennen:

- Bei Beanspruchungen mit weniger als 50% der statischen Bruchlast treten nur geringe bleibende Dehnungen auf.
- Bei Beanspruchungen mit mehr als 50% der statischen Bruchlast nehmen die bleibenden Dehnungen mit zunehmender Lastspielzahl überproportional zu.

Das Verzerrungsverhalten ungebundener Mineralstoffgemische in Abhängigkeit von der Lastspielzahl und dem Spannungszustand ist Gegenstand der aktuellen Forschung (Jessberger, 1978), so daß zur Zeit keine näheren Angaben über weitere Einflußgrößen auf die Zeitfestigkeit ungebundener Materialien gemacht werden können.

5.3 Stoffverhalten von bindigem Boden

5.3.1 Allgemeines

Alle Studien über das Verformungsverhalten von bindigen Böden haben gezeigt, daß ihr dynamischer E-Modul mit steigender Deviatorspannung kleiner wird, und nur in einem geringen Maße vom Seitendruck σ_3 beeinflusst wird.

Seed, Chan und Lee (1962) haben den Untergrund (schluffiger Ton) der AASHO-Roads im dynamischen Triaxialgerät untersucht, wobei die Impulsdauer 0,25 Sekunden und die Belastungspause 3 Sekunden betrug (Bild 30).

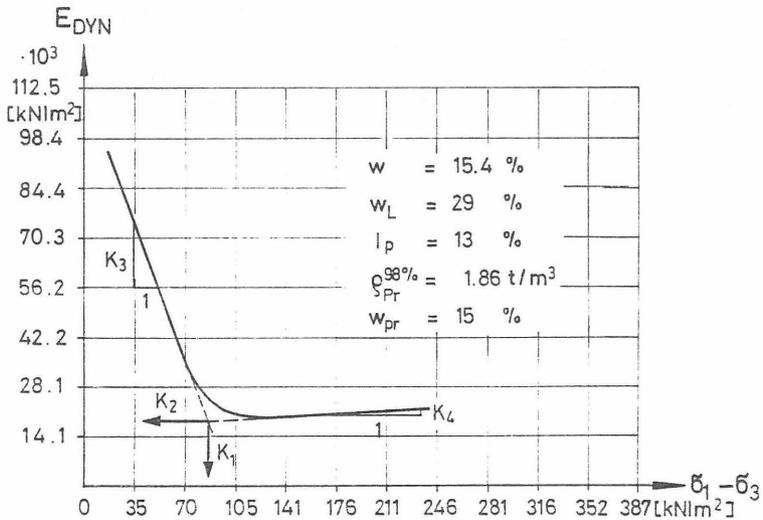


Bild 30 E_{DYN} in Abhängigkeit von der Deviatorspannung für schluffigen Ton, AASHO-Road-Untergrund (Seed u.a., 1962)

Die in den Versuchen gefahrenen Spannungen bewegen sich im Bereich von 5 bis 80 % der Deviatorbruchspannung ($\sigma_{D, BRUCH} = 440 \text{ kN/m}^2$ bei $\sigma_3 = 25 \text{ kN/m}^2$).

Der dynamische E-Modul fällt bei Steigerung der Deviatorspannung von 20 auf 85 kN/m^2 auf $1/5$ des Ausgangswertes und steigt ab 85 kN/m^2 wieder leicht an (Bild 30).

Dieses Stoffverhalten wird von Duncan (1968) mit einem bilinearen Ansatz beschrieben:

$$E_{DYN} = K_2 + K_3 [K_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)] , K_1 > (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Gl. 20})$$

$$E_{DYN} = K_2 + K_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - K_1] , K_1 < (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Gl. 21})$$

Die Parameter K_1 , K_2 , K_3 und K_4 sind bodenspezifische Kenngrößen.

5.3.2 Einflußgrößen auf das bilineare Stoffverhalten

Die Verdichtungsmethode beeinflusst das Verformungsverhalten von bindigen Böden wesentlich, solange der Wassergehalt höher ist als der optimale Wassergehalt, wobei man zwischen statischer Verdichtung (Glattmantelwalze) und Verdichten durch Kneten (Schafffußwalze) unterscheidet.

Schluffige Tone sind diesbezüglich am empfindlichsten, während bei fetten oder sandigen Tonen der Einfluß geringer ist (Kezdi, 1969).

Seed u.a. (1962) untersuchten diesen Einfluß am schluffigen Ton (AASHO-Road-Untergrund) im dynamischen Triaxialgerät (Bild 31).

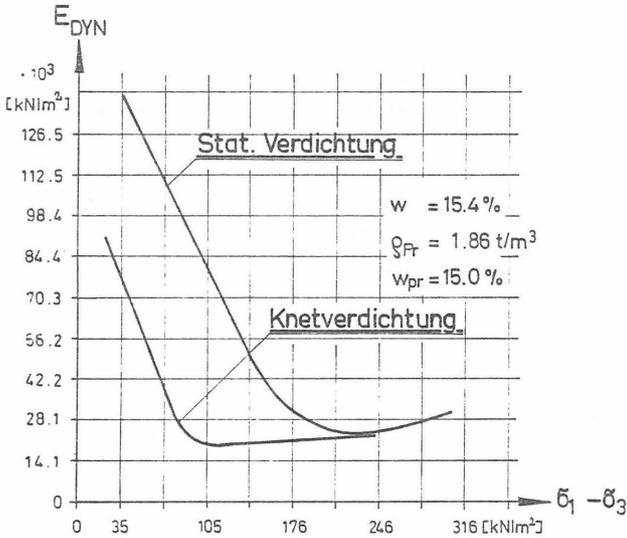


Bild 31 E_{DYN} in Abhängigkeit von der Deviatorspannung und der Verdichtungsmethode, AASHO-Road-Untergrund (Seed u.a., 1962)

Dies gilt natürlich nur für eine bestimmte Proctordichte. Für andere Proctordichten ergeben sich niedrigere bzw. höhere Wassergehalte, bei denen die mit Knetverdichtung verdichteten Proben sprunghaft „weicher“ werden (Bild 32).

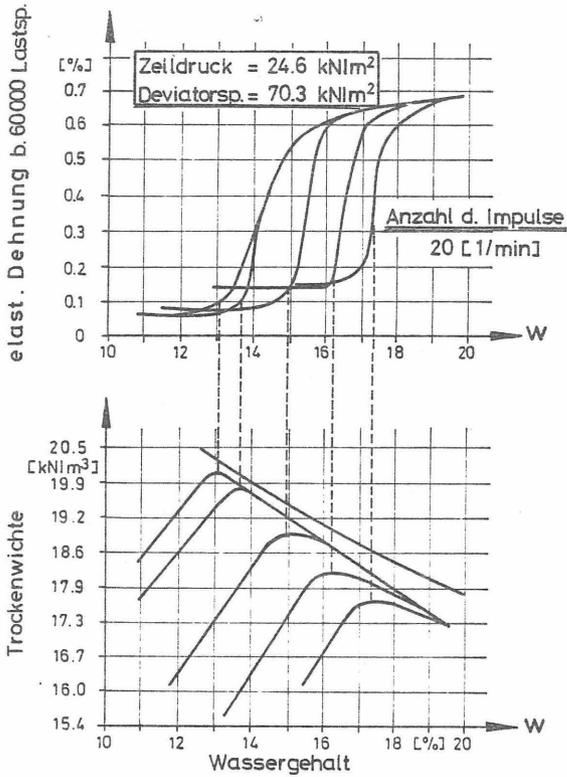


Bild 32 Beziehung zwischen Trockenwichte, Wassergehalt und dynamisch elastischen Axialdehnungen - AASHO-Road-Untergrund - Knetverdichtung (Seed u.a., 1962)

Unabhängig von der Verdichtungsmethode werden verdichtete bindige Proben - bei nachträglichem Erhöhen des Wassergehaltes - weicher, d.h. der in dynamischen Versuchen bestimmte E-Modul wird geringer bzw. die Dehnungen unter dynamischer Beanspruchung werden größer (Bild 33).

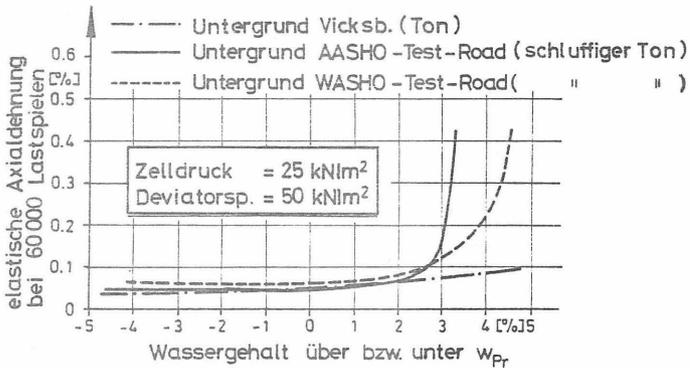


Bild 33 Elastische Dehnungen in Abhängigkeit des nach dem Verdichten erhöhten bzw. reduzierten Wassergehaltes (Seed u.a., 1962)

Auch hier reagieren die schluffigen Tone am empfindlichsten.

5.3.3 Querkontraktionszahl

Lorenz (1960) gibt für bindige Böden im fertigen Untergrund eine Querkontraktionszahl von $\mu = 0,4$ bis $0,5$ an.

Duncan (1965) und Seed u.a. (1962) kommen zu ähnlichen Ergebnissen.

5.3.4 Bleibende Dehnungen mit zunehmender Lastspielzahl

Seed u.a. (1962) untersuchten mit der in Kap. 5.3.1 beschriebenen Versuchseinrichtung (dynamisches Triaxialgerät) an Proben des AASHO-Road-Untergrundes die bleibenden Dehnungen mit zunehmender Lastspielzahl (Bild 34).

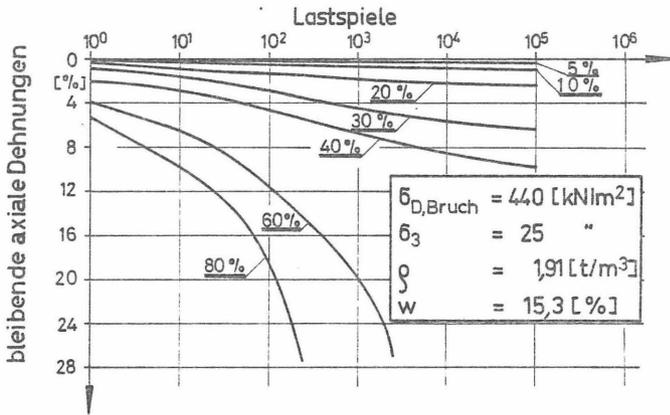


Bild 34 Bleibende axiale Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastspielzahl und der Deviatorspannung - angegeben in Prozent der statischen Deviatorbruchspannung - AASHO-Road-Untergrund (Seed u.a., 1962)

Auch hier - wie bei den ungebundenen Tragschichtmaterialien - zeigt sich deutlich eine progressive Zunahme der bleibenden Verformungen bei Deviatorspannungen, die höher sind als 50 % der statischen Deviatorbruchspannung.

Ähnliche Versuche an anderen bindigen Böden sind Gegenstand der aktuellen Forschung in Deutschland (Jessberger, 1978, und Hodjera, 1979).

6. Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Spannungen und Verzerrungen in Fahrbahnaufbauten

6.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der Spannungen und Verzerrungen im mehrschichtigen Halbraum mit schichtweise konstanten E-Moduln und Querkontraktionszahlen bietet sich zunächst die Mehrschichtentheorie an.

Buffler (1961) entwickelte für einen n-lagigen Halbraum eine theoretische Lösung, die von Gerlach (1968) weitergeführt und programmtechnisch aufgearbeitet wurde.

Huang (1968) und Gerhardt (1976) berücksichtigten durch Modifikation dieses Programms das nichtlineare Verhalten ungebundener Schichten ($E = f(\sigma_3)$), indem sie außer der Aufteilung der Fahrbahnkonstruktionen in die vorgegebenen Schichten, die einzelnen Schichten nochmals in weitere dünne Lagen aufteilten, um so auf iterativem Wege das spannungsabhängige Verzerrungsverhalten ungebundener Schichten in Abhängigkeit von der Tiefe berücksichtigen zu können.

Die Berücksichtigung des spannungsabhängigen Verzerrungsverhaltens ist nur dann möglich, wenn man die Steifigkeit außer in der Tiefe auch in radialer (horizontaler) Richtung - entsprechend den auftretenden Spannungen - ändern kann.

Dies ist mit der Mehrschichtentheorie nicht möglich. Mit der Finite-Element-Methode läßt sich dies jedoch realisieren, da die Steifigkeit jedes Elementes - entsprechend den auftretenden Spannungen - variiert werden kann.

6.2 Die Finite-Element-Methode (FEM)

Im Rahmen dieser Arbeit wird nicht auf die mathematische Herleitung der Methode eingegangen (s. hierzu Zienkiewicz, 1971), sondern nur auf die mechanische Interpretation.

Ein begrenzter Raum wird in eine gewisse Anzahl von Elementen aufgeteilt. Die einzelnen Elemente, deren Schnittflächen aus beliebigen Dreiecken oder Vierecken bestehen, sind an den gemeinsamen Eckpunkten, den Knotenpunkten, miteinander verbunden. Die Verschiebungen dieser Knotenpunkte sind - ebenso wie in der Stabstatik - die gesuchten Unbekannten. Durch Wahl einer Funktion, die die Verschiebungsverteilung innerhalb eines Elements in Abhängigkeit von den unbekanntem Knotenpunktverschiebungen festlegt, läßt sich auch die Spannungsverteilung mit Hilfe der Stoffbeziehung in Abhängigkeit von diesen Knotenpunktverschiebungen angeben. Als Funktionen für die Verschiebungsverteilung innerhalb eines Elements können lineare, bilineare, quadratische oder Ansätze höherer Ordnung gewählt werden. Die Dehnung innerhalb eines Elements ergibt sich aus der partiellen Differentiation dieses Verschiebungsansatzes. Die Spannungen innerhalb eines Elements lassen sich dann mit Hilfe der Elastizitätsmatrix in Abhängigkeit von den unbekanntem Knotenpunktverschiebungen darstellen.

Um die gesuchten Knotenpunktverschiebungen nun zu bestimmen, wird den Knotenpunkten zunächst eine virtuelle Verschiebung vorgegeben. Dann werden äußere und innere Arbeit gleichgesetzt, die von den Kräften während dieser Verschiebung an einem Element geleistet werden.

Mit der Bedingung, daß die innere Arbeit ein Minimum ergibt, läßt sich durch Integration über das Volumen des

Elements die Steifigkeitsmatrix ermitteln, die mit Hilfe der Stoffbeziehung eine Verknüpfung zwischen den Knotenpunktverschiebungen und den durch die virtuellen Verschiebungen hervorgerufenen Knotenpunktkräften eines Einzelements herstellt.

Durch Lösung dieses Gleichungssystems mit einem Eliminationsverfahren nach Cholesky ergeben sich die gesuchten Knotenpunktverschiebungen, an denen sich dann die Spannungen bzw. Dehnungen innerhalb eines Elements bestimmen lassen.

6.3 Überprüfen des linearen FE-Programms

6.3.1 Allgemeines

Zunächst soll an Hand von Beispielen, für die analytische Lösungen vorliegen, die Genauigkeit der Methode bzw. des Programmes überprüft werden. Um gleich die problemspezifischen Besonderheiten bzw. Schwierigkeiten zu erkennen, wird als Beispiel der homogene (geschichtete), isotrope, linear elastische Halbraum - belastet mit einer Topflast - untersucht.

6.3.2 Linear elastisches FE-Programm

Mit dem verwendeten FE-Programm ROTA 1 (Vollstedt, 1977) können Spannungen und Verzerrungen im linear elastischen, rotationssymmetrischen, isotropen Kontinuum berechnet werden. Bild 35 zeigt den Rechenablauf des FE-Programms in Form eines Flußdiagramms.

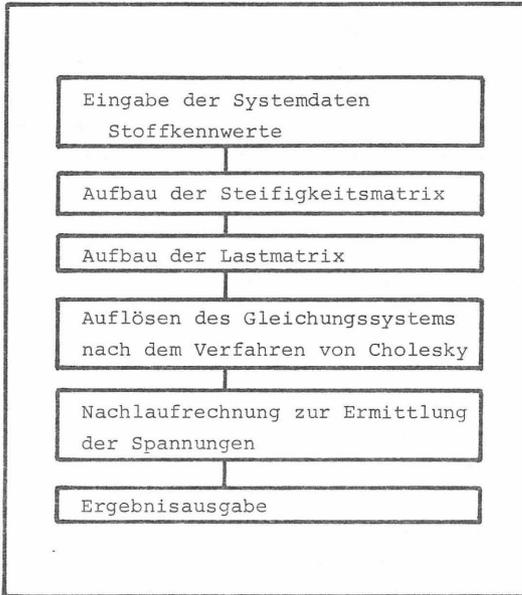


Bild 35 Flußdiagramm des linear elastischen FE-Programms

Das Programm ist in der Programmiersprache Algol 60 geschrieben und wurde an der Rechenanlage ICL 1906 S der Technischen Universität Braunschweig getestet.

Zur FE-Berechnung ist eine Vielzahl von Daten zur Beschreibung des Systems erforderlich:

Für jeden Knoten sind die Koordinaten erforderlich, die Lage jedes Elements im System muß durch Angabe von den drei dazugehörigen Knotennummern beschrieben werden (Inzidenztafel), die Stoffkennwerte müssen für jedes Element eingegeben und die Knotenlasten und Randbedingungen angegeben werden. Es wurde daher ein Algorithmus zur Generierung von FE-Netzen in das Programm eingebaut, um Arbeit zu sparen und Fehlermöglichkeiten bei der Eingabe zu vermeiden.

Folgende Werte werden ausgegeben:

Knotenverschiebung aller Knoten in r-z-Richtung

Spannungen für jedes Element im Schwerpunkt desselben:

σ_r : Radialspannung

σ_z : Vertikalspannung

σ_θ : Tangentialspannung

τ_{rz} : Schubspannung

σ_1 : größte Hauptspannung

σ_3 : kleinste Hauptspannung

α : Verdrehung der größten Hauptspannung von der Vertikalen in Grad.

6.3.3 Erstes Testbeispiel (homogener Halbraum)

6.3.3.1 Allgemeines

Im ersten Testbeispiel soll der homogene isotrope linear elastische Halbraum, belastet mit einer Topflast von $p = 707,4 \text{ kN/m}^2$ (Radlast 50 kN) bei einem Lastradius $a = 15 \text{ cm}$, betrachtet werden.

Hierzu ist zunächst die Begrenzung des Halbraums notwendig, da bei der FE-Methode keine unendlichen Kontinua betrachtet werden können.

In diesem Beispiel wird der Halbraum durch einen Vollzylinder simuliert, dessen Außenwand horizontal und dessen Boden vertikal gehalten ist (Bild 36).

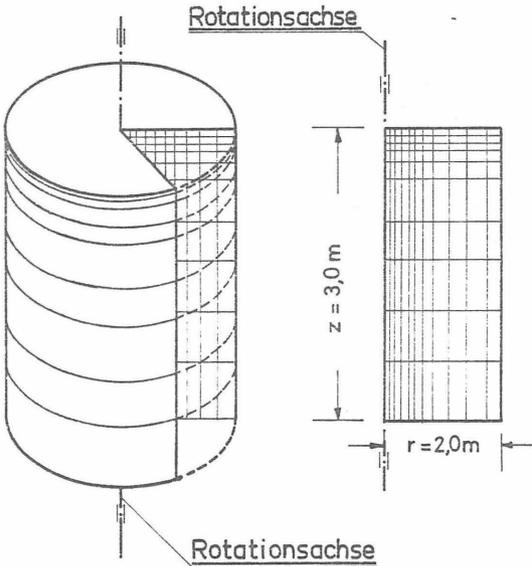


Bild 36 Gewählte Aufteilung und Abgrenzung des Kontinuums

Zur Angabe des Systems benötigt man nur einen Schnitt durch den Körper und aus Symmetriegründen davon nur die Hälfte, wobei die Elemente nicht eben sind, sondern Ringelemente darstellen.

6.3.3.2 Anzahl der Elemente

Um Spannungssprünge, wie sie vor allem bei einem mehrschichtigen Halbraum vorkommen, erfassen zu können, muß das Netz unterhalb der Topflast sehr stark verdichtet werden.

Voruntersuchungen zeigten, daß ein Netz wie in den Bildern 37, 38 dargestellt, nötig ist, um vor allem die Spannungssprünge im mehrschichtigen System erfassen und die notwendige Spannungsmittelung vornehmen zu können. Eine feinere Struktur wäre wünschenswert, ist aber an der hiesigen Anlage durch die beschränkte Speicherkapazität nicht möglich.

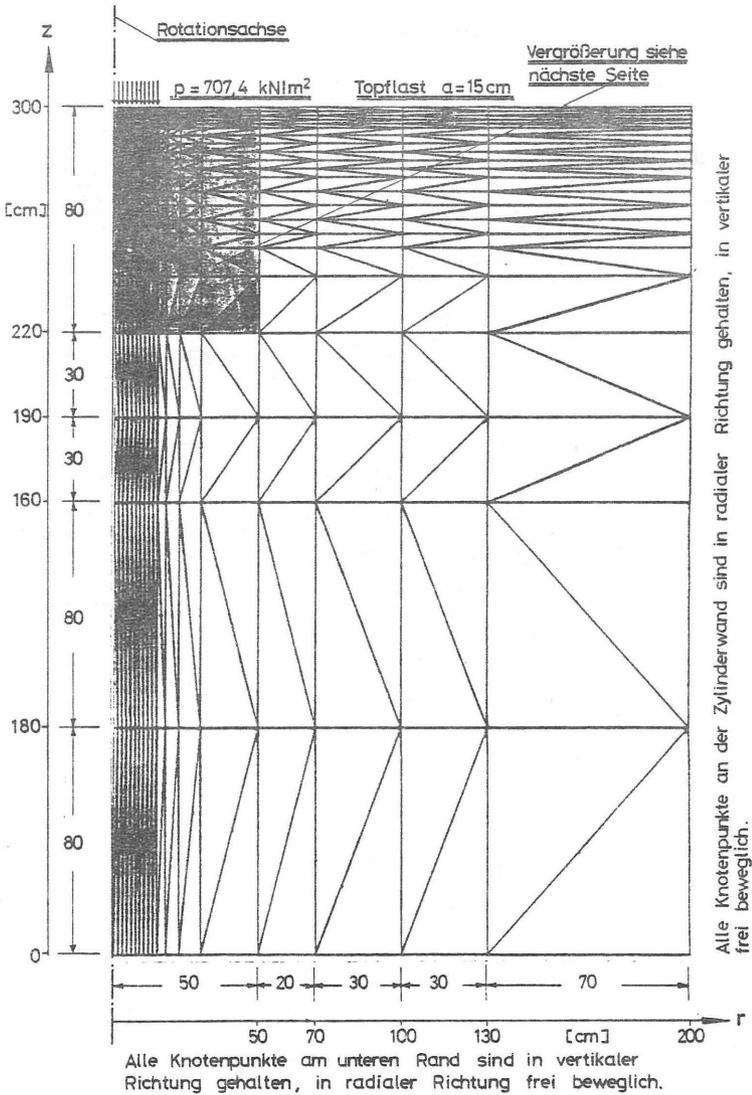


Bild 37 Gewählte Netzstruktur - 437 Knoten - 792 Elemente

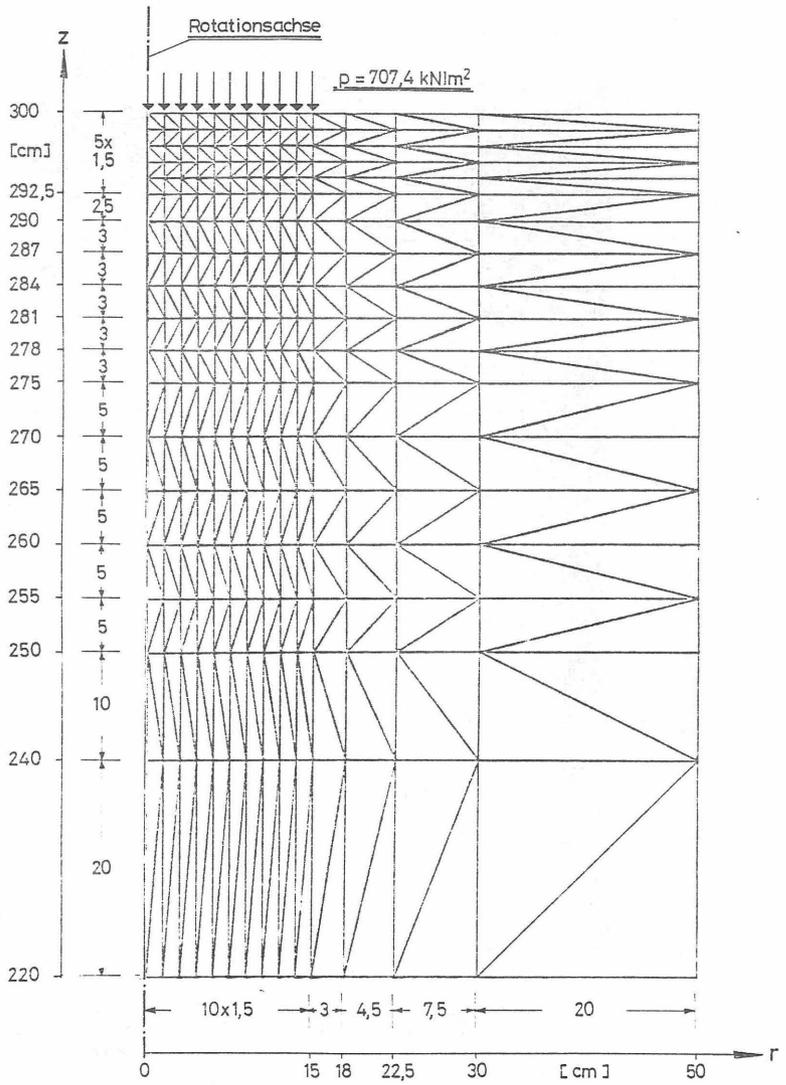


Bild 38 Elementnetzausschnitt aus Bild 37

6.3.3.3 Typ der Elemente

Die verschiedenen Elemente unterscheiden sich in ihrer geometrischen Form (Dreiecks-, Viereckselemente) und durch die Höhe der Ordnung des Verschiebungsansatzes. Grundsätzlich liefern Elemente höherer Ordnung bei gleicher Anzahl von Systemfreiheitsgraden eine größere Genauigkeit in der Verschiebung. Dies gilt nicht ohne weiteres für die Spannungen. Zur ausreichenden Darstellung des wirklichen Spannungsverlaufes ist eine größere Verfeinerung des Elementnetzes notwendig als für die Verschiebungen.

Eigene Berechnungen mit verschiedenen Elementtypen mit Hilfe des FE-Programms SAP IV (Viereckselemente mit 4 und 8 Knoten, bilinearer bzw. quadratischer Verschiebungsansatz) zeigten bei vergleichbarem Rechenaufwand weder bei den Spannungen noch Verzerrungen genauere Ergebnisse als mit dem Programm ROTA 1 (Dreieckselemente - linearer Verschiebungsansatz, Netz s. Bild 37). Ähnliche Feststellungen machten Vollstedt (1978) und Laumans (1977).

Es wurde daher mit dem Programm ROTA 1 ($E = \text{const.}$) weitergearbeitet.

6.3.3.4 Einfluß der Spannungsmittelung

In den Bildern 39 und 40 sind die Vertikalspannungen σ_z und die Horizontalspannungen σ_r in Rotationsachse ($r = 0$) in Abhängigkeit von der Tiefe z dargestellt, wobei die durchgezogenen Linien die Lösungen nach Ahlvin (1962) darstellen und die eingetragenen Punkte mit der Finite-Element-Methode (ROTA 1, $E, \mu = \text{const.}$, System s. Bild 37) ermittelt worden sind.

In der Rotationsachse sind die Tangentialspannungen σ_θ identisch mit den Radialspannungen σ_r , während die Schubspannungen τ_{rz} in der Rotationsachse Null sind.

In Bild 40 ist zusätzlich die Abhängigkeit der σ_r - bzw. σ_θ -Spannungen von der Querkontraktionszahl μ aufgezeigt. Die σ_z -Spannungen sind unabhängig von der Querkontraktionszahl μ (s. Kap. 3).

In den Bildern 41, 42, 43 und 44 werden die Lösungen nach Ahlvin mit denen der FE-Rechnung verglichen, wobei die Spannungen in Abhängigkeit vom Radius r bei einer Tiefe $z = 7,5$ cm dargestellt sind.

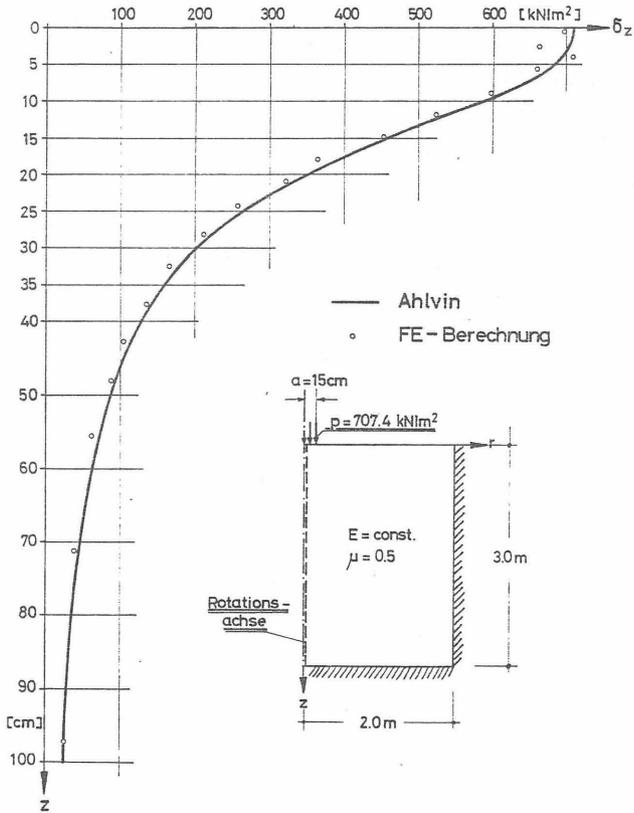


Bild 39 Vertikalspannungen σ_z in Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe z

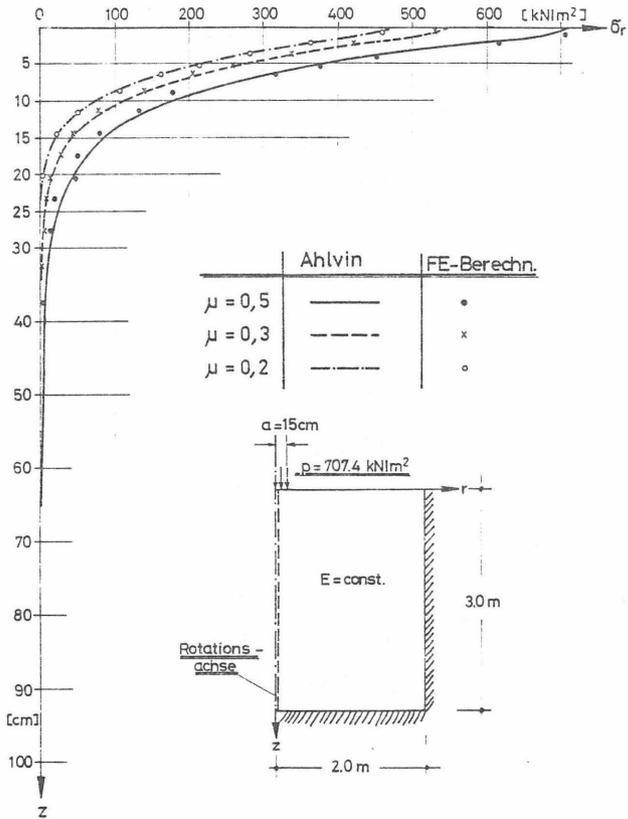


Bild 40 Radialspannungen σ_r in Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe z und der Querkontraktionszahl μ

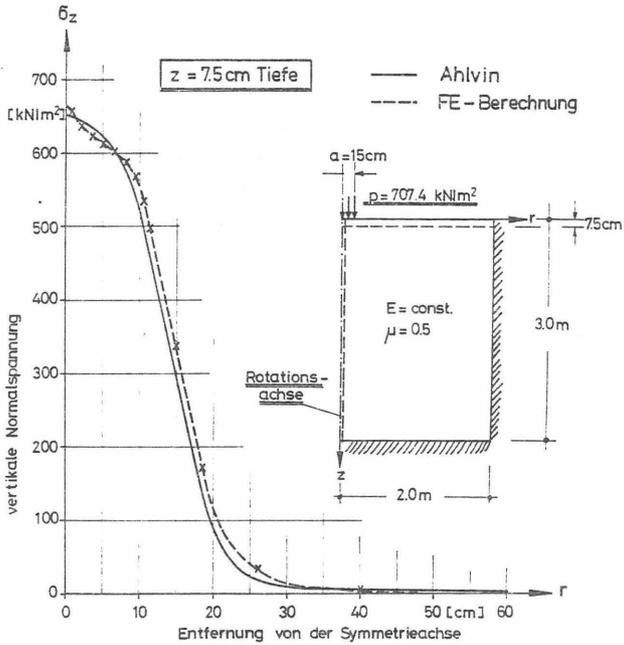


Bild 41 Vertikalspannungen σ_z in der Tiefe $z = 7,5 \text{ cm}$ in Abhängigkeit vom Radius r

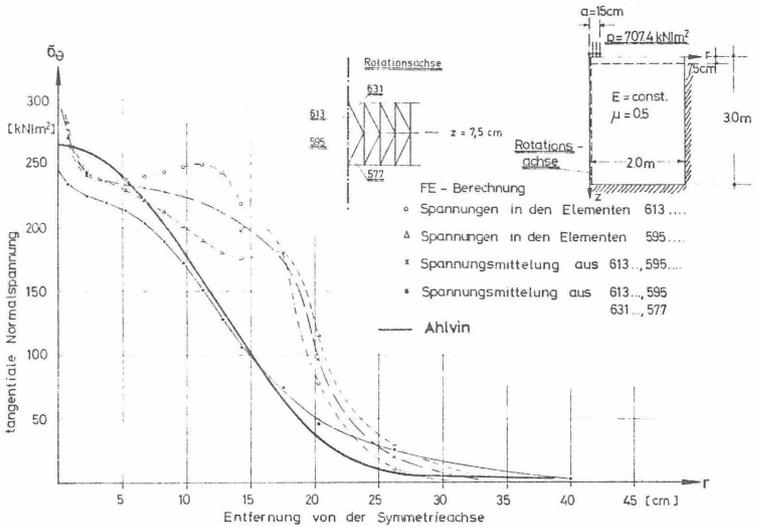


Bild 45 Einfluß der Spannungsmittelung bei den Tangentialspannungen σ_{θ} in der Tiefe $z = 7,5 \text{ cm}$ in Abhängigkeit vom Radius r

Ohne Spannungsmittelung treten Fehler von über 100 % gegenüber der Lösung nach Ahlvin auf, wobei zu bemerken ist, daß die Fehler am größten bei den Horizontalspannungen sind (σ_r und σ_{θ}), und zwar gerade unterhalb der Begrenzung der Lastfläche (Bild 45).

Die mit der FE-Methode ermittelten Vertikalspannungen σ_z oszillieren kurz unterhalb der Lasteinleitungsfläche (Bild 39). Diese Erscheinung - von Dehlen (1969) schon beschrieben - ist noch wesentlich stärker beim mehr-

schichtigen Halbraum ausgeprägt und nimmt mit steigendem Steifigkeitsverhältnis der Schichten untereinander zu. Dies wird hervorgerufen durch die notwendige Diskretisierung der Topflast in einzelne Knotenlasten. Die Knotenlasten benötigen eine gewisse Tiefe, um wieder als gleichmäßig verteilte Last zu wirken.

Mit dem vorliegenden Netz und der erwähnten Spannungsmittelung (4 Elemente) liegen die maximalen Ungenauigkeiten bei 10 %.

Diese Spannungsmittelung wird in den folgenden Rechnungen immer vorgenommen.

6.3.3.5 Einfluß der Netzgröße auf die Spannungen

Durch Vergrößerung des Netzes gegenüber dem dargestellten Netz (Bild 37 in radialer Richtung (bis $R = 10$ m) und in der Tiefe (bis $Z = 15$ m) werden die Spannungen nicht beeinflusst (Abweichung < 1 % gegenüber der Lösung nach Ahlvin).

Um einen Eindruck zu bekommen, inwieweit die Auflagerbedingungen die Spannungen beeinflussen, wurden die Netzstruktur von Bild 38 (Ausschnitt von Bild 37) übernommen und Rollenslager am unteren und seitlichen Rand angeordnet, während die Belastung belassen wurde.

Die Vertikalspannungen σ_z werden bis zur halben Netztiefe (40 cm) nur wenig von den randnahen Auflagern beeinflusst, sieht man von dem schon erwähnten lastnahen Oszillationsbereich ab. Das Anwachsen der σ_z -Spannungen unterhalb von 40 cm wird durch die unteren Auflager hervorgerufen (Bild 46).

Die Radialspannungen werden bis zur Tiefe von $z = 20$ cm nur in geringem Maße von den randnahen Auflagern beeinflusst (Bild 47).

Das Beispiel läßt erkennen, daß die Spannungen recht unempfindlich gegenüber der gewählten Netzgröße sind.

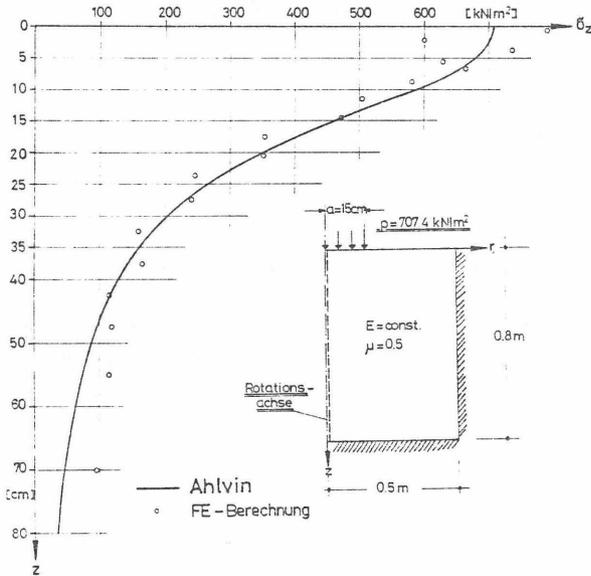


Bild 46 Vertikalspannungen σ_z in Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe z

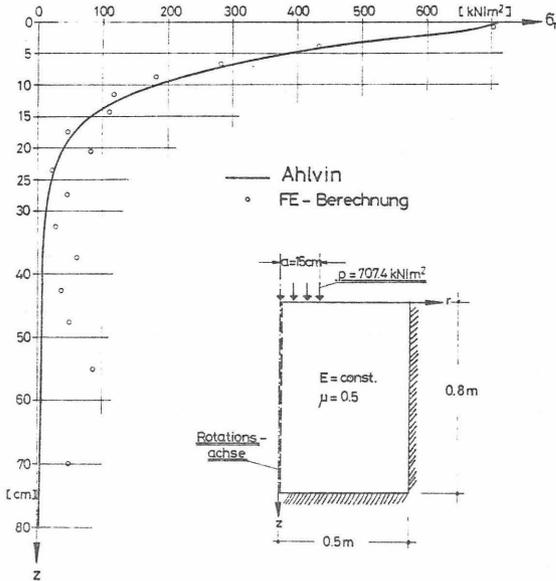


Bild 47 Radialspannungen σ_r in Rotationsachse
in Abhängigkeit von der Tiefe z

6.3.3.6 Einfluß der Netzgröße auf die Verformungen

Die Verformungen, berechnet mit der FEM, sind kleiner als die nach der Elastizitätstheorie (Ahlvin), da bei der FE-Rechnung der Halbraum entsprechend dem gewählten Netz begrenzt ist.

Bei dem in Bild 37 dargestellten Netz beträgt die maximale Abweichung für die mit der FE-Methode ermittelte senkrechte Oberflächenverformung in Rotationsachse 7,7 % gegenüber der Lösung nach Ahlvin (Bild 48).

	Ahlvin	FE-Berechnung	Abweichung
	[mm]	[mm]	[%]
$\mu = 0.5$	1.5917	1.4957	6.0
$\mu = 0.3$	1.9312	1.7819	7.7
$\mu = 0.2$	2.0373	1.8955	6.9

Bild 48 Vergleich der senkrechten Oberflächenverformungen in Rotationsachse ermittelt nach Ahlvin und der Finite-Element-Berechnung

Verlängert man das Netz (Bild 37) um 10,0 m - die unterste Elementreihe wird statt 0,8 m 10,8 m lang -, so ergibt sich eine senkrechte Oberflächenverformung in der Rotationsachse von 1,5959 mm bei $\mu = 0,5$. Dies ist nahezu identisch mit der Lösung nach Ahlvin (Abweichung $< 3 \text{ }^{\circ}/\infty$).

Nach allgemeiner Meinung sollten die Längen-Seitenverhältnisse von Finiten Elementen kleiner als 5 sein, um numerischen Schwierigkeiten bzw. Ungenauigkeiten zu begegnen.

Bei der oben beschriebenen Netzverlängerung von 10,0 m wurde dies nicht befolgt. Um die angesprochene Fehlerempfindlichkeit zu prüfen, wurde die unterste Elementreihe so unterteilt, daß sich ein Längen-Seitenverhältnis von 5 ergab. Diese Maßnahme ergab keine Veränderung der Spannungen und Verformungen.

6.3.4 Zweites Testbeispiel (zweischichtiger Halbraum)

6.3.4.1 Allgemeines

Im zweiten Testbeispiel soll der zweischichtige, isotrope linear elastische Halbraum, belastet mit einer Toplast von $p = 707,4 \text{ kN/m}^2$ (Radlast 50 kN) bei einem Lastradius $a = 15 \text{ cm}$ betrachtet werden, um den Einfluß der Steifigkeitsverhältnisse auf die Spannungen bzw. Verformungen und den Einfluß der Randbedingungen aufzuzeigen (Bild 49).

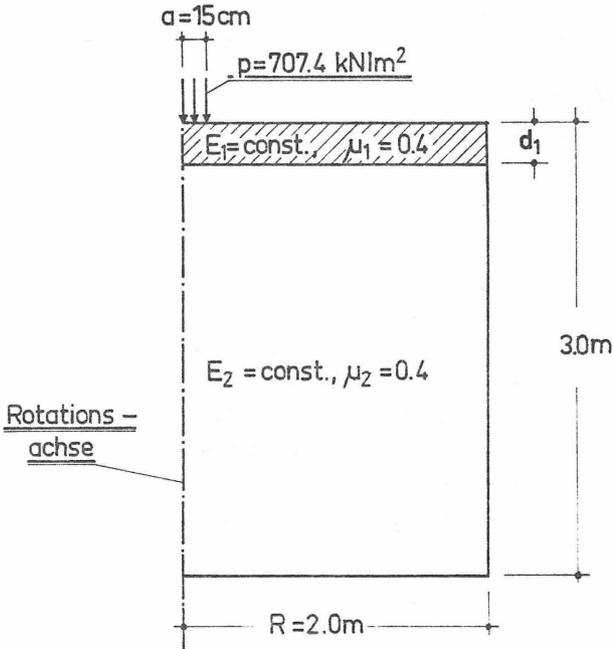


Bild 49 Zweites Testbeispiel - System

6.3.4.2 Vertikalspannungen

Die mit der FE-Methode ermittelten Vertikalspannungen σ_z nehmen mit zunehmenden Beträgen für Tiefe, Steifigkeitsverhältnis E_1/E_2 und Schichtdicke d_1 ab (Bild 50).

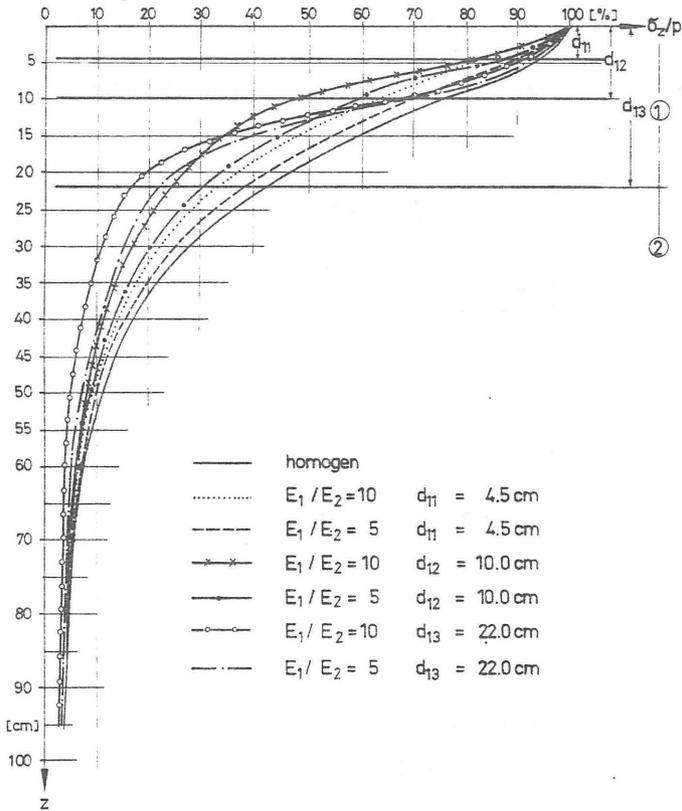


Bild 50 Normierte Vertikalspannungen σ_z/p in der Rotationsachse als Funktion der Tiefe z , der Steifigkeitsverhältnisse E_1/E_2 und der Schichtdicke d_1

Die Abminderung der Vertikalspannung an der Deckenunterseite in der Rotationsachse gibt ein klares Bild über die Funktion einer Asphaltbefestigung, wobei die Differenz zwischen den Kurven $E_1/E_2 = 1$ und $E_1/E_2 = i$ die Abminderung nur infolge der Steifigkeitsunterschiede der Schichten angibt (Bild 51).

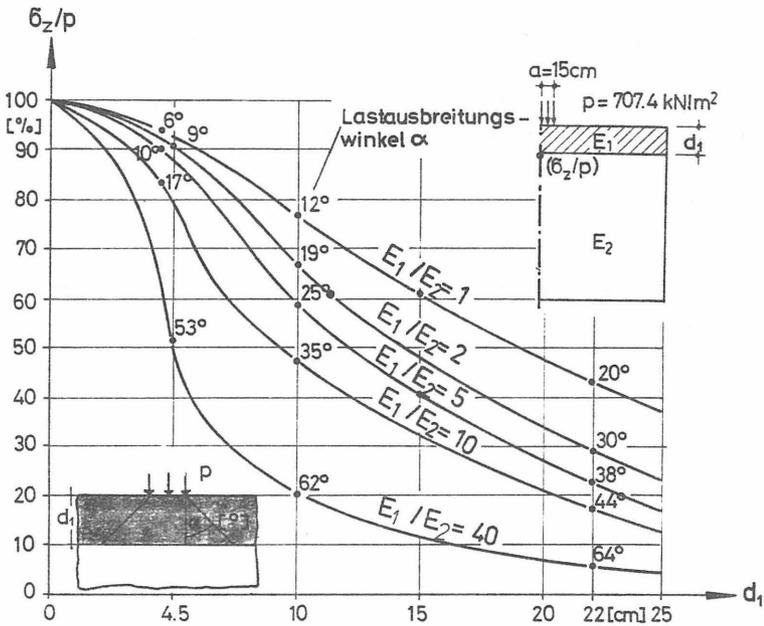


Bild 51 Abminderung der normierten Vertikalspannung σ_z/p in der Rotationsachse an Deckenunterseite als Funktion der Asphaltstärke d_1 und des Steifigkeitsverhältnisses E_1/E_2

Die Abminderung der normierten Vertikalspannung durch die Asphalttschicht kann man auch mit einem sogenannten Lastausbreitungswinkel

$$\alpha = \arctg (\sqrt{a^2 / (\sigma_z / p) - a} / d_1$$

angeben (Bild 51).

6.3.4.3 Radialspannungen

Die radiale Druckspannung an Asphalttschichtoberseite (σ_{r1}) und die radiale Zugspannung an Asphalttschichtunterseite (σ_{r2}) werden kleiner mit steigender Asphalttschichtdicke d_1 und fallendem Steifigkeitsverhältnis E_1/E_2 .

Die radiale Druckspannung an der Oberseite der unteren Schicht (σ_{r3}) wird kleiner mit steigender Asphalttschichtdicke d_1 und steigendem Steifigkeitsverhältnis E_1/E_2 (Bild 52).

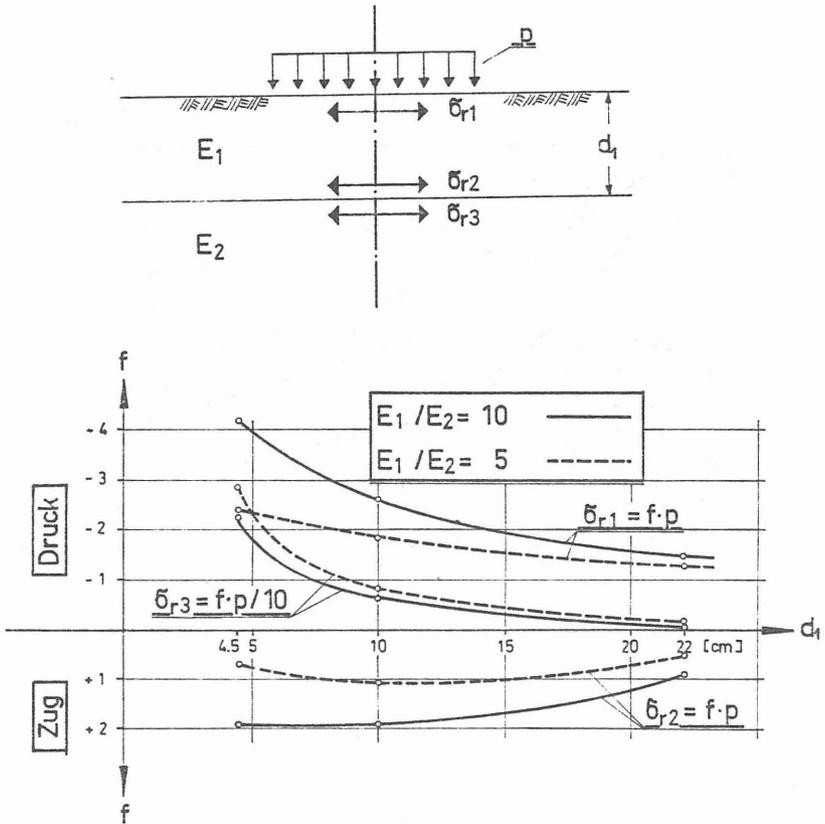


Bild 52 Radiale Spannungen σ_{r1} , σ_{r2} und σ_{r3} als Funktion von E_1/E_2 und d_1

6.3.4.4 Verformungen

Die senkrechte Oberflächenverformung in Rotationsachse verringert sich mit zunehmendem Steifigkeitsverhältnis und zunehmender Deckendicke (Bild 53).

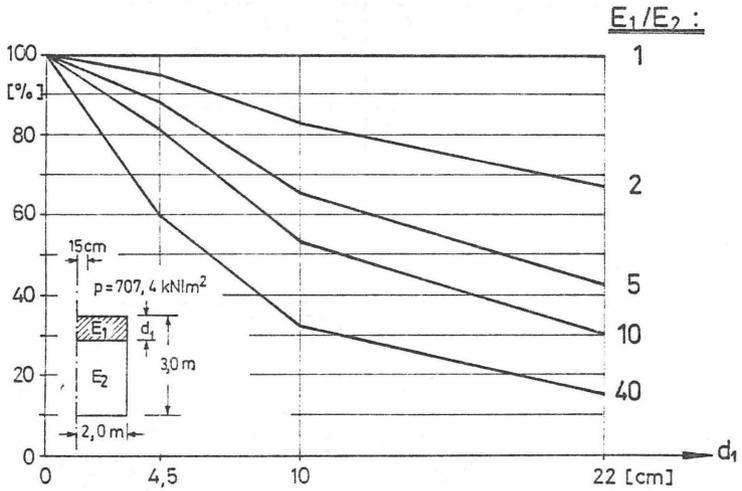
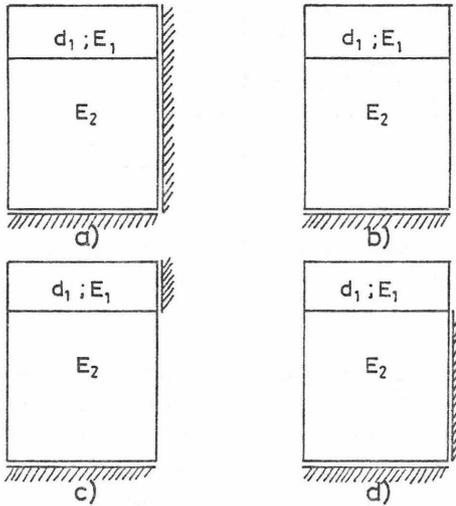


Bild 53 Abminderung der vertikalen Oberflächenverformung in Rotationsachse als Funktion von E_1/E_2 und d_1

6.3.4.5 Einfluß der Randbedingungen

Mit dem Netz (Bild 37) wurden mit dem angegebenen System folgende Auflagermöglichkeiten untersucht (Bild 54).



$E_1/E_2 = 5; E_2 = 100000 \text{ kN/m}^2; d_1 = 22 \text{ cm}$

Bild 54 Variation der Auflagerbedingungen

Es zeigt sich - wie schon beim homogenen Kontinuum -, daß sich die Spannungen bei Variation der Auflagerbedingungen nur unbedeutend verändern (Differenz der Ergebnisse kleiner als 1 %).

Die Verformungen reagieren auf die Auflageränderung empfindlicher (Bild 55).

$w_{a)} = 0,6824 \text{ mm}$	$\Delta = 0,0 \%$
$w_{b)} = 0,7430 \text{ mm}$	$\Delta = 8,9 \%$
$w_{c)} = 0,7365 \text{ mm}$	$\Delta = 7,9 \%$
$w_{d)} = 0,6847 \text{ mm}$	$\Delta = 0,3 \%$

Bild 55 Senkrechte Oberflächenverformungen in Rotationsachse in Abhängigkeit von den Randbedingungen

Wird die untere („weichere Schicht“) seitlich nicht gehalten, entstehen dadurch größere Oberflächenverformungen. Bei steifen mehrschichtigen Straßenaufbauten mit weichem Untergrund können durch Fehlen der seitlichen Auflager im Bereich des Untergrundes (z.B. am Straßenrand) die Oberflächenverformungen doppelt so groß werden.

Eigene weitere Untersuchungen haben in Übereinstimmung mit Duncan (1971) und Dehlen (1968) gezeigt (Bild 56), daß folgende Abstände der Randauflager eingehalten werden müssen, um den Fehler infolge dieser endlichen Begrenzung des Halbraums klein zu halten:

Die Tiefe des Netzes sollte ca. 50 mal dem Lastradius (bei $a = 15 \text{ cm}$ sind dies 7,5 m) und der Radius des Netzes ca. 12 mal dem Lastradius (bei $a = 15 \text{ cm}$ sind dies 1,8 m) gewählt werden.

Wird auf die Ermittlung der Verformungen verzichtet, genügen zur Ermittlung der Spannungen kleinere Netze (z.B. $R = 12 \cdot a$, $Z = 25 \cdot a$). Auf jeden Fall sollten der untere und der seitliche Rand an jedem Knoten mit Rollenlagern gehalten werden.

System	Schicht- dicke d_1/d_2	$\frac{E_1/E_2}{E_2/E_3}$	μ	Z	R	$\frac{w_{MT} - w_{FE}}{w_{MT}}$
-	+	-	-	+	+	8
Halbraum	-	-	0.4	18	12	7
Halbraum	-	-	0.4	18	13	8
Halbraum	-	-	0.33	64	64	4
Halbraum	-	-	0.33	128	64	.4
2-Schicht	1	10	0.33	8	8	25
2-Schicht	1	10	0.33	128	64	7
2-Schicht	1	100	0.33	128	64	18
3-Schicht	.67/2	10/2	0.4	18	12	20
3-Schicht	.67/2	10/2	0.4	50	12	4

+ Alle Größenangaben als Multiplikator des Lastradius

w_{MT} senkr. Oberflächenver-
formung- berechnet nach
der Mehrschichtentheorie

w_{FE} senkr. Oberflächenver-
formung- berechnet nach
der FE-Methode

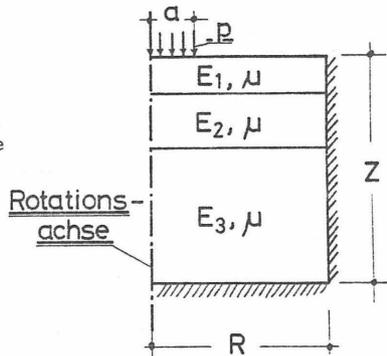


Bild 56 Vergleich der senkrechten Oberflächenverformungen w in der Rotationsachse berechnet nach der Mehrschichtentheorie (MT) und nach der FE-Methode (FE)

7. Berücksichtigung nichtlinearen Stoffverhaltens im FE-Programm

7.1 Allgemeines

Bisher wurden die Berechnungen nur mit schichtweise konstantem E-Modul durchgeführt. Wie in Kap. 5 aufgezeigt, haben die ungebundenen Tragschichten und der Boden ein spannungsabhängiges Stoffverhalten, während der E-Modul der bituminösen Schichten - bei einer vorgegebenen Temperatur und Vernachlässigung der Frequenzabhängigkeit - als konstant angesehen werden kann.

Zur Berücksichtigung des spannungsabhängigen Stoffverhaltens wurden an dem Programm ROTA 1 (Berechnung der Spannungen und Verformungen nur im linear elastischen Kontinuum möglich) umfangreiche Veränderungen vorgenommen.

7.2 Anwendung des nichtlinearen Stoffgesetzes

Das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird durch bereichsweise Linearisierung angenähert. Die Gesamtlast wird in gleiche Teile unterteilt (Inkrement) und schrittweise aufgebracht. Für jeden Belastungsschritt wird der Spannungs- und Verzerrungszustand aller Elemente berechnet. Da beim Aufbringen eines Lastanteils die in diesem Zustand entsprechenden Verformungsmoduln nicht bekannt sind, werden sie mit den Ergebnissen des letzten und vorletzten Lastschrittes nach der Halbschrittmethodem extrapoliert (Bild 57). Der Tangentenmodul wird hierbei näherungsweise durch den Sekantenmodul ersetzt.

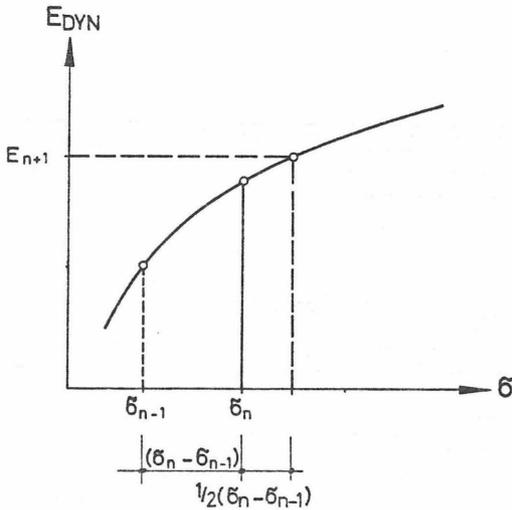


Bild 57 Ermittlung des E-Moduls nach der Halbschrittmethode

Um die Spannungen für das $(n+1)$. Inkrement (σ_{n+1}) zu ermitteln, wird der E-Modul für dieses Inkrement errechnet aus $E = f[\sigma_n + 0,5(\sigma_n - \sigma_{n-1})]$. Der E-Modul wird immer mit der gesamten Spannung berechnet (einschließlich Spannungen aus Eigengewicht), ausgedrückt werden nur die Spannungen infolge der aufgebracht Last. Der Programmablauf ist in einem Flußdiagramm dargestellt (Bild 58).

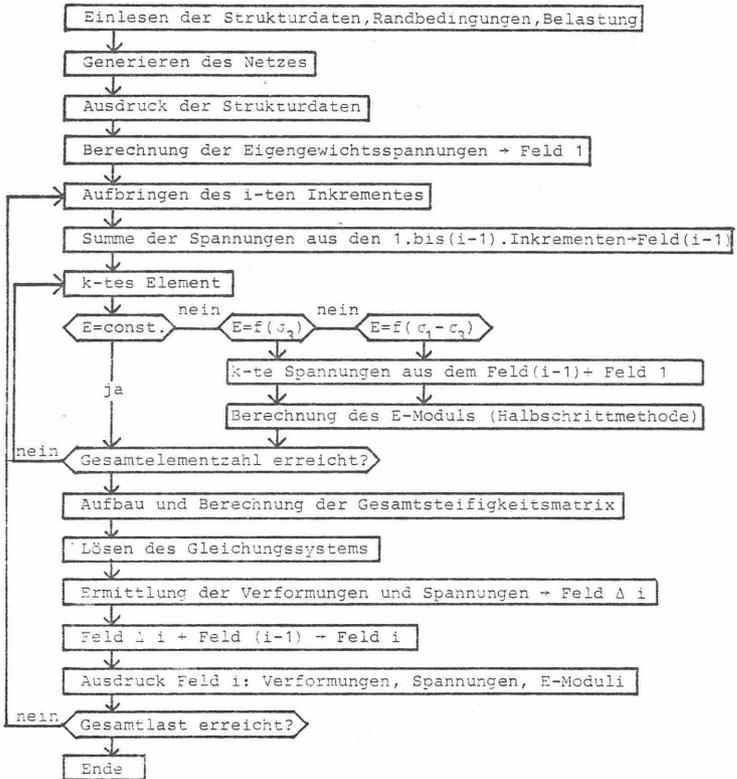


Bild 58 Flußdiagramm des nichtlinearen FE-Programms

Im allgemeinen wird die vorgeschätzte (extrapolierte) Spannung mit der errechneten nicht exakt übereinstimmen (und damit auch der E-Modul). Die Genauigkeit kann durch die Anzahl der Inkremente beliebig gesteigert werden, wobei die Berechnungen zeigten, daß im allgemeinen 5 Inkremente ausreichen (Bild 59).

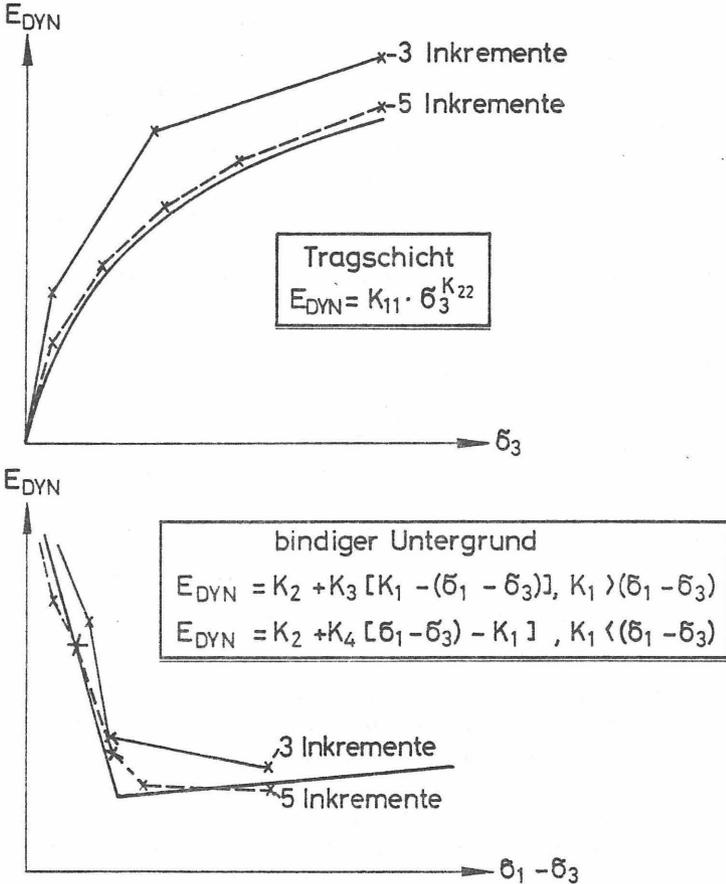


Bild 59 Nachfahren der Stoffgesetze mit der Halbschrittmethode in Abhängigkeit von der Inkrementanzahl (qualitativ)

7.3 Beispiel

Die Auswirkung des spannungsabhängigen Stoffverhaltens soll hier am Beispiel des „homogenen“ isotropen Halbraums - einmal gebildet aus Tragschichtmaterial einmal aus Boden - verdeutlicht werden.

Die Tragschicht bzw. der Boden wird durch die Plattenwirkung der Asphalttschicht nicht mit der vollen Radlast beansprucht, so daß hier in diesem Beispiel eine Topflast von $p = 350 \text{ kN/m}^2$ ($a = 15 \text{ cm}$) gewählt wird. Das Netz ist $7,0 \text{ m}$ tief und hat einen Radius von $2,0 \text{ m}$ (Verlängerung des Netzes s. Bild 37, gleiche Randbedingungen). Die Querkontraktionszahl ist einheitlich auf $\mu = 0,4$ festgelegt.

Es werden drei Berechnungen mit folgenden Werten durchgeführt:

① $E_{\text{DYN}} = \text{const.} = 100 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

② $E_{\text{DYN}} = 22.674 \cdot \sigma_3^{0,62} \text{ kN/m}^2$

Tragschichtmaterial s. Bild 27 (Hicks, 1970)

③ $E_{\text{DYN}} = 19.000 + 1.100 [92 - (\sigma_1 - \sigma_3)]; 92 > (\sigma_1 - \sigma_3)$

$E_{\text{DYN}} = 19.000 + 25 [(\sigma_1 - \sigma_3) - 92]; 92 < (\sigma_1 - \sigma_3)$

Untergrund, AASHO-Road, s. Bild 30 (Duncan, 1968)

Die Rechnungen haben lediglich einen exemplarischen Charakter und sollen den Einfluß der verschiedenen Stoffgesetze bei gegebenen Systemen aufzeigen.

Betrachtet man zunächst den E-Modulverlauf in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe und der aufgebrachten Inkremente (5 Inkremente, pro Inkrement werden $350/5 = 70 \text{ kN/m}^2$ aufgebracht), so bleibt voraussetzungsgemäß bei

der Berechnung ① der E-Modul konstant über die Tiefe und ist natürlich unabhängig vom Ort und der Spannung (Inkrementanzahl).

Bei der Berechnung ② muß entsprechend dem Stoffgesetz ($E_{DYN} = 22.674 \cdot \sigma_3^{0,62}$) der E-Modul mit steigender σ_3 -Spannung und damit steigender Inkrementzahl wachsen und ist - entsprechend der σ_3 -Spannung - an jedem Ort verschieden. So ergibt sich z.B. für den E-Modulverlauf in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Inkrementzahl und der Tiefe folgender Verlauf (Bild 60).

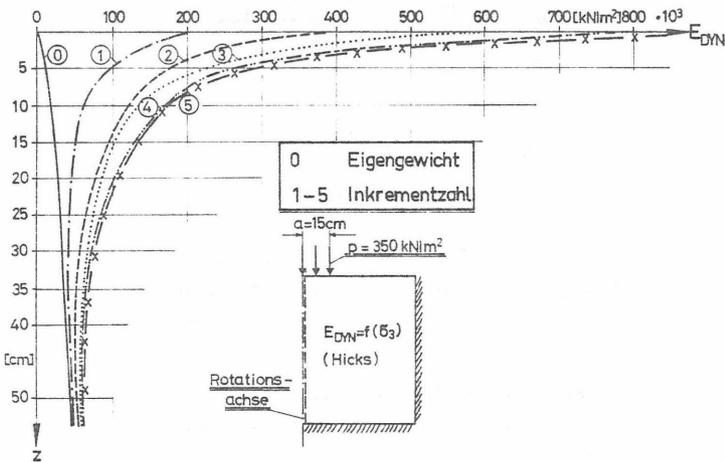


Bild 60 E-Modulverlauf in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Inkrementzahl und der Tiefe
(Berechnung ② , $E_{DYN} = 22.674 \cdot \sigma_3^{0,62}$, s.Bild 27)

Entsprechend dem Verlauf der Deviatorspannung in der Rotationsachse ($\sigma_1 - \sigma_3$) und dem Stoffgesetz für den Boden

($E_{DYN} = f(\sigma_1 - \sigma_3)$) ergibt sich folgender E-Modulverlauf in Abhängigkeit von der Inkrementzahl und der Tiefe (Bild 61).

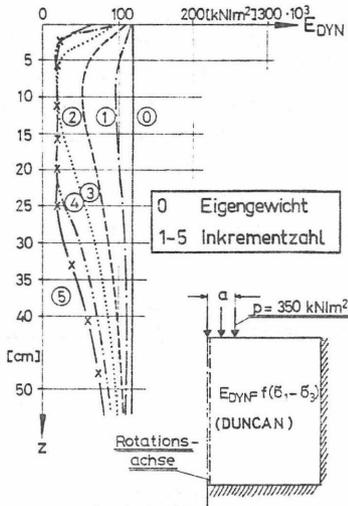


Bild 61 E-Modulverlauf in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Inkrementzahl und der Tiefe (Berechnung ③, $E_{DYN} = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, s. Bild 30)

Die unterschiedlichen E-Modulverläufe bei den Berechnungen ①, ② und ③ haben natürlich einen Einfluß auf den Verlauf der Spannungen.

So sind durch die hohen Steifigkeiten nahe der Lastachse die Vertikalspannungen σ_z bei Berechnung ② ($E_{DYN} = f(\sigma_3)$) höher als im Falle ① ($E_{DYN} = \text{const.}$) (Bild 62). Dies bestätigen auch Messungen im rolligen Material, wonach die Boussinesqschen σ_z -Werte (Berechnung ①) zu gering sind. Fröhlich (1934) berücksichtigt dies mit dem Konzentrationsfaktor $n = 4$ ($\sigma_z = p(1 - \cos^n \theta)$) gegenüber $n = 3$ bei Boussinesq.

Bei der Berechnung ③ ($E_{DYN} = f(\sigma_1 - \sigma_3)$) wird entsprechend dem E-Modulverlauf die σ_z -Spannung zunächst geringfügig kleiner (bis $z = 18$ cm) als bei der Berechnung ① ($E_{DYN} = \text{const.}$) und wird danach durch den Zuwachs des E-Moduls mit der Tiefe wieder größer (Bild 62).

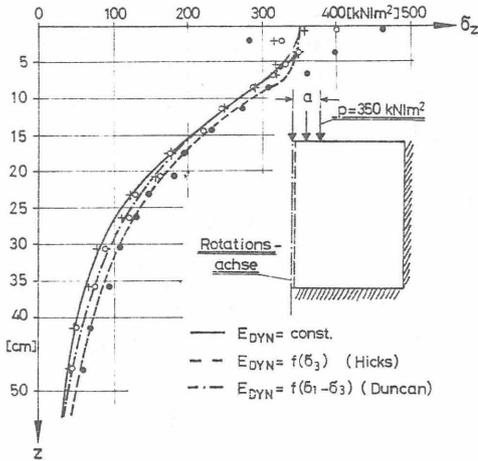


Bild 62 Einfluß der unterschiedlichen Stoffgesetze auf die Vertikalspannungen σ_z in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe

Noch deutlicher ist der Einfluß des E-Modulverlaufes auf die Radialspannung σ_r (Bild 63).

Denkt man sich ein Zweischichtenmodell mit einer steiferen oberen Schicht als die darunter liegende Schicht, so bauen sich die Radialspannungen wesentlich schneller ab (bis hin zum Zugbereich - entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen) als beim homogenen Halbraum. Analog verhalten sich die σ_r -Spannungen bei der Berechnung ② ($E_{DYN} = f(\sigma_3)$) gegenüber

denen bei der Berechnung ① ($E_{DYN} = \text{const.}$).

Ist die obere Schicht ($z=5$ bis 25 cm) weicher als die darunter liegende Schicht, bauen sich die Radialspannungen σ_r langsamer ab als beim homogenen Halbraum. Analog verhalten sich die σ_r -Spannungen bei der Berechnung ③ ($E_{DYN} = f(\sigma_1 - \sigma_3)$) gegenüber denen bei der Berechnung ① ($E_{DYN} = \text{const.}$).

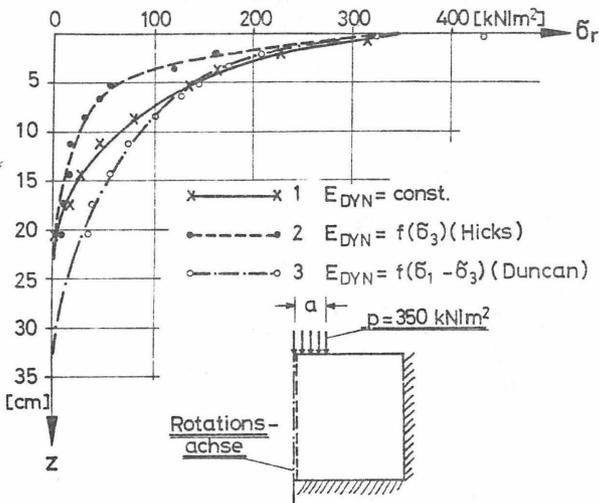


Bild 63 Einfluß der unterschiedlichen Stoffgesetze auf die Radialspannungen σ_r in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe

Die vertikale Oberflächenverformung in der Rotationsachse spiegelt deutlich das jeweilige materialspezifische Stoffverhalten wider (Bild 64). Das Tragschichtmaterial 2 wird mit zunehmender Belastung steifer, während der bindige Boden 3 mit zunehmender Belastung weicher wird.

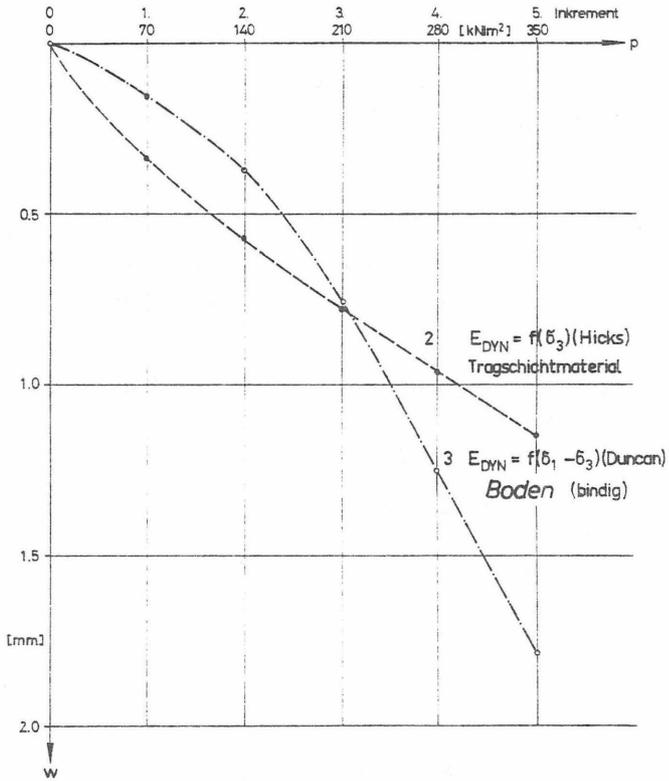


Bild 64 Vertikale Oberflächenverformung in der Rotationsachse in Abhängigkeit von der Belastung (Inkrementzahl) und dem Stoffgesetz

8. Einfluß der nichtlinearen Stoffgesetze von Tragschichtmaterialien und Boden auf das Spannungs-Verzerrungsverhalten im Fahrbahnaufbau

8.1 System

An einem vereinfachten Straßenaufbau (Bild 65), der typisch für Entwicklungsländer ist, wird der Einfluß der Stoffgesetze auf die Spannungen und Verzerrungen in diesem mehrschichtigen Halbraum untersucht.

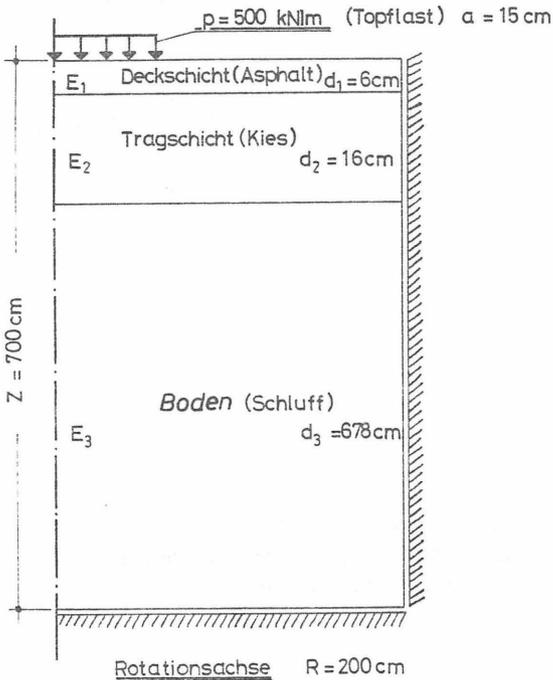


Bild 65 Dreischichtiger Halbraum

Die Belastung wird mit $p = 500 \text{ kN/m}^2$ ($a = 15 \text{ cm}$) angenommen. Mit dem vorgegebenen System werden 5 Berechnungen durchgeführt (A, B, C, D und E):

A : homogener Halbraum $E_1 = E_2 = E_3 = \text{const.}$

B : dreischichtiger Halbraum $E_1 > E_2 > E_3 = \text{const.}$

C : dreischichtiger Halbraum mit $E_1 = \text{const.}$,
 $E_2 = f(\sigma_3)$, $E_3 = \text{const.}$

D : dreischichtiger Halbraum mit $E_1 = \text{const.}$,
 $E_2 = f(\sigma_3)$, $E_3 = \text{const.}$
 E_3 wird so gewählt, daß die vertikale Oberflächenverformung in der Rotationsachse ebenso groß ist wie bei Fall E.

E : dreischichtiger Halbraum mit $E_1 = \text{const.}$,
 $E_2 = f(\sigma_3)$, $E_3 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$

Die entsprechenden Ausgangswerte sind in einer Steifigkeitsmatrix dargestellt (Bild 66), wobei sich die angegebenen E-Moduln als dynamische E-Moduln verstehen.

	E_1	E_2	E_3
	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
A	50000	50000	50000
B	$1 \cdot 10^6$	300000	50000
C	$1 \cdot 10^6$	$22674 \cdot \sigma_3^{0,62}$	50000
D	$1 \cdot 10^6$	$22674 \cdot \sigma_3^{0,62}$	100000
E	$1 \cdot 10^6$	$22674 \cdot \sigma_3^{0,62}$	$19000 + 1100 [92 - (\sigma_1 - \sigma_3)]; 92 > (\sigma_1 - \sigma_3)$ $19000 + 25 [(\sigma_1 - \sigma_3) - 92]; 92 < (\sigma_1 - \sigma_3)$

Für Berechnung A, B, C, D, E ist:

$p = 500 \text{ kN/m}^2$, $a = 15 \text{ cm}$, $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 0,4$, $d_1 = 6 \text{ cm}$,
 $d_2 = 16 \text{ cm}$, $d_3 = 678 \text{ cm}$

Bild 66 Steifigkeitsmatrix für die Berechnungen
A, B, C, D und E

Die Berechnungen haben einen exemplarischen Charakter und sollen folgende Unterschiede herausarbeiten:

- A - B: Vergleich der Spannungen zwischen homogenem und dreischichtigem Halbraum mit schichtweise konstantem E-Modul.
- B - C: Vergleich der Spannungen zwischen dreischichtigem Halbraum mit schichtweise konstantem E-Modul und dreischichtigem Halbraum mit konstantem E-Modul der Asphaltsschicht und des Bodens aber spannungsabhängigem E-Modul der Tragschicht ($E_2 = f(\sigma_3)$).

D - E: Vergleich der Spannungen zwischen dreischichtigem Halbraum mit $E_1 = \text{const.}$, $E_2 = f(\sigma_3)$, $E_3 = \text{const.}$ und dreischichtigem Halbraum mit $E_1 = \text{const.}$, $E_2 = f(\sigma_3)$, $E_3 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, wobei bei Fall D E_3 so groß gewählt wurde, daß die vertikale Oberflächenverformung in der Rotationsachse gleich der bei Fall E ist.

Die Spannungen und Verformungen werden für alle 5 Fälle mit dem entwickelten FE-Programm ermittelt.

8.2 Vergleich homogener - mehrschichtiger Halbraum

Das Abtragen von Vertikallasten im mehrschichtigen Halbraum (B) mit schichtweise konstantem E-Modul ist gegenüber dem im homogenen Halbraum (A) stark unterschiedlich. In beiden Fällen liegen zwar die absoluten Maxima der Hauptspannungen in der Rotationsachse, wobei $\sigma_z = \sigma_1$ und $\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_3$ und $\tau = 0$ ist, jedoch sind die Spannungsverläufe gänzlich verschieden.

Die Vertikalspannungen σ_z werden durch die beiden oberen steiferen Schichten im Fall B gegenüber Fall A reduziert (Bild 67), da sie wie elastisch gebettete Platten wirken, die durch Aufbau einer Druck- bzw. Zugzone (Bild 67) die Vertikalspannungen je nach Steifigkeitsverhältnis mehr oder weniger stark auf den Untergrund verteilen können.

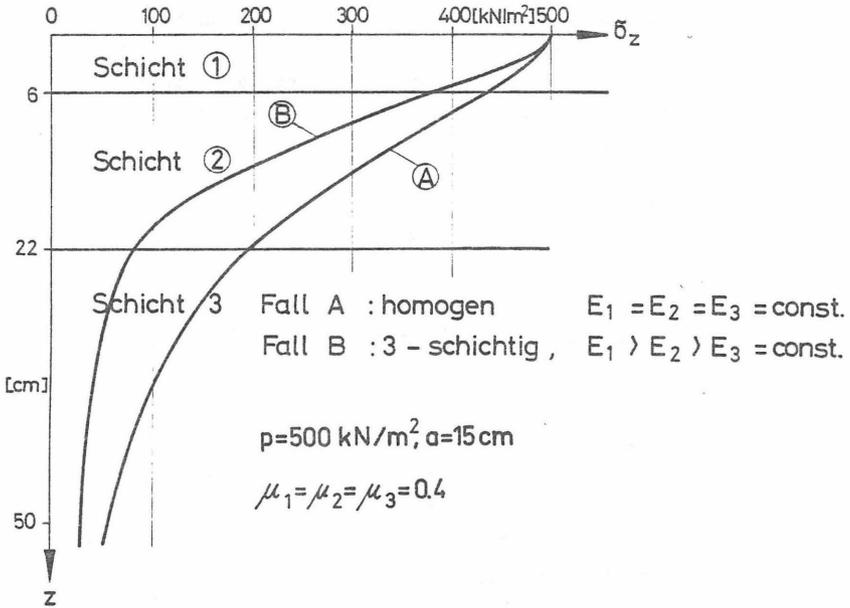


Bild 67 Vertikalspannungen in der Rotationsachse als Funktion der Tiefe im homogenen (Fall A) und mehrschichtigen (Fall B) Halbraum

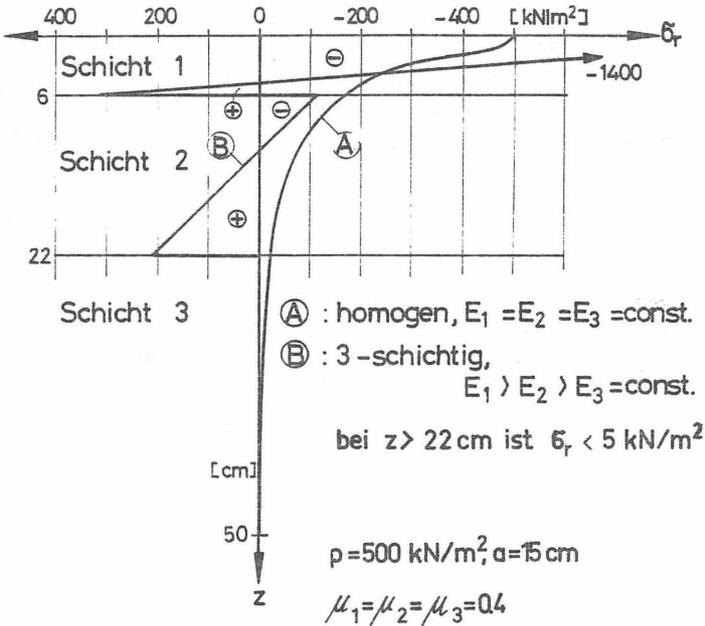


Bild 68 Radialspannungen in der Rotationsachse als Funktion der Tiefe im homogenen (Fall A) und mehrschichtigen (Fall B) Halbraum

In der ungebundenen Tragschicht treten horizontale (radiale) Zugspannungen von 210 kN/m² auf (Bild 68). Diese Zugspannungen sind von rolligen Materialien nicht aufnehmbar, obwohl der dargestellte Straßenaufbau nach Road Note 29 (1970) bei den gegebenen Kennwerten ca. 50.000 solcher Lastspiele ertragen kann. D.h. das Verzerrungsverhalten ungebundener Tragschichten mit konstantem E-Modul zu beschreiben, kann in dieser Form nicht richtig sein.

8.3 Vergleich mehrschichtiger Halbraum mit konstantem und nichtlinearem Stoffverhalten der Tragschicht

Dieser Vergleich soll aufzeigen, inwieweit das Spannungs-Verzerrungs-Verhalten im mehrschichtigen Halbraum beeinflusst wird durch die Wahl eines spannungsabhängigen E-Moduls der Tragschicht ($E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^K$, Hicks 1970) gegenüber einem konstanten E-Modul der Tragschicht, wobei alle anderen Parameter des Systems gleich belassen werden.

Vergleicht man die Vertikalspannungen in der Rotationsachse sind sie für den Fall C an der Tragschichtoberseite geringer und an der Oberseite des Bodens größer als im Fall B (Bild 69).

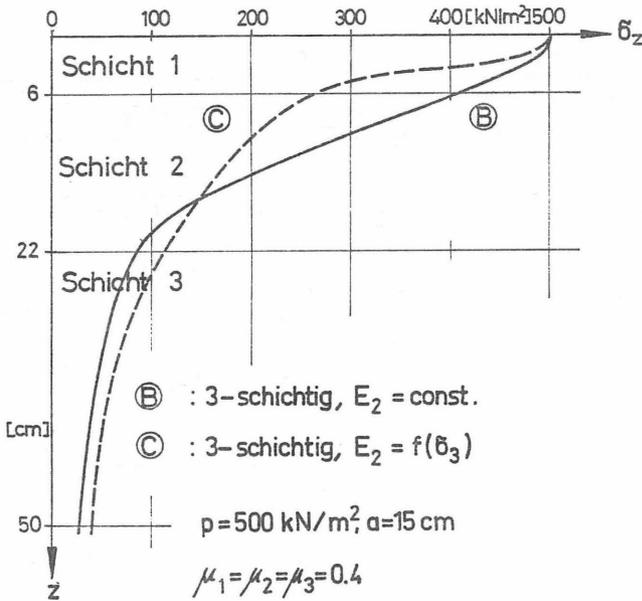


Bild 69 Vertikalspannungen in Rotationsachse als Funktion der Tiefe für den dreischichtigen Halbraum mit konstantem (B) und spannungsabhängigem E-Modul (C) der Tragschicht

Beim Vergleich der Radialspannungen σ_r in der Rotationsachse sind die Spannungsverläufe für Fall B und C gänzlich verschieden (Bild 70). Zunächst fällt auf, daß die σ_r -Spannungen in der Asphalt-schicht für den Fall C wesentlich größer sind als für den Fall B.

Im Boden sind für beide Fälle die σ_r -Spannungen kleiner als 5 kN/m^2 , so daß ein Maßstabswechsel im Bild 70 notwendig war.

Um das vollständig unterschiedliche Tragverhalten genauer zu untersuchen, werden alle Spannungen sowohl für den Fall C als auch für den Fall B an Tragschichtober- und Unterseite als Funktion des Radius aufgetragen. Da bei der FE-Rechnung die Spannungen nur in den Schwerpunkten der Elemente angegeben werden, sind dieselben nur in der Tiefe - entsprechend der Elementaufteilung - $z = 6,75 \text{ cm}$ und $z = 21,0 \text{ cm}$ statt an den Schichtgrenzen $z = 6 \text{ cm}$ und $z = 22 \text{ cm}$ darstellbar (Bild 71, 72 und 73).

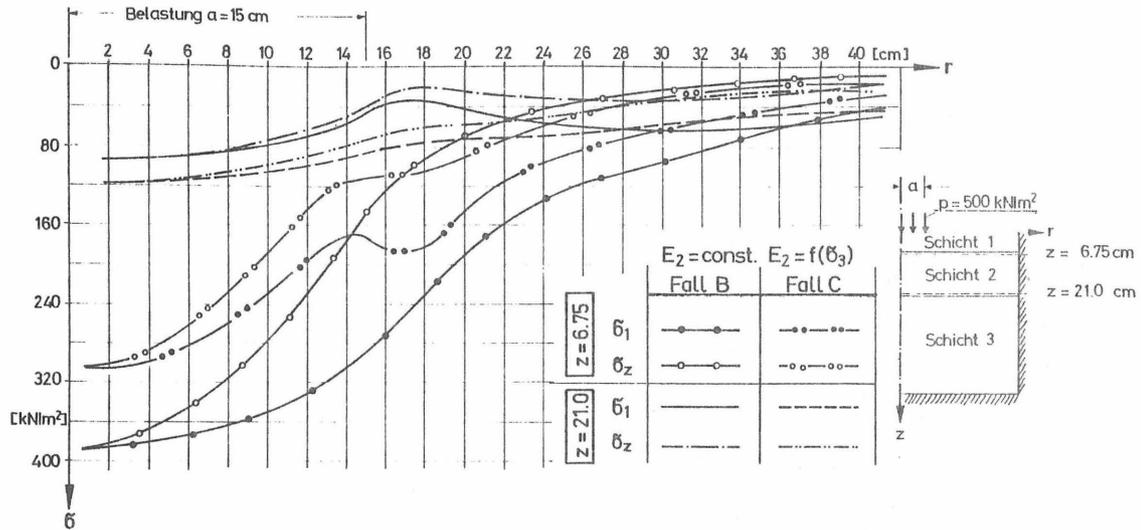


Bild 71 Hauptspannungen σ_1 und Vertikalspannungen σ_z in Abhängigkeit vom Radius für Tragschichtober- bzw. Unterseite für Fall B und C

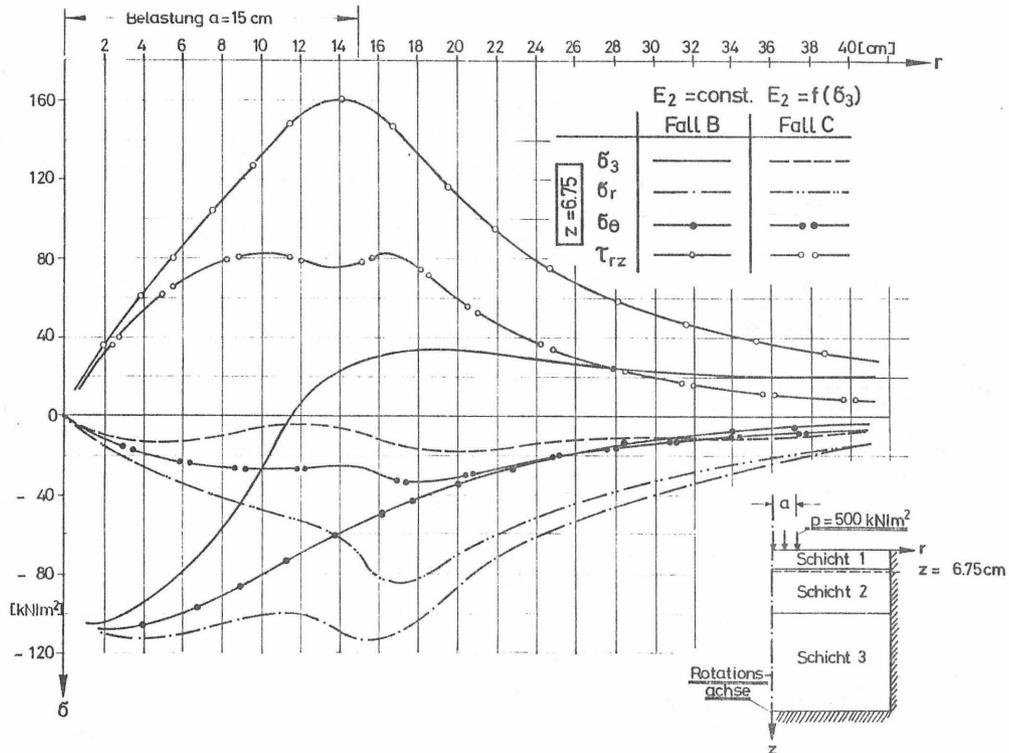


Bild 72 Die Hauptspannung σ_3 , Radial- (σ_r), Tangential- (σ_θ) und Schubspannung τ_{rz} in Abhängigkeit vom Radius für die Tragschichtoberseite für Fall B und C

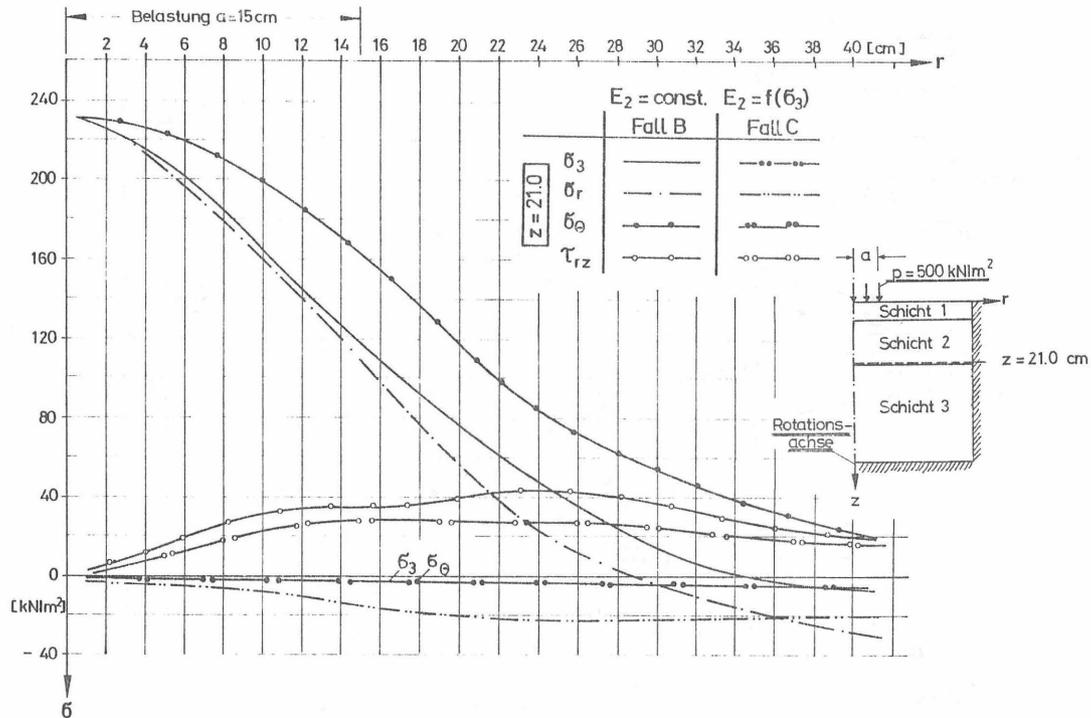


Bild 73 Die Hauptspannung σ_3 , Radial- (σ_r), Tangential- (σ_θ) und Schubspannung τ_{rz} in Abhängigkeit vom Radius für die Tragschichtunterseite für Fall B und C

Die Vertikalspannungen σ_z sind an Tragschichtoberseite bei Fall C unterhalb des Lastbereiches geringer als bei Fall B, während sie sich an Tragschichtunterseite umgekehrt verhalten. Eine ähnliche Tendenz zeigen die Hauptspannungen σ_1 auf (Bild 71).

Die Radial-, Tangential-, Schubspannungen und die Hauptspannungen (σ_3) sind für Fall C an Tragschichtoberseite durchweg kleiner als bei Fall B. Der Verlauf der Horizontalspannungen (σ_3 , σ_r , σ_θ) ist jedoch im Fall C gänzlich verschieden zu dem im Fall B. Während die Horizontalspannungen ihre Maxima im Fall B in Rotationsachse haben, gehen sie dort im Fall C auf den Wert Null (Bild 72).

Noch extremer stellt sich der Unterschied der Spannungsverläufe zwischen den Fällen B und C an Tragschichtunterseite dar. Während im Fall B σ_3 , σ_r , σ_θ Zugspannungen sind und ihre Maxima in der Rotationsachse liegen, sind im Fall C die Spannungen in der Rotationsachse Null und nehmen maximale, ausschließlich im Druckbereich liegende Werte außerhalb des Lastbereiches an, die absolut gesehen kleiner sind als 1/10 der maximalen Spannungswerte aus Fall B (Bild 73).

Zur Klärung der Spannungsverläufe in der Tragschicht für Fall C wird von einem Gedankenmodell ausgegangen, welches von Gassow (1973) und von Affeldt (1977) entwickelt und mit zahlreichen Berechnungen (Mehrschichtentheorie) belegt wurde.

Geht man von einem Dreischichtenmodell mit konstanten E-Moduln aus und variiert den E-Modul der Schicht 2, ergeben sich aus den reinen Druckspannungen bei $E_2 = E_3$ mit wachsendem Verhältnis E_2/E_3 im unteren Bereich der zweiten Schicht Zugspannungen (Bild 74).

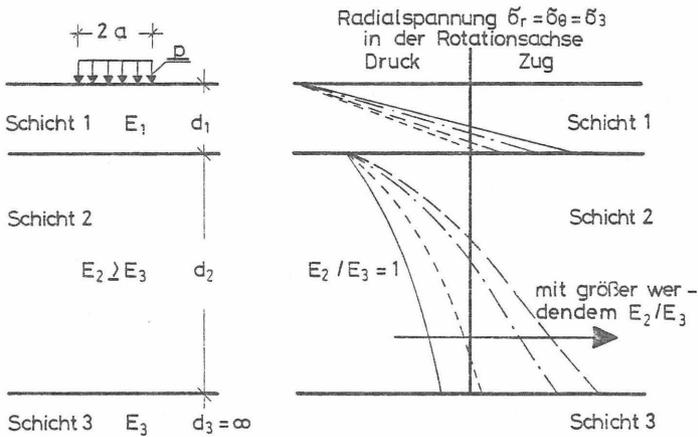


Bild 74 Veränderung der Radialspannungen in der Rotationsachse mit größer werdendem Verhältnis E_2/E_3

Besteht die Schicht 2 aus ungebundenem Material, kann E_2/E_3 nur so groß sein, daß an der Schichtunterseite kein Zug auftritt bzw. daß der Zugspannungswert erreicht wird, den das Haufwerk durch Reibung und Vorspannung zu kompensieren vermag.

Gassow (1973) folgert weiter, daß mit wachsender Steife die äußere Arbeit, die bei der Belastung der Konstruktion geleistet werden muß, also das Produkt aus Last P und der Einsenkung w , abnimmt.

Die steifste Version ist somit die des Minimums an innerer potentieller Energie und infolgedessen diejenige, die sich von selbst einstellt. Die Tragschicht wird, wenn sie aus ungebundenem Material besteht, sich so fest aneinander lagern und dabei einen solchen Steifesprung gegenüber ihrer

Unterlage aufbauen, daß die σ_r -Spannung an ihrer Unterseite in Rotationsachse zu Null wird.

Denkt man sich im Inneren der Tragschicht 2 eine nochmalige Unterteilung in die Teilschichten 2_1 und 2_2 und läßt die obere davon wiederum eine Steifestufe abbauen, bis an deren Unterseite die Radialspannung auf Null zurückgegangen ist, dann erhält man zur ersten Steifestufe noch eine weitere hinzu. Der Gesamtaufbau ist dadurch nochmals steifer, die äußere Arbeit und damit die innere Energie sind nochmals kleiner geworden. Letzteres hat zur Folge, daß sich auch die zweite Steifestufe selbsttätig einstellt (Bild 75).

Radialspannung σ_r in Schicht 2 in der Rotationsachse

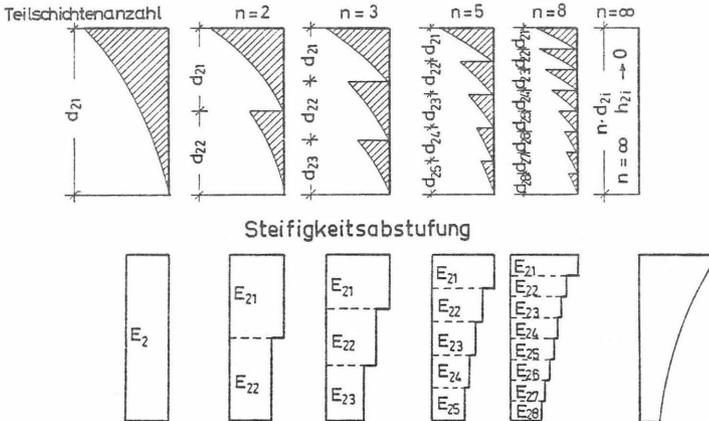


Bild 75 Entwicklung der Radialspannungen und der Steifigkeitsabstufung in Schicht 2 bei immer weiterer Unterteilung der Schicht (Affeldt, 1977)

In dieser Weise läßt sich gedanklich eine Unterteilung in immer mehr Teilschichten fortsetzen, wobei die inter-
nen Steifesprünge immer so groß zu machen sind, daß an
den Teilschichtunterseiten stets $\sigma_r = 0$ wird.

Es ergibt sich so die in Bild 75 angedeutete Entwicklung
des Verlaufes der Radialspannung und der Steifestufung,
die im Endstadium der Unterteilung in unendlich viele,
unendlich dünne Schichten zu einem stetigen Steifeanstieg
der Schicht führt. Der größte Gradient dE/dz wird dann
erreicht, wenn in der Lastachse über die ganze Schicht-
höhe hinweg die Radialspannung verschwindet.

Aus diesen Überlegungen stellt sich bei der Berechnung
des Systems mit der Mehrschichtentheorie (Gassow, Affeldt)
die Aufgabe, bei gegebenem System diejenige E-Modulfunktion
innerhalb der ungebundenen Tragschicht zu finden, bei der
in Lastachse die Radialspannungen zu Null werden, wobei
vorausgesetzt wird - und dies auch nicht anders mit der
Mehrschichtentheorie zu realisieren ist -, daß dieser
E-Modulgradient unabhängig vom Radius ist.

Die Vorgehensweise bei der FE-Rechnung im Fall C ist eine
andere:

Das Verformungsverhalten der Tragschicht wird mit einem
spannungsabhängigen Modul beschrieben ($E = f(\sigma_3)$). Zunächst
stellt sich im unbelasteten System der E-Modul in der Trag-
schicht entsprechend den σ_3 -Spannungen aus Eigengewicht
($\sigma_3 = \gamma \cdot h \cdot K_0$) ein. Durch schrittweises Aufbringen
der Last steigt der E-Modul sowohl in Tragschichtober-
wie Unterseite. Ab einem gewissen E-Modulverhältnis Trag-
schicht/Untergrund werden dann die σ_3 -Spannungen an der
Unterseite der Tragschicht auf Grund dieses Verhältnisses
wieder kleiner. Die σ_3 -Spannungen wie der E-Modul streben

an Tragschichtunterseite einen bestimmten Wert - entsprechend der Steifigkeit des Untergrundes - an, während an Tragschichtoberseite sowohl die σ_3 -Spannung wie auch der E-Modul weiter mit der Inkrementzahl wächst (Bild 76).

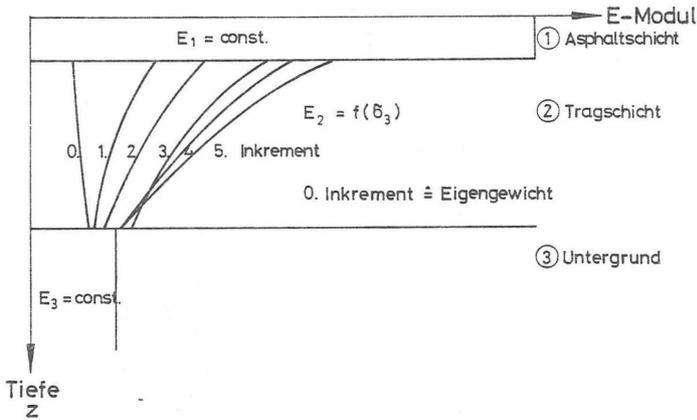


Bild 76 E-Modulverlauf in Abhängigkeit von der Tiefe und der Inkrementzahl (qualitativ)

D.h. es stellt sich für einen bestimmten Radius ein gewisser Steifigkeitsgradient über die Tragschichtdicke ein. Stellt man für Fall C den E-Modul an Tragschichtober- und Unterseite dar (Bild 77), so ist die Differenz beider Kurven dividiert durch die Schichtdicke der Steifigkeitsgradient. Die Umkehr des Gradienten bei ca. $r = 34$ cm wird durch den Einfluß des Eigengewichtes hervorgerufen. Um den Einfluß der Untergrundsteifigkeit E_3 auf die Steifigkeitsverteilung der Tragschicht zu verdeutlichen, ist in Bild 77 der E-Modulverlauf in der Tragschicht sowohl für $E_3 = 5 \cdot 10^4$ (C) als auch für $E_3 = 1 \cdot 10^5$ kN/m² (D) eingetragen (Bild 77).

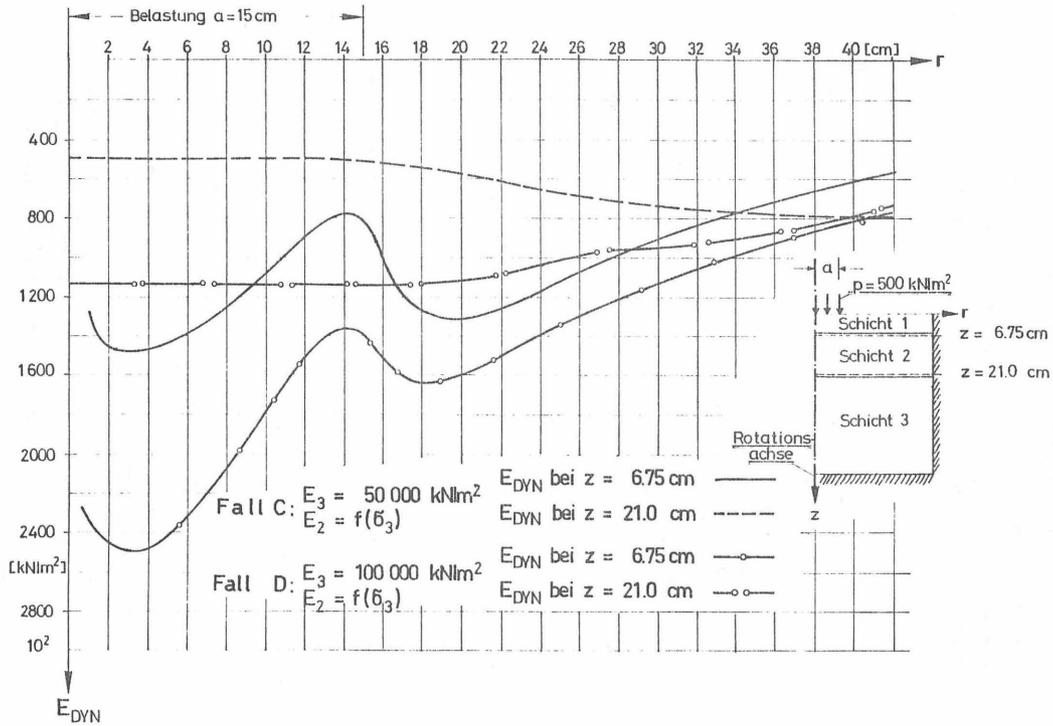


Bild 77 E-Modulverlauf als Funktion vom Radius für die Tragschichtober- und Unterseite für Fall C und D

Das Ergebnis, daß die Horizontalspannungen in Rotationsachse über die gesamte Tragschichtdicke Null ergeben, ist keine Bedingung, die in die Rechnung eingeführt wird (wie bei der Mehrschichtentheorie) sondern kommt aus der Rechnung selbsttätig heraus und deckt sich mit dem erläuterten Gedankenmodell von Gassow (1973) und Affeldt (1977).

Das Prinzip der FE-Methode besteht darin, das Funktional der Knotenverschiebungen (multipliziert mit den virtuellen Kräften entlang diesen Verschiebungen entspricht es der inneren potentiellen Energie) zu einem Minimum zu machen (s. Kap. 6.2). D.h. durch die inkrementelle Steigerung der Last und der damit verbundenen Änderung der Spannungen und Steifemoduln wird genau das simuliert, was Gassow (1973) in dem Gedankenmodell auf Grund von grundsätzlichen Überlegungen folgerte.

Der selbsttätige Aufbau der Steifemoduln innerhalb der Tragschicht konvergiert relativ schnell nach vier bis fünf Inkrementen. Berechnungen mit höherer Inkrementzahl (zehn) ergaben keine wesentliche Veränderung im Steifeaufbau der Tragschicht gegenüber der Berechnung mit fünf Inkrementen.

In Bild 78 sind die vertikalen Oberflächenverformungen in Abhängigkeit vom Radius für Fall B und C aufgetragen. Die Absolutgrößen der Verformungen besagen wenig, da die E-Moduln nicht ohne weiteres vergleichbar sind. Man kann jedoch erkennen, daß die Krümmung der Setzungsmulde bei Fall C stärker ist als bei Fall B.

Dies wird durch die fehlende Plattentragwirkung der Tragschicht im Fall C hervorgerufen (keine Aufnahme von horizontalen Zugspannungen). Hieraus resultieren im Fall C auch die höheren horizontalen Spannungen in der Asphalttschicht (Bild 70) und die höheren Vertikalspannungen im Untergrund

(Bild 69), während die Vertikalspannungen an der Tragschichtoberseite niedriger sind, da das E-Modulverhältnis Asphalt-schicht/Tragschicht im Fall C höher ist als im Fall B:

Fall B: $E_1/E_2 = 1 \cdot 10^6 / 3 \cdot 10^5 = 3,33$

Fall C: $E_1/E_2 = 1 \cdot 10^6 / (5 - 14) \cdot 10^4 > 3,33$ (Bild 77)

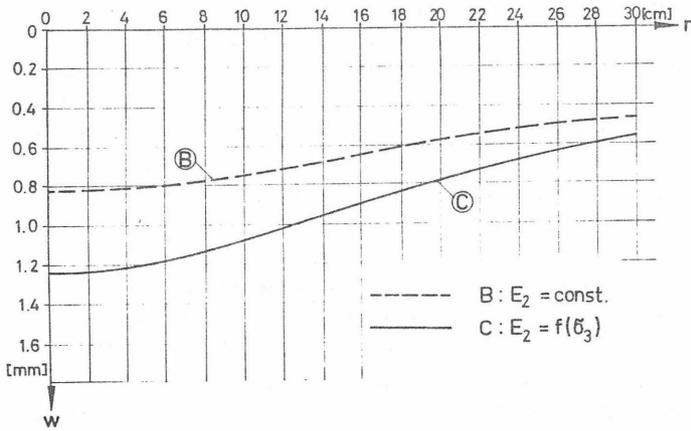


Bild 78 Vertikale Oberflächenverformung in Abhängigkeit vom Radius für Fall B und C

8.4 Vergleich mehrschichtiger Halbraum mit konstantem
und spannungsabhängigem Stoffverhalten
des Bodens

Der Vergleich soll die Frage klären, ob das spannungsabhängige Stoffverhalten des Bodens die Spannungen im mehrschichtigen Halbraum wesentlich beeinflusst gegenüber der Rechnung mit konstanter Bodensteifigkeit.

Zur besseren Vergleichsmöglichkeit wurde die Bodensteifigkeit E_3 des Falles C so lange variiert, bis die senkrechte Oberflächenverformung in der Rotationsachse in etwa gleich war mit der aus Fall E. Mit dieser Bedingung ergab sich ein E_3 von 100.000 kN/m^2 (Fall D).

Für den Fall E wurde beispielhaft der AASHO-Road-Untergrund mit seinem bilinearen Stoffverhalten (Bild 30, Gl. 20, 21, und Bild 66) angenommen.

Trägt man den E-Modul in Abhängigkeit von der Tiefe in der Rotationsachse für den Fall D und E auf (Bild 79), erkennt man deutlich, daß sich in der Tragschicht - entsprechend der Steifigkeit des Bodens - ein unterschiedlicher E-Modulgradient ausbildet.

Während im Boden für den Fall D der E-Modul voraussetzungsgemäß konstant ist, nimmt der E-Modul des Bodens im Fall E entsprechend dem Abbau der Deviatorspannung mit der Tiefe zu.

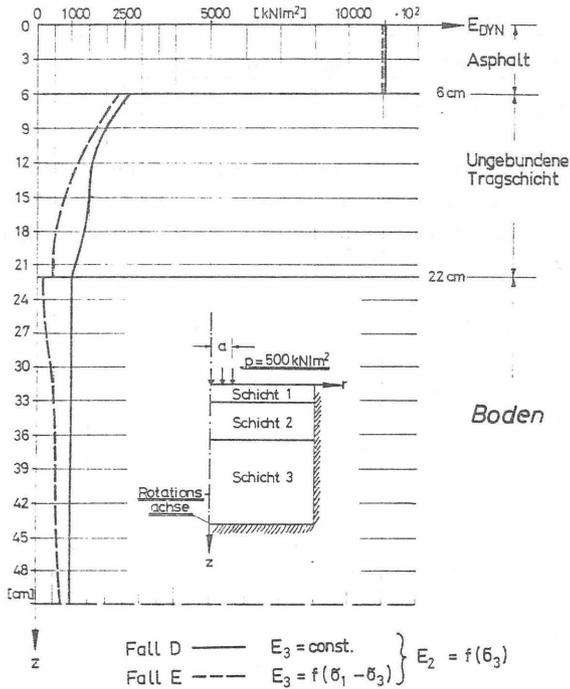


Bild 79 E-Modulverlauf in Rotationsachse in Abhängigkeit von der Tiefe für Fall D und E

Der E-Modulgradient ist - wie im Kap. 8.3 schon aufgezeigt - abhängig vom Radius (Bild 80), wobei sowohl für Fall D wie auch für Fall E deutlich zu erkennen ist, daß die Tragschicht einen gewissen Steifesprung gegenüber dem Boden aufbauen kann, der wiederum abhängig ist vom Radius.

Die Vertikalspannungen sind im Fall E an der Tragschichtober- und -unterseite kleiner (Bild 81), da die Steifigkeitsverhältnisse Asphalt-/Tragschicht und Tragschicht/Boden größer sind als im Fall D (Bild 79).

Die Horizontalspannungen σ_r und σ_θ an Tragschichtoberseite (Bild 82) sind im Fall E bis zum Lastradius a etwas kleiner und werden danach etwas größer als im Fall D, da das Steifigkeitsverhältnis Asphalt-/Tragschicht zunächst größer und bei $r \geq 20$ cm kleiner wird als im Fall D (Bild 80).

Der E-Modul an Tragschichtunterseite ist bis zum Lastradius a geringer und wird dann größer als im Fall D (Bild 80). Dies bewirkt - entsprechend dem Steifigkeitsverlauf - auch geringere bzw. höhere Horizontalspannungen im Fall E gegenüber Fall D (Bild 83).

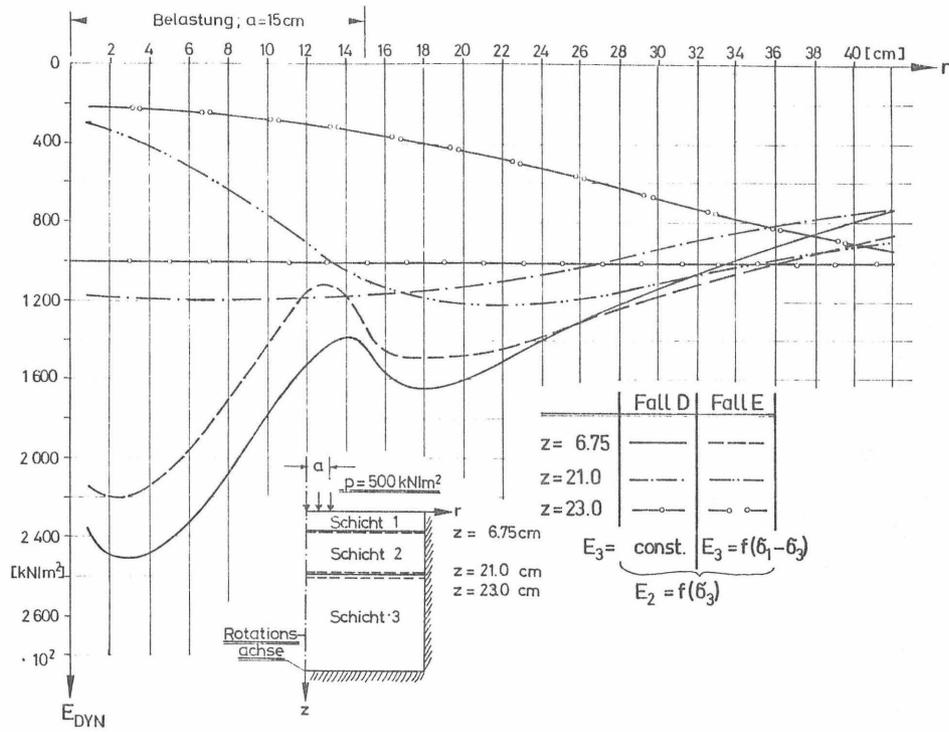


Bild 80 E-Modulverlauf in Abhängigkeit vom Radius an Tragschichtober- bzw. Unterseite und an der Oberseite des Bodens für Fall D und E

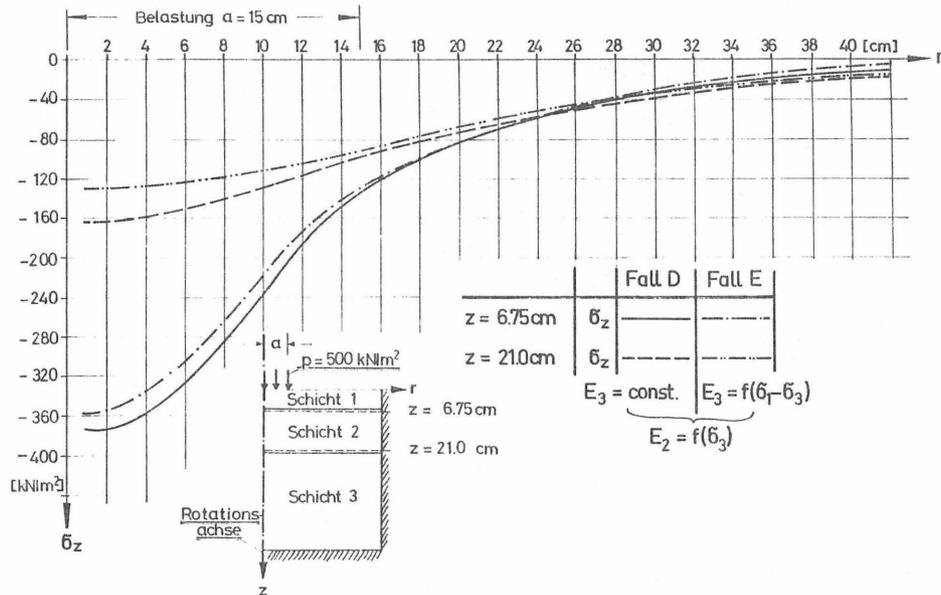


Bild 81 σ_z -Spannungen in Abhängigkeit vom Radius an Tragschichtober- bzw. Unterseite für Fall D und E

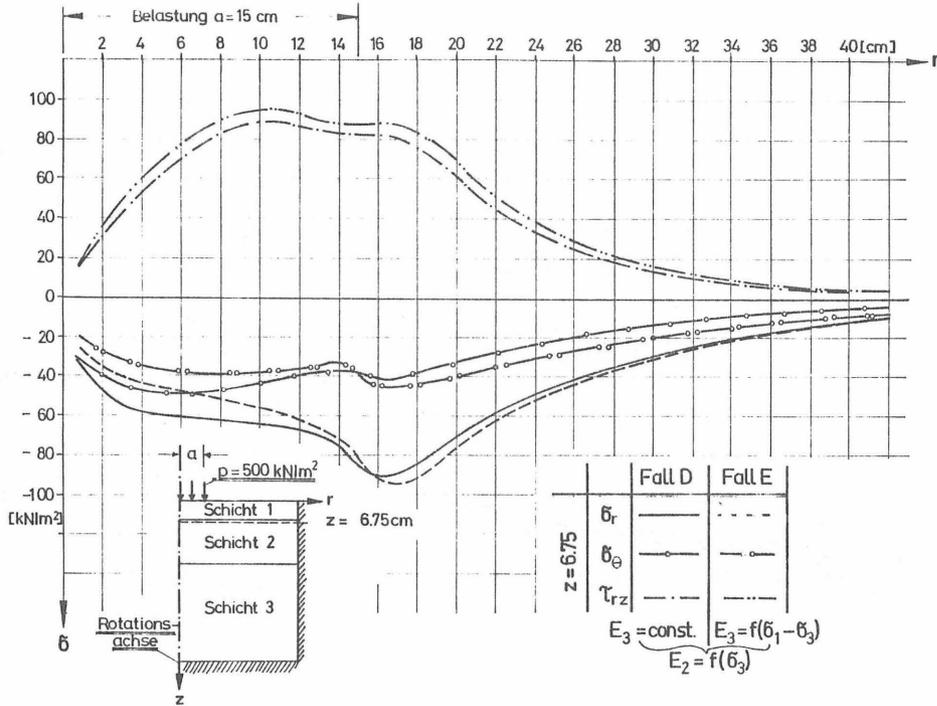


Bild 82 σ_r , σ_θ , τ_{rz} -Spannungen in Abhängigkeit vom Radius an Tragschichtoberseite für Fall D und E

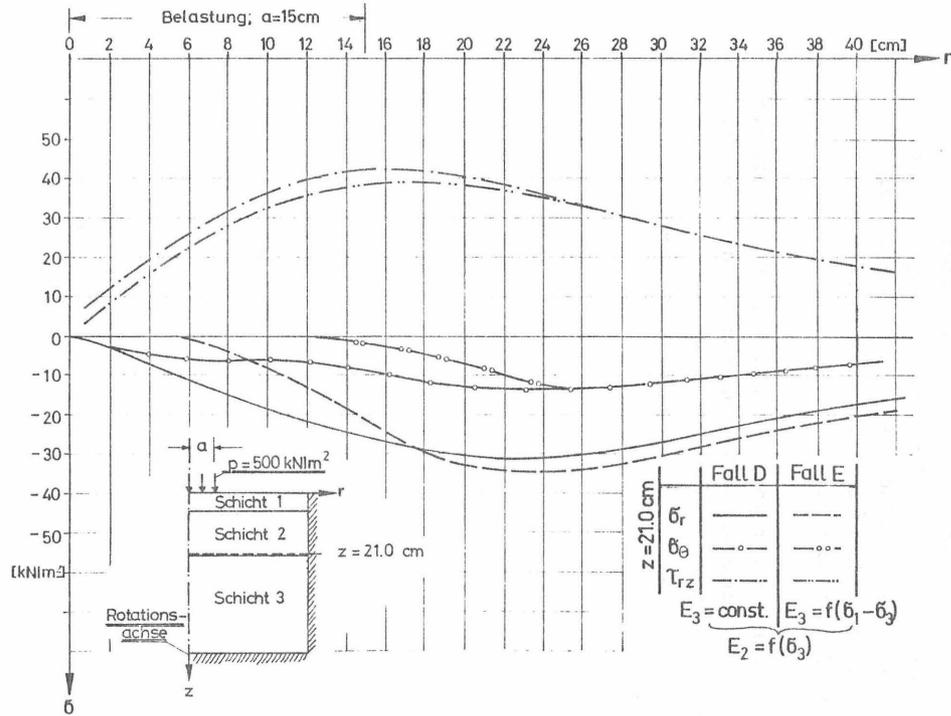


Bild 83 σ_r , σ_θ , τ_{rz} -Spannungen in Abhängigkeit vom Radius an Tragschichtunterseite für Fall D und E

Zusammenfassend kann man feststellen, daß durch das bilineare Stoffgesetz des Bodens die Spannungsverläufe qualitativ die gleichen sind wie bei der Rechnung mit konstanter Bodensteifigkeit; lediglich die Spannungsordinaten sind unterschiedlich.

Da die Größe der Spannungsordinaten in wesentlich stärkerem Maße von der Steifigkeit der Deckschicht abhängt (je nach Temperatur), erscheint es gerechtfertigt, das Verformungsverhalten des Bodens mit einem konstanten E-Modul zu beschreiben.

9. Charakteristische Größen zur Beurteilung eines Fahrbahnaufbaus

Aus der Forderung , daß die Straße die Aufgabe hat, die Verkehrslast aufzunehmen und gleichzeitig eben zu bleiben, lassen sich zwei Kriterien ableiten:

Die einzelnen Schichten müssen die durch den Verkehr entstehenden Spannungen aufnehmen können.

Die bleibenden Verformungen sollen klein bleiben, da tiefe Sprurrinnen die Befahrbarkeit einer Straße stark beeinträchtigen.

Im folgenden werden charakteristische Größen entwickelt, die beiden Kriterien gerecht werden.

9.1 Asphalttschicht

Eine in der Fachliteratur angegebene Bemessungsgröße für die Asphalttschicht ist die Biegezugdehnung ϵ_r an der Asphalttschichtunterseite.

Es werden in Abhängigkeit von dem E-Modul (eine Funktion der Temperatur) und der Dehnung ϵ_r die zulässigen Lastspielzahlen angegeben (Bild 20), wobei diese zulässigen Lastspielzahlen in Abhängigkeit von den Belastungspausen mit einem Verlängerungsfaktor zu multiplizieren sind (Bild 21).

Ein „kumulativer Ermüdungsschaden“ ist dann zu erwarten, sobald die Summe der für jeden Belastungsfall gebildeten

Quotienten aus vorhandener zu zulässiger Lastspielzahl den Wert 1 bzw. 100 % erreicht:

$$\sum_{i=1}^k \frac{\text{vorhandene Lastspielzahl } i}{\text{zul. Lastspielzahl } i \cdot \text{Verlängerungsfaktor}} = 1$$

Diese Gesetzmäßigkeit hat Miner (1945) durch Dauerschwingversuche an unterschiedlichen Werkstücken einer Aluminiumlegierung erforscht, die er bei verschiedenen Unter- und Oberspannungen einer Vielzahl von Lastwechselkombinationen aussetzte, wobei Fischer (1977) diese Gesetzmäßigkeit mit hinreichender Genauigkeit auch für bituminöse Materialien bestätigt. Ausgehend von eindeutigen Ermüdungserscheinungen des Asphalt es wird diese Untersuchung nur bis zu Temperaturen kleiner gleich 20°C für einen Verlängerungsfaktor von 30 (gem. Kap. 5.1.4) durchgeführt.

9.2 Ungebundene Tragschicht

9.2.1 Beanspruchungsgrad

Im axialsymmetrischen Fall wird die Beanspruchung der Tragschicht durch die beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 charakterisiert.

Bei den in Kap. 5.2.4 beschriebenen Versuchen an ungebundenen Tragschichtmaterialien sind die Axialspannungen (σ_1) als Schwelllast bei konstantem Seitendruck (σ_3) aufgegeben worden, wobei die Oberlastspannung in Prozent der statischen Deviatorbruchlast angegeben wird.

Es erscheint daher sinnvoll, zu einem vorhandenen Spannungszustand (σ_1, σ_3) die zugehörige Bruchspannung ($\sigma_{1,B}, \sigma_{3,B}$) wie folgt zu bestimmen (Bild 84).

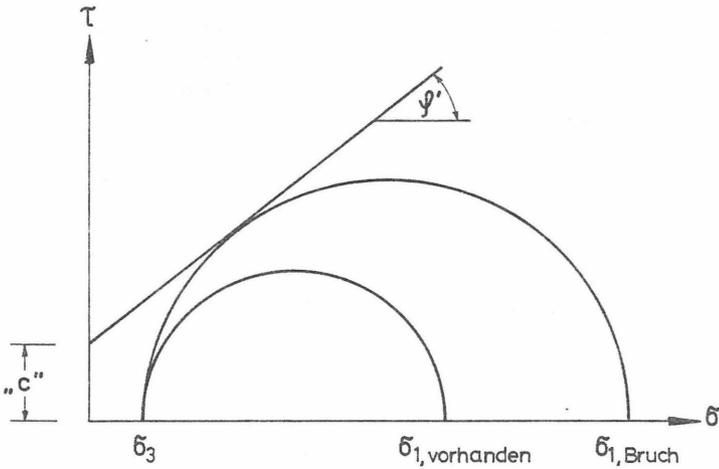


Bild 84 Vorhandener Spannungszustand und dazugehöriger Bruchzustand

Dividiert man die vorhandenen Spannungen durch die dazugehörigen Bruchspannungen hat man eine Aussage über den Beanspruchungsgrad ($BEAN_T$) eines Elementes (Gl. 22, 23), wobei sich $c_{1,B}$ ergibt zu:

$$c_{1,B} = \frac{\sigma_3(1 + \sin\psi') + 2 \cdot "c" \cdot \cos\psi'}{1 - \sin\psi'} \quad (\text{Gl. 22})$$

und damit

$$BEAN_T = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{c_{1,B} - \sigma_3} \quad (\text{Gl. 23})$$

In Bild 84 und in Gl. 22 ist der Kohäsionswert „c“ angegeben, der bei bruchtheoretischen Betrachtungen in der Bodenmechanik bei rolligem Material im allgemeinen zu Null angenommen wird.

Die Triaxialversuche mit statischer Belastung von Henke, Keppler (1966), die vor den dynamischen Triaxialversuchen (Kap. 5.2.4) an ungebundenen Tragschichtmaterialien gefahren wurden, zeigten „Kohäsionswerte“, die zwischen 100 und 150 kN/m² lagen bei Reibungswinkeln φ' zwischen 31° und 45° (Bild 85).

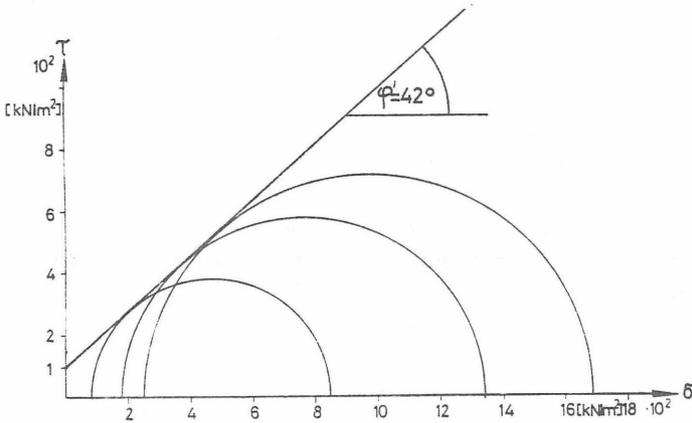


Bild 85 Ermittelte Scherparameter für ein ungebundenes Tragschichtmaterial (Henke, Keppler, 1966)

Diese Darstellung ist in dieser Form nicht korrekt, da ein rolliges Material keine Kohäsion im Sinne des Spannungsaufnahmevermögens besitzt. Vielmehr tritt bei kleinen Spannungen ein sogenannter Strukturwiderstand auf, der durch die Verzahnung der Körner hervorgerufen wird;

er steigt mit zunehmender Kornrauigkeit, Korngröße, Lagerungsdichte und Ungleichförmigkeit (Kezdi, 1969).

Die Veränderung der Bruchgeraden bei kleinen Spannungen durch den Strukturwiderstand kann durch einen Kreis oder eine Parabel (Leonsche Parabel) beschrieben werden (Bild 86).

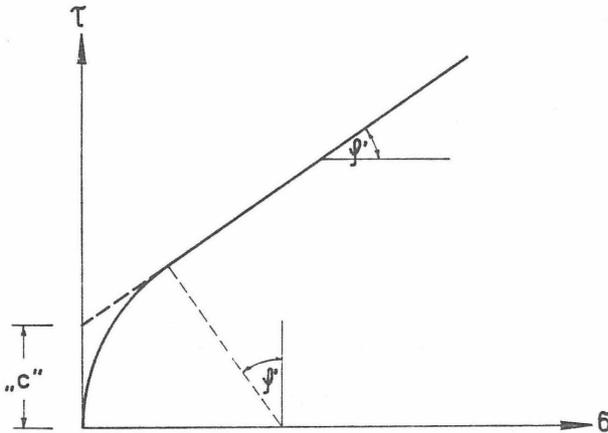


Bild 86 Einfluß des Strukturwiderstandes auf die Mohrsche Bruchgerade

Unter der Voraussetzung, daß keine Zugspannungen auftreten, läßt sich somit das Bruchverhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien mit den Werten φ' und „c“ charakterisieren, wobei „c“ ein Maß für den Strukturwiderstand ist.

Für die Bemessung der Tragschichten ist dieser Strukturwiderstand von Wichtigkeit, da - wie in Kap. 8.2 gezeigt - die Horizontalspannungen σ_3 in Rotationsachse über die gesamte Tragschichttiefe Null sind. D.h. ohne diesen

Strukturwiderstand würden alle Spannungskreise der Elemente in Rotationsachse größer sein als die Bruchspannungskreise.

Der Beanspruchungsgrad $BEAN_T$ besitzt im allgemeinen in Rotationsachse sein Maximum (maximale Deviatorspannung) und wird daher im folgenden nur noch dort betrachtet, und zwar an Tragschichtoberseite ($BEAN_T^O$) und an Tragschichtunterseite ($BEAN_T^U$). Somit reduzieren sich in diesem Falle ($\sigma_3 = 0$) die Gl. 22 und Gl. 23 zu:

$$c_{1,B} = - \frac{2 \cdot \cos \psi'}{1 - \sin \psi'} \cdot "c" \quad (Gl. 24)$$

$$BEAN_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,B}} \quad (Gl. 25)$$

9.2.2 Elastische und bleibende Verformung

Die exakte Erfassung der Parameter ψ' und "c" ist wichtig, da die bleibenden Verformungen, außer von der Lastspielzahl, stark von dem Beanspruchungsgrad abhängen.

Beispielhaft soll dies an Hand der durchgeführten dynamischen Triaxialversuche von Henke und Keppler (1966) an einem Tragschichtmaterial - Kies (Bild 28) - aufgezeigt werden.

Trägt man die bleibenden Verformungen als ein Vielfaches der elastischen Verformungen in Abhängigkeit von den Lastspielzahlen und dem Beanspruchungsgrad auf, so ergibt sich aus dem Bild 29 das Bild 87, wobei die jeweiligen elastischen Verformungen die Differenz von Ober- und Unterlastkurve bei 1.000 Lastspielen darstellen (bei 1.000 Lastspielen wurde auch E_{DYN} bestimmt, s. Kap. 5.2.2).

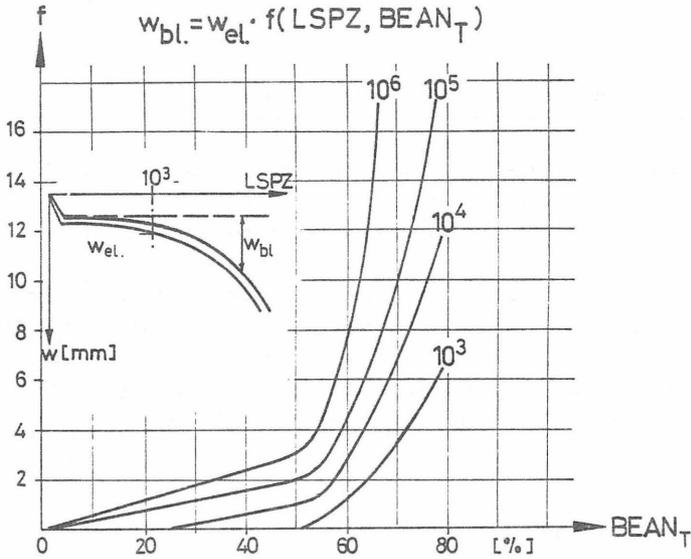


Bild 87 Bleibende Verformungen $w_{T,bl}$ als ein Vielfaches der elastischen Verformungen in Abhängigkeit von den Lastspielzahlen und dem Beanspruchungsgrad für das von Henke und Keppler (1966) untersuchte Tragschichtmaterial - Kies (Bild 28)

Mit der berechneten elastischen Verformung der Tragschicht (w_T) und dem entsprechenden Beanspruchungsgrad an Tragschichtober- ($BEAN_T^O$) und Unterseite ($BEAN_T^U$) ergeben sich mit dem Bild 87 zwei bleibende Verformungen ($f_T^O \cdot w_T$, $f_T^U \cdot w_T$), die gemittelt näherungsweise die gesamte bleibende Verformung der Tragschicht bei entsprechender Lastspielzahl darstellen.

$$w_{T,bl} = \frac{1}{2} (f_T^O + f_T^U) \cdot w_T \quad (Gl. 26)$$

9.2.3 Steifigkeitsverlust der Tragschicht

Nähern sich die σ_3 -Spannungen aus Eigengewicht und Last dem Wert Null, wird entsprechend dem Stoffgesetz ($E_{DYN} = K_{11} \cdot \sigma_3^{K22}$) der E-Modul immer kleiner.

Für sehr kleine σ_3 -Spannungen ist das Stoffgesetz experimentell nicht belegt, sondern es wurde nur in diesem Bereich extrapoliert. Es wurde daher im FE-Programm der Tragschicht ab einer sehr geringen σ_3 -Spannung ($- 0,25 \text{ kN/m}^2 < \sigma_3 < 0$) ein konstanter minimaler E-Modul zugewiesen:

$$\min E_{DYN} = K_{11} \cdot 0,25^{K22} \quad (Gl. 27)$$

$\min E_{DYN}$ liegt bei den üblichen Tragschichtmaterialien zwischen 7.000 und 10.000 kN/m^2 (Dehlen, 1969).

Der Wert von $0,25 \text{ kN/m}^2$ erscheint zunächst als willkürlich gewählt. Berechnungen zeigten jedoch, daß innerhalb der Tragschicht die Horizontalspannungen entweder alle über den Eigengewichtsspannungen lagen ($< - 1 \text{ kN/m}^2$), oder aber sehr klein waren ($0 > \sigma_3 > - 0,25$). Bei diesen kleinen Seitendrücken kann man davon ausgehen, daß die Tragschicht sich an den jeweiligen Stellen entfestigt hat.

Um den Steifigkeitsverlust der Tragschicht zu verdeutlichen, wird für den Fall C (s. Kap. 8.2: $E_1 = 10^6 \text{ kN/m}^2$, $d_1 = 6 \text{ cm}$, $E_2 = 22.674 \cdot \sigma_3^{0,62}$, $d_2 = 16 \text{ cm}$, $E_3 = 50.000 \text{ kN/m}^2$, $p = 500 \text{ kN/m}^2$, $a = 15 \text{ cm}$) die Bodensteifigkeit E_3 auf 30.000 , 20.000 und 10.000 kN/m^2 variiert.

Die Rechnungen zeigen, daß bei $E_3 = 50.000 \text{ kN/m}^2$ keines der Elemente die Steifigkeit von $\min E_{\text{DYN}}$ besitzt. Reduziert man die Bodensteifigkeit E_3 - wie oben angegeben -, erhöht sich mit sinkendem E_3 -Modul die Anzahl der Elemente, die die Steifigkeit von $\min E_{\text{DYN}}$ einnehmen, bzw. der Prozentsatz der Elemente mit $\min E_{\text{DYN}}$ bezogen auf die Gesamtanzahl der Tragschichtelemente.

Man erkennt deutlich (Bild 88, 89), daß mit sinkendem E_3 -Modul die Tragschicht unterhalb der Lastfläche ihre Steifigkeit völlig verliert, wobei die Tragschicht außerhalb der Lastfläche Steifigkeit aufbauen kann (Bild 90).

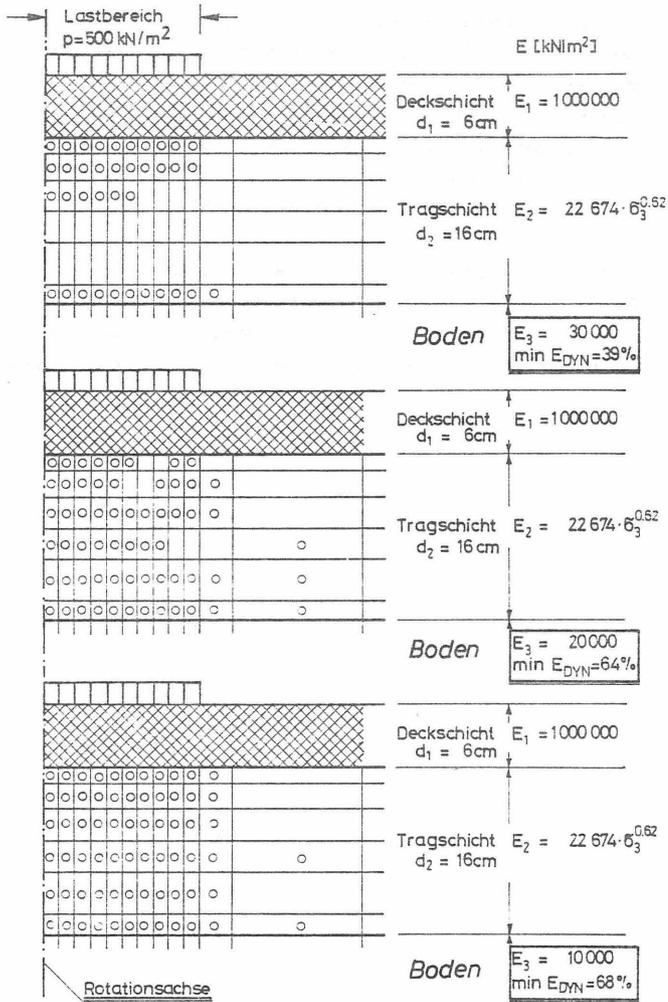


Bild 88 Steifigkeitsverlust der Tragschicht durch
 Reduktion der Bodensteifigkeit E_3
 (O = Elemente mit $\min E_{DYN}$)

Zunächst werden in den Elementen an der Tragschichtunterseite die σ_3 -Spannungen entsprechend der Bodensteifigkeit klein, während in den Elementen an der Tragschichtoberseite die σ_3 -Spannungen durch die starke Dehnung der Asphalttschicht reduziert werden (Bild 88, $E_3 = 30.000 \text{ kN/m}^2$).

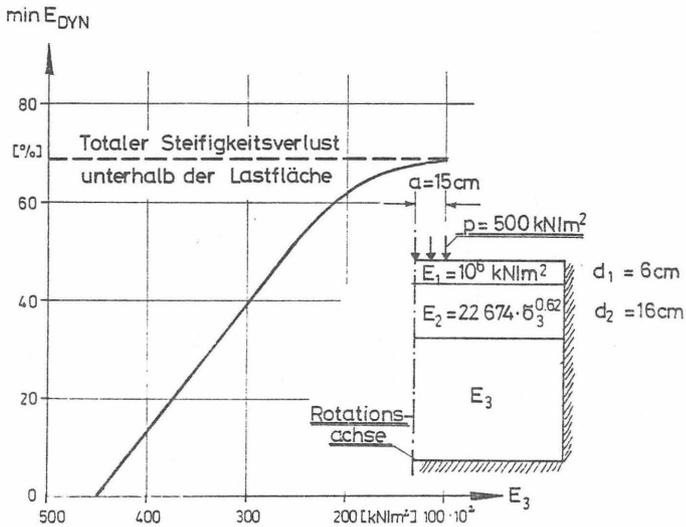


Bild 89 Prozentsatz der Tragschichtelemente mit $\min E_{DYN}$ in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit E_3

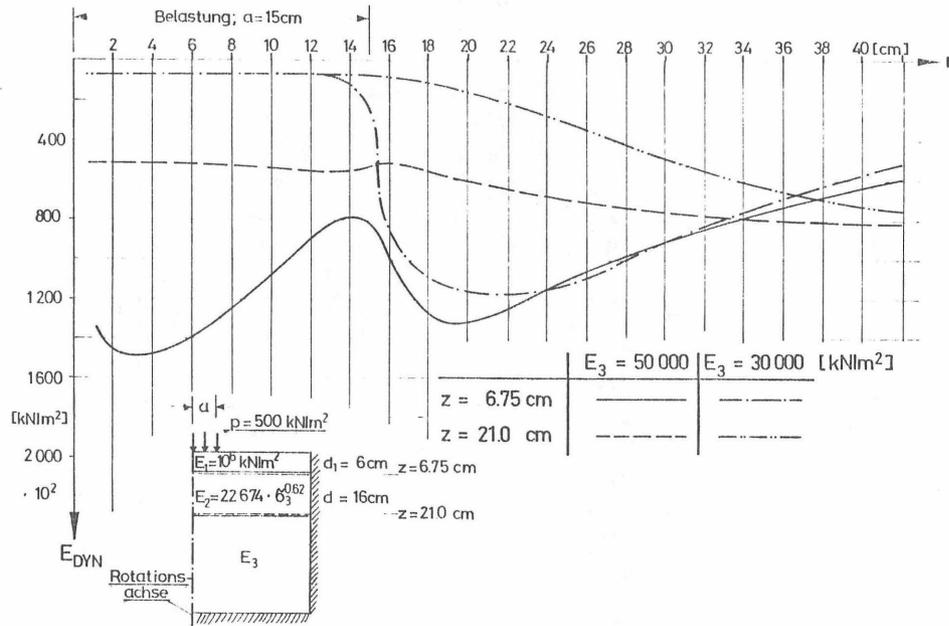


Bild 90 E_{DYN} an Tragschichtober- bzw. Unterseite in Abhängigkeit vom Radius und der Bodensteifigkeit

Ebenso wie die Reduktion von E_3 (Bild 89), so verursacht auch die Steigerung der Belastung p einen Steifigkeitsverlust der Tragschicht (Bild 91).

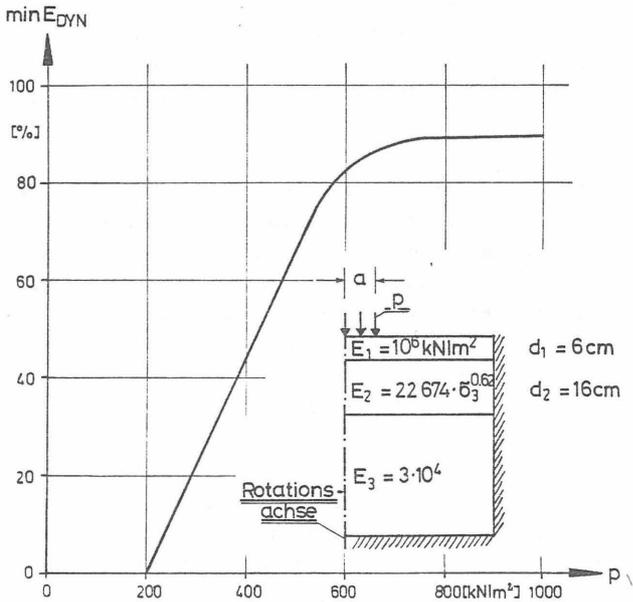


Bild 91 Prozentsatz der Tragschichtelemente mit $\min E_{DYN}$ in Abhängigkeit von der Belastung p

Man kann das Phänomen der Tragschichtentfestigung wie folgt erklären:

Ab einer gewissen Durchbiegung des Bodens infolge der Radlast oder der „Weichheit“ des Bodens, werden der Tragschicht Verformungen aufgezwungen, die, durch die

Eigenschaft der ungebundenen Haufwerke Zugspannungen nicht aufnehmen zu können, nur durch örtlich fortschreitendes „weicher werden“ mitgemacht werden können.

Das Auftreten von $\min E_{DYN}$ zeigt - zumindest qualitativ - die Gefahr der Entfestigung der ungebundenen Tragschicht an und erscheint - wie die späteren Nachrechnungen belegen (Kap. 10, 11) - als durchaus brauchbares Bemessungskriterium in Verbindung mit den anderen beschriebenen Kriterien.

Unter der Voraussetzung, daß in der Tragschicht kein Element $\min E_{DYN}$ einnehmen soll, läßt sich aus dem angeführten Beispiel schließen, daß bei geringerem E_3 -Modul als 45.000 kN/m^2 der Straßenaufbau bei der Belastung von $p = 500 \text{ kN/m}^2$ verstärkt werden müßte bzw. bei einer Bodensteifigkeit von $E_3 = 30.000 \text{ kN/m}^2$ der vorgegebene Straßenaufbau mit keiner größeren Belastung als $p = 200 \text{ kN/m}^2$ beansprucht werden darf.

Legt man das Auftreten von $\min E_{DYN}$ als einziges Bemessungskriterium zu Grunde, ergaben zahlreiche Berechnungen mit dem vorgegebenen Straßenaufbau die Bemessungsdicke der Tragschicht in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit E_3 und der Belastung p (Bild 92).

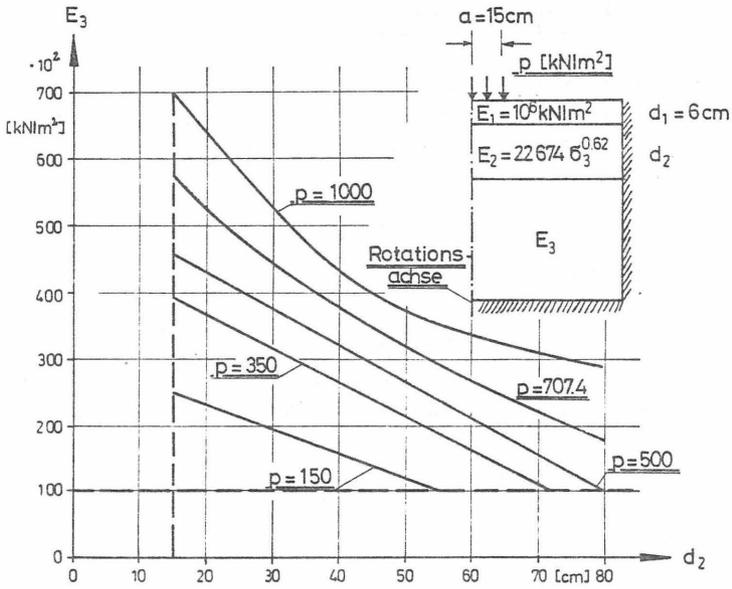


Bild 92 Bemessungsdicke der Tragschicht in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Bodens E_3 und der Belastung p

Die Bemessungsdicke in Bild 92 reduziert sich natürlich mit zunehmender Asphaltsschichtdicke und zunehmender Steifigkeit der Asphaltsschicht und ist in der dargestellten Form nicht allgemein gültig!

9.3 Boden

9.3.1 Vertikale Verformung in der Rotationsachse an der Oberseite des Bodens

Die maximale vertikale Verformung des Bodens, die immer in der Rotationsachse auftritt, ist zur Beurteilung der Gesamtsteifigkeit desselben von Interesse - vor allem bei spannungsabhängiger Bodensteifigkeit.

9.3.2 Beanspruchungsgrad

Der Beanspruchungsgrad des Bodens $BEAN_U$ ist ebenso definiert wie der Beanspruchungsgrad $BEAN_T$ der Tragschicht, nur daß statt des Strukturwiderstandes „c“ die Kohäsion c' angesetzt werden muß (Gl. 22, 23) und die Bruchkurve nicht in Kreisform auf den Nullpunkt geht, sondern als Gerade die Ordinate bei dem Wert c' und die Abszisse im positiven Bereich schneidet (Bild 93).

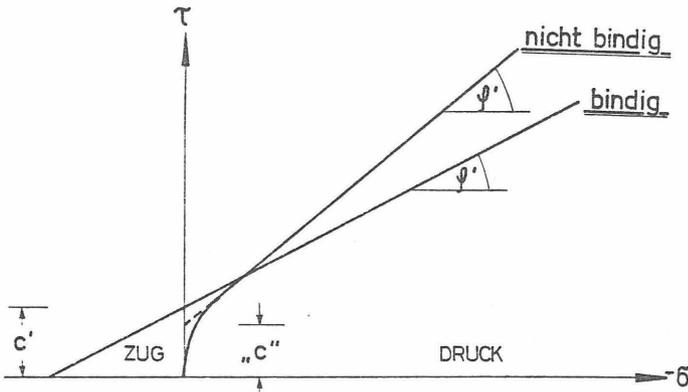


Bild 93 Bruchkurven für ungebundene Tragschichtmaterialien und bindigen Boden

Betrachtet man beispielhaft die bleibende Dehnung mit zunehmender Lastspielzahl des AASHO-Untergrundes (Bild 34) lassen sich mit dem Beanspruchungsgrad ($BEAN_U$) Aussagen über die bleibenden Verformungen in Abhängigkeit von der Lastspielzahl für den Boden anstellen.

Das Maximum von $BEAN_U$ tritt immer in Rotationsachse an der Oberseite des Bodens auf.

Gemäß Bild 34 kann angenommen werden, daß die bleibenden Verformungen bei $BEAN_U \leq 5\%$ bei jeder Lastspielzahl Null sind.

Hiermit läßt sich die Wirtktiefe z_W bestimmen, wobei angenommen wird, daß die bleibenden Verformungen von der Oberseite des Bodens parabolisch bis z_W auf Null abklingen.

$$w_{U,bl} = [\epsilon = f(BEAN_U)] \cdot z_W \cdot \frac{1}{3} \quad (Gl. 28)$$

9.4 Gesamtaufbau

Die vertikale Oberflächenverformung in Rotationsachse, die immer das Maximum darstellt, gibt einen allgemeinen Überblick über die Steifigkeit des gesamten Fahrbahnaufbaues.

10. Sensitivitätsanalyse

10.1 Fahrbahnaufbau - System

Für einen dreischichtigen Straßenaufbau (Bild 94) werden die Belastungen, Schichtsteifigkeiten und -dicken variiert und der Einfluß auf die in Kap. 9 beschriebenen charakteristischen Größen untersucht (Bild 95).

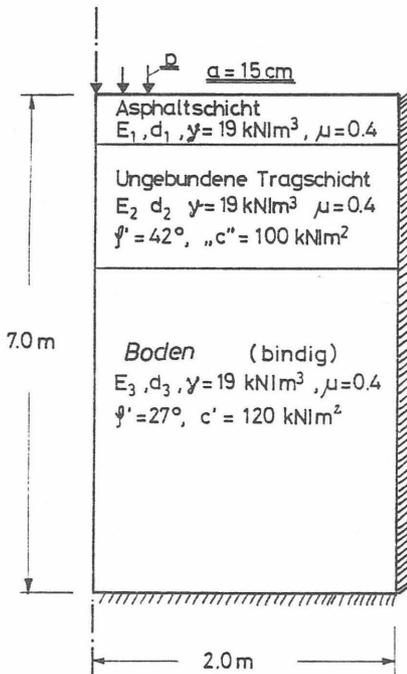


Bild 94 Bezeichnung des dreischichtigen Straßenaufbaues

Die Scherparameter der ungebundenen Tragschicht werden mit $\varphi' = 42^\circ$ und $\text{„c“} = 100 \text{ kN/m}^2$ angenommen (Bild 85), während

der Boden - entsprechend dem AASHO-Untergrund -
einen Reibungswinkel $\varphi' = 27^\circ$ und eine Kohäsion $c' =$
 120 kN/m^2 besitzen soll.

Aus Vergleichsgründen wurden die Wichten γ_i und die Quer-
kontraktionszahlen μ_i der Schichten einheitlich gewählt
($\gamma_i = 19 \text{ kN/m}^3$, $\mu_i = 0,4$).

Der Lastradius der Topflast beträgt $a = 15 \text{ cm}$.

Ausgangswerte	Variation	Einfluß auf folgende charakter. Größen
$p = 500 \text{ kN/m}^2$	$p = 0 \text{ bis } 1000 \text{ kN/m}^2$	Dehnung der Asphalttschichtunterseite in Rotationsachse ϵ_r [-]
$E_1 = 10^6 \text{ kN/m}^2$	$E_1 = (110 \text{ bis } 3) \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$	Beanspruchungsgrad an Tragschichtoberseite $BEAN_T$ [%]
$d_1 = 6 \text{ cm}$	$d_1 = 6 \text{ bis } 16 \text{ cm}$	Elastische Zusammendrückung der Tragschicht in Rotationsachse w_T [mm]
$E_2 = K_{11} \cdot \alpha_3^{K_{22}} \text{ kN/m}^2$ $\frac{K_{11}=22674}{K_{22}=0,62}$	$K_{11} = 10000 \text{ bis } 24000$ $K_{22} = 0,5 \text{ bis } 0,64$	Anzahl der Tragschichtelemente mit min E_{DYN} zur Gesamtanzahl der Tragschichtelemente min E_{DYN} [%]
$d_2 = 16 \text{ cm}$	$d_2 = 16 \text{ bis } 44 \text{ cm}$	Beanspruchungsgrad an der Oberseite des Bodens in Rotationsachse $BEAN_U$ [%]
$E_3 = 50000 \text{ kN/m}^2$	$E_3 = 10000 \text{ bis } 100000 \text{ kN/m}^2$	Elastische Durchbiegung an der Oberseite des Bodens in Rotationsachse w_U [mm]
		Elastische Gesamtoberflächendurchbiegung in Rotationsachse w [mm]

Bild 95 Matrix für die Sensitivitätsanalyse (E_1 , E_2 und E_3 sind dynamische E-Moduln)

10.2 Belastung

In Bild 96 sind die charakteristischen Größen in Abhängigkeit von p (Abszisse) aufgetragen, wobei die linke Ordinatenaufteilung sowohl die Dehnung der Asphalt-schichtunterseite in Rotationsachse $\epsilon_r \cdot 10^{-4}$ [-] als auch die Gesamtverformung des Systems w , die Zusammendrückung der Tragschicht w_T und des Bodens w_U in der Rotationsachse in 10^{-1} [mm] anzeigt; die rechte Ordinatenaufteilung zeigt den Beanspruchungsgrad an der Tragschichtoberseite $BEAN_T$, den Beanspruchungsgrad an der Oberseite des Bodens $BEAN_U$ und den Quotienten aus Anzahl der Tragschichtelemente mit $\min E_{DYN}$ zur Gesamtanzahl der Tragschichtelemente in Prozent an.

Die Ordinatenaufteilung gilt auch für die folgenden Bilder 97 bis 102.

Das Bild 96 zeigt für alle charakteristischen Größen ($\min E_{DYN} = 0$ %) einen linearen Anstieg bis zur Belastung $p \approx 600 \text{ kN/m}^2$.

Wird die Belastung p größer als 600 kN/m^2 verliert die Tragschicht - vorwiegend unterhalb der Lastfläche - an Steifigkeit, wobei zunächst an Tragschichtober- und Unterseite die Elemente, entsprechend den σ_3 -Spannungen, $\min E_{DYN}$ zugeordnet bekommen.

Hierdurch verschiebt sich das Maximum von $BEAN_T$ von der Rotationsachse in radialer Richtung bis außerhalb der Lastfläche ($r \approx 15 \text{ cm}$).

Die Verschiebung des Maximums bewirkt eine Unstetigkeitsstelle in der Kurve von $BEAN_T$, die bei feinerer Berechnung ($p = 560, 580, 600 \text{ kN/m}^2$) sicherlich mit einer „weicheren“ Kurve zu beschreiben wäre.

Um den Punkt des Auftretens von $\min E_{DYN}$ deutlich hervorzuheben, wird die Unstetigkeitsstelle weiterhin als solche eingezeichnet.

Wird p größer als 600 kN/m^2 versucht die Tragschicht mit wachsendem Steifigkeitsverlust unterhalb der Belastungsfläche die Last außerhalb der Belastungsfläche ($r > 15 \text{ cm}$) abzutragen. Dies bewirkt ein überproportionales Ansteigen von $BEAN_T$ für $p > 600 \text{ kN/m}^2$.

Die Zusammendrückung der Tragschicht w_T wächst durch das Auftreten von $\min E_{DYN}$ ebenfalls überproportional.

Durch den Steifigkeitsverlust der Tragschicht kommt der Asphalttschicht eine höhere Plattentragwirkung zu (ϵ_r steigt überproportional an), die - unter der Voraussetzung, daß diese Dehnungen von dem Asphalt aufgenommen werden können - für den Boden eine geringere Beanspruchung bewirkt (unterproportionales Ansteigen von $BEAN_U, w_U$).

Durch das überproportionale Ansteigen von w_T und das unterproportionale Ansteigen von w_U ab $p > 600 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich für die Gesamtdurchbiegung des Systems w nur ein schwach überproportionaler Anstieg.

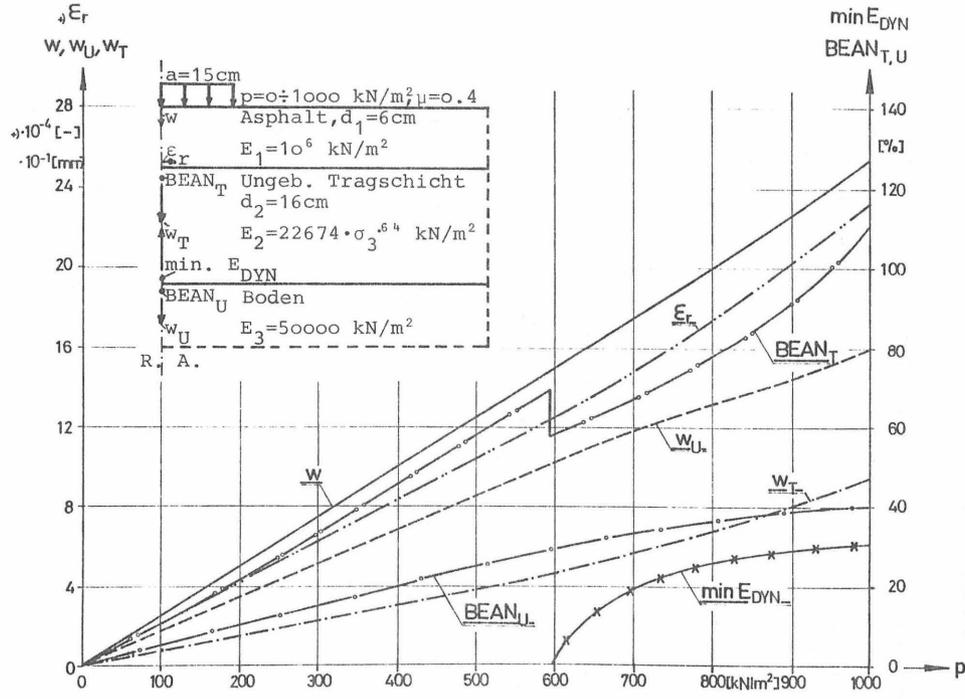


Bild 96 Der Einfluß der Belastung p auf die charakteristischen Größen

10.3 Steifigkeit der Asphalttschicht bzw.

Asphalttemperaturen

Entsprechend der nichtlinearen Temperaturabhängigkeit des E-Moduls des Asphalttes (Bild 14, log-Maßstab!), steigen alle charakteristischen Größen überproportional mit steigender Temperatur an (Bild 97).

Dies ist auf die abnehmende Plattentragwirkung gemäß dem abnehmenden E-Modul bei höheren Temperaturen zurückzuführen.

So wächst z.B. der Beanspruchungsgrad an der Tragschichtoberseite $BEAN_T$ von ca. 15 % im Winter (+ 4°C Asphalttemperatur) auf über 80 % im Sommer (+ 68°C), während ein Steifigkeitsverlust der Tragschicht erst bei Temperaturen über 68°C zu beobachten ist.

Es ist von großer Bedeutung, die maximal auftretenden Asphalttemperaturen zu berücksichtigen, da sie entscheidend in die Bemessung des Fahrbahnaufbaues eingehen.

Weiterhin ist es entscheidend, den Temperaturgradienten über die Dicke der Asphalttschicht, vor allem bei hohen Oberflächentemperaturen, mit zu berücksichtigen, da sich dadurch die Beanspruchung der Fahrbahn wesentlich reduziert. Entsprechend Kap. 5.1.3 wird bei den späteren Berechnungen (Kap. 11) der Temperaturgradient in der Asphaltdeckschicht mit 1°C pro 1 cm bei Oberflächentemperaturen größer gleich 35°C angesetzt.

Hier in der Parameterstudie wird dies aus Gründen des Vergleichs nicht berücksichtigt.

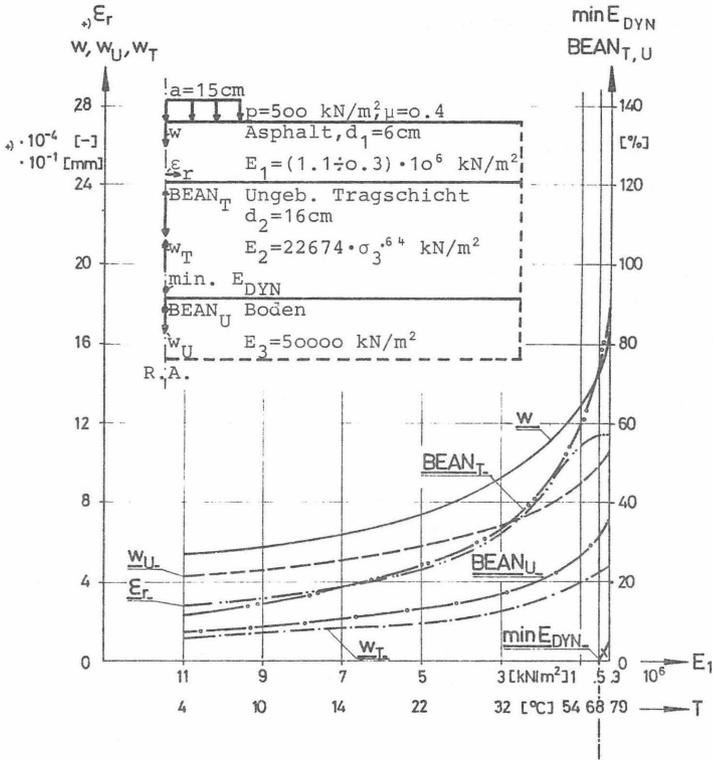


Bild 97 Der Einfluß der Asphalttemperaturen T und damit der Steifigkeit E_1 des Asphalts (Bild 14) auf die charakteristischen Größen

10.4 Asphalt-schichtdicke

Die Asphalt-schichtdicke hat einen großen Einfluß auf die charakteristischen Größen (Bild 98).

Während die Asphaltzugdehnung ϵ_r linear mit steigender Dicke d_1 fällt, reduzieren sich - ausgenommen die Zusammendrückung der Tragschicht w_T - die anderen Größen gerade zwischen $d_1 = 6$ bis 12 cm stark unterproportional.

Bei der Zusammendrückung der Tragschicht w_T ist diese Tendenz nicht zu beobachten, da bei dicker werdender Asphalt-schicht die Spannungen in der Tragschicht reduziert werden.

Ein Steifigkeitsverlust der Tragschicht tritt über den betrachteten Bereich nicht auf ($\min E_{DYN} = 0 \%$).

Eine weitere wesentliche Reduktion der charakteristischen Größen infolge der Verstärkung der Deckschicht wird vor allem bei hohen Oberflächentemperaturen dadurch hervorgerufen, daß mit steigender Dicke der Schicht die Temperaturgefällstrecke größer wird und somit - entsprechend der Temperaturabhängigkeit des E-Moduls des Asphaltes - die Deckschicht mit zunehmender Tiefe steifer wird.

Dies wurde auch hier aus Gründen des Vergleichs nicht berücksichtigt.

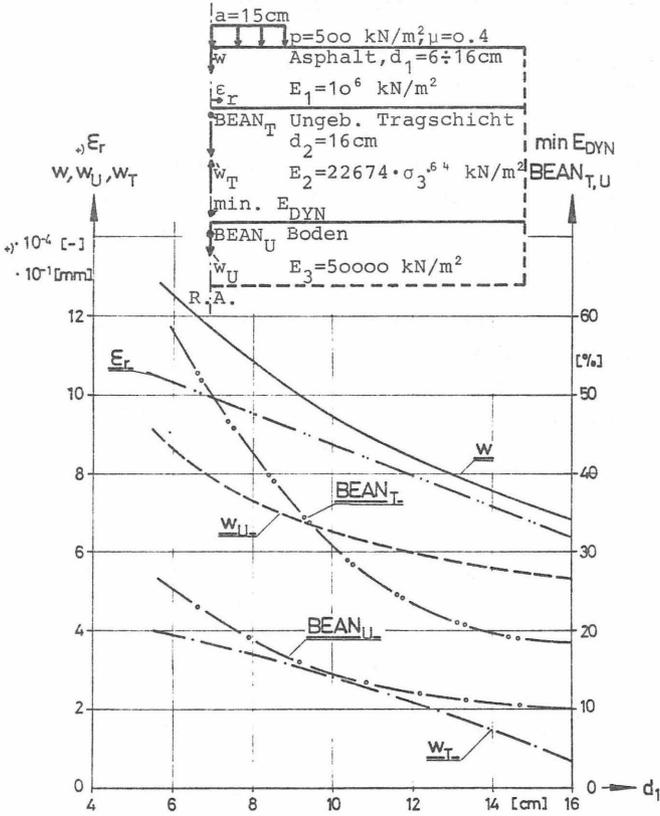


Bild 98 Der Einfluß der Asphalt-schichtdicke d_1 auf die charakteristischen Größen

10.5 Steifigkeit der ungebundenen Tragschicht

10.5.1 Koeffizient K_{11} ($E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^{K22}$)

Mit steigendem K_{11} besteht eine leichte bis mäßige fast lineare Abnahme aller charakteristischen Größen - ausgenommen der Beanspruchungsgrad an Tragschichtoberseite $BEAN_T$ - (Bild 99).

Der Beanspruchungsgrad $BEAN_T$ steigt bei Beibehaltung von φ' und „c“ mit zunehmender Steifigkeit. In den meisten Fällen besitzt die Tragschicht bei höherem K_{11} auch entsprechend höhere Bruchparameter φ' und „c“, so daß $BEAN_T$ bei steigendem K_{11} konstant bzw. sogar kleiner werden kann.

Die Gesamtsteifigkeit der Tragschicht (ein Maß hierfür ist die (elastische) Zusammendrückung der Tragschicht in der Rotationsachse w_T) wird wenig von K_{11} beeinflusst.

Dies gilt nur für die Betrachtung der Tragschicht im fertigen Straßenaufbau, während bei direkter Belastung der Tragschicht (fehlende Asphalttschicht, - Plattendruckversuch) die Gesamtsteifigkeit der Tragschicht in wesentlich stärkerem Maße mit steigendem K_{11} zunimmt.

Ein Steifigkeitsverlust in der Tragschicht tritt über den betrachteten Bereich nicht auf (min $E_{DYN} = 0 \%$).

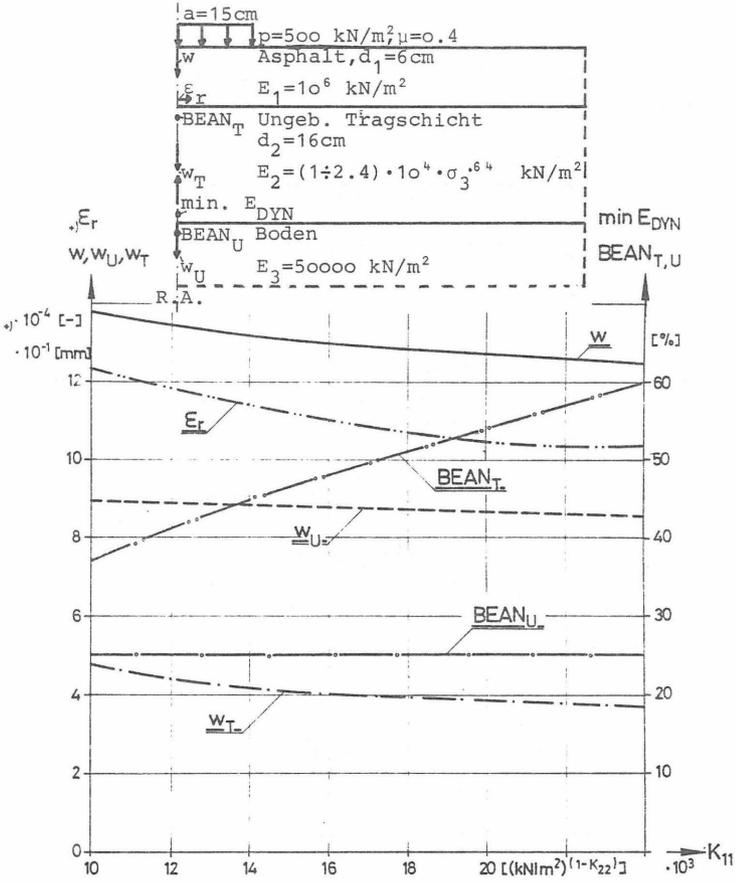


Bild 99 Der Einfluß von K_{11} ($E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}}$, s. Bild 27) auf die charakteristischen Größen

10.5.2 Exponent K_{22} ($E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}}$)

Der Einfluß von K_{22} auf die charakteristischen Größen ist gering (Bild 100), wobei von der Tendenz gesehen, das gleiche wie im Kap. 10.5.1 bemerkt gilt.

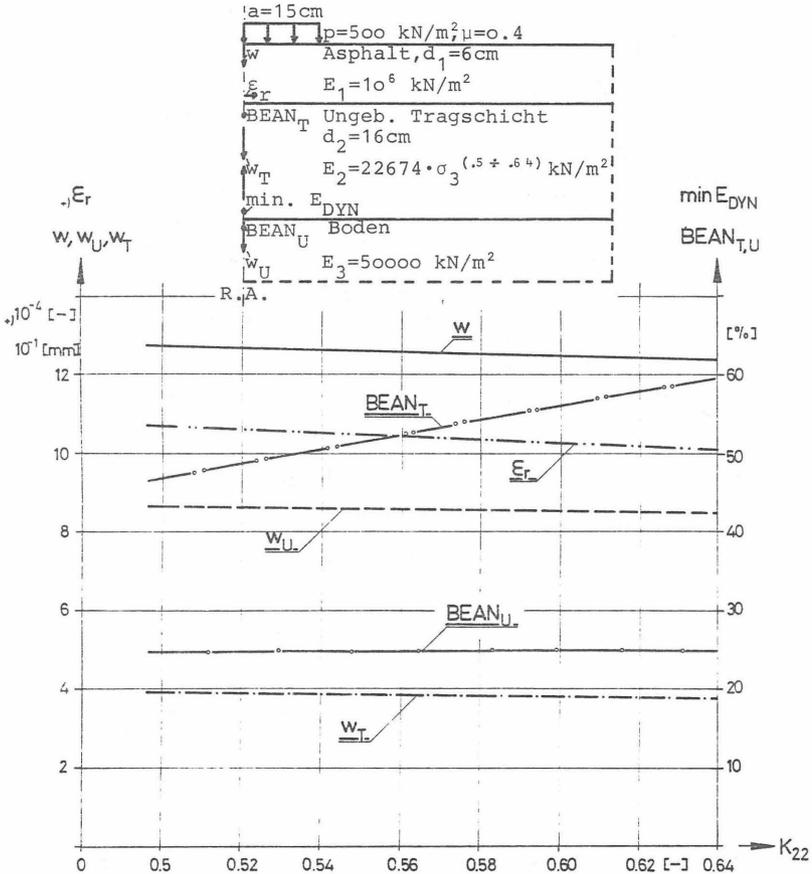


Bild 100 Der Einfluß von K_{22} ($E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}}$, s. Bild 27) auf die charakteristischen Größen

10.6 Tragschichtdicke

Mit zunehmender Tragschichtdicke d_2 reduzieren sich alle charakteristischen Größen - ausgenommen die elastische Zusammendrückung der Tragschicht in Rotationsachse w_T - (Bild 101).

Die Zusammendrückung der Tragschicht w_T nimmt natürlich mit zunehmender Schichtdicke zu.

Ein Steifigkeitsverlust in der Tragschicht tritt über den betrachteten Bereich nicht auf ($\min E_{DYN} = 0\%$).

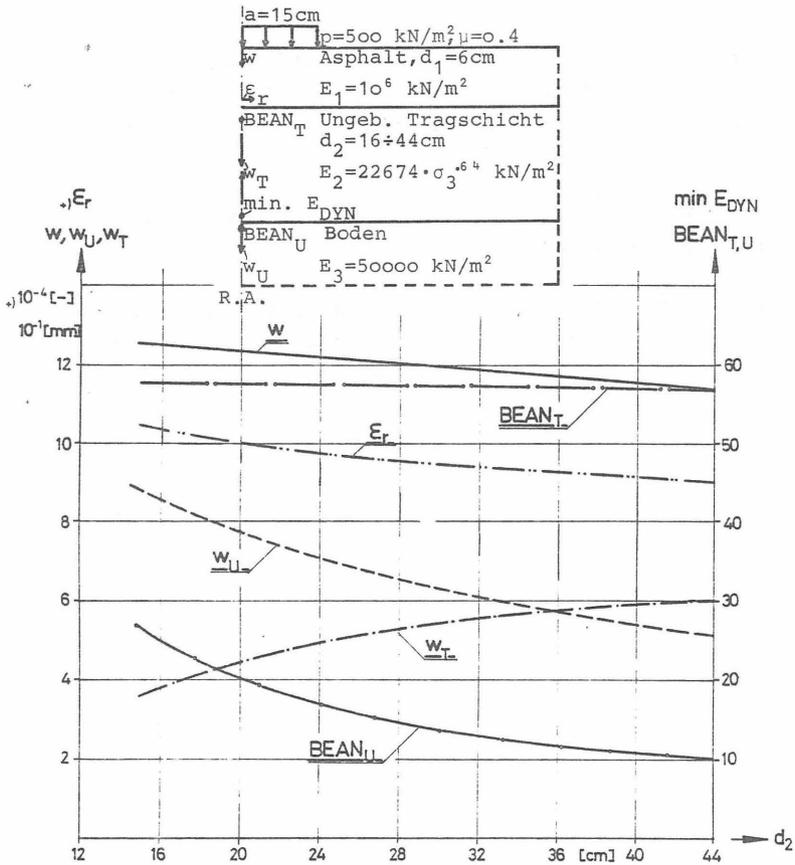


Bild 101 Der Einfluß der Tragschichtdicke d_2 auf die charakteristischen Größen

10.7 Steifigkeit des Bodens

Die Steifigkeit des Bodens E_3 spielt eine entscheidende Rolle bei der Fahrbahnbemessung (Bild 102).

Von $E_3 = 100.000$ bis 45.000 kN/m^2 nehmen alle charakteristischen Größen - ausgenommen der Beanspruchungsgrad an der Oberseite des Bodens $BEAN_U$ - linear zu.

$BEAN_U$ nimmt bei Beibehaltung von φ' und c' ab, da mit abnehmender Bodensteifigkeit geringere Spannungen entstehen. In den meisten Fällen werden jedoch die Bruchparameter φ' und c' mit kleinerem E_3 -Modul geringer, so daß $BEAN_U$ mit abnehmender Bodensteifigkeit konstant bleibt oder sogar größer werden kann.

Wird die Steifigkeit des Bodens geringer als 45.000 kN/m^2 , tritt der in Kap. 9.2.3 beschriebene Steifigkeitsverlust der Tragschicht ein, und ebenso wie bei zunehmender Belastung (Kap. 10.2) tritt eine Verschiebung des Maximums des Beanspruchungsgrades in der Tragschicht $BEAN_T$ auf, so daß eine Unstetigkeitsstelle in dieser Kurve entsteht.

Durch den Steifigkeitsverlust der Tragschicht steigen die (elastischen) Zusammendrückungen w , w_T , w_U und die Dehnung an Asphalt-schichtunterseite ϵ_r überproportional mit fallender Bodensteifigkeit an.

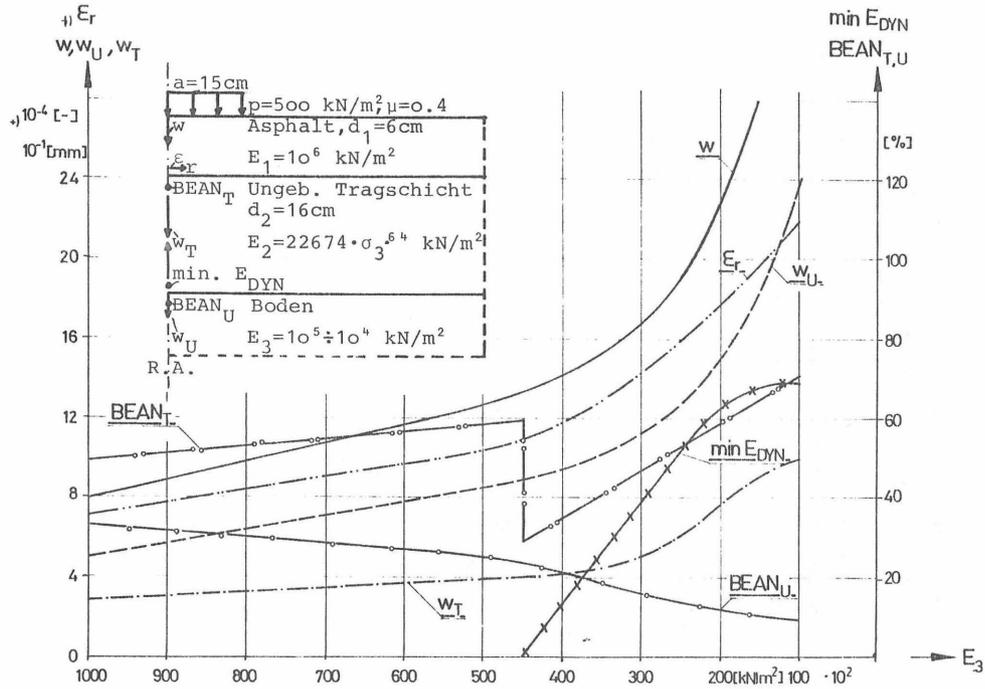


Bild 102 Der Einfluß der Steifigkeit des Bodens E_3 auf die charakteristischen Größen

11. Überprüfen der charakteristischen Größen auf
Widerspruchsfreiheit an Hand einer Bemessungskurve

11.1 Allgemeines

Die Road Note 29 (1970) gibt in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Bodens (subgrade) und der Anzahl der Standardachsen (82 kN) die Schichtdicke der unteren Tragschicht (subbase) an (Bild 103).

Die Dicke der Asphalttschicht (rolled asphalt + roadbase) wird in Abhängigkeit von der Anzahl der Standardachsen angegeben (Bild 104).

Die Kurven sind bis 10^6 Lastspiele aus Meßdaten verschiedener Versuchsstraßen (u.a. AASHO-Road) ermittelt, während der Bereich über 10^6 Lastspiele extrapoliert wurde (Befahrbarkeitsindex 2,5).

Es soll an Hand von vier Straßenaufbauten - entsprechend der Road Note 29 - die Widerspruchsfreiheit der in Kap.9 angegebenen charakteristischen Größen überprüft werden.

Entsprechend den Bildern 103 und 104 ergeben sich bei einem angenommenen CBR-Wert des Bodens von 5 % bei den aufgeführten Lastspielzahlen (LSPZ) die entsprechenden Bemessungsdicken:

- 1 LSPZ = 10^4 , $d_1 = 6$ cm, $d_2 = 14$ cm
- 2 LSPZ = 10^5 , $d_1 = 7$ cm, $d_2 = 18$ cm
- 3 LSPZ = 10^6 , $d_1 = 8$ cm, $d_2 = 22$ cm
- 4 LSPZ = 10^7 , $d_1 = 12$ cm, $d_2 = 26$ cm

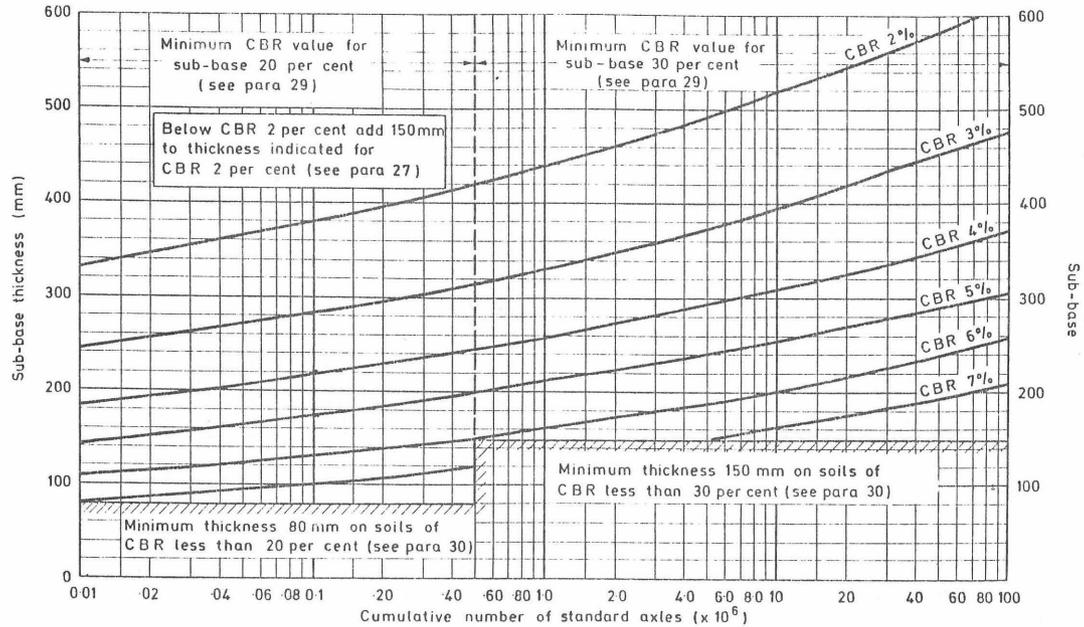


Bild 103 Dicke der unteren Tragschicht (subbase) in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit und der Lastspielzahl (Road Note 29, 1970)

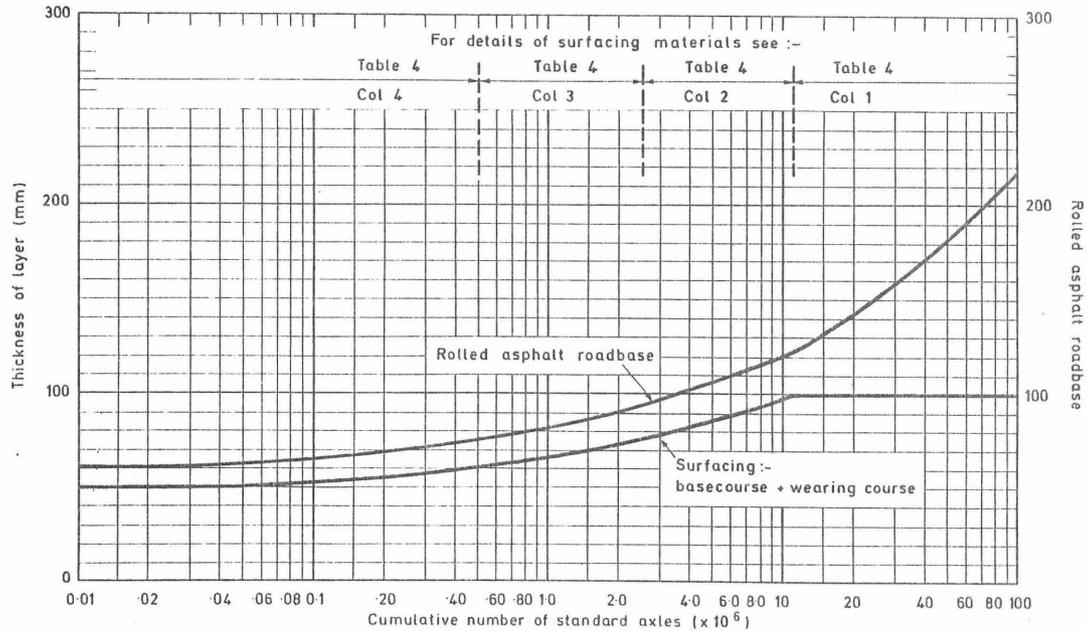


Bild 104 Dicke der Asphaltschicht in Abhängigkeit von der Lastspielzahl
(Road Note 29, 1970)

11.2 Steifigkeiten der Schichten

11.2.1 Asphalttschicht

Der dynamische E-Modul der bituminösen Schichten wird entsprechend den Temperaturen aus Bild 14 entnommen.

Wie aus Bild 97 ersichtlich, hängen alle charakteristischen Größen sehr stark von der Steifigkeit der Asphalttschicht und damit von der Temperatur ab.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Fahrbahnaufbaues ist es daher wichtig, den Asphalttemperaturen die dazugehörigen Lastspielzahlen zuzuordnen.

Diese Zuordnung ist natürlich abhängig von den klimatischen Verhältnissen des jeweiligen Landes und dem Verkehrsaufkommen (jahres- und tageszeitliche Verteilung des Verkehrs).

Da die Bemessungskurven der Road Note 29 für mitteleuropäische Verhältnisse gültig sind, kann man von folgenden Temperaturbereichen ausgehen:

Minimale Asphaltoberflächentemperatur: $- 5^{\circ}\text{C}$
(tiefere Temperaturen können in der Bemessung vernachlässigt werden).

Maximale Asphaltoberflächentemperatur: $+ 65^{\circ}\text{C}$
(nach neuesten Messungen in Deutschland ermittelt).

Weiterhin wird davon ausgegangen, daß bei $+ 12^{\circ}\text{C}$ Asphalttemperatur die Häufigkeitsverteilung der Lastspiele ein Maximum (14%) besitzt, und diese bei den minimalen bzw. maximalen Asphaltoberflächentemperaturen auf Null geht.

Entsprechend der Aufteilung in 10°C -Intervalle und den - entsprechend Bild 14 - zugeordneten dynamischen E-Moduln $[\text{kN/m}^2]$ ergibt sich die folgende Verteilung (Bild 105):

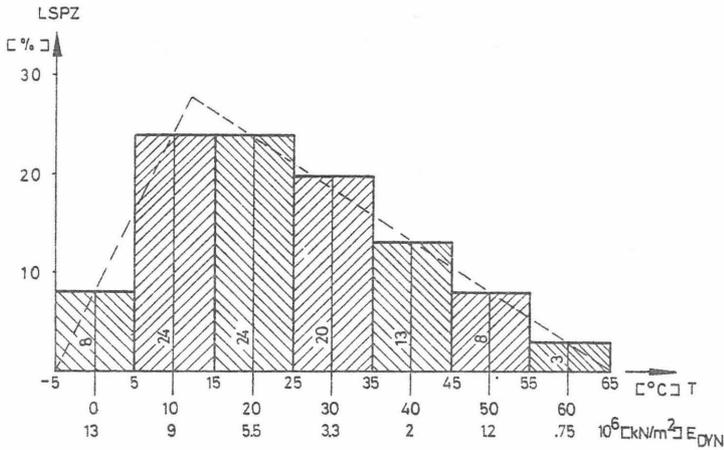


Bild 105 Angenommene Abhängigkeit zwischen Häufigkeitsverteilung der Lastspielzahlen und Asphaltoberflächentemperaturen (E_{DYN} -Moduln)

Bei den durchgeführten Berechnungen wird davon ausgegangen, wie in Kap. 5.1.3 schon erwähnt, daß das Temperaturgefälle bei Asphaltoberflächentemperaturen größer 35°C 1°C pro 1 cm beträgt und damit die Asphaltsschicht mit zunehmender Tiefe steifer wird.

11.2.2 Ungebundene Tragschicht

Wie in den Bildern 99 und 100 erkennbar, haben die Parameter K_{11} und K_{22} keinen wesentlichen Einfluß auf die charakteristischen Größen.

Es erscheint daher statthaft - zumal dynamische E-Moduln in der Road Note für die Materialien nicht angegeben werden - die schon bekannten Parameter (Bild 95 - Standardlauf) hier anzusetzen:

$$E_2 = K_{11} \cdot \sigma_3^{K_{22}} = 22.674 \cdot \sigma_3^{0,62} \text{ kN/m}^2$$
$$\psi' = 42^\circ$$
$$"c" = 100 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Kies (s. Bild 28)}$$

Die bleibenden Dehnungen mit zunehmender Lastspielzahl sollen den in Bild 87 gezeigten entsprechen.

11.2.3 Boden

Der Boden soll einen CBR-Wert von 5 % besitzen.

Es wird nun davon ausgegangen (Dempwolff, Metelmann, 1977), daß folgende Beziehung zwischen CBR-Wert bzw. E_{V2} -Modul und dem dynamischen E-Modul E_{DYN} besteht:

$$E_{DYN} = 10.000 \cdot \text{CBR} \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{Gl. 29})$$

$$E_{DYN} = 2 \text{ bis } 3 \cdot E_{V2} \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{Gl. 30})$$

Diese Beziehung gibt nur einen groben Anhaltspunkt und ist auf Grund des Unterschiedes zwischen dynamischen und statischen Versuchen nur mit Vorsicht und in Ermangelung der dynamischen Kennwerte zu benutzen:

$$E_{DYN} = 50.000 \text{ kN/m}^2$$

Die bleibenden Dehnungen sollen den in Bild 34 gezeigten entsprechen.

11.3 Berechnung

Im folgenden werden für die vier Straßenaufbauten die charakteristischen Größen mit Hilfe der FE-Rechnung ermittelt.

ϵ_r	Dehnung der Asphalt-schichtunterseite [-]
w_T	Elastische Zusammendrückung der Tragschicht in Rotationsachse [mm]
$BEAN_T^O$	Beanspruchungsgrad an Tragschichtoberseite (O)
$BEAN_T^U$	und Tragschichtunterseite (U) [%]
$\min E_{DYN}$	Anzahl der Tragschichtelemente mit $\min E_{DYN}$ zur Gesamtanzahl der Tragschichtelemente [%]
w_U	Elastische Durchbiegung an der Oberseite des Bodens [mm]
$BEAN_U$	Beanspruchungsgrad an der Oberseite des Bodens [%]

Die Belastung ist eine Topflast mit dem Radius von $a = 15$ cm und $p = 580 \text{ kN/m}^2$ entsprechend der Standardachse von 82 kN. Die Querkontraktionszahl wird für alle Schichten konstant mit $\mu = 0,4$ angesetzt.

Es werden pro Straßenaufbau jeweils sieben Rechnungen mit den der Temperatur entsprechenden E-Moduln der Asphalt-schicht durchgeführt, und die entsprechenden Lastspielzahlen diesen zugeordnet (Bild 105).

Das Ergebnis dieser Berechnung ist in einer Tabelle zusammengestellt (Bild 106).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Temp. Asphalt	E-Modul Asphalt	ϵ_r	w_T	$BEAN_T^0$	$BEAN_T^U$	min E_{DYN}	w_U	$BEAN_U$	w
[°C]	$\cdot 10^6$ [kN/m ²]	$\cdot 10^{-4}$ [mm]	$\cdot 10^{-1}$ [mm]	[%]	[%]	[%]	$\cdot 10^{-1}$ [mm]	[%]	$\cdot 10^{-1}$ [mm]
0	13	2,7	0,92	12	8	-	4,6	8	5,54
10	9	3,5	1,20	16	10	-	5,3	10	6,54
20	5,5	5,1	1,67	25	14	-	6,4	14	8,11
30	3,3	7,0	2,30	35	19	-	7,6	18	9,95
40	2,6-2,0	8,2	2,79	44	22	-	8,5	22	11,31
50	1,6-1,2	10,3	3,58	59	27	-	9,6	24	13,17
60	1,0-0,75	12,0	4,42	86	34	6	10,6	28	15,09
$p = 580 \text{ kN/m}^2, d_1 = 6 \text{ cm}, d_2 = 14 \text{ cm}, LSPZ = 10^4$									
0	13	2,2	0,92	9	6	-	4,0	6	4,97
10	9	2,9	1,21	13	8	-	4,6	8	5,85
20	5,5	4,3	1,70	19	10	-	5,5	10	7,25
30	3,3	6,0	2,35	28	14	-	6,5	13	8,94
40	2,6-2,0	7,0	2,83	34	16	-	7,2	16	10,09
50	1,7-1,2	9,0	3,65	46	20	-	8,2	20	11,87
60	1,06-0,75	10,9	4,56	60	25	-	9,1	24	13,78
$p = 580 \text{ kN/m}^2, d_1 = 7 \text{ cm}, d_2 = 18 \text{ cm}, LSPZ = 10^5$									
0	13	2,1	0,87	8	4	-	3,6	4	4,52
10	9	2,8	1,13	11	6	-	4,1	5	5,29
20	5,5	4,2	1,61	17	8	-	4,9	7	6,55
30	3,3	5,9	2,24	25	10	-	5,7	9	8,09
40	3,0-2,0	6,7	2,60	30	12	-	6,2	10	8,91
50	1,8-1,2	9,0	3,44	42	15	-	7,1	13	10,65
60	1,1-0,75	11,3	4,38	56	19	-	7,9	16	12,53
$p = 580 \text{ kN/m}^2, d_1 = 8 \text{ cm}, d_2 = 22 \text{ cm}, LSPZ = 10^6$									
0	13	1,3	0,54	4	3	-	2,9	3	3,48
10	9	1,7	0,72	6	4	-	3,2	3	4,00
20	5,5	2,6	1,05	9	5	-	3,7	4	4,84
30	3,3	3,9	1,51	13	7	-	4,4	5	5,99
40	3,6-2,0	4,1	1,64	15	8	-	4,6	6	6,29
50	2,2-1,2	5,8	2,26	20	10	-	5,3	8	7,64
60	1,3-0,75	8,1	3,11	28	12	-	6,0	10	9,36
$p = 580 \text{ kN/m}^2, d_1 = 12 \text{ cm}, d_2 = 26 \text{ cm}, LSPZ = 10^7$									

Bild 106 Die charakteristischen Größen in Abhängigkeit von den Asphalttemperaturen und unterschiedlichem Straßenaufbau

Mit den charakteristischen Größen lassen sich - gemäß Kap. 9 - Aussagen über das Verhalten des Straßenkörpers in Abhängigkeit von der Lastspielzahl treffen (Bild 107).

Entsprechend dem Kap. 9.1 wird untersucht, ob in dem Asphalt ein kumulativer Ermüdungsschaden auftritt.

Diese Untersuchung wird aus den erwähnten Gründen nur bis zu einer Temperatur von $+20^{\circ}\text{C}$ für einen Verlängerungsfaktor von $\text{VF} = 30$ (s. Kapitel 5.1.4) durchgeführt (Bild 107, Spalte 3 bis 6).

Weiterhin läßt sich gemäß Kap. 9.2.2 die bleibende Verformung der Tragschicht in Abhängigkeit von der Lastspielzahl mit dem Beanspruchungsgrad an Tragschichtober- und Unterseite ($\text{BEAN}_{\text{T}}^{\text{O}}$, $\text{BEAN}_{\text{T}}^{\text{U}}$), der elastischen Zusammendrückung der Tragschicht w_{T} und dem Bild 87 ermitteln (Bild 107, Spalte 7 bis 12).

Die bleibenden Verformungen des Bodens lassen sich gemäß Kap. 9.3.2 mit dem Beanspruchungsgrad an der Oberseite des Bodens BEAN_{U} , der Wirtiefe z_{W} und dem Bild 34 berechnen (Bild 107, Spalte 13 bis 16).

In Spalte 17 des Bildes 107 sind die gesamten bleibenden Verformungen des Straßenkörpers W_{bl} aufgetragen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Temp. Asph.	E-Modul Asphalt	LSPZ	ϵ_r	zunl. LSPZ n. B11d 20	LSPZ zunl. LSPZ 1/ VF=30	BEAN ₀	BEAN ₁	f_{T1}^0	f_{T1}^I	w_T	$w_{T,b1}$	BEAN _U	z_w	ϵ_{b1}	$w_{II,b1}$	Σw_{b1}
[°C]	10 ⁶ [kN/m ²]	[-]	[·10 ⁻⁴]	[-]	[-]	[%]	[%]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[mm]	[mm]
0	13	800	2,7	10.000	-	12	8	-	-	0,09	-	8	200			
10	9	2.400	3,5	8.000	0,01	16	10	-	-	0,12	-	10	240			
20	5,5	2.400	5,1	6.000	0,01	25	14	-	-	0,17	-	14	300			
30	3,3	2.000	7,0			35	19	-	-	0,23	-	18	400	2,0	3,0	
40	2,6-2,0	1.300	8,2			44	22	-	-	0,28	-	22	600			
50	1,6-1,2	800	10,3			59	27	1,0	-	0,36	0,18	24	700	3,0	7,0	
60	1,0-0,75	300	12,0			86	34	6,0	-	0,44	1,32	28	800			
Σ		10.000			<1						1,50				-10,0	-11,5
p = 580 kN/m ² , d ₁ = 6 cm, d ₂ = 14 cm, LSPZ = 10 ⁴																
0	13	8.000	2,2	40.000	0,01	9	6	-	-	0,09		6	80			
10	9	24.000	2,9	20.000	0,04	13	8	-	-	0,12		8	130			
20	5,5	24.000	4,3	9.000	0,09	19	10	-	-	0,17		10	250			
30	3,3	20.000	6,0			28	14	0,4	-	0,24	0,05	13	350	0,8	1,0	
40	2,8-2,0	13.000	7,0			34	16	0,6	-	0,28	0,08	16	450			
50	1,7-1,2	8.000	9,0			46	20	-	-	0,37	-	20	550	2,0	4,0	
60	1,06-0,75	3.000	10,9			60	25	2,0	-	0,46	0,46	24	750			
Σ		100.000			0,14<1						0,59	0,59			5,0	5,6
p = 580 kN/m ² , d ₁ = 7 cm, d ₂ = 18 cm, LSPZ = 10 ⁵																
0	13	80.000	2,1	60.000	0,04	8	4	0,2	-	0,09	0,01	4	-	-		
10	9	240.000	2,8	40.000	0,20	11	6	0,6	0,2	0,11	0,04	5	80	-		
20	5,5	240.000	4,2	10.000	0,80	17	8	0,8	0,4	0,16	0,10	7	200	-		
30	3,3	200.000	5,9			25	10	1,2	0,4	0,22	0,18	9	300			
40	3,0-2,0	130.000	6,7			30	12	1,4	0,6	0,26	0,26	10	400	2,0	3,0	
50	1,8-1,2	80.000	9,0			42	15	1,4	-	0,34	0,24	13	500			
60	1,1-0,75	30.000	11,3			56	19	2,2	-	0,44	0,48	16	600			
Σ		1.000.000			1,04<1						1,31				3,0	4,3
p = 580 kN/m ² , d ₁ = 8 cm, d ₂ = 22 cm, LSPZ = 10 ⁶																
0	13	800.000	1,3	500.000	0,05	4	3	0,3	0,2	0,05	0,01	3	-	-		
10	9	2.400.000	1,7	300.000	0,27	6	4	0,6	0,5	0,07	0,04	3	-	-		
20	5,5	2.400.000	2,6	100.000	0,8	9	5	0,7	0,5	0,11	0,07	4	-	-		
30	3,3	2.000.000	3,9			13	7	1,0	0,6	0,15	0,12	5	-	-		
40	3,6-2,0	1.300.000	4,1			15	8	0,9	0,4	0,16	0,10	6	120			
50	2,2-1,2	800.000	5,8			20	10	1,1	0,6	0,23	0,20	8	220	0,9	1,3	
60	1,3-0,75	300.000	8,1			28	12	1,4	0,5	0,31	0,29	10	430			
Σ		10.000.000			1,12<1						0,84				1,3	2,2
p = 580 kN/m ² , d ₁ = 12 cm, d ₂ = 26 cm, LSPZ = 10 ⁷																

Bild 107 Zeitfestigkeit der Asphalttschicht und bleibende Verformung der Tragschicht und des Bodens

11.4 Diskussion der Ergebnisse

11.4.1 Asphalttschicht

Betrachtet man den Quotienten aus den vorhandenen zu den zulässigen Lastspielzahlen, ergeben sich im Temperaturbereich ($T \leq 20^{\circ}\text{C}$) bei einem Verlängerungsfaktor von 30 bei den ersten beiden Straßenaufbauten Werte weit unter 1, während bei den beiden letzten Straßenaufbauten der Quotient ca. 1,0 ist; d.h. bei allen vier Straßenaufbauten kann der Asphalt bei vorgegebener Zuordnung Lastspielzahl zu Temperaturintervall die daraus resultierenden Lastspiele ertragen.

11.4.2 Tragschicht

Der Beanspruchungsgrad an der Tragschichtoberseite $BEAN_T^0$ darf nicht über 100% liegen (Bruch!).

Der maximale Beanspruchungsgrad liegt bei allen vier Straßenaufbauten an der Tragschichtoberkante unter 100% (Bild 106 Spalte 5), und auch die bleibenden Verformungen in der Tragschicht sind selbst bei maximalen Asphalttemperaturen sehr klein (Bild 107, Spalte 12, $\max w_{T,bl} \leq 1,5 \text{ mm}$). Ist der Beanspruchungsgrad $BEAN_T^0 \leq 50\%$, sind die bleibenden Verformungen selbst bei beliebigen Lastspielen vernachlässigbar.

Weiterhin darf die Tragschicht sich nicht entfestigen (Auftreten von $\min E_{DYN}$). Lediglich im ersten Fahrbahnaufbau nehmen im Temperaturbereich von 60°C (300 LSP) 6% aller Tragschichtelemente $\min E_{DYN}$ ein, während bei allen anderen Fahrbahnaufbauten keine Entfestigung zu beobachten ist (Bild 106 Spalte 7).

11.4.3 Boden

Die Steifigkeit des Bodens beeinflusst maßgeblich die gesamten elastischen Vertikalverformungen des Fahrbahnaufbaues ($w_U = 52$ bis 82% von w). Auch der größte Teil der bleibenden Gesamtverformungen tritt im Boden auf.

Daher sollte der Beanspruchungsgrad $BEAN_U$ in jedem Fall kleiner als 50% sein, um unzulässig große bleibende Verformungen zu vermeiden (s. Bild 34).

11.4.4 Gesamtsystem

Die Summe der bleibenden Verformungen (Bild 107, Spalte 17) ergibt die Tiefe der Spurrinne in Abhängigkeit von der Lastspielzahl - sieht man von bleibenden Verformungen in der Asphalttschicht ab.

Bei einer gewissen Tiefe der Spurrinne ist gemäß Befahrbarkeitsindex \bar{p} die Straße dem Benutzer nicht mehr zumutbar, wobei \bar{p} definiert ist (AASHO-Road-Test, 1963):

$$\bar{p} = 5,0 - 1,91 \cdot \log(1 + SV) - 0,01 \cdot C+P - 1,38 \cdot RT^2 \quad (Gl. 31)$$

$SV \hat{=}$ das Mittel der Neigungsvarianz in beiden Fahrspuren

$C+P \hat{=}$ Meßwert der Ribildung und Ausbesserung in der Fahrbahnoberfläche

$RT \hat{=}$ Meßwert für die Tiefe der Spurrinne [inch]



Nach Schwaderer (1969) ist ein unterer Befahrbarkeitsindex \bar{p} von 2,5 anzusetzen.

Setzt man diesen Wert in Gl. 31 ein und läßt das SV- und C+P-Glied unberücksichtigt, so erhält man eine Gleichung, in der der Befahrbarkeitsindex nur noch von der Spurrinnenbildung abhängig ist:

$$RT = \sqrt{\frac{5,0 - \bar{p}}{1,38}} \quad [\text{inches}] \quad (\text{Gl. 32})$$

und mit $\bar{p} = 2,5$ ergibt sich eine maximale Spurrinentiefe von 34 mm (nach David, 1976).

Bemerkenswert sind die geringen bleibenden Gesamtverformungen bei den drei letzten Fahrbahnaufbauten:

$$\begin{aligned} \text{LSPZ} = 10^5 & \rightarrow w_{bl} = 5,6 \text{ mm} \\ \text{LSPZ} = 10^6 & \rightarrow w_{bl} = 4,3 \text{ mm} \\ \text{LSPZ} = 10^7 & \rightarrow w_{bl} = 2,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

D.h. bei Fahrbahnaufbauten mit dickeren Asphaltsschichten sind die Kriterien für die ungebundenen Tragschichten bzw. den Boden nicht mehr entscheidend, sondern nur noch die Zeitfestigkeit der bituminösen Schichten.

Selbst die gesamten bleibenden Verformungen beim ersten Fahrbahnaufbau ($\text{LSPZ} = 10^4$) sind noch geringer als die zulässigen (Bild 107, Spalte 17):

$$\text{LSPZ} = 10^4 : w_{bl} = 11,5 \text{ mm} \ll 34 \text{ mm}$$

12. Zusammenfassung

Die angewandte Finite-Element-Methode ermöglicht die Berücksichtigung spannungsabhängiger Stoffgesetze in jedem beliebigen Element eines Straßenkörpers. Die Berechnung selber ist eine statische, wobei die verwendeten Stoffgesetze der Materialien im Labor unter gleichen zeitabhängigen Spannungen bestimmt werden, wie sie in einem im Fahrbahnaufbau befindlichen Element infolge eines darüber rollenden Rades entstehen.

Die Erfassung des nichtlinearen Stoffverhaltens der ungebundenen Tragschichten (Monismith, Hicks, 1970: $E_{DYN} = f(\sigma_3)$) ergeben gegenüber der Mehrschichtentheorie oder der FE-Methode mit schichtweise konstantem E-Modul vollständig andere Spannungsverläufe im gesamten Straßenkörper, während die Berücksichtigung des nichtlinearen bzw. bilinearen Stoffverhaltens des Bodens (Seed u.a. 1968, Duncan 1968: $E_{DYN} = f(\sigma_1 - \sigma_3)$) geringe Veränderung gegenüber der Rechnung mit konstantem E-Modul des Bodens aufzeigt.

Weiterhin werden charakteristische Größen zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Straßenkörpers entwickelt, wobei an Hand einer Parameteranalyse der Einfluß der Schichtdicken und der Steifigkeiten auf diese Größen untersucht wird.

Mit entsprechenden Zeitfestigkeitskurven des Tragschichtmaterials (Henke, Keppler 1966) und des Bodens (Seed u.a. 1962) lassen sich in Abhängigkeit von der Beanspruchung derselben und den vorgegebenen Lastspielen Aussagen über die bleibenden Verformungen anstellen.

Entscheidenden Einfluß auf die Beanspruchung von Fahrbahnkonstruktionen haben die Steifigkeit der Asphaltsschichten (Temperatur, Schichtdicke) und die Steifigkeit des Bodens.

Durch beispielhaft aufgezeigte Zuordnung von Lastspielen zu Temperaturintervallen werden vier Straßenaufbauten - ermittelt nach den Bemessungskurven der Road Note 29 (1970) - mit den entwickelten charakteristischen Größen beurteilt.

Es zeigt sich, daß die entwickelten charakteristischen Größen gut geeignet sind, Aussagen über die Beanspruchung von Fahrbahnaufbauten zu machen.

