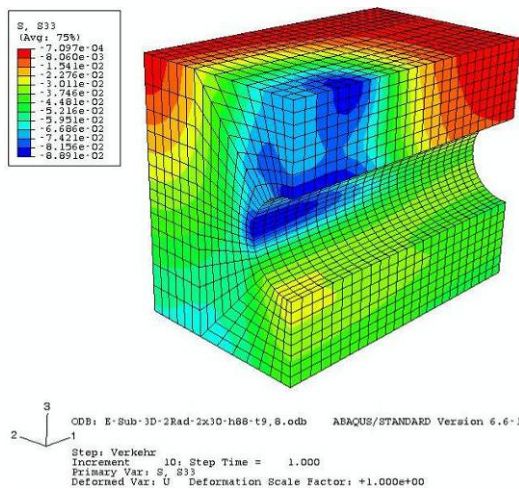


MIBAK

Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle



Endbericht

19. Dezember 2008

Endbericht zum Forschungsprojekt

Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle (MIBAK)

AZ: IV-9-042 3E1 und IV-7-042 3E1 0010

Auftraggeber:



Ministerium für
Umwelt und Naturschutz,
Landwirtschaft und Verbraucherschutz
des Landes NRW

Auftragnehmer:



Fachhochschule Münster
Fachbereich Bauingenieurwesen
Professor Dr.-Ing. Bernhard Falter
Corrensstraße 25
48149 Münster

Projektpartner:



IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur
Exterbruch 1
45886 Gelsenkirchen



Leibniz Universität Hannover
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Appelstraße 9 A
30167 Hannover



Ruhr-Universität Bochum
Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg
Professor für Verkehrswegebau
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Die folgenden Abschnitte wurden von den Projektpartnern beigesteuert:

Abschnitt 3 [U4] - IKT

Abschnitt 5.2 - LUH

Anhang [U3] - RUB

Inhalt der beiliegenden DVD

Berichte der Projektpartner

- IKT Gelsenkirchen: Statische und lastzyklische Versuche
- Ruhr Universität Bochum:
Berechnungs- und Beratungsleistungen im Forschungsvorhaben MIBAK
- Leibniz Universität Hannover, Berichte:
 - Bestimmung der Bodenparameter des Versuchssandes
 - Verdichtungsgrad im Großversuchsstand nach einem Sandausbau von rd. 0,20 m
 - Verdichtungsgrad im Großversuchsstand nach einem Sandausbau von rd. 0,40 m
 - Verdichtungsgrad im Großversuchsstand bei einer Einbauhöhe von rd. 4,50 m

FH Münster, Berichte

- Endbericht
- Anhang A bis E (Auswertungen) zum Endbericht
- Kurzbericht

IKT Gelsenkirchen, Messdaten

- Messdaten der Versuche im Großversuchsstand (komplett)

Inhaltsverzeichnis

Verwendete Formelzeichen.....	5
1 Einleitung.....	7
2 Problemstellung.....	8
2.1 Einführung	8
2.2 Weitere Untersuchungsziele	8
2.3 Übersicht über Versuche mit erdebetteten Rohren.....	9
3 Versuche im IKT-Großversuchsstand.....	14
3.1 Randbedingungen	14
3.2 Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand	14
3.2.1 Rohrwerkstoffe.....	14
3.2.2 Boden- und Rohreinbau.....	15
3.2.3 Straßenoberbau	16
3.3 Messeinrichtung	17
3.4 Versuchsdurchführung	20
4 Rohrwerkstoffe und Querschnittswerte.....	25
4.1 Betonrohre DN 700 KFW.....	25
4.2 Rohre aus duktilem Gusseisen DN 700	28
4.2.1 Scheiteldruckversuche.....	28
4.2.2 Zugversuche zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls.....	30
4.2.3 Zugversuche zur Ermittlung des Zugfestigkeit	31
4.3 PE-Wickelrohre.....	32
4.3.1 Zugversuche an Schulterproben.....	32
4.3.2 Kurzzeit-Scheiteldruckversuche	34
4.3.3 24h-Scheiteldruckversuch	36
4.3.4 Scheiteldruckversuch mit Teilbelastung	37
5 Straßenoberbau und Boden.....	40
5.1 Straßenoberbau.....	40
5.2 Boden (Leibniz Universität Hannover).....	44
5.2.1 Bestimmung der Bodenparameter.....	44
5.2.2 Bestimmung des Verdichtungsgrades im Großversuchsstand	61
6 Auswertung der Versuchsergebnisse	69
6.1 Nullversuche (Bodenbelastung ohne Rohr)	69
6.2 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101	72
6.2.1 Lastmodell bei 2 Fahrstreifen	72
6.2.2 Rohrspannungen infolge unterschiedlicher Laststellungen.....	74
6.2.3 Vergleich der Spannungen im Rohrscheitel und der Sohle.....	75
6.2.4 Lastzyklische Versuche bis $N = 10^6$	78
6.3 Einfluss des seitlichen Erddrucks aus Verkehr	83

6.4	Einfluss der Fahrbahnbefestigung.....	85
6.4.1	Untersuchte Fahrbahnbefestigungen	85
6.4.2	Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B	91
6.4.3	Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung).....	94
6.4.4	Spannungen im Straßenoberbau.....	98
6.5	Längstragwirkung der Rohre	101
6.5.1	Messergebnisse.....	101
6.5.2	Rechnerische Abschätzung der Spannungen in Rohrlängsrichtung.....	103
6.5.3	Stabilitätsuntersuchung der Rohrschale.....	110
6.6	Stoßartige Belastung	113
6.7	Belastung geschädigter Rohre	118
6.7.1	Allgemeines	118
6.7.2	Beispiele für schadhafte Kanäle mit geringen Überdeckungen.....	119
6.7.3	Beispiele für schadhafte Sammler mit geringen Überdeckungen	128
7	Kalibrierung von Rechenmodellen	131
7.1	Lastverteilungsmodell.....	131
7.2	Kalibrierung des Finite Element-Modells.....	138
7.2.1	Finite Element-Modell	138
7.2.2	Geometrie	138
7.2.3	Belastung.....	140
7.2.4	Lagerung.....	141
7.2.5	Werkstoffkennwerte	142
7.2.6	Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen und Versuche	144
7.3	Bewertung von Berechnungsmodellen.....	158
8	Zusammenfassung.....	162
8.1	Forschungsprogramm	162
8.2	Ergebnisse.....	163
8.3	Vorschläge und Ausblick	164
	Literatur.....	167
	Unterlagen	169
	Vorschriften	169
	EDV-Programme	170

Verwendete Formelzeichen

Zeichen	Einheit	Bedeutung	Abschn./Anhang
ν	-	Querdehnzahl des Bodens	5.2
Δd_v	mm	Durchmesseränderung des Rohres	C
σ_i, σ_a	N/mm ²	Rohrspannungen in Umfangsrichtung, innen, außen	4.1
σ_x	N/mm ²	Rohrspannungen in Längsrichtung	7
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	N/mm ²	Spannungen im FE-Modell	7
A	mm ² /mm	Querschnittsfläche der Rohre	4.1/E
a, a _x , a _y	m	Lasteinleitungsfläche, Seitenlängen in x- und y-Richtung	7.1
BK	-	Bauklasse Asphaltoberbau	5.1 / C
d	m	Durchmesser der kreisförmigen Lasteinleitungsfläche	C
d _m	mm	Mittlerer Rohrdurchmesser (bis Schwerachse)	E
D _{Pr}	%	Proctordichte	5.2
dyn p _v	N/mm ²	Verkehrslastanteil zum Nachweis der Schwingbreite	6.7.2
E	N/mm ²	Elastizitätsmodul, Boden, Rohr	5.1/E
E _B , E ₂	N/mm ²	Verformungsmodul des Bodens, in der Leitungszone	5.1
e _p	mm	PE-Wickelrohr: Abstand der Schwerachse von innen	E
e _x , e _y	m	Radabstand in x- und y-Richtung	7.1
F ₁	kN	Radlast / Zylinderlast	6
F _N	kN	Scheiteldruckkraft	4
G	N/mm ²	Schubmodul Rohr	7.2.5.2
GVS	-	IKT-Großversuchsstand	3
h	m	Überdeckungshöhe	7.1
h _F	m	Höhe der Fahrbahnbefestigung (Asphaltschicht)	7.1
h _K	m	Höhe der Bodenschicht bis Kämpferebene	6.3
h _p	mm	Profilhöhe des PE-Wickelrohres	E
h _S	m	Höhe der Bodenschicht (Sand)	7.1
I	mm ⁴ /mm	Flächenmoment 2. Grades (Profilierung PE-Rohr)	4
I _p	mm ⁴ /mm	Flächenmoment 2. Grades des PE-Wickelrohres	E
K ₂	-	Erddruckverhältnis	6.3
L	m	Rohrlänge	4 / E
l _m , b _m	m	Mittragende Rohrlänge, Lastbreite	7.1
m	-	Biegemomentenbeiwert	6.7
M	Nmm/mm	Biegemoment	6.7
m _B	-	Steigung der Lastausbreitung im Boden (z. B. 2:1)	7.1
m _F	-	Steigung der Lastausbreitung in der Fahrbahn (z. B. 1:1)	7.1
m _R	-	Steigung der Lastausbreitung im Rohr (z. B. 1:1,5)	7.1
n	-	Normalkraftbeiwert	6.7
N	N/mm	Normalkraft	6.7
N	-	Zahl der Lastzyklen	6.2.4

Zeichen	Einheit	Bedeutung	Abschn./Anhang
p, p_v, p_t	kN/m ²	Vertikale Bodenspannung aus Verkehrslast im Scheitel	7.1
p_E	kN/m ²	Bodenspannung aus Erdlast	2.3
p_K	kN/m ²	Konzentrierte Flächenlast in Rohrscheitelebene	7.1
q_h	kN/m ²	Horizontale Bodenspannung am Rohrkämpfer	6.3
q_n^*	kN/m ²	Horizontaler Bettungsreaktionsdruck am Rohrkämpfer	2.1
q_v	kN/m ²	Gesamte vertikale Bodenspannung	2.1
r_m	mm	Mittlerer Rohrradius (bis Schwerachse)	4
R_m	N/mm ²	Zugfestigkeit von Gussrohren	4
s	mm	Rohrwanddicke	E
S	N/mm ²	Rohrsteifigkeit	4
s_1, s_2, s_3	mm	Wanddicken beim Betonrohr (Kämpfer, Scheitel, Sohle)	E
$s_{\text{äq}}$	mm	Äquivalente Rohrwanddicke	6.7
t	mm	Stahlplattendicke	C
t	s	Versuchsdauer	B
v_x, v_y, v_z	mm/s	Schwinggeschwindigkeit des Bodens	6.6
w_o	mm	Verschiebung des Rohrscheitels	C
W_{Pi}, W_{Pa}	mm ³ /mm	Widerstandsmomente des PE-Wickelrohres	6.7
w_u	mm	Verschiebung der Rohrsohle	C
α_{ki}, α_{ka}	-	Korrekturfaktor für die Krümmung (innen, außen)	4
δ_v	%	Ovalisierung	C
$\varepsilon_\varphi, \varepsilon_x$	µm/m	Dehnungen im Rohr (Umfangs-/Längsdehnung)	6
γ	-	Sicherheitsbeiwert	6.7.2
γ_R	kN/m ³	Rohrwichte	6.7
λ_R, λ_B	-	Konzentrationfaktor der vertikalen Bodenspannungen (über dem Rohr / neben dem Rohr)	6.4.2

Laststellungen (Darstellungen s. Faltblatt F2 am Ende des Berichtes)

Abkürzung	Bedeutung	Abschn./Anhang
BZ	Bauzustand	C
ELL	Enge Laststellung Längsüberfahung	A
ELQ	Enge Laststellung Querüberfahung	A
KP	Kantenpressung	A
NL	Normale Laststellung	A, C
XL	Exzentrische Laststellung	A
Z	Zentrische Einzellast	A
Z zykl.	Zentrische Einzellast, N = 10 ⁶ Belastungszyklen	A

1 Einleitung

Die statische Berechnung von erdbetteten Abwasserleitungen und -kanälen erfolgt in Deutschland seit 1984 nach dem Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1]. Im Rahmen der CEN/TC165/WG12 wurden zwar zwei Optionen für eine „europäische Rohrstatik“ erarbeitet, es konnte jedoch keine Einigkeit auf ein gemeinsames Verfahren erzielt werden. Die Ergebnisse werden daher lediglich in Form eines Technischen Berichtes TR 1295-3 [V4] veröffentlicht. Zur Berücksichtigung von Weiterentwicklungen bei der Rohrherstellung und beim Rohreinbau sowie der Notwendigkeit einer Anpassung an europäisch übliche Regelungen zur Standsicherheit wird daher in der DWA-Arbeitsgruppe ES 5.4 eine 4. Auflage des Arbeitsblattes A 127 vorbereitet. Dabei können auch neuere Erkenntnisse bezüglich der Tragwirkung des Rohr-Boden-Systems einbezogen werden.

Flache Überdeckungen sind für die Praxis von besonderer Bedeutung, da solche Anwendungen einerseits zunehmen, andererseits auf die Rohrleitungen hohe Bodenspannungen aus Verkehrslasten einwirken, vgl. Bild 1-1.

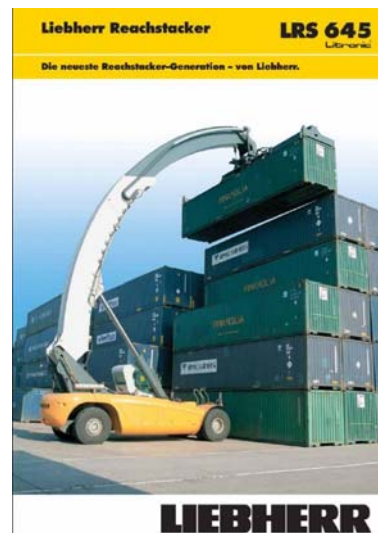


Bild 1-1 Beispiele für flach überdeckte Rohre und / oder hohe Belastungen: Durchlass, Container-terminal, Baufahrzeug über GFK-Rohr, Betonrohre unter Eisenbahnverkehrslasten

Im Rahmen eines durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW unterstützten Forschungsvorhabens, an dem die Fachhochschule Münster, das Institut für Unterirdische Infrastruktur Gelsenkirchen, die Leibniz Universität Hannover und die Ruhr-Universität Bochum beteiligt sind, sollen mit Hilfe von Versuchen im Maßstab 1:1 und Finite Element-Simulationen eine Reihe von Fragen geklärt werden, die bei der Dimensionierung von Abwasserkanälen mit flacher Überdeckung auftreten. Die Untersuchungen sollen außerdem Aussagen über die Reststandsicherheit von geschädigten Kanälen und die Berechnung von Sanierungssystemen bei nicht mehr allein tragfähigen Altrohren liefern.

2 Problemstellung

2.1 Einführung

Typische Belastungen flach überdeckter Kanäle sind vertikale Scheitelbelastungen bei gleichzeitig geringem horizontalem Erddruck, dessen Höhe von der Nennweite abhängt, vgl. Bild 2.1.

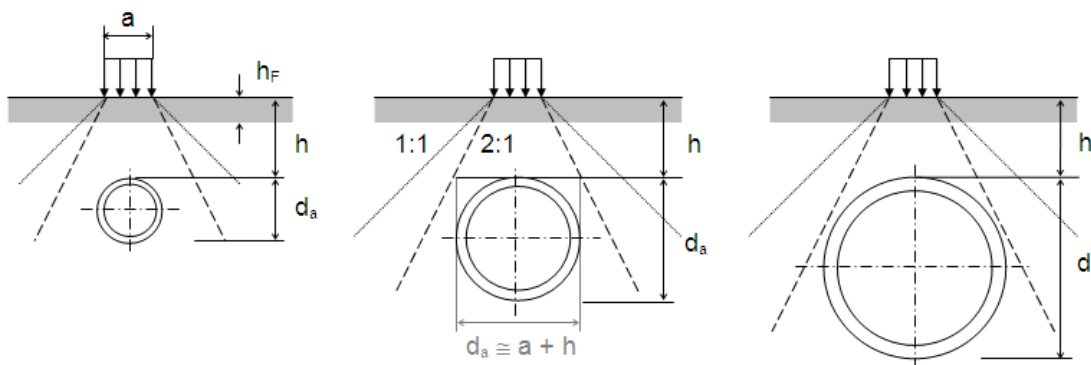


Bild 2-1 Auswirkungen einer Teilflächenlast bei konstanter Überdeckung und unterschiedlichen Rohrennweiten (Prinzipskizzen)

Bei ausreichendem Rohrdurchmesser ist zudem eine Längstragwirkung der Rohre unter konzentrierten Oberflächenlasten und eine Lastkonzentrationen im Rohrscheitel möglich, vgl. [21].

Wird als Grenze für flache Überdeckungen $h < 1,5 \cdot DN$ (bzw. $h < 1$ m) angenommen, so folgt z. B. für die Nennweite DN 1400 eine besondere Lastsituation bereits für Überdeckungshöhen $h < 2,1$ m.

Wird die Überdeckung h konstant gehalten und der Rohraußendurchmesser vergrößert, so nehmen die Vertikalspannungen neben den Rohrkämpfern ab, vgl. Bild 2-1. Für den stützend wirkenden seitlichen Druck gilt daher ein geometrisches Kriterium, das die Werte h , d_a und a enthält. Zur Verifizierung stellen die durchgeführten Versuche ausreichende Messergebnisse zur Verfügung. Da bei biegeweichen Rohren der Seitendruck q_h und der Bettungsreaktionsdruck q_h^* überlagert werden, werden diese Untersuchungen an einem biegesteifen Rohrwerkstoff durchgeführt, vgl. Abschnitt 6.3.

2.2 Weitere Untersuchungsziele

Mit den Versuchen an flach überdeckten Rohren aus Beton, duktilem Gusseisen und Polyethylen sollen neben der Höhe des seitlichen Erddrucks auch die folgenden aktuellen Fragen behandelt werden:

- In welcher Höhe wirken sich die Straßenverkehrslasten nach Eurocode 1 aus? (Abschnitt 6.2.1)
- Welchen Einfluss hat der überholende Schwerlastwagen bei enger Vorbeifahrt? (Abschnitt 6.2.2)
- Wo liegt die maßgebende Nachweisstelle, im Rohrscheitel oder in der Sohle? (Abschnitt 6.2.3)
- Welchen Einfluss hat die Fahrbahnbefestigung? (Abschnitt 6.4)

- Was geschieht im Bereich von Fahrbahnrändern und -schäden? (Abschnitt 6.4.2)
- Welche unterschiedlichen Tragwirkungen in Längsrichtung weisen biegesteife und biegeeweiche sowie profilierte Rohre auf? (Abschnitt 6.5)
- Wie reagiert das Rohr-Bodensystem bei stoßartiger Belastung? (Abschnitt 6.6)
- Wie ist die Standsicherheit von geschädigten Rohren zu bewerten? (Abschnitt 6.7)

Ziel ist ferner die Kalibrierung eines Finite Element-Modells zur Untersuchung von Lastfällen und Einbausituationen, die von den Konfigurationen im Großversuchsstand abweichen, vgl. Abschnitt 7.

2.3 Übersicht über Versuche mit erdgetteten Rohren

Tabelle 2-1 Versuche mit erdgetteten Rohren unter geringen Überdeckungen (Auswahl)

Jahr	Autor(en), Institution/ Hersteller	Rohrwerk- stoff	Nenn- weite	Boden- gruppe	Belastung	Messun- gen (max.)	Beson- derheiten	Ergeb- nisse
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1960	Ahlvin [1]	profilerte Stahlrohre	DN 305	G1+G3	Flugzeug $F \cong 220 \text{ kN}$ $h = 1,2 \text{ m}$	δ_v, δ_h	Asphalt + Schotter- schicht, $N = 350$	$\delta_v < 4 \%$
1964	Watkins/ Ghavamii/ Longhurst [2]	Stahl	DN 250	G1	F bis Beul- versagen $h / d_m = 0$ bis 1,5	krit F	Modell- versuche, Stabilität	empirische Gleichung für krit F
1967 -1980	Gaube/ Hofer/Müller Hoechst [3]	PE-HD	DN 1200, DN 800	G1-G2	p_E $h < 2 \text{ m}$	δ_v, σ_B	Langzeit- versuche	$\delta_v \leq 8 \%$ (Langzeit)
1970 -1998	Nowack Omniplast [10]	PVC-U	DN 300 - 500	G1-G2	p_E $h < 2 \text{ m}$	δ_v	Langzeit- messun- gen	$\delta_v < 3\%$ (Mittelwert) $\delta_v < 10 \%$ (Einzelwert)
1988	Watkins/ Shupe Utah State University [7]	1) Beton 2) Betonrohr mit Schlauch- liner	ca. DN 800	Sand+ 20% Schluff	$p_E + p_0$ $h \cong 30 \text{ m}$	δ_v	Ver- suchs- stand	1) Risse bei $h \cong 7 \text{ m}$, $\delta_v \cong 40\%$ 2a) 31% 2b) 2,7 %
1997	TEPPFA- Versuche [15]	PVC-U, PE, Stahl	DN 300	G1, G4	$p_E + F$ SLW 30 $h = 1,15$ bis 3 m	δ_v	ohne/ mit Verdich- tung	$\delta_v < 12 \%$ / $\delta_v < 1 \%$
1998	Falter/Hinrichs/ Lenz/Schwerdt iro/FH Münster [16]	PE, PE-X, SML	$d_a = 130$ - 160	G1 (SE, GW-GI, Grauwacke)	$p_E +$ SLW 30 $+ p_i = 10$ bis 16 bar	ε ($\varphi = 0,$ $90^\circ, 180^\circ$) DMS	Druck- rohre	Abw. i. M. < 25 %, $p_i + \text{SLW}$
1998	Lühr/Schmidt/ Mälzer fmpa Bauhaus Univ. Weimar [23]	PVC-U profilert, verschiedene Hersteller	DN 300	G1 $D_{Pr} =$ 87 %	$F = 250 -$ 300 kN SLW 60 $h = 0,5 \text{ m}$ bis 1 m	$v(x, \varphi)$ Laser	Versuchs- feld 270 d	$\delta_v < 7 \%$
2001	Steffens/Harder (HS Bremen), Falter (FH Münster) ASSUR [21]	Beton, Steinzeug, PVC-U	DN 400	G1 $E_2 \cong$ 17 N/mm ²	$F = 300 \text{ kN}$ (SLW 60) $h = 1,3 \text{ m}$	σ_{Bx}, σ_{Bz} $v(x, \varphi)$	Ver- suchs- stand	$\delta_v \cong 0,5 \%$
2005, 2008	Knight/Bayat/ Adedapo Univ. Waterloo [30]	PE	DN 200	G2	$F = 800 \text{ kN}$ (3 Achsen) $h = 1,55 \text{ m}$	σ_{Bx}, σ_{Bz} ε (DMS) δ_v, δ_h	a) offener Rohrein- bau b) HDD	p_v bei $h =$ 200, 600, 950 mm

Abkürzungen: p_E = Erddruck, p_0 = Pressendruck, F = Einzellast auf Lastplatte, p_i = innerer Überdruck,
 N = Anzahl zyklische Belastungen

Die in Tabelle 2-1 aufgeführten Versuche haben zum Teil sehr verschiedene Zielrichtungen. Bei Untersuchungen im Auftrag von Rohrherstellern steht häufig der Nachweis im Vordergrund, dass ein zu prüfendes biegeweiches Rohr auch unter ungünstigen Einbettungsbedingungen den im Arbeitsblatt ATV-A 127 definierten Verformungsgrenzwert von $\delta_v = 6 \%$ nicht überschreitet.

Bei international angelegten Forschungsarbeiten geht es z. B. um die Bewertung von eingeführten Vorschriften. Weitere Arbeiten dienen der Kalibrierung der eingesetzten Messtechnik bei leicht zu reproduzierenden Randbedingungen.

In den meisten Arbeiten werden die Bodenspannungen in der Rohrumgebung nicht direkt gemessen. Versuche an biegeweichen Rohren bieten den Vorteil einer einfachen Messung der Verformungen mit möglichen Rückschlüssen auf die Bodenspannungen, die Bettungsbedingungen und das Rohrverhalten. Ein weiterer Unterschied zu biegesteifen Rohren besteht darin, dass in der Regel keine Konzentration der Belastungen über dem Rohrscheitel stattfindet.

In der experimentellen Arbeit von Ahlvin [1] wurde das Verhalten von profilierten Stahlrohren DN 305 während der Überführung durch Flugzeugradlasten in Höhe von 50.000 lb (ca. 220 kN) untersucht. Nach der Herstellung der Rohreinbettung und der Überschüttung wurden eine Schotter- und eine Asphaltdeckungs aufgebracht. Die Dicken der Tragschichten und die Überdeckung wurden geringer gewählt als es amerikanische Vorschriften vorsehen, womit eine ungünstigere Einbausituation simuliert werden sollte. Es wurden die vertikalen und die horizontalen Durchmesseränderungen in der Mitte und an einem Ende eines Einzelrohres gemessen, was Rückschlüsse auf die mittragende Rohrlänge bzw. deren Unterbrechung an Rohrverbindungen ermöglicht. Das Rohr wurde 350mal überfahren, bei den ersten 50 Lastzyklen wurde eine deutliche Zunahme der bleibenden Rohrverformungen festgestellt. Nach ca. 100 Überführungen näherten sich die Verformungen einem stationären Wert. Die Summe aus bleibenden, statischen und dynamischen Rohrverformungen betrug maximal 3,4% des Rohrdurchmessers. Hieraus wird in [1] geschlossen, dass die aufgebrachten Lasten die Tragfähigkeit des Rohres nicht erreichen. Nach dem Ausgraben des Rohres wurde eine Scheiteleinsenkung vom 3 bis 4fachen Wert der Durchmesseränderung festgestellt. Die Differenz ist im Wesentlichen auf eine Starrkörperverschiebung der Rohrleitung durch Bodensetzung zurückzuführen, vgl. hierzu Abschnitt 6.5.

Die Modellversuche von Watkins et al. [2] an Stahlrohren der Nennweite 3,27' (DN 249) und Wanddicke von 0,53 mm bis 1,9 mm ergaben Werte für die erforderliche Mindestüberdeckung, bevor eine Rohrtrasse während des Bauzustandes mit schweren Fahrzeugen überfahren werden darf. Als Belastung diente ein über die Versuchszelle quer zur Rohrachse rollendes Rad. Die Versuche wurden bis zum Beulversagen der relativ dünnwandigen Stahlrohre geführt, wobei die Ergebnisse nach Aussage der Autoren nur für einen Reifendruck von 55 psi (3,8 bar) gültig sind. Die Abbildungen der Beulformen in [2] zeigen in Längs- und Umfangsrichtung begrenzte Eindrückungen des Rohrscheitels. Aus den Beullasten wurde eine empirische Bemessungsformel für die kritische Radlast hergeleitet, vgl. hierzu auch den Abschnitt 6.5.3.

Die Langzeitmessungen der Verformungen von großformatigen Rohren bis DN 1200 von Gaube, Hofer und Müller [3] sind die ersten in Deutschland dokumentierten Ergebnisse von Versuchen mit erdüberschütteten PE-Rohren und -Schächten. Die Überdeckung liegt über den Werten des Forschungsprojektes. Die Ergebnisse zeigen jedoch den Trend, dass die Verformungen aus Erdlasten mit der Zeit abklingen. Diese Erkenntnisse haben maßgeblich zur Weiterentwicklung der deutschen Vorschriften für biegeweiche Kunststoffrohre beigetragen.

Von Nowack wurden im Rahmen von ausgeführten Projekten langjährige Messungen der Verformungen von erdgebetteten Kunststoffrohren durchgeführt [10]. Dabei handelte es sich in der Regel um PVC-Rohre mit kleineren Nennweiten im Bereich von DN 200 bis DN 500. Hierbei wurden tatsächliche, auf Baustellen realisierte Einbettungsbedingungen erfasst. Da die Messergebnisse in Rohrlängs-

richtung aufgezeichnet wurden, ist auch eine gewisse statistische Aussage zu den erzielten Verdichtungen möglich.

Weitere Versuche der europäischen Kunststoffindustrie wurden als Feldversuche mit drei Werkstoffen (PVC, PE und Stahl) konzipiert, vgl. Alferink et al. (TEPPFA [15]). Besonderer Wert wurde auf die Variation der Bodenarten (G1 bis G4) und unterschiedliche Verdichtungsgrade gelegt. Ferner wurde ein erheblicher Aufwand zur Ermittlung der Bodenkennwerte nach verschiedenen in Europa üblichen Verfahren betrieben.

Die Überdeckungen betragen 1,15 bis 3 m, die Belastung erfolgte durch Überfahrten mit einem SLW 30. Die Verdichtungsgrade wurden mit „keine“, „mittel“ und „gut verdichtet“ definiert – keine Verdichtung bedeutete auch: Einwerfen von Bodenklumpen in die Leitungszone. Nur bei nicht verdichteten Böden wurden Verformungen bis ca. 15% gemessen, für die übrigen Einbauarten resultierten Verformungen bis maximal 6%.

Die Tests wurden im Rahmen einer groß angelegten Aktion nach verschiedenen in DIN-EN 1295-2 [V4] aufgeführten europäischen Verfahren rechnerisch überprüft. Die Verfasser Alferink et al. (TEPPFA [15]) kommen zu der Auffassung, dass die schwedische Vorschrift die beste Übereinstimmung liefere, es ist jedoch für die sehr vielen und unterschiedlichen Einbaufälle keine eindeutige Präferenz eines Verfahrens möglich.

Das Verhältnis $\min h$ zur Nennweite und die Lasthöhe (Gebrauchslast) liegt zwar außerhalb des für das Forschungsprojekt relevanten Bereichs, die Erkenntnisse z. B. zur Messung der bodenmechanischen Größen sind jedoch auch für die vorliegende Arbeit von Bedeutung.

In ihrer Diplomarbeit an der FH Oldenburg untersuchten Hinrichs und Schwerdt [16] den zeitlichen Verlauf der Dehnungen erdgebetteter PE-Rohre kleiner Nennweite unter Innendruck während der mehrfachen Überfahrten durch ein 30t Fahrzeug. Die Überdeckung betrug ca. 0,5 m, der Boden entsprach der Bodengruppe G3.

Es zeigte sich die Gültigkeit der Superposition der Rohrspannungen aus dem Innendruck und aus dem SLW. In der Arbeit wurden ferner Vergleichsrechnungen mit der Finite Element Methode durchgeführt, die eine gute Übereinstimmung sowohl bei den einzelnen Lastarten als auch bei deren Überlagerung zeigten.

Für das Forschungsprojekt sind hierbei insbesondere der kleine Überdeckungsbereich und die zyklische Belastung durch ca. 100 Überfahrten interessant. Nicht getestet wurden die Einflüsse einer befestigten Fahrbahn auf die Lastverteilung.

Die in 2003 veröffentlichten Versuche von Lühr, Schmidt und Mälzer, Bauhaus-Universität Weimar [23] gelten den profilierten Rohren Bipeau+, Jumbo-KG und Ultra-Rib aus PVC-U mit der Nennweite DN 300 im Überdeckungsbereich von 0,5 m bis 1 m.

Im oberen Überschüttungsbereich wurde durch die Überfahrten eine höher verdichtete Bodenschicht erzielt, die in [23] als „Fahrbahntragschicht“ bezeichnet wird. In der Leitungszone wurden praxisnahe geringe Verdichtungsgrade gewählt (deutlich unter 10 Schläge bei einer Rammsondierung nach DIN 4094). Es wurden die Rohrverformungen sowohl bei der Grabenverfüllung und der Verdichtung des Verfüllungsmaterials als auch Langzeitmessungen unter SLW 30 bis SLW 60-Lasten durchgeführt. Die Verformungen sind in Rohrlängsrichtung dokumentiert, so dass auch Aussagen über die Längstragwirkung möglich sind.

In diesem Vorhaben wurde insbesondere das Langzeitverhalten von Kunststoffrohren untersucht, d. h., bei geringeren Überdeckungen und kürzeren Einwirkungszeiten (270 Tage) ist ebenfalls ein Abklingen der Rohrbelastungen bis zu einem quasi stationären Zustand festgestellt worden. Außerdem wurden die Beanspruchungen beim Rohreinbau erfasst.

Kunststoffrohre zeigen den Untersuchungen in [23] zufolge eine hohe Tragreserve gegenüber „extremen Einbau- und Belastungsbedingungen“. Allerdings lässt sich mit dieser Aussage das dennoch vorhandene Schadenspotential bei Kunststoffrohren nicht begründen, vgl. Abschnitt 6.7.2.

Die Versuche von Watkins et al. [2] wurden in einem Großversuchsstand an zwei Betonrohren mit ca. 800 mm Durchmesser durchgeführt. In den Versuchsstand wurde ein bindiger Boden (G3 nach Arbeitsblatt ATV-A 127) eingebaut.

In ein Rohr wurde vor Lastaufbringung ein Schlauchliner mit ca. 25 mm Wanddicke installiert – Ziel der Versuche war also die Demonstration des Verschiebungs- und Bruchverhaltens von unsanierten und sanierten Betonrohren.

Die Belastung wurde durch hydraulischen Pressendruck in der Höhe bis ca. 450 kN/m² auf die Bodenoberfläche aufgebracht. Es handelt sich damit um eine Oberflächenlast p_0 (Bezeichnung nach Arbeitsblatt ATV-A 127), die zwar nicht der Radlast eines SLW (also einer konzentrierten Flächenlast p_k) entspricht, jedoch für Vergleichsbetrachtungen aufschlussreich ist. So sind z. B. Vergleiche zur Höhe des seitlichen Erddrucks auf Rohre bei hohen Versuchslasten möglich.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ASSUR [21] wurden in den Jahren 2000/01 umfangreiche Lastplattenversuche in einem mittelformatigen Versuchsstand und in situ (gemauerter Kanal in Bremen) vorgenommen. Durch Einsatz einer größeren Zahl von Erddruckgebern konnte die dreidimensionale Verteilung der Bodenspannungen im Versuchsstand ermittelt werden, anschließend wurden die Ergebnisse durch Finite Element Berechnungen überprüft, vgl. Bild 2-2.

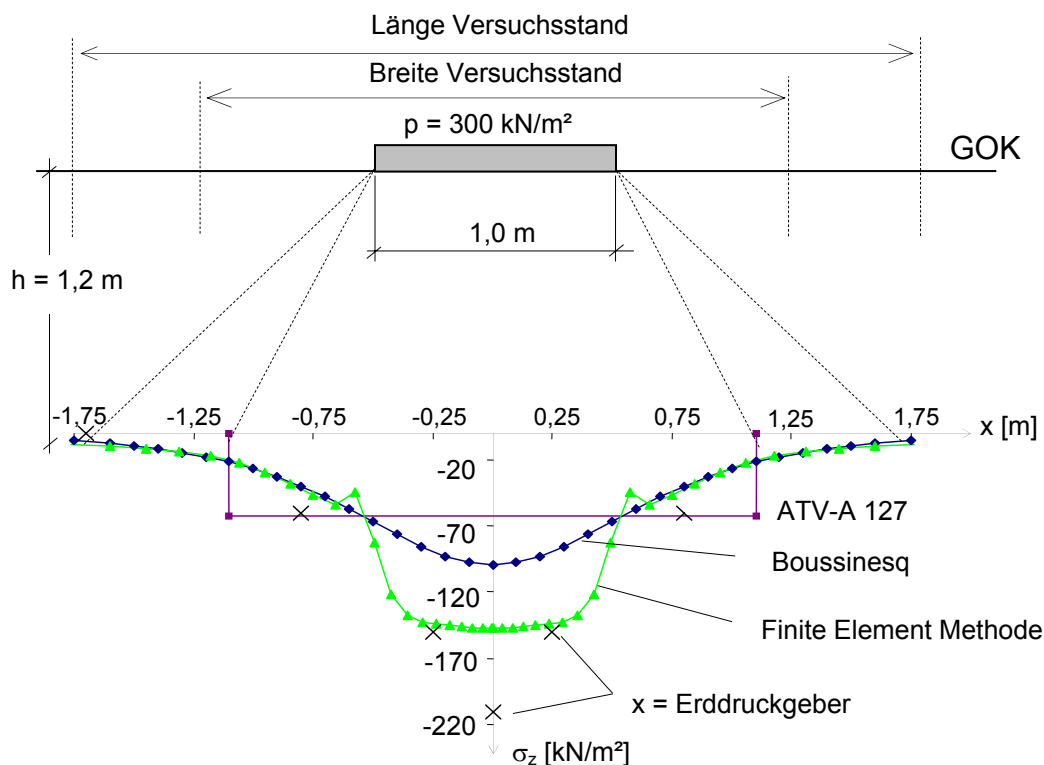


Bild 2-2 Im Rahmen des Projektes ASSUR berechnete und gemessene Verteilungen der Bodenspannungen in 1,2 m Tiefe unter einer Lastplatte, hier: Versuch 2, gut verdichteter Sandboden ohne Rohr (Näheres s. [21]):
 a) nach ATV-A 127
 b) nach Boussinesq
 c) im Versuchsstand gemessen (x) nach [21]
 d) dreidimensionale Nachrechnung des Versuchs mit der Finite Element Methode [P6]

Für das vorliegende Projekt sind die Versuche 1 bis 3 im Versuchsstand mit unterschiedlich verdichtetem Sand ohne Rohr (1, 2) und eine weiterer Versuch (3) mit einem Betonrohr DN 400 von Bedeutung. Die übrigen Versuche 4 bis 9 im Projekt ASSUR galten der Resttragfähigkeit regelmäßig und unregelmäßig gebrochener Rohre aus verschiedenen Werkstoffen und einem Schacht – diese Ergebnisse sind für das Verhalten erdgebetteter geschädigter Rohre unter Last im Abschnitt 6.7 von Interesse.

Die Verteilung der Bodenspannungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 hat sich in den Versuchen im Rahmen des Forschungsvorhabens ASSUR [21] für die untersuchte Konstellation als nicht zutreffend erwiesen. So zeigten sowohl die Messungen im Boden ohne Rohr mit Erddruckgebern (Bild 2-2, Linie c) als auch physikalisch nicht lineare Finite Element Analysen (Bild 2-2, Linie d) mit einem Bodengesetz nach Mohr-Coulomb höhere Scheitellasten.

Bei den Spannungsverteilungen fällt zudem auf, dass die Linien b bis d in Bild 2-2 stärker auf den Rohrscheitel konzentriert sind, was dort entsprechend höhere Spannungen zur Folge hat.

Im Rahmen einer umfangreichen Feldstudie der University of Waterloo, Ontario [30] wurden PE-Rohre in 1,55 m Tiefe mit Graben (open cut) und grabenlos (HDD-Verfahren) in einer Straße vor einer Mülldeponie eingebaut. Der Einfluss der flexiblen Straßenbefestigung aus 100 mm Asphalt und 300 mm Schotter wird berücksichtigt. Die Messtechnik entspricht dem vorliegenden Forschungsprojekt, die Lastaufbringung erfolgte durch 80 t schwere Müllfahrzeuge. Die aus der Überfahung in verschiedenen Tiefen gemessenen Bodenspannungen werden in [30] mit den Werten nach Boussinesq (homogenes Kontinuum) und Burmeister (Schichtenmodell) verglichen. Das Langzeitprojekt wurde im Jahr 2008 mit der Dissertation Adedapo abgeschlossen. Sie zeigt deutlich, dass die grabenlose Einbaumethode zu geringeren Rohrspannungen und Rohrverformungen führte. Die gewählte Tiefe von 1,55 m entspricht der frostfreien Mindestüberdeckung in Kanada.

Zusammenfassung Stand der Technik

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens recherchierten Versuche und die hierzu partiell vorhandenen Erklärungen durch theoretische Modelle zeigen, dass bisher Untersuchungen fehlten, mit denen

- der Ort der maximalen Beanspruchung (Scheitel oder Sohle) in Abhängigkeit von den Geometrieparametern eindeutig identifiziert,
- ent- oder belastende Wirkungen eines Oberbaus unter Einbeziehung von zyklischen Lasten quantifiziert,
- neue Spannungsverteilungen durch die Regelungen in EC 1 erkannt,
- Grenzbedingungen für den Ansatz eines seitlichen Erddrucks definiert und
- Gefahren durch den Rohreinbau besser abgeschätzt

werden können.

Auch im Hinblick auf zunehmende Verkehrslasten und -frequenzen ist es von großer Bedeutung, die Auswirkungen auf die Rohroberfläche besser einzugrenzen als dies bisher der Fall war. Die Ergebnisse sind sowohl für den Neubau von Rohrleitungen als auch für Sanierungen von Rohren und Sammelern wichtig.

Das Forschungsvorhaben kann damit einen über die zitierten Arbeiten hinausgehenden Beitrag zur Verbesserung der Standsicherheit von oberflächennah eingebauten Rohren liefern.

3 Versuche im IKT-Großversuchsstand

3.1 Randbedingungen

Zur Klärung der im Abschnitt 2.1 und 2.2 aufgeführten Fragestellungen wurde ein Versuchs-konzept entwickelt, dieses in einen Versuchsaufbau umgesetzt und dieser in den IKT-Großversuchsstand (GVS) eingebaut, vgl. Bild 3-1. Der Großversuchsstand weist eine Höhe von 6,0 m, eine Breite von 6,0 m und eine Länge von 15,0 m auf und ermöglicht die Betrachtung komplexer Zusammenhänge, in denen die Interaktion zwischen Rohrleitung, umgebendem Bodenkörper und Verkehrslasten von Bedeutung ist. Aufgrund seiner Abmessungen erlaubt der Großversuchsstand die Durchführung von Versuchen im Maßstab 1:1 unter praxisnahen Bedingungen. Durch den Einsatz hydraulischer Prüfzylinder können auf der Bodenoberkante statische und lastzyklische Punkt- und Flächenlasten simuliert werden. Die nachfolgenden Kapitel beschreiben den Aufbau und die Durchführung der Versuche zur Untersuchung der Mindestüberdeckung und Belastung von flach überdeckten Abwasserkanälen im Großversuchsstand.

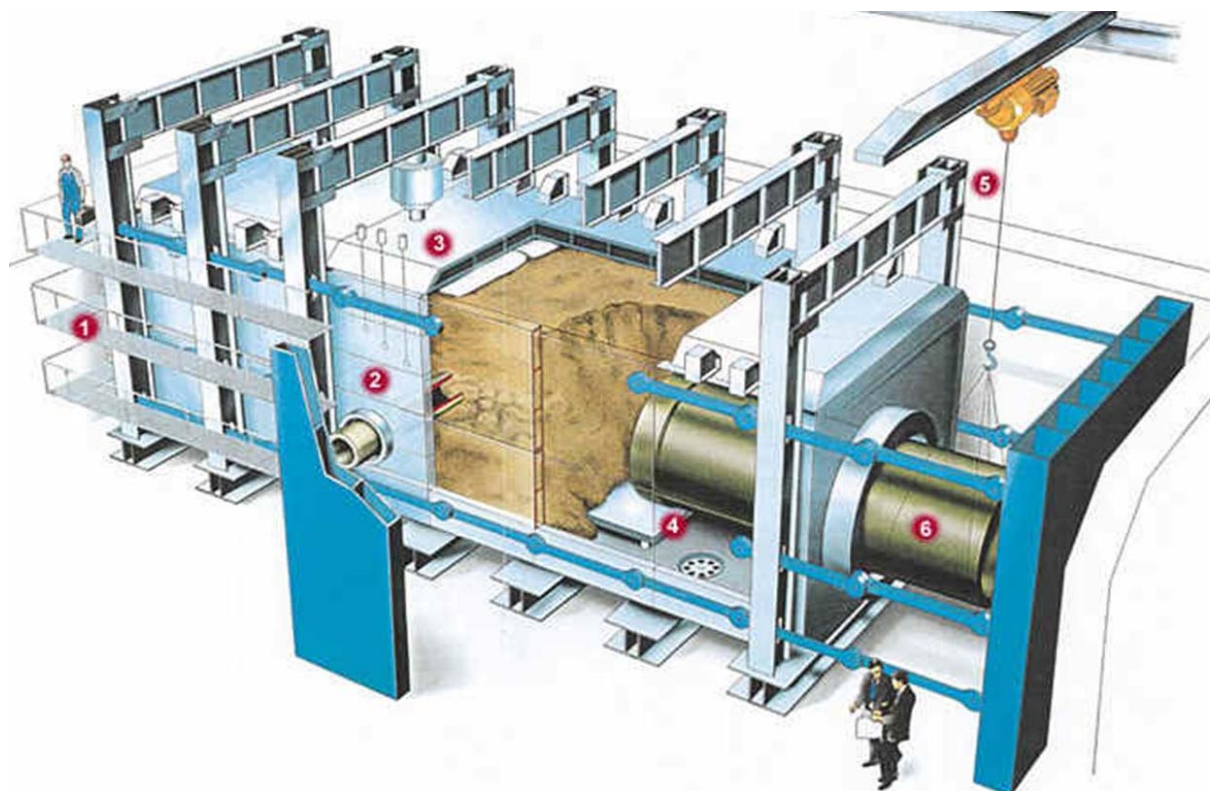


Bild 3-1 Systemskizze IKT-Großversuchsstand

3.2 Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand

3.2.1 Rohrwerkstoffe

In den IKT-Großversuchsstand wurden Rohrstränge der Nennweite DN 700 aus unterschiedlichen Rohrwerkstoffen eingebaut. Als biegeweicher Rohrwerkstoff wurden duktile Gussrohre der Druckstufe PN6 eingesetzt, die abweichend von der Regelherstellung aufgrund der Applizierbarkeit der Dehnungsmessstreifen keine Innenbeschichtung aus Zementmörtel und keinen äußeren Korrosionsschutz aufwiesen. Zusätzlich wurde nach Ausbau des Guss-Rohrstranges ein weiterer Rohrstrang aus profilierten PE-Kunststoffrohren verlegt, vgl. Bild 3-2. Als Komponente des biegesteifen Rohr-Boden-Systems wurden wandverstärkte Betonrohre mit Fuß gewählt.



Bild 3-2 Schnitt durch die Wand eines profilierte PE-Rohres DN 700, Profilhöhe 39 mm, Hersteller: Frank Krah Wickelrohr GmbH (Näheres s. Anhang E)

3.2.2 Boden- und Rohreinbau

Bodenkörper

Als Bodenmaterial wurde in den Großversuchen ein Sand-Kies-Gemisch mit 0/8-Körnung (Rheinsand) verwendet. Der Rheinsand wurde durchweg von einem Lieferanten aus einer ausgewählten Sand-Kies-Grube angeliefert, so dass davon auszugehen ist, dass der eingebaute Boden im Großversuchsstand in allen Bodenschichten nahezu dieselben Materialeigenschaften aufweist. Der Bodeneinbau erfolgte gemäß den Vorgaben des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 139 „Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen“ [V18] unter Berücksichtigung der Verdichtbarkeitsklasse V1. Der Einbau des Bodens in den IKT-Großversuchsstand wurde durch Verdichtungsuntersuchungen von der Universität Hannover unter bodenmechanischen Gesichtspunkten begleitet und ein mittlerer Verdichtungsgrad von 95 % der Proctordichte ermittelt, vgl. Abschnitt 5.2.

Mit der Wahl des Bodenmaterials, des Boden- und des Rohreinbaus (sorgfältige Zwickelverdichtung) wird eine für Rohrverlegungen mit flachen Überdeckungen unter Straßen übliche Situation geschaffen. Hiervon abweichende Einbaufälle sollen durch das FE-Modell und die im Arbeitsblatt ATV-A 127 vorgesehenen Abminderungsfaktoren erfasst werden.

Rohre und Schächte

Für jeden Rohrwerkstoff wurde ein Rohrstrang in Längsrichtung des IKT-Großversuchsstandes aufgebaut, vgl. Bild 3-3 und Bild 3-4. Der Guss- und Beton-Rohrstrang setzen sich jeweils aus 6 Rohren sowie einem Anfangs-, einem Mittel- und einem Endschacht zusammen. Für den Kunststoff-Rohrstrang wurde eine Haltung aus 3 Rohren sowie einem Anfangs- und einem Endschacht eingebaut. Die einzelnen Haltungen zwischen den Schächten bestehen aus jeweils drei Einzelrohren, einem längeren Mittelstück und zwei kurzen Gelenkstücken. Der Abstand der Rohrstränge von der Rohrachse bis zur nahegelegenen Längswand des Großversuchsstandes beträgt 1,5 m, untereinander weisen die Rohrstränge von Rohrachse zu Rohrachse einen Abstand von 3,0 m auf.

Als Schächte wurden in den Rohrsträngen Betonschächte der Nennweite DN 1200 mit Schachtfutter bzw. passendem Anschluss zur Einbindung der oben beschriebenen Beton- und Guss-Rohre eingesetzt. Der Außendurchmesser der profilierten PE-Kunststoffrohre wurde so gewählt, dass die Rohre in die Schächte des Guss-Rohrstranges mit dem Schachtanschluss Typ „Standard“ eingebunden werden konnten.

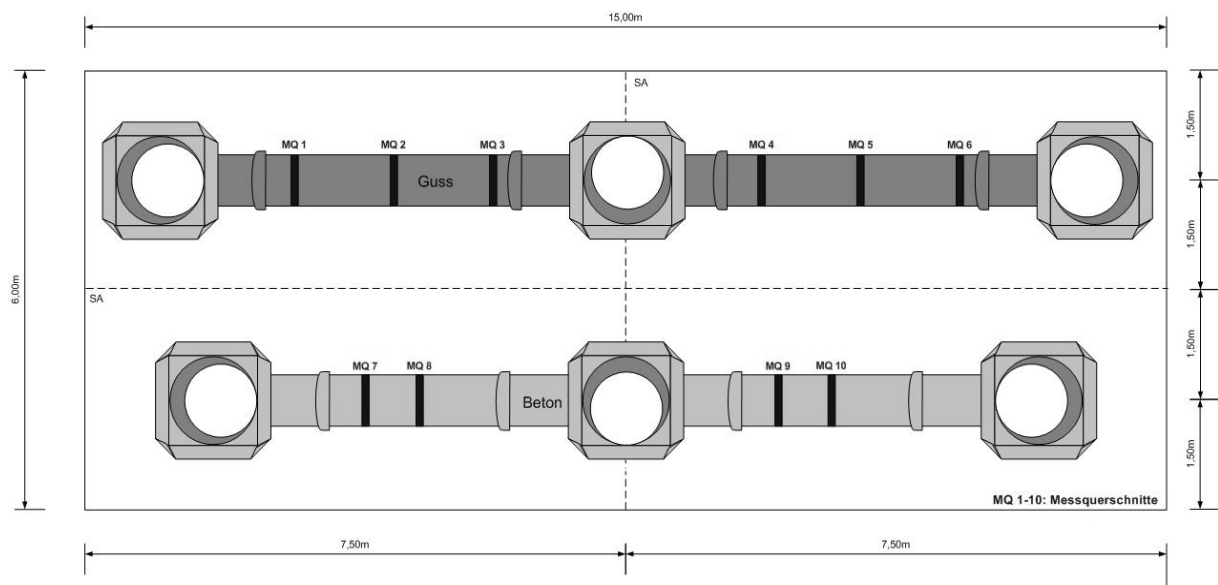


Bild 3-3 Grundsätzlicher Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand:
 Guss- und Beton-Rohrstrang

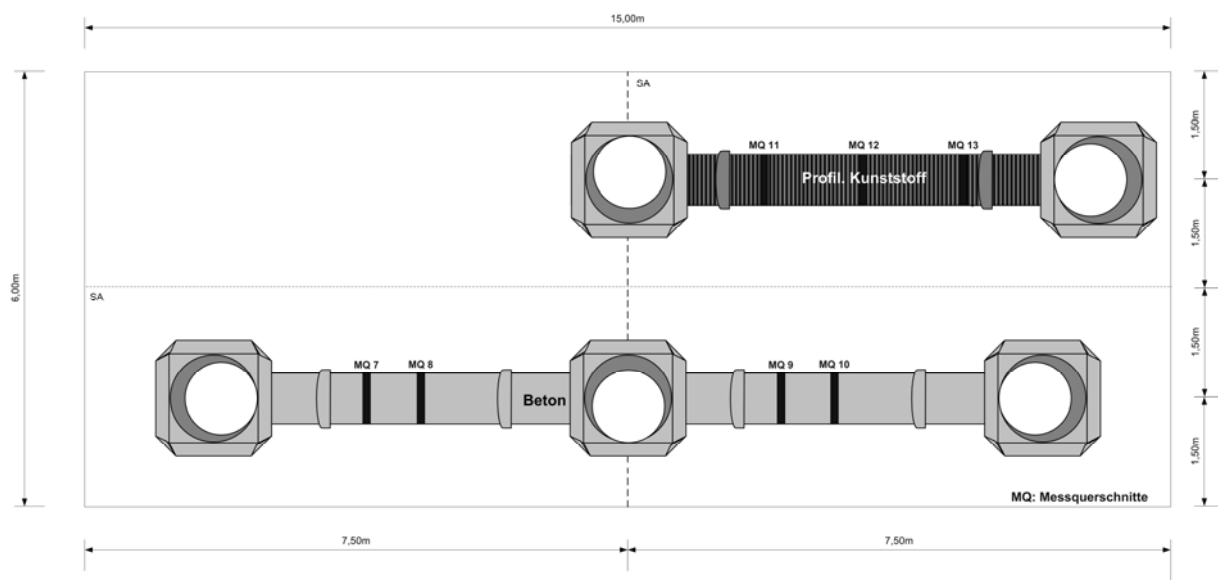


Bild 3-4 Grundsätzlicher Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand:
 Profilierter Kunststoff-Rohrstrang

3.2.3 Straßenoberbau

Allgemeines

Als Straßenoberbau wurden für den Guss- und Beton-Rohrstrang ein Pflasterbelag und für den Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstrang eine spezielle Stahlplattenkonstruktion gewählt, mit deren Hilfe unterschiedliche Straßenoberbauten simuliert werden können. Beide Straßenoberbauten wurden für eine Überdeckung von ca. 80 cm über Rohrscheitel konzipiert.

Pflasterbelag

Als repräsentativer Pflasterbelag wurde auf der Basis von [U3] ein Pflasterbelag aus Betonrechteckpflastersteinen der Bauklasse III nach RStO 01 [V8] festgelegt. Die Pflasterfläche wurde in einer Hälfte des Großversuchsstandes über die gesamte Breite zwischen Anfangs- und Mittelschicht des Guss-

und Beton-Rohrstranges eingebaut, vgl. Bild 3-5. Die Pflasterarbeiten einschließlich der Bereitstellung aller Verlegematerialien wurden von einer Fachfirma nach TL Pflaster-StB 06 [V17] durchgeführt. Der gewählte Betonrechteckpflasterstein mit den Abmessungen 20 x 10 x 10 cm wurde auf einer Fläche von ca. 24 m² im Läuferverband auf einer Kies-Sand-Schicht von 42 cm, einer Schottertragschicht von 25 cm und einer 3 cm dicken Pflasterbettung aus gebrochenem Hartstein verlegt. Die Pflasterfläche wurde seitlich eingefasst, das heißt, die abschließende Pflasterreihe wurde in ein Mörtelbett der Festigkeitsklasse C12/15 gesetzt und die Fugen anschließend vollständig verfüllt.



Bild 3-5 Fertiggestellte Pflasterfläche im IKT-Großversuchsstand

Lastplattenkonstruktion

Alternativ zum Pflasterbelag wurde für die andere Hälfte des Großversuchsstandes eine Lastplattenkonstruktion gewählt, die es ermöglicht, unterschiedliche Straßenoberbauvarianten zu simulieren. Mit Hilfe der Lastplattenkonstruktion aus einer bzw. zwei Stahlplatten wurden Spannungszustände auf dem Planum erzeugt, die denen von realistischen Fahrbahnbelägen aus Bitumen und Beton entsprechen. Die Vergleichswerte der Spannungen auf Höhe des Planums wurden von Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg, Lehrstuhl für Verkehrswegebau an der Ruhr-Universität Bochum für unterschiedliche Bauklassen und Fahrbahnbeläge ermittelt und zur Festlegung der Plattenabmessungen herangezogen, vgl. Abschnitt 5.1 und [U3]. Unter Berücksichtigung einer Einbauhöhe des Kies-Sand-Gemisches über dem Rohrscheitel von 66 cm und Einsatz von einer bzw. zwei Stahlplatten ergeben sich rechnerische Überdeckungshöhen einschließlich Straßenoberbau von 80 cm bzw. 88 cm.

3.3 Messeinrichtung

In den Rohrsträngen wurden mehrere Messquerschnitte MQ1 bis MQ13 (vgl. Bild 3-3 und Bild 3-4) eingerichtet, in die unterschiedliche Sensoren zur Erfassung bemessungsrelevanter Größen eingebaut wurden. Die Sensoren dienen sowohl der Ermittlung signifikanter Bodenparameter als auch der Bestimmung von Rohrspannungen, -verformungen und -verschiebungen.

Die Hauptmessquerschnitte MQ2, MQ5, MQ8, MQ10 und MQ12 wurden in Rohrlängsrichtung mittig in den jeweiligen mittleren Rohren der Einzelhaltungen angeordnet. Die Nebenmessquerschnitte MQ1,

MQ3, MQ4 und MQ6 im Guss-Rohrstrang, MQ7 und MQ9 im Beton-Rohrstrang sowie MQ11 und MQ13 im profilierten Kunststoff-Rohrstrang wurden am Spitzende oder an der Muffe in den Randbereichen der Messrohre positioniert.

Die Hauptmessquerschnitte wurden mit Dehnungsmessstreifen, Erddruckgebern und Wegaufnehmern ausgestattet. Bild 3-6, Bild 3-7 und Bild 3-8 zeigen die Anzahl und die Positionierung der o.g. Messtechnik in den Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges.

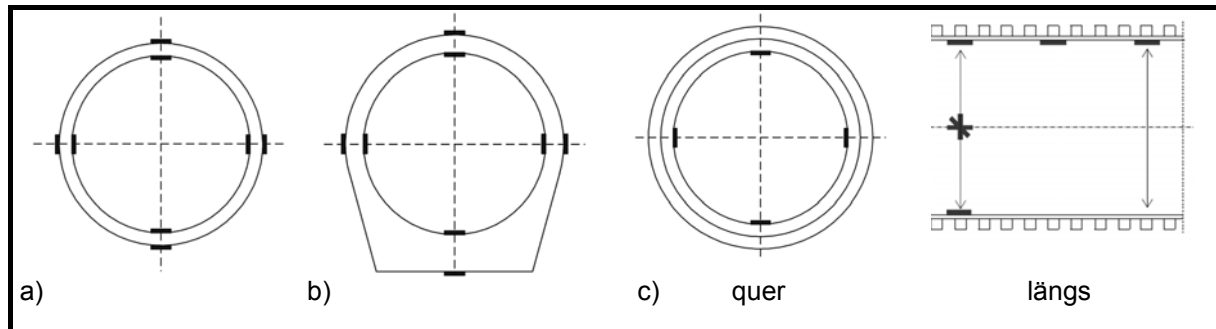


Bild 3-6 Anzahl und Lage der Dehnungsmessstreifen (jeweils in Axial-, Umfangs- und Diagonalrichtung) in den Hauptmessquerschnitten im a) Guss-, b) Beton-, c) Kunststoff-Rohrstrang

Im Kunststoff-Rohrstrang wurden aufgrund der Profilierung auf der Rohraußenseite lediglich Dehnungsmessstreifen auf der Rohrinneenseite angeordnet. Zusätzlich zu den Dehnungsmessstreifen im Scheitel, in den Kämpfern und in der Sohle wurden weitere Dehnungsmessstreifen in Rohrlängsrichtung im Scheitel appliziert (vgl. Bild 3-6c).

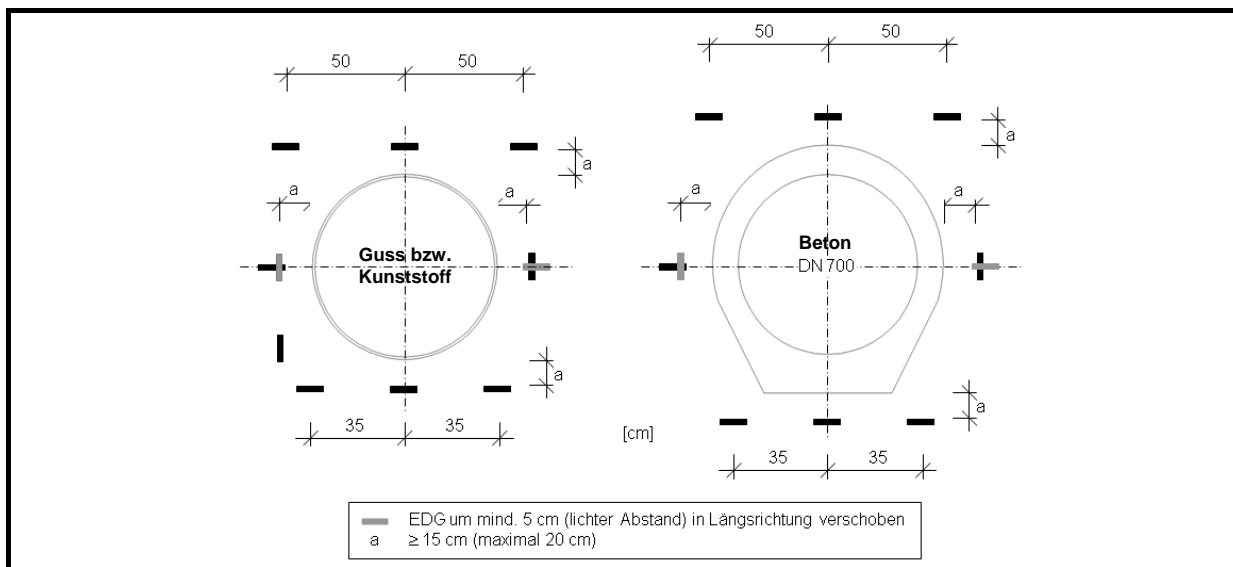


Bild 3-7 Lage der Erddruckgeber in den Hauptmessquerschnitten

In allen Nebenmessquerschnitten wurden Wegaufnehmer installiert. Die Nebenmessquerschnitte MQ1 und MQ6 im Guss-Rohrstrang wurden darüber hinaus an der Rohraußenseite mit Druckmessfolien ausgerüstet, vgl. Bild 3-11.

In den Hauptmessquerschnitten des Guss- und Kunststoff-Rohrstranges wurden jeweils acht Wegaufnehmer, in allen anderen Messquerschnitten jeweils vier Wegaufnehmer angeordnet, vgl. Bild 3-8 und Bild 3-9. Die Wegaufnehmer wurden zur Positionierung im Rohrstrang auf Messtafeln montiert und auf fest von Schacht zu Schacht installierten Messbrücken aus Aluminium in den Messquerschnitten im Rohrstrang befestigt, vgl. Bild 3-10.

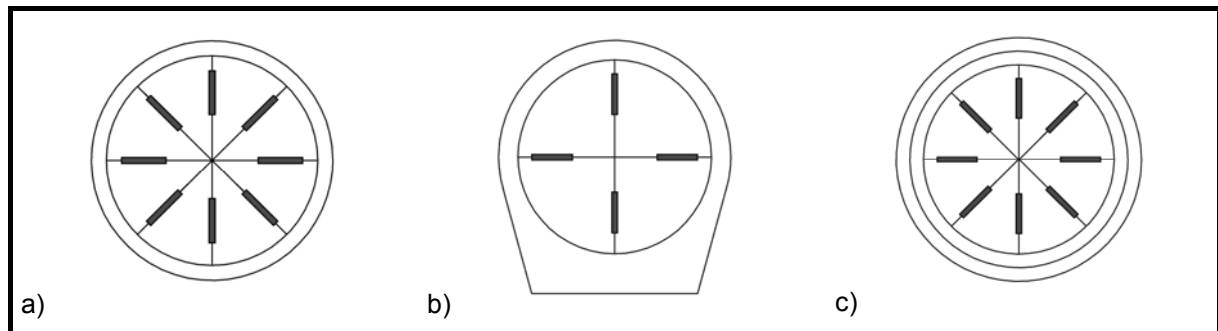


Bild 3-8 Anzahl und Lage der Wegaufnehmer in den Hauptmessquerschnitten im
a) Guss-, b) Beton- und c) Kunststoff-Rohrstrang

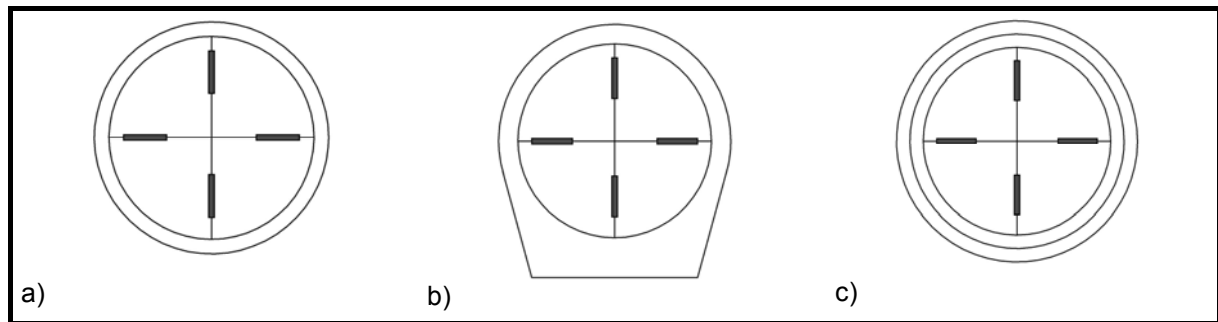


Bild 3-9 Anzahl und Lage der Wegaufnehmer in den Nebenmessquerschnitten
a) Guss-, b) Beton- und c) Kunststoff-Rohrstrang

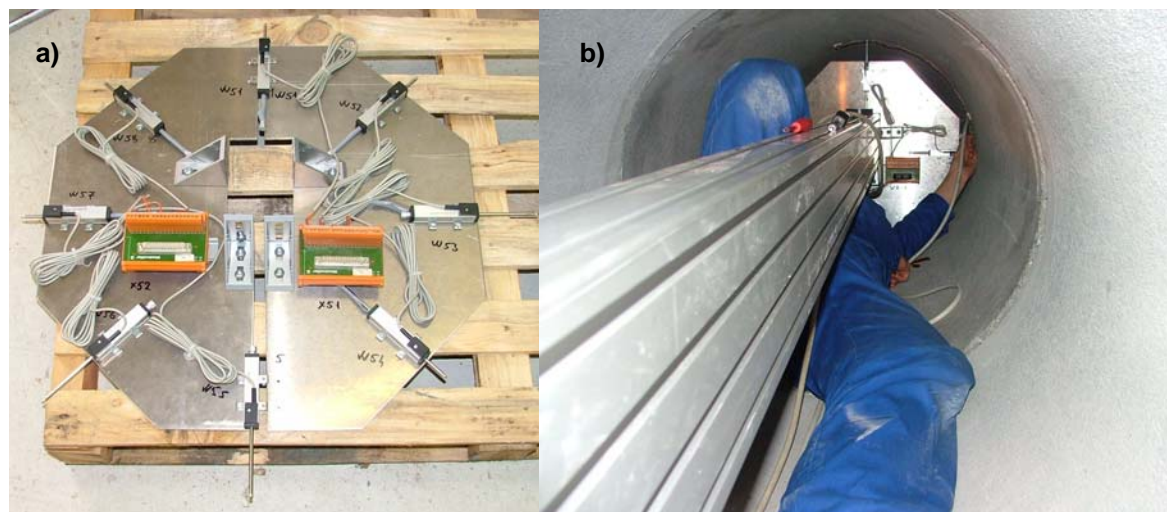


Bild 3-10 Einbau der Wegaufnehmerkonstruktion
a) Montage einer Messtafel an der Messbrücke
b) Positionierung einer Messtafel im Rohr

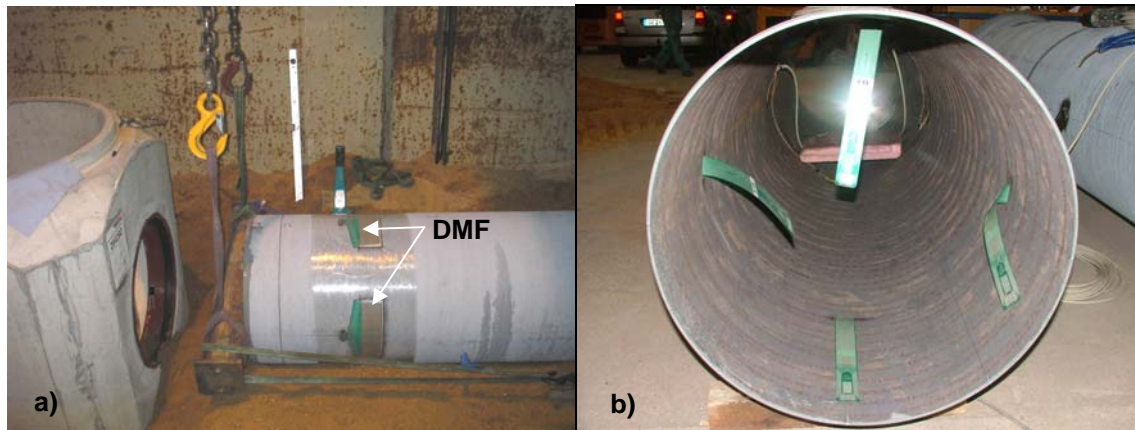


Bild 3-11 Anordnung der Druckmessfolien (DMF) an den Guss-Rohren
a) Rohraußen- und b) Rohrinneinnenseite

3.4 Versuchsdurchführung

Zur Ermittlung des grundsätzlichen Verhaltens von flach überdeckten Rohren unter Verkehrslasten wurden an dem oben beschriebenen Versuchsaufbau folgende statische und lastzyklische Versuche durchgeführt und die bemessungsrelevanten Größen messtechnisch erfasst (vgl. Abschnitt 3.4):

- Lastfall Einzelrad statisch
- Lastfall Einzelrad lastzyklisch
- Lastfall Radgruppe statisch
- Lastfall Bauzustand
- Lastfall Kantenpressung
- Ergänzende Versuche

Lastfall Einzelrad statisch

Der Lastfall „Einzelrad statisch“ wurde mit Hilfe eines einzelnen Hydraulikzylinders simuliert. Der einzusetzende Hydraulikzylinder wurde zur Versuchsdurchführung mittig über den jeweiligen Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges positioniert. Über dem Guss- und Beton-Rohrstrang wurden zwei Lastplatten übereinander zur Simulation eines Fahrbahnoberbaus von ca. 22 cm eingesetzt. Am Kunststoff-Rohrstrang wurde der Lastfall Einzelrad statisch sowohl mit einer als auch mit zwei Lastplatten übereinander untersucht. Dies entspricht Asphaltstärken von ca. 14 cm bzw. 22 cm Höhe, vgl. Abschnitt 5.1. In jedem Einzelversuch auf der Pflaster- und auf der Lastplatten-seite wurden drei unterschiedliche Lasthöhen mit 60 kN, 90 kN und 120 kN angesteuert und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten.

Lastfall Einzelrad lastzyklisch

Die Versuche zum Lastfall „Einzelrad lastzyklisch“ (Z) wurden mit Hilfe des einzelnen Hydraulikzylinders auf der Pflaster- und Lastplatten-seite über dem Guss- und Beton-Rohrstrang durchgeführt. Am Kunststoff-Rohrstrang wurden keine zyklischen Belastungen aufgebracht. Hydraulikzylinder und Lastplatten wurden dazu in gleicher Weise angeordnet wie beim Lastfall „Einzelrad statisch“, das heißt mittig über dem Messrohr über den zugehörigen Hauptmessquerschnitten. Die lastzyklischen Versuche wurden mit 10^6 Lastspielwechseln und einer Frequenz von 3 Hz durchgeführt, so dass sich eine Versuchsdauer für einen einzelnen lastzyklischen Versuch von ca. vier Tagen ergab. Als Ober- und Unterlast wurden 90 kN bzw. 20 kN angesteuert. Bild 3-12 stellt die Zylinderkonstruktion zur Lasteinleitung für die Versuche „Einzelrad statisch“ und „Einzelrad lastzyklisch“ dar.



Bild 3-12 Lasteinleitungsstruktur für die Lastfälle
„Einzelrad statisch“ und „Einzelrad lastzyklisch“

Lastfall Radgruppe statisch

Die Versuche zum Lastfall „Radgruppe statisch“ wurden mit Hilfe von vier Hydraulikzylindern auf der Pflaster- und Lastplattenseite über dem Guss- und Beton-Rohrstrang sowie über dem Kunststoff-Rohrstrang durchgeführt, vgl. Bild 3-13. Die vier Hydraulikzylinder stellen in den Versuchen die statischen Radlasten des Tandemsystems (Doppelachse) nach DIN-Fachbericht 101 [V7] nach. Zur Simulation unterschiedlicher Beanspruchungssituationen wurden die vier Laststellungen „normal“ (NL), „exzentrisch“ (XL), „eng längs“ (ELL) und „eng quer“ (ELQ) untersucht. Die Laststellungen unterscheiden sich durch den Abstand der Radlasten in Längs- und Querrichtung oder die Anzahl der eingesetzten Zylinder. Die Abstände der Radlasten wurden in Anlehnung an den DIN-Fachbericht 101 festgelegt. In Bild 3-14 sind die Abstände der Hydraulikzylinder für die vier o.g. Laststellungen dargestellt.



Bild 3-13 Lasteinleitungsstruktur für den Lastfall „Radgruppe statisch“

Zur Positionierung der Hydraulikzylinder gemäß den vorgegebenen Laststellungen verbleibt der Zylinder über dem jeweiligen Hauptmessquerschnitt unverändert in seiner ursprünglichen Position. Die drei weiteren Zylinder werden um das erforderliche Maß in Längs- und Querrichtung versetzt.

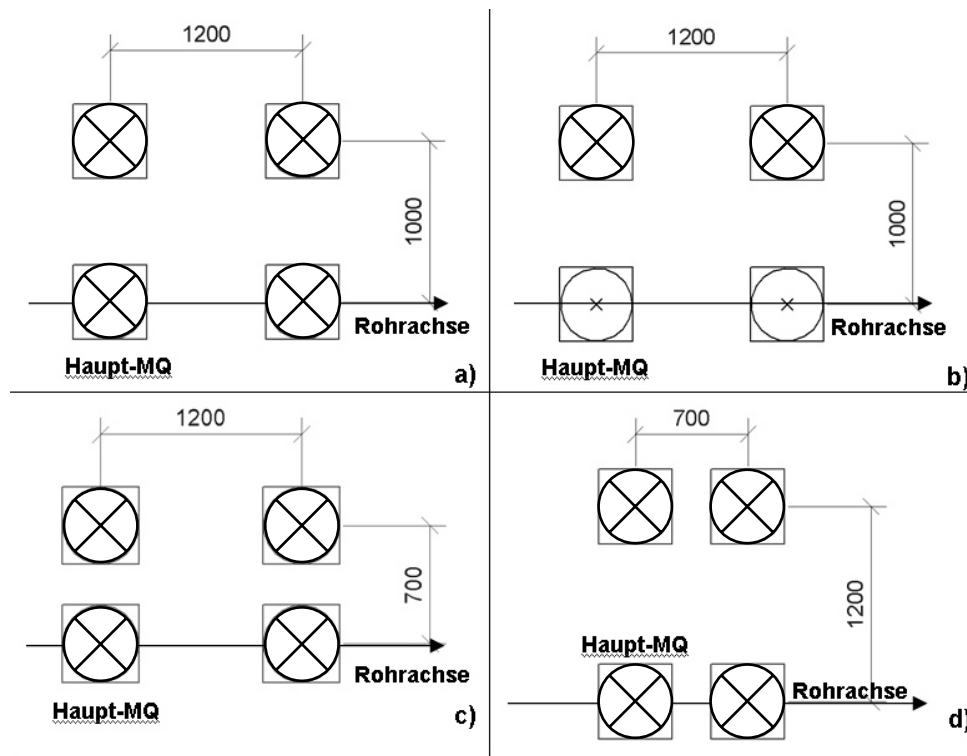


Bild 3-14 Laststellungen beim Lastfall „Radgruppe statisch“
 a) NL = normal, b) XL = exzentrisch, c) ELL = eng längs und d) ELQ = eng quer

Für jede der vier Laststellungen wurden drei unterschiedliche Lasthöhen von 60 kN, 90 kN und 120 kN angesteuert und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten. Zur Variation des Straßenoberbaus wurden in einigen Fällen bei den Versuchen auf der Lastplattenseite die Versuche sowohl mit einer als auch mit zwei Stahlplatten übereinander durchgeführt. Außerdem wurden auf der Lastplattenseite ausgewählte Laststellungen des Lastfalls „Radgruppe statisch“ für zwei weitere Überdeckungshöhen von $h = 68$ cm bzw. $h = 60$ cm und $h = 48$ cm bzw. $h = 40$ cm (auch Versuch mit einer Platte) über dem Guss- und Beton-Rohrstrang untersucht.

Lastfall Bauzustand

Zur Simulation des Bauzustandes einer Verkehrsstraße wurden das Pflaster auf der Pflasterseite des Großversuchsstandes ausgebaut bzw. die Lastplatte über dem Kunststoff-Rohrstrang entfernt und mit Hilfe eines Einzel-Zylinders statische Kräfte in den Boden über den Hauptmessquerschnitten eingeleitet. Der einzusetzende Hydraulikzylinder wurde zur Versuchsdurchführung mittig über den entsprechenden Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges positioniert. Als Lasteinleitungs-konstruktion wurde eine runde Stahlplatte mit einem Durchmesser von $d = 830$ mm und einer Dicke von $t = 115$ mm eingesetzt, vgl. Bild 3-15. Es wurden wiederum Kräfte von 60 kN, 90 kN und 120 kN in den Boden eingeleitet und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten.



Bild 3-15 Lasteinleitungskonstruktion beim Lastfall „Einzelrad statisch - Bauzustand“

Lastfall Kantenpressung

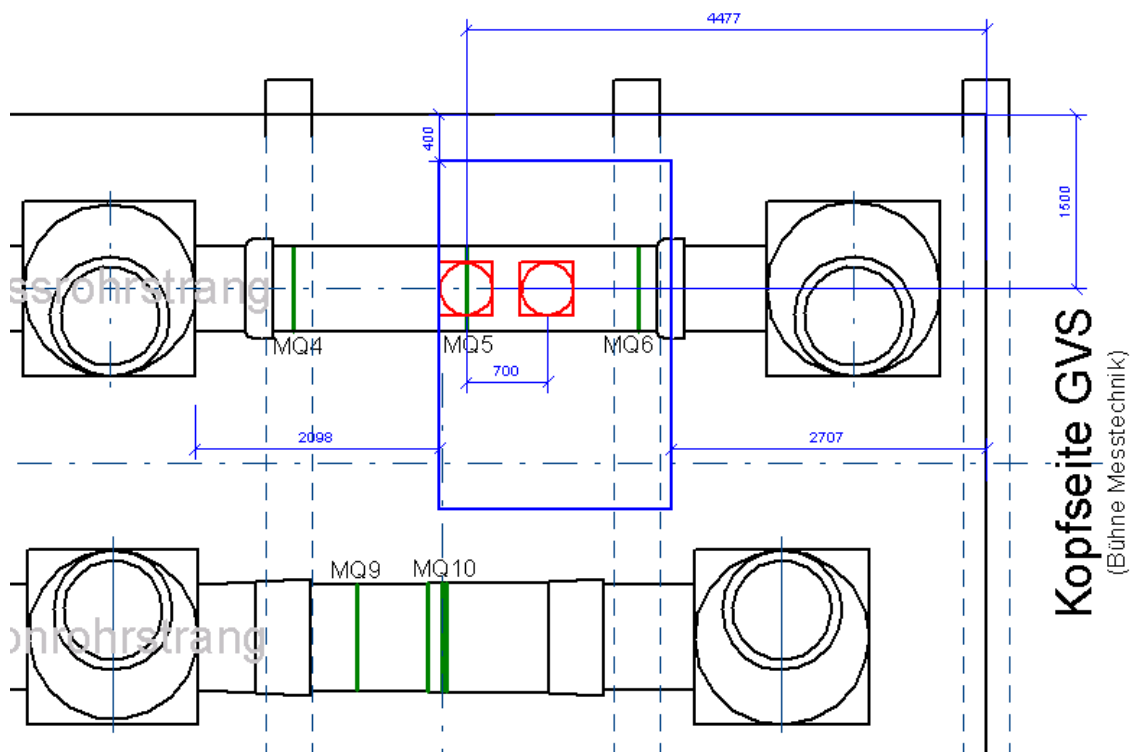


Bild 3-16 Positionierung der Hydraulikzylinder für den Lastfall „Radgruppe statisch - Kantenpressung“ auf der Lastplattenseite über dem Guss-Rohrstrang

Beim Guss- und Beton-Rohrstrang wurde für die Überdeckung $h = 60$ cm sowie beim Kunststoff-Rohrstrang die besondere Belastungssituation der Kantenpressung betrachtet. Hierbei kamen im Vergleich zu den vorherigen Versuchen des Lastfalls „Radgruppe statisch“ zwei Hydraulikzylinder mit

einem Abstand in Rohrlängsrichtung von untereinander 700 mm zum Einsatz. Eine Stahlplatte wurde dazu in Querrichtung so über dem jeweiligen Rohrstrang positioniert, dass die Lasteinleitungskonstruktion aus runder Gummimatte und Stahlplatte über dem Hauptmessquerschnitt bündig mit der Plattenkante abschloss. Bild 3-16 zeigt beispielhaft die Anordnung der Zylinder und der Stahlplatte für die Versuche zur Kantenpressung über dem Guss-Rohrstrang.

Ergänzende Versuche

Um auch Aussagen zum Langzeitverhalten und zum Verhalten bei dynamischen Lasten zu erhalten, wurden ergänzend statische Langzeitversuche sowie Versuche mit stoßartiger Belastung an den profilierten Kunststoff-Rohren durchgeführt.

Zur Verifizierung der Anzeigegenauigkeit der Dehnungsmessstreifen wurden für alle Rohrwerkstoffe nach Abschluss der Versuche und Ausbau der Rohrstränge aus dem Großversuchsstand zusätzliche Scheiteldruckversuche an Rohrabschnitten durchgeführt.

4 Rohrwerkstoffe und Querschnittswerte

Nach Abschluss der Versuche im Großversuchsstand wurden weitere Versuche zur Ermittlung der Werkstoffkennwerte durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind zur Erstellung eines geeigneten Rechenmodells erforderlich. Außerdem soll die Messgenauigkeit der vorher im GVS verwendeten Dehnungsmessstreifen (DMS) untersucht werden.

4.1 Betonrohre DN 700 KFW

An zwei Betonrohren der Länge $L = 2,44$ m mit Muffe wurden Scheiteldruckversuche durchgeführt. Der Lastbalken wurde im Bereich zwischen Spitzende und Anfang Muffe angeordnet. Während der Lastaufbringung wurden die Signale der DMS kontinuierlich aufgezeichnet. Außerdem wurden Kraft und Verschiebung des Prüfzylinders gemessen. In den Bildern 4-1 und 4-2 sind die Kraft-Verformungskurven für die Messquerschnitte MQ8 und MQ10 dargestellt, vgl. Bericht IKT [U4], Bild 17. Zusätzlich sind die Verläufe der Umfangs- und Längsdehnungen auf der Innenseite des Betonrohrscheitels aufgetragen.

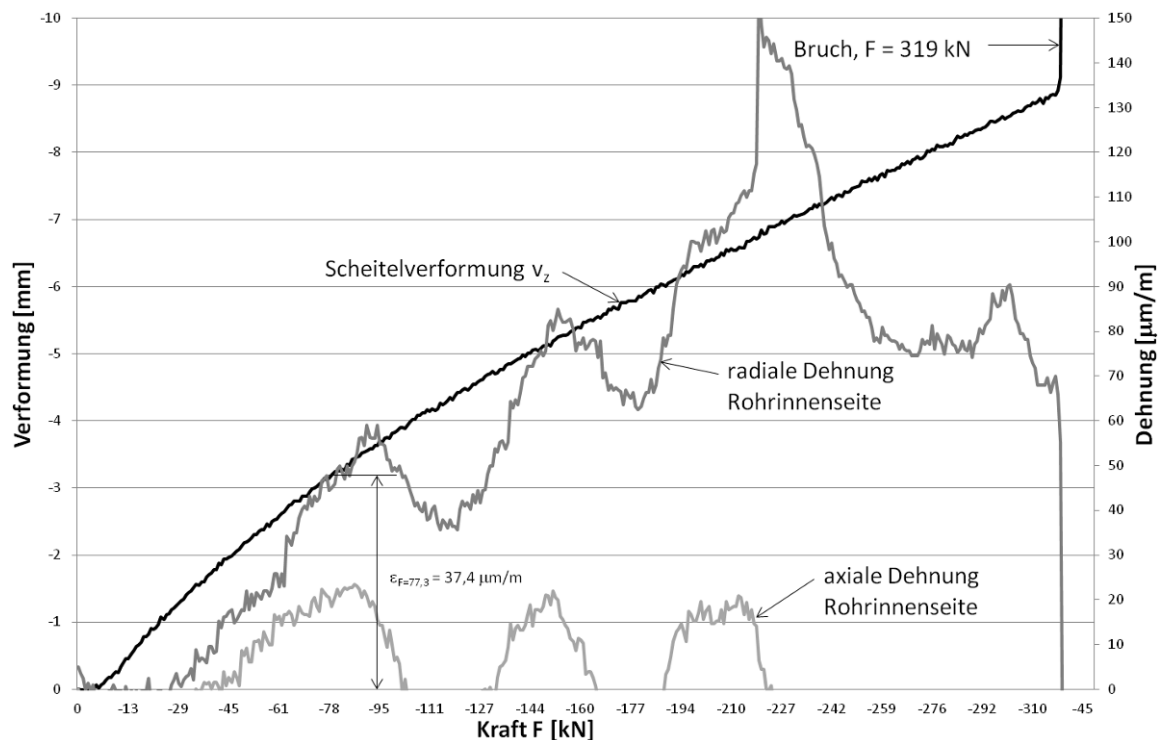


Bild 4-1 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am Betonrohr mit Umfangs- und Längsdehnungen des Messquerschnitts MQ8

Vor Beginn des Scheiteldruckversuchs werden die Dehnungen am Messquerschnitt 10 aufgezeichnet, die jedoch nicht vom Druckzylinder erzeugt wurden. Bis zur Belastung von $F \cong 100$ kN am Messquerschnitt MQ8 und $F \cong 120$ kN am Messquerschnitt MQ10 zeigen die Rohrverformungen und die Umfangsdehnungen an beiden Rohren einen ähnlichen Verlauf (kontinuierliche Zunahme), vgl. Bild 4-1 und Bild 4-2. Nach Überschreiten dieser Lasten treten Schwankungen auf, die auf Rissbildungen im Bereich des Rohrscheitels zurückzuführen sind.

Am Messquerschnitt MQ10 wachsen die Dehnungen bei einer Zylinderkraft von $F = 250$ kN stark an. Dies kann mit einer Rissbildung im Bereich der DMS erklärt werden.

Bei einer Zylinderkraft von $F = 266$ kN nimmt die Scheitelverformung deutlich zu, während die Zylinderkraft abnimmt - die Bruchkraft des Betonrohres wurde überschritten. Die Bruchfigur entspricht dem Vier-Gelenkring nach [V3].

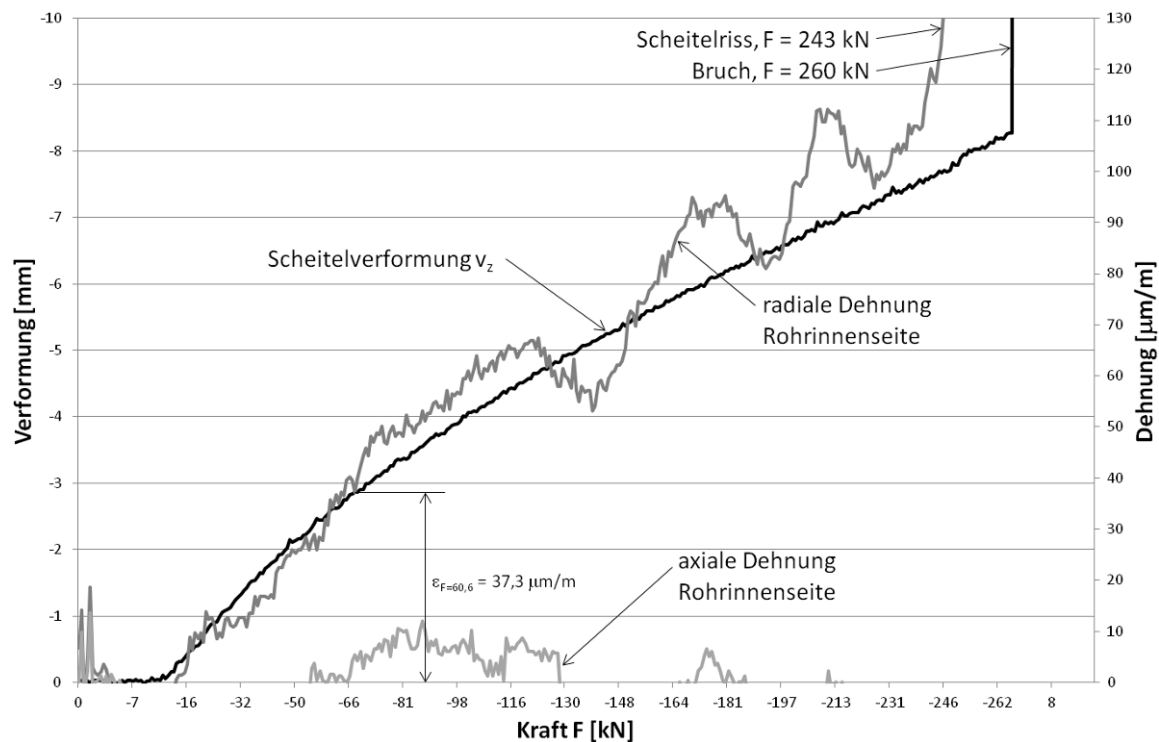


Bild 4-2 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am Betonrohr mit Umfangs- und Längsdehnungen des Messquerschnitts MQ10

Am Messquerschnitt MQ8 wird die Bruchkraft des Rohres bei einer Zylinderkraft von $F = 319 \text{ kN}$ überschritten.

Im Folgenden wird der Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffs mit Hilfe der gemessenen Dehnungen und der rechnerischen Spannungen abgeschätzt.

Die Ermittlung des E-Moduls wird mit den zugehörigen Dehnungen für Belastungen bis $F = 68,9 \text{ kN}$ für Messquerschnitt MQ8 und $F = 62,5 \text{ kN}$ für Messquerschnitt MQ10 durchgeführt, da hier die Verformungen noch nahezu linear zunehmen.

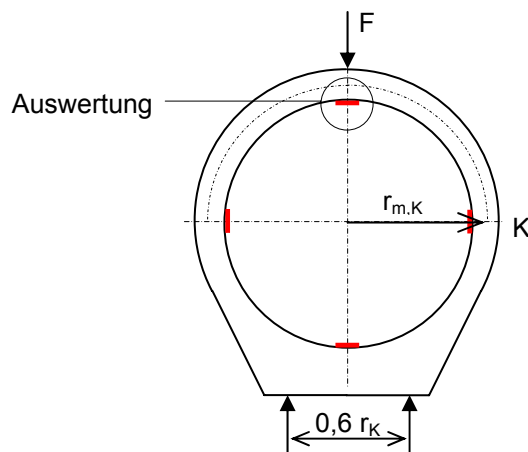
Mit der Rohrlänge von $2,44 \text{ m}$ folgt die zugehörige Linienlast

$$F_N = \frac{F}{2,44} \text{ in kN/m.} \quad (4-1)$$

Geometriekennwerte der Betonrohre DN 700 KFW:

$$\begin{aligned} A_S &= 120 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Index S: Scheitel)} \\ W_S &= 120^2 / 6 = 2400 \text{ mm}^3/\text{mm} \\ r_{m,S} &\approx 406 \text{ mm} \\ r_{m,K} &\approx 402 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4-2)$$

Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt nach [8]. Der Fuß des Betonrohrs wurde flächig gelagert, es ist von Lagerungsfall 2 nach [8], Seite 284 auszugehen, vgl. Bild 4-3.



Schnittgrößenbeiwerte nach [8]:

$$m_S = 0,300$$

$$n_S \cong 0$$

— Dehnungsmessstreifen (DMS)

Bild 4-3 Lagerungsfall 2 mit zugehörigen Schnittgrößenbeiwerten nach [8], Anordnung der DMS

Mit dem Biegemoment im Scheitel des Betonrohrs

$$M_S = m_S \cdot F_N \cdot r_{m,K} \quad (4-3)$$

folgt die Umfangsspannung auf der Rohrinneenseite

$$\sigma_{i,S} = \frac{M_S}{W_S} \cdot \alpha_{ki} \quad \text{mit} \quad \alpha_{ki} = 1 + s / (3r_m). \quad (4-4)$$

Mit dem Hookeschen Gesetz folgt der Elastizitätsmodul

$$E = \sigma_{S,i} / \varepsilon_{S,i} \cdot 10^6 \quad (4-5)$$

Tabelle 4-1: Ermittlung des E-Moduls der Versuchsrohre DN 700 KFW aus Beton

		Einheit	MQ8	MQ10
Zylinderkraft	F	kN	77,3	60,6
Rohrlänge	L	m	2,44	2,44
Scheiteldruckkraft	$F_N = F / L$	N/mm	31,7	24,84
Biegemoment	$M_S = m_S \cdot F_N \cdot r_{m,K}$	Nmm/mm	3821	2995
Umfangsspannung im Scheitel (innen)	$\sigma_{i,S} = \frac{M_S}{W_S} \cdot \alpha_{ki}$	N/mm ²	+1,75	+1,37
Dehnung im Scheitel (gemessen)	$\varepsilon_{S,i}$	µm/m	48	37,3
Elastizitätsmodul	$E \cong \sigma_{S,i} / \varepsilon_{S,i} \cdot 10^6$	N/mm ²	36.460	36.730

Mit den E-Moduln $E = 36.460 \text{ N/mm}^2$ und 36.730 N/mm^2 nach Tabelle 4-1 wird für die weitere Auswertung der Versuche an Betonrohren ein konstanter E-Modul von **36.500 N/mm²** festgelegt.

Aufgrund der guten Übereinstimmung der Steigung der Umfangsdehnungen mit der Scheitelverformung und aufgrund des plausiblen Ergebnisses für den Elastizitätsmodul eines neuen Betonrohres

kann davon ausgegangen werden, dass die Dehnmessstreifen eine ausreichende Messgenauigkeit aufweisen.

4.2 Rohre aus duktilem Gusseisen DN 700

4.2.1 Scheiteldruckversuche

Für die Scheiteldruckversuche wurden die Rohre aus den abgeschlossenen Versuchen im GVS verwendet. Während der Scheiteldruckversuche an zwei Gussrohren mit je einem Meter Länge wurden die Dehnungen mit DMS kontinuierlich aufgezeichnet. Die Versuchskraft wurde mit einer Druckmessdose aufgezeichnet, die zwischen dem Lasteinleitungsbalken und dem Prüfzylinder eingebaut wurde. Die Vertikalverschiebung im Scheitel der Gussrohre wurde mit einem innen liegenden induktiven Wegaufnehmer gemessen. Nach DIN EN 598 [V9], Tabelle 10 ist bei Scheiteldruckversuchen an Rohren aus duktilem Gusseisen der Nennweite DN 700 eine Prüflast von $F = 36,2 \text{ kN/m}$ aufzubringen. Bei einer Rohrlänge von einem Meter folgt die Zylinderkraft $F_1 = 36,2 \text{ kN}$.

In den Bildern 4-4 und 4-5 sind die Kraft-Verformungskurven für die Messquerschnitte MQ2 und MQ5 dargestellt. Zusätzlich ist der Verlauf der Umfangsdehnung auf der Außenseite des Gussrohrscheitels aufgetragen.

Die Verläufe der Verformungen und Dehnungen stimmen gut überein. Da der kraftgeregelter Versuch im MQ2 nicht nachvollziehbare Ausschläge aufwies, wurde der Versuch mit einer Wegregelung wiederholt. Nach Abschluss des kraftgeregelter Versuchs bleiben im Scheitel des Gussrohres plastische Dehnungen zurück, vgl. Bild 4-4.

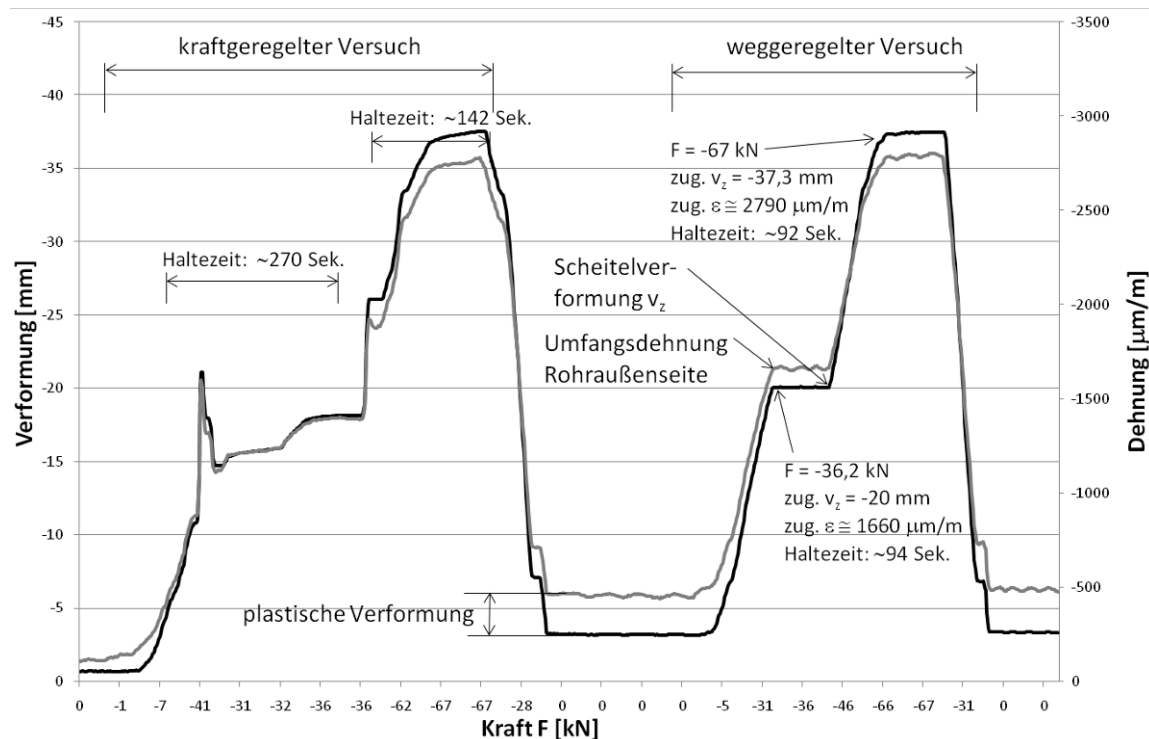


Bild 4-4 Kraft-Verformungslineie beim Scheiteldruckversuch am Gussrohr mit Dehnungen in Umfangsrichtung des Messquerschnitts 2

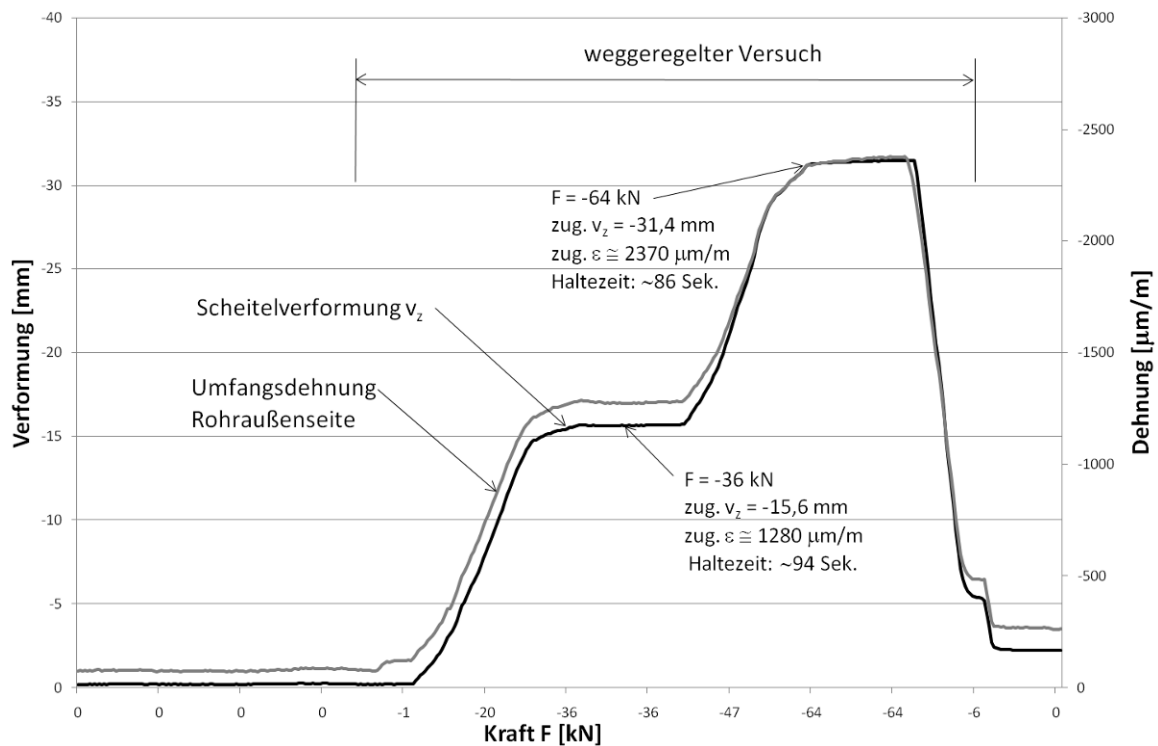


Bild 4-5 Kraft-Verformungslinie beim Scheiteldruckversuch am Gussrohr mit Dehnungen in Umfangsrichtung des Messquerschnitts 5

Die im Scheiteldruckversuch erreichte Ovalisierung

$$\delta_v = \frac{v_z}{d_m} \cdot 100\% \quad (4-6)$$

darf den in [V9], Tabelle 10 angegebenen Wert von 3,8% nicht überschreiten.

Nach [V9] sind die Ringsteifigkeit, die aufgebrachte Last und die senkrechte Ringverformung durch folgende Gleichung miteinander verknüpft:

$$S = 0,019 \frac{F}{v_z} \quad \text{mit} \quad S = \text{Ringsteifigkeit [kN/m}^2\text{]} \quad (4-7)$$

$F = \text{Zylinderkraft [kN/m]}$

$v_z = \text{vertikale Durchmesseränderung [m]}$

Der Wert für S nach Gl. (4-7) wird mit der Mindestringsteifigkeit nach [V9], Tabelle 10 verglichen.

Die Ergebnisse der Scheiteldruckversuche sind in Tabelle 4-2 zusammengefasst.

Tabelle 4-2 Ergebnisse von Scheiteldruckversuchen an Gussrohren DN 700

		Einheit	Gussrohr MQ2	Gussrohr MQ5
Zylinderkraft	F	kN	36,2	36,0
Rohrlänge	L	m	1,0	1,0
Linienlast	$F_N = F/L$	N/mm	36,2	36,0
Scheiterverschiebung	v_z	mm	20,0	15,6
mittlerer Rohrdurchmesser	d_m	mm	728,2	
Ovalisierung	δ_v	%	2,7	2,1
zulässige Ovalisierung nach [V9]	zul δ_v	%	3,8	
Ringsteifigkeit	$S = 0,019 \cdot F/v_z$	N/mm ²	34,4	43,8
Mindestringsteifigkeit nach [V9]	min S	N/mm ²	24,0	

Der Vergleich der Ergebnisse der Scheiteldruckversuche mit den Sollwerten nach [V9] zeigt, dass die Ovalisierungen im Messquerschnitt 2 rund 29% und im Messquerschnitt 55% geringer sind als der zulässige Wert nach [V9], Tabelle 10. Die Ringsteifigkeiten S sind entsprechend größer und liegen über der Mindeststringsteifigkeit nach [V9], Tabelle 10.

4.2.2 Zugversuche zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls

Zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls der Rohre aus duktilem Gusseisen wurden von der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG Zugversuche an Probekörpern durchgeführt, die aus Rohrabschnitten mit den Messquerschnitten MQ2 und MQ5 gefertigt wurden.

Die Probekörper haben einen kreisförmigen Querschnitt. Die Durchmesser sind in Tabelle 4-3 aufgeführt. Die Messlänge beträgt $L = 25$ mm.

Die Auswertung erfolgt mit den Spannungen und Dehnungen aus zwei Messungen mit unterschiedlichen Zugkräften. Die Elastizitätsmoduln werden mit dem Hookeschen Gesetz

$$E = \Delta\sigma_{s,i} / \Delta\varepsilon_{s,i} \quad (4-8)$$

ermittelt.

Die Probekörperabmessungen, die Versuchsergebnisse und die ermittelten Elastizitätsmoduln sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-3 Versuchsergebnisse aus Zugversuchen an Probekörpern aus duktilem Gusseisen zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls

Probennummer	-	-	3-1	3-2	3-3	5-1	5-2	5-3
Durchmesser	D	mm	6,06	6,07	6,07	6,06	6,08	6,06
Querschnittsfläche	A	mm ²	28,8	28,9	28,9	28,7	29,0	28,8
Messlänge	L	mm	25					
Ergebnisse der 1. Messung								
Zugkraft	F ₁	N	500	500	500	500	500	500
Längenänderung	ΔL ₁	μm	5	6	-4	3	0	-3
Dehnung	ε _{x,1}	-	2,5·10 ⁻⁵	3,0·10 ⁻⁵	-2,0·10 ⁻⁵	1,5·10 ⁻⁵	0	-1,5·10 ⁻⁵
Spannung	σ _{x,1}	N/mm ²	17,3	17,3	17,3	17,3	17,2	17,3
Ergebnisse der 2. Messung								
Zugkraft	F ₂	N	1500	1750	1750	1750	1750	1750
Längenänderung	ΔL ₂	μm	47	58	49	55	52	50
Dehnung	ε _{x,2}	-	23,5·10 ⁻⁵	29,0·10 ⁻⁵	24,5·10 ⁻⁵	27,5·10 ⁻⁵	26,0·10 ⁻⁵	25,0·10 ⁻⁵
Spannung	σ _{x,2}	N/mm ²	52,0	60,5	60,5	60,7	60,3	60,7
Ermittlung des E-Moduls								
Dehnungsdifferenz	Δε _x	-	21,0·10 ⁻⁵	26,0·10 ⁻⁵	26,5·10 ⁻⁵	26,0·10 ⁻⁵	26,0·10 ⁻⁵	26,5·10 ⁻⁵
Spannungsdifferenz	Δσ _x	N/mm ²	34,7	43,2	43,2	43,3	43,1	43,3
Elastizitätsmodul	E	N/mm²	165.099	166.138	166.003	166.687	165.592	163.542

Nach Tabelle 4-3 resultieren Elastizitätsmoduln von E = 163.542 N/mm² bis 166.687 N/mm². Die Abweichungen vom Sollwert E = 170.000 N/mm² sind auf die verkürzte Glühzeit der Rohre zurückzuführen, vgl. Abschnitt 4.2.3.

Aufgrund der geringen Abweichung von im Mittel 2,6% wird die Auswertung der Belastungsversuche im Großversuchsstand mit dem Sollwert E = 170.000 N/mm² durchgeführt.

4.2.3 Zugversuche zur Ermittlung des Zugfestigkeit

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit der Rohre aus duktilem Gusseisen wurden von der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG Zugversuche an denselben Probekörpern durchgeführt, die für die Ermittlung des E-Moduls aus Rohrabschnitten mit den Messquerschnitten MQ2 und MQ5 gefertigt wurden, vgl. Abschnitt 4.2.2.

Tabelle 4-4 Ergebnisse der Zugversuche an Probekörpern aus duktilem Gusseisen zur Ermittlung der Zugfestigkeit

Probennummer	-	-	3-1	3-2	3-3	5-1	5-2	5-3
Durchmesser	D	mm	6,06	6,07	6,07	6,06	6,08	6,06
Querschnittsfläche	A	mm ²	28,8	28,9	28,9	28,7	29,0	28,8
Messlänge	L	mm	30					
Bruchkraft	F	kN	20,2	20,3	20,0	20,6	20,7	20,3
Zugfestigkeit	R _m	N/mm ²	701	702	712	713	712	700
Bruchdehnung	A	%	10,1	8,8	9,6	10,6	9,9	9,0

Die Versuchsergebnisse der Zugversuche zeigen nur geringe Abweichungen. Der Mindestwert der Zugfestigkeit $R_m = 420 \text{ N/mm}^2$ nach [V9], Tabelle 3 wird von allen Proben deutlich überschritten. Nach [V9], Tabelle 3 beträgt die Mindest-Bruchdehnung für Schleudergussrohre A = 10%. Dieser Wert wird von drei der sechs Probekörper geringfügig unterschritten.

Da für die Versuche im Großversuchsstand Rohre ohne Zementmörtelauskleidung verwendet wurden, mussten die Rohre aus der laufenden Produktion vorzeitig entnommen werden. Die Unterschreitungen der Bruchdehnungen sind nach Angaben der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG auf eine verkürzte Glühzeit der Rohre zurückzuführen.

4.3 PE-Wickelrohre

4.3.1 Zugversuche an Schulterproben

Zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls der PE-Wickelrohre wurden an der Fachhochschule Münster Zugversuche an Schulterproben durchgeführt, die aus den PE-Rohren heraus gestanzt wurden, vgl. Bild 4-6. Die innere Beschichtung der Rohre wurde vor den Zugversuchen abgeschliffen.

Nach DIN EN ISO 527-1 [V11] ist der E-Modul mit der folgenden Gleichung zu ermitteln:

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (4-9)$$

mit σ_1 Spannung [N/mm²], gemessen bei der Dehnung $\varepsilon_1 = 0,0005$
 σ_2 Spannung [N/mm²], gemessen bei der Dehnung $\varepsilon_2 = 0,0025$

An der Schulterprobe 1 wurde ein Vorversuch mit einer Prüfgeschwindigkeit von 50 mm/min durchgeführt. Für die Zugversuche an den Schulterproben 2 bis 4 wurde eine geringere Prüfgeschwindigkeit von 10 mm/min angesetzt.

In Bild 4-7 sind die Spannungs-Dehnungskurven der Zugversuche dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4-5 zusammengefasst.

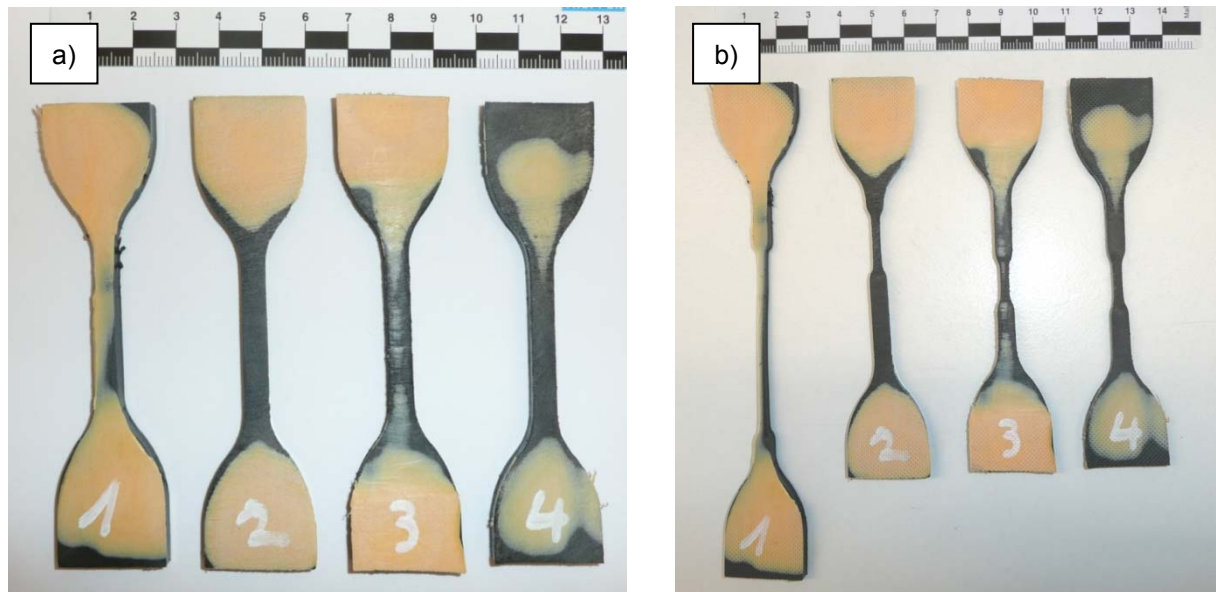


Bild 4-6 Schulterproben aus PE, a) vor dem Zugversuch, b) nach dem Zugversuch

Tabelle 4-5 Ergebnisse von Zugversuchen an Schulterproben aus PE

Nr.	Profilfläche	Prüfgeschwindigkeit	unterer Dehnungswert	oberer Spannungswert	unterer Dehnungswert	oberer Spannungswert	E-Modul
-	min A	v	ϵ_1	σ_2	ϵ_1	σ_2	E
-	mm ²	mm/min	-	N/mm ²	-	N/mm ²	N/mm ²
1	24,5	50	0,0006	1,077	0,0027	3,672	1236
2	20,9	10	0,00045	0,775	0,0025	2,612	896
3	22,4		0,00055	1,205	0,0025	3,133	964
4	23,0		0,00055	1,138	0,00255	3,093	978

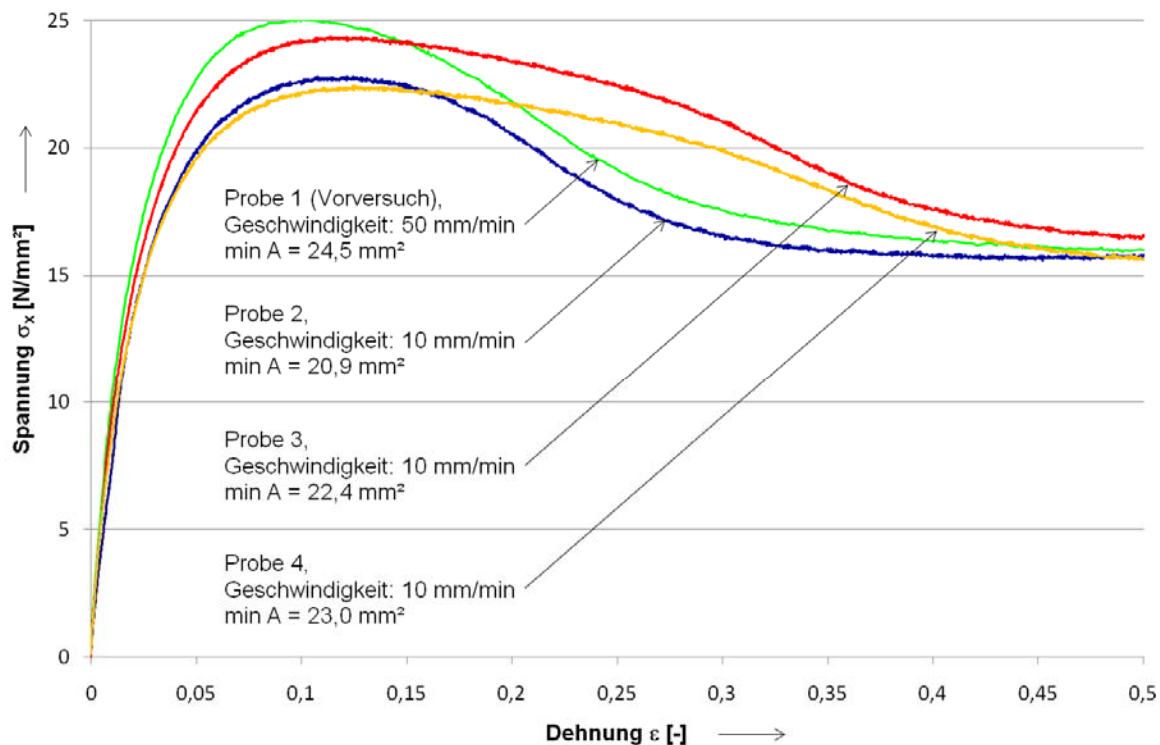


Bild 4-7 Spannungs-Dehnungskurven aus Zugversuchen an Schulterproben aus PE

Für die weitere Auswertung wird der Kurzzeit-Elastizitätsmodul der PE-Wickelrohre in Anlehnung an den Kleinstwert der Versuchsergebnisse auf $E = 900 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

4.3.2 Kurzzeit-Scheiteldruckversuche

An einem 2 m langen PE-Wickelrohr und an zwei 1 m langen Rohrabschnitten wurden Kurzzeit-Scheiteldruckversuche über ca. 150 s durchgeführt. Während des Scheiteldruckversuchs an dem zwei Meter langen Rohrstück wurden die Dehnungen mit denselben DMS aufgezeichnet, die vorher bei den Versuchen im Großversuchsstand verwendet wurden. Die Versuchskraft wurde mit einer Druckmessdose aufgezeichnet, die zwischen dem Lasteinleitungsbalken und dem Prüfzylinder eingebaut wurde. Die Vertikalverschiebung im Scheitel der PE-Rohre wurde mit einem innen liegenden induktiven Wegaufnehmer gemessen. In den Bildern 4-8 und 4-9 sind die Kraft-Verformungskurven für den Messquerschnitt MQ12 dargestellt. In Bild 4-8 wird die Kraft-Verformungskurve mit der zugehörigen Umfangsdehnung auf der Innenseite des Rohrscheitels und in Bild 4-9 mit der zugehörigen Kraft verglichen.

Die Verformung, Dehnung und Zylinderkraft zeigen ähnliche Verläufe. Nach der Entlastung verbleiben plastische Verformungen im Rohr. Am zeitlichen Verlauf der Kurve ist die für PE typische Relaxation erkennbar.

Der Verlauf der Dehnungen zeigt bei unbelastetem Rohr und bei konstanter Verformung des Rohres über die Zeit einen wellenförmigen Verlauf mit einer Amplitude von ca. $150 \mu\text{m/m}$.

Beim weggeregelter Scheiteldruckversuch nimmt die Zylinderkraft bei konstanter Verformung des Rohres ab, was auf das Kriechverhalten des Werkstoffs PE zurückzuführen ist.

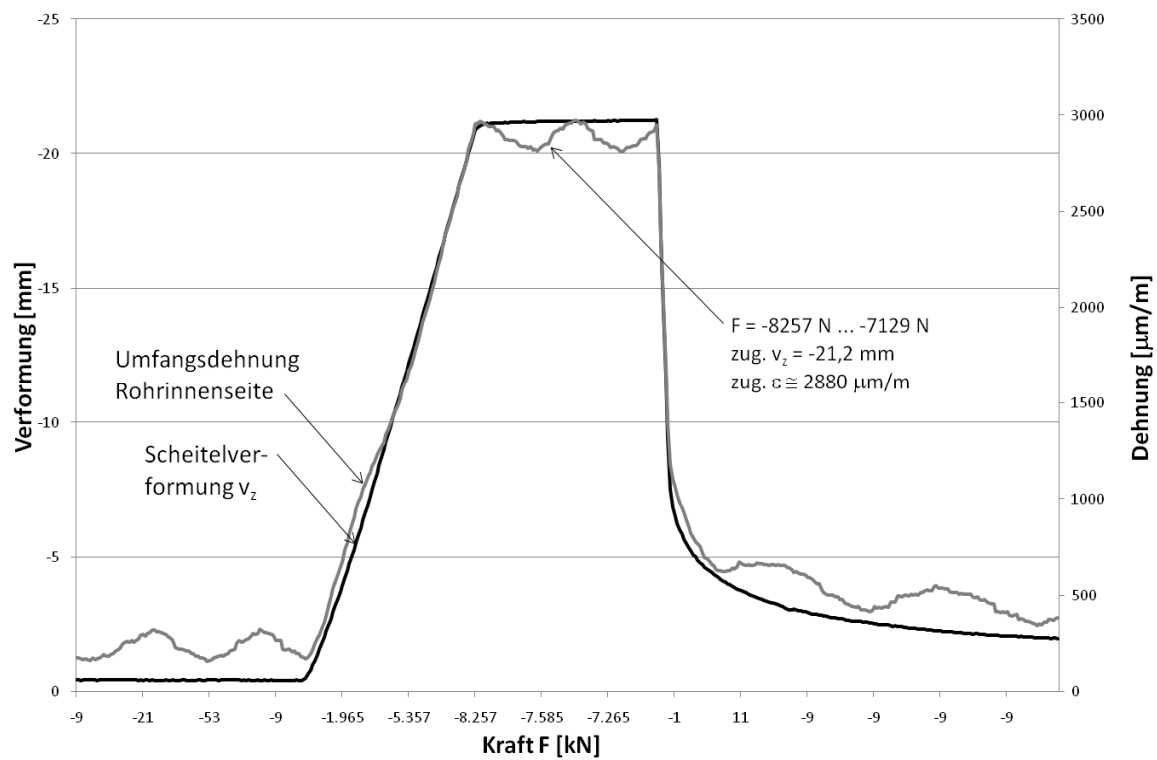


Bild 4-8 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, Umfangsdehnung im Messquerschnitt MQ12

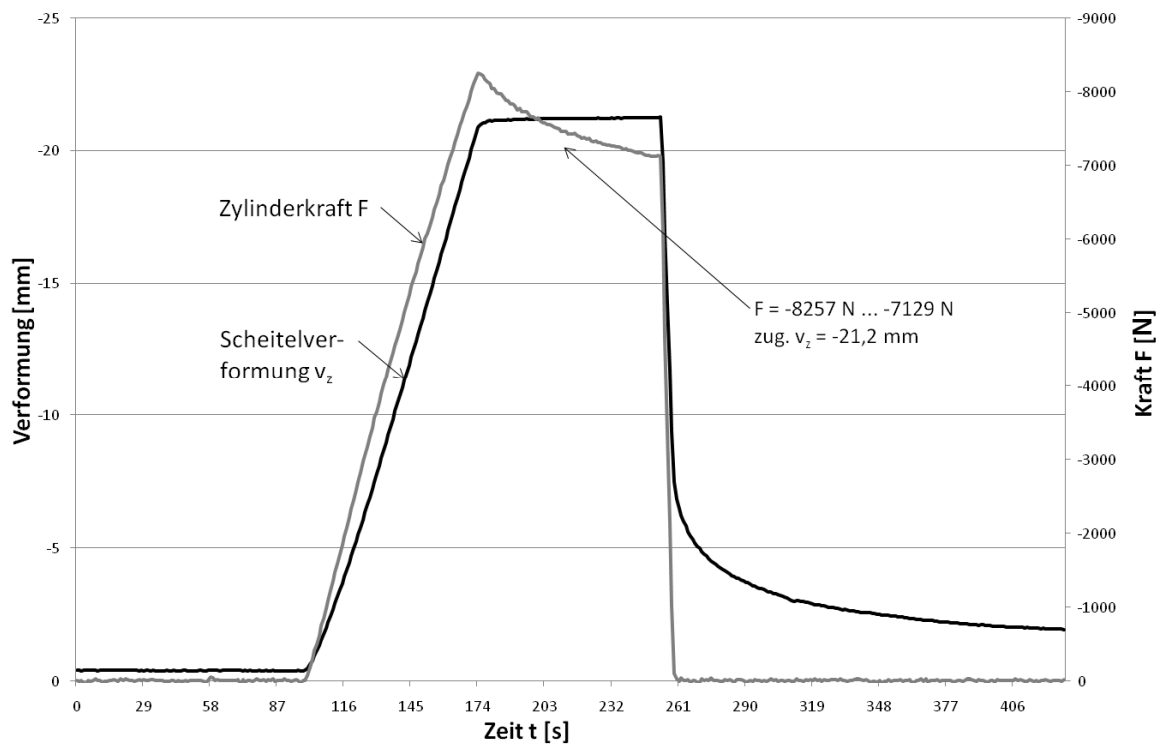


Bild 4-9 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, Zylinderkraft des Messquerschnitts MQ12

Im Folgenden wird die Ringsteifigkeit nach [V10] aus den Ergebnissen der Scheiteldruckversuche an drei PE-Rohren unterschiedlicher Länge ermittelt.

Die Ringsteifigkeit der einzelnen Proben wird nach DIN EN ISO 9969 [V10] wie folgt ermittelt:

$$S = \left(0,0186 + 0,025 \frac{y}{d_i} \right) \cdot \frac{F}{L \cdot y} \quad (4-10)$$

mit F = Kraft [kN], die einer Verformung von 3% entspricht;

L = Länge der Probekörper [m];

y = die Verformung [m], die einer Verformung von 3% entspricht;

d_i = Innendurchmesser [m].

Die Ringsteifigkeit ist als arithmetisches Mittel zu berechnen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-6 zusammengefasst.

Tabelle 4-6 Ermittlung der Ringsteifigkeit von PE-Rohren

Probenlänge	Innendurchmesser	Zylinderkraft	Verformung	Ringsteifigkeit	gemittelte Ringsteifigkeit
L	d_i	F	y	S	S
m	m	kN	m	kN/m ²	kN/m ²
2,00	0,701	8,26	0,0211	3,79	3,75
0,55		2,31	0,0208	3,91	
0,55		2,15	0,0212	3,57	

Rechnerische Kontrolle von S_0

Zur Kontrolle wird die Rohrsteifigkeit im Scheiteldruckversuch ermittelte mit der rechnerischen Rohrsteifigkeit verglichen.

Nach [V1] wird die Rohrsteifigkeit mit der folgenden Gleichung ermittelt:

$$S_0 = \frac{E \cdot I}{d_m^3} \quad (4-11)$$

mit $E = 900 \text{ N/mm}^2$, Kurzzeit-E-Modul nach Abschnitt 4.3.1

$I = 1248,4 \text{ mm}^4/\text{mm}$ (Flächenmoment 2. Grades nach [U6], vgl. Anhang E)

$d_m = d_i + 2e$ ($e = 11,4 \text{ mm}$, Abstand der Schwerachse nach [U6]) (4-12)
 $= 701 + 2 \cdot 11,4 = 723,8 \text{ mm}$

$$S_0 = \frac{900 \cdot 1248,4}{723,8^3} = 0,00296 \text{ N/mm}^2 = 2,96 \text{ kN/m}^2$$

Damit ist die rechnerische Ringsteifigkeit 21% geringer als die im Scheiteldruckversuch ermittelte Ringsteifigkeit. Die Ringsteifigkeit nach [U5] beträgt $14,81 \text{ kN/m}^2$ und ist damit knapp viermal so groß wie die im Scheiteldruckversuch ermittelte Ringsteifigkeit.

4.3.3 24h-Scheiteldruckversuch

Neben den Kurzzeit-Scheiteldruckversuchen wurde auch ein kraft geregelter Versuch durchgeführt, bei dem die Last über einen Zeitraum von 24 Stunden gehalten wurde. Die Kraft-Verformungskurve zu diesem Versuch ist in Bild 4-10 zusammen mit der Umfangsdehnung auf der Rohrinne Seite dargestellt. Der Versuch wurde an dem 2 m langen Rohrstück durchgeführt, das zuvor für den Kurzzeit-Scheiteldruckversuch verwendet wurde. Die Zylinderkraft für den Zeitstandversuch wurde in Anleh-

nung an den Scheiteldruckversuch gewählt, so dass eine Anfangsverformung von $v_z = 21$ mm eingestellt wurde.

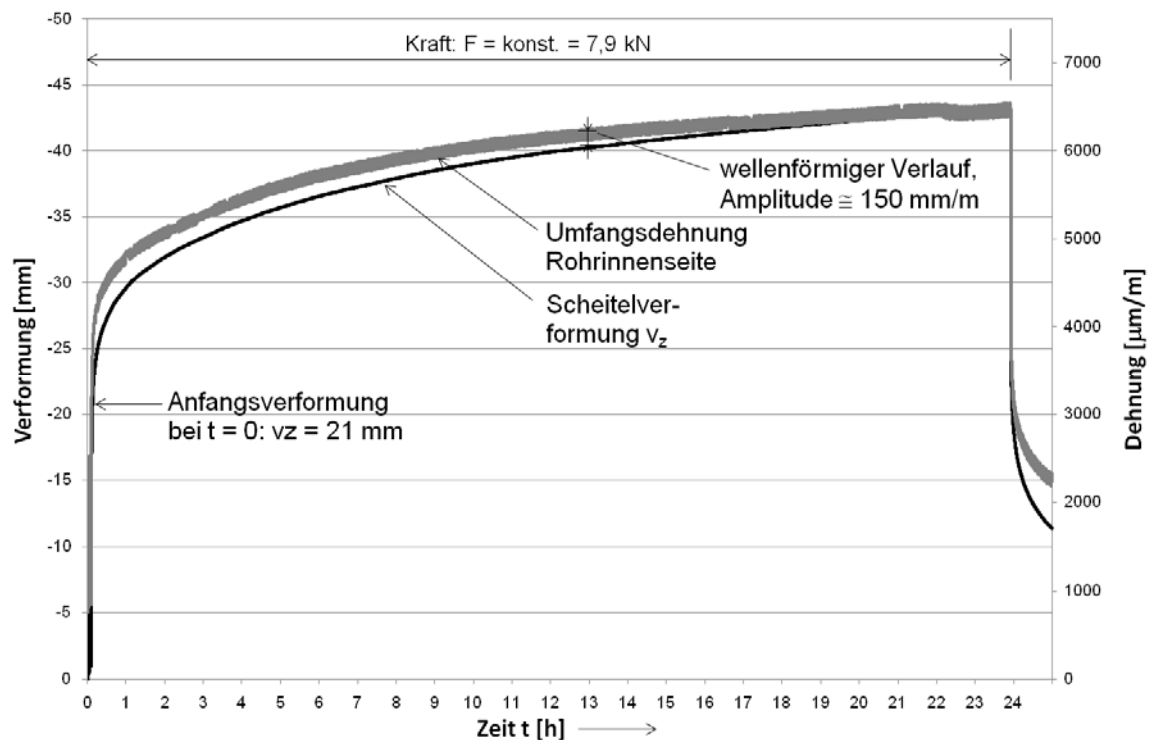


Bild 4-10 Kraft-Verformungskurve beim 24h-Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, Umfangsdehnung in Messquerschnitt MQ12

Der deutliche Verformungszuwachs in der ersten Stunde des Versuchs nimmt erwartungsgemäß im weiteren Versuchsablauf ab. Die Gesamtverformung nach einer Versuchszeit von 24 Stunden betrug $v_z = 43,3$ mm, was einer Ovalisierung von $\delta_v = 6,2\%$ entspricht.

Die Verformung und die Umfangsdehnung zeigen über die gesamte Versuchsdauer einen ähnlichen Verlauf. Hieraus folgt, dass die Dehnungsmessstreifen im Großversuchsstand zuverlässige Ergebnisse geliefert haben.

Auch bei diesem Versuch kann ein wellenförmiger Verlauf der Dehnungen mit einer Amplitude von ca. 150 $\mu\text{m}/\text{m}$ beobachtet werden, vgl. Bild 4-10.

4.3.4 Scheiteldruckversuch mit Teilbelastung

Zur Kontrolle der Messungen der Längsdehnungen auf der Rohrinneite des PE-Rohres mit DMS wurde ein weggeregelter Scheiteldruckversuch mit einer Teilbelastung auf zwei Rippen durchgeführt, vgl. Bild 4-11.



Bild 4-11 Teilbelastung des PE-Rohres über zwei Rippen

Während des Versuchs wurden die Kraft, die Verformungen des Rohrscheitels auf der Rohrinne-Seite und die Dehnungen gemessen. Die Kraft wurde in zwei Stufen aufgebracht, die einer Rohrverformung von zunächst 3% und dann 6% entsprachen.

Für die jeweiligen Laststufen werden die Verformungen $v_{z,1}$ unmittelbar unter der Lasteinleitung, $v_{z,2}$ im Abstand von 45 cm in Rohrlängsrichtung und $v_{z,3}$ im Abstand von 90 cm in Rohrlängsrichtung gemessen, vgl. Bild 4-12.

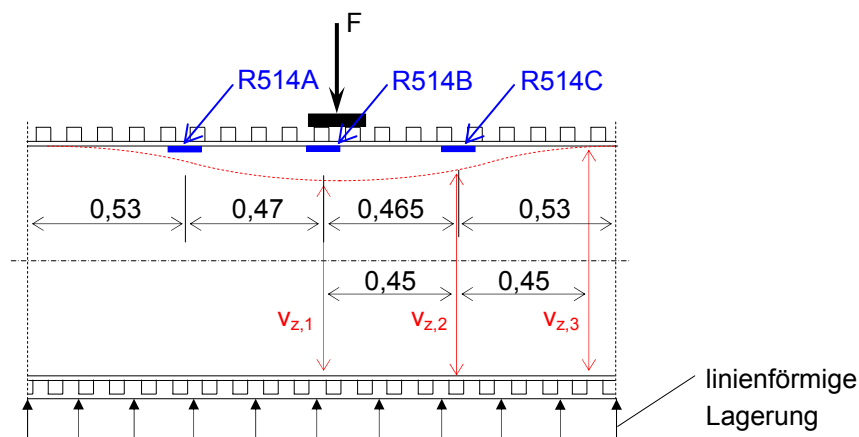


Bild 4-12 Teilbelastung des PE-Rohres, Messstellen DMS (blau) und Wegaufnehmer (rot)

Die Verformungsmessungen sind in Tabelle 4-7 zusammengefasst.

Tabelle 4-7 Ergebnisse der Verformungsmessungen am PE-Rohr

Stelle	e	v_z für 3% Verformung	v_z für 6% Verformung
-	m	mm	mm
1	0	-21,5	-42,2
2	0,45	-13,8	-24,6
3	0,90	-7,2	-13,7

Im Bild 4-13 ist die Rohrverformung $v_{z,1}$ mit den zugehörigen Längsdehnungen der Dehnungsmessstreifen R514A-C auf der Innenseite des Rohrscheitels dargestellt.

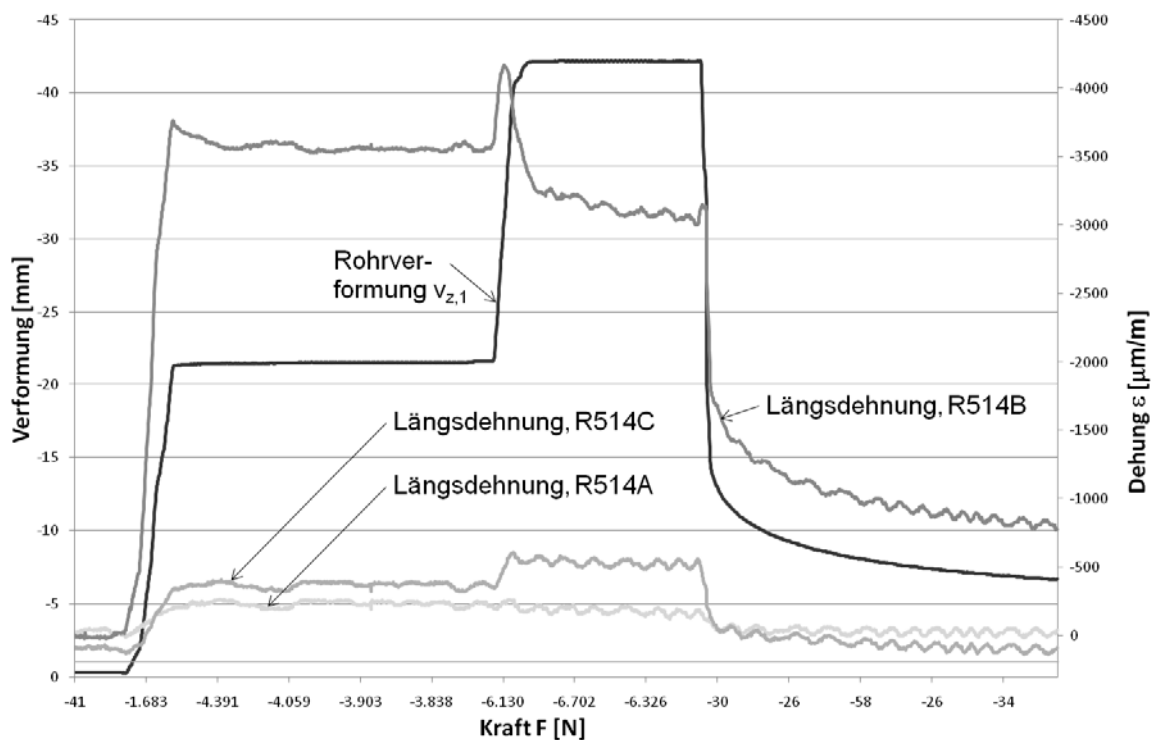


Bild 4-13 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch mit einer Teilbelastung des PE-Rohres, Längsdehnungen der DMS R514A-C

Es zeigt sich, dass die Dehnungen unter der Lasteinleitung mit $\epsilon \cong 3600 \mu\text{m/m}$ bei der ersten Laststufe (3% Rohrverformung) erwartungsgemäß am größten sind. Im Abstand von 47 cm neben dem Dehnungsmessstreifen R514B wurden mit $\epsilon \cong 350 \mu\text{m/m}$ für R514C und $\epsilon \cong 250 \mu\text{m/m}$ deutlich geringere Dehnungen gemessen, obwohl die Scheitelverformung im Bereich des Dehnungsmessstreifens R514C noch 13,8 mm beträgt. Es ist anzunehmen, dass die Biegelinie des Rohrscheitels in der Nähe dieses Dehnungsmessstreifens einen Wendepunkt hat.

Während der Erhöhung auf die zweite Laststufe (6% Rohrverformung) steigt die Dehnung unter der Lasteinleitung zunächst an, fällt dann jedoch auf einen Wert von $\epsilon \cong 3100 \mu\text{m/m}$, vgl. Bild 4-13. Ein Grund für dieses Verhalten könnte eine teilweise Ablösung des DMS von der PE-Oberfläche sein.

Nach Entlastung zeigt sowohl die Verformungs- als auch die Längsdehnungskurve unter der Lasteinleitung ein typisches Relaxationsverhalten.

5 Straßenoberbau und Boden

5.1 Straßenoberbau

Im Großversuchsstand (GVS) werden drei unterschiedliche Oberbauvarianten untersucht:

- Asphalt Bauklasse III nach [V8]
- Asphalt Bauklasse V nach [V8]
- Pflasterdecke
- Bauzustand (kein Oberbau)

Die **Pflasterung** wird im Großversuchsstand unter realistischen Einbaubedingungen nach Vorgabe von Prof. Dr.-Ing. Radenberg, Ruhr-Universität Bochum eingebaut, vgl. [U3].

Der **Asphaltbelag** wird durch Stahlplatten simuliert. In [U3] werden Bodenspannungen in Abhängigkeit von der Bauklasse nach [V8] und der Oberflächentemperatur des Asphalts mit dem Programm PaDesTo [P2] ermittelt.

Für den **Bauzustand** werden die Prüfzylinder direkt auf der Sandschicht positioniert.

Als Belastung werden eine 8t- und eine 12t-Radlast jeweils mit $0,8 \text{ N/mm}^2$ Flächenpressung aufgebracht. In Tabelle 5-1 sind die Schichtdicken der Fahrbahnoberbauten nach [U3] aufgeführt.

Tabelle 5-1 Schichtdicken der in [U3] untersuchten Bauklassen nach [V8]:

Bauklasse nach [V8]	-	I	II	III	IV	V
Asphaltdeckschicht	cm	4	4	4	4	4
Asphaltbinderschicht	cm	8	8	4	-	-
Asphalttragschicht	cm	18	14	14	14	10
Frostschuttschicht	cm	30	34	38	42	46
Summe	cm	60	60	60	60	60

Zwischen den Asphalt-schichten wird ein schubfester Verbund zugrunde gelegt. Der Übergang zu ungebundenen Schichten und zwischen den ungebundenen Schichten wird reibungsfrei angenommen.

Tabelle 5-2 Elastizitätsmodul der in [U3] untersuchten Bauklassen in Abhängigkeit von der Temperatur nach [V8]:

Temperatur	-20°C	-10°C	0°C	10°C	15°C	20°C	35°C	50°C
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Asphalt-deckschicht	26300	22200	16250	10700	8100	5600	1300	350
Asphaltbin-derschicht	30450	27900	22200	15700	12650	9700	2400	520
Asphalttrag-schicht	29550	24900	18250	12050	9100	6250	1500	400
Frostschuttschicht ¹⁾	100							
Planum ¹⁾	45							

¹⁾ Verformungsmodul E_v

Die Bodenspannungen unter einer bzw. unter zwei Stahlplatten im GVS jeweils in 40 cm und 60 cm Tiefe werden durch Vergleichsberechnungen mit dem Programm BISAR 3.0 [P1] ermittelt.

Die Berechnungen werden mit einer Radlast von $F_1 = 120 \text{ kN}$ und einem Reifenluftdruck von 8 bar durchgeführt. Der zugehörige Radius der Radaufstandsfläche beträgt $r = 21,9 \text{ cm}$.

Die Schichten werden entsprechend der Versuchsbedingungen im GVS angesetzt:

- eine bzw. zwei Stahlplatten, $t = 30 \text{ mm}$, mit $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ nach [V14]
- Planum aus Rheinsand, mit $E = 30 \text{ N/mm}^2$ nach Abschnitt 7 und [U2]

Die Bodenspannungen dieser Berechnungen werden mit den Bodenspannungen nach [U3] verglichen und die zugehörigen Oberflächentemperaturen des Asphalts abgelesen, vgl. Bild 5-1 bis Bild 5-4 und Tabelle 5-3.

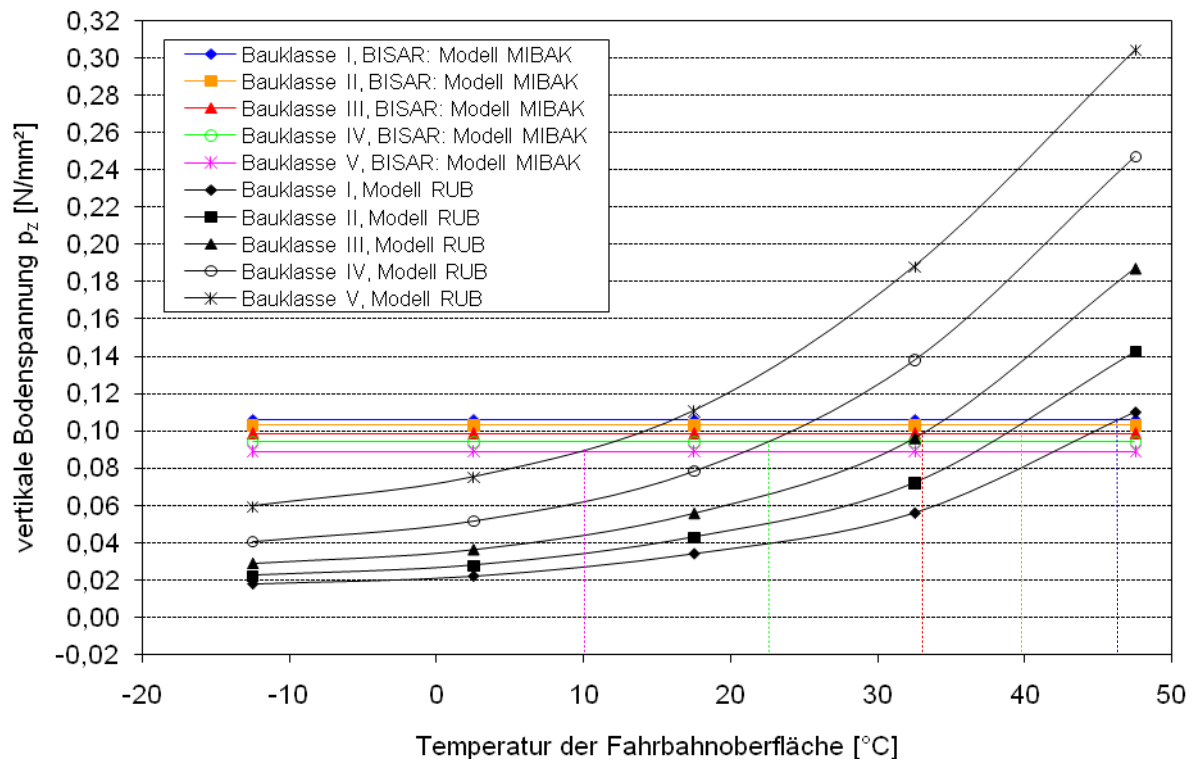


Bild 5-1 Vergleich von vertikalen Bodenspannungen aus [U3] und nach BISAR 3.0 für **zwei Stahlplatten** in 40 cm Tiefe unter FOK

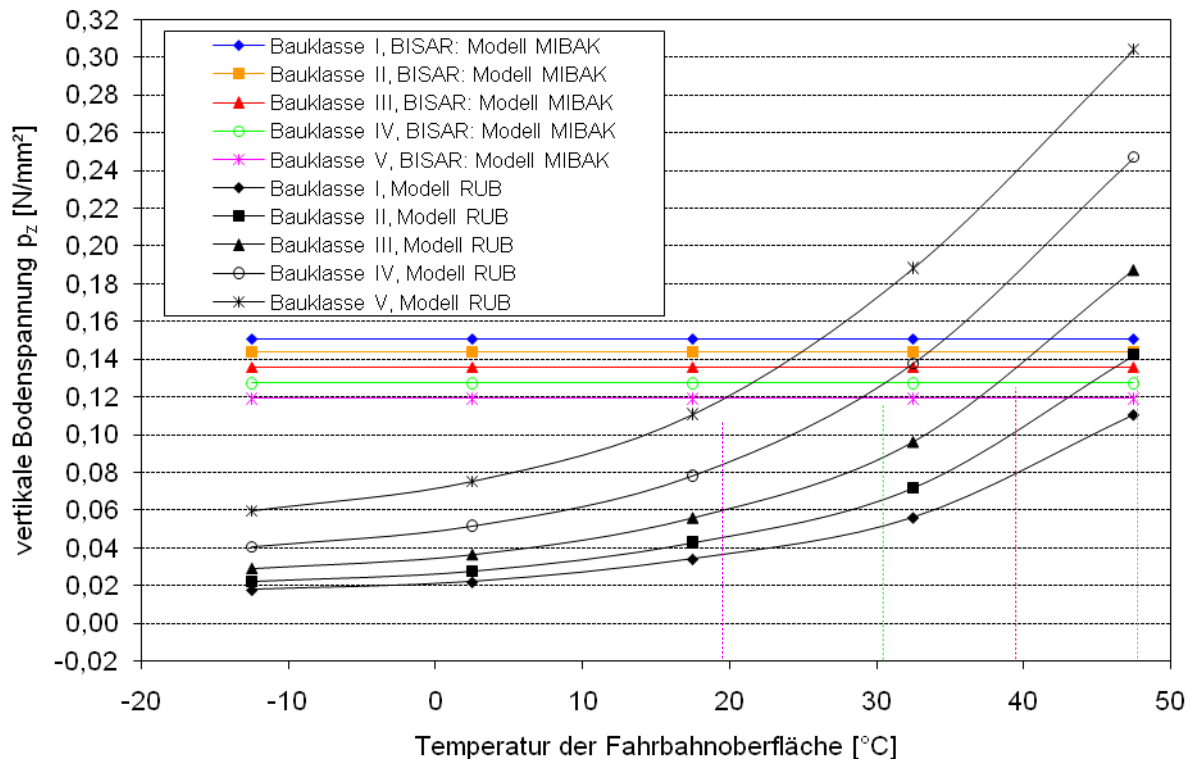


Bild 5-2 Vergleich von vertikalen Bodenspannungen aus [U3] und nach BISAAR 3.0 für **eine** Stahlplatte in 40 cm Tiefe unter FOK

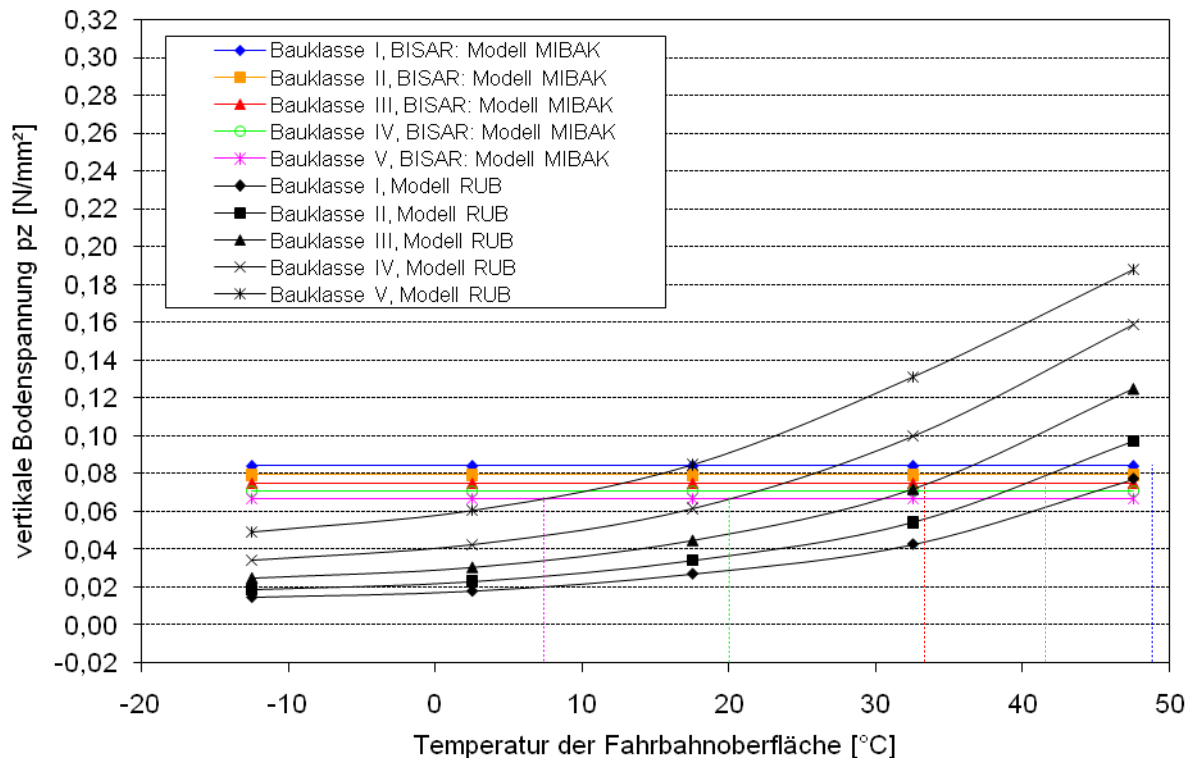


Bild 5-3 Vergleich von vertikalen Bodenspannungen aus [U3] und nach BISAAR 3.0 für **zwei** Stahlplatten in 60 cm Tiefe unter FOK

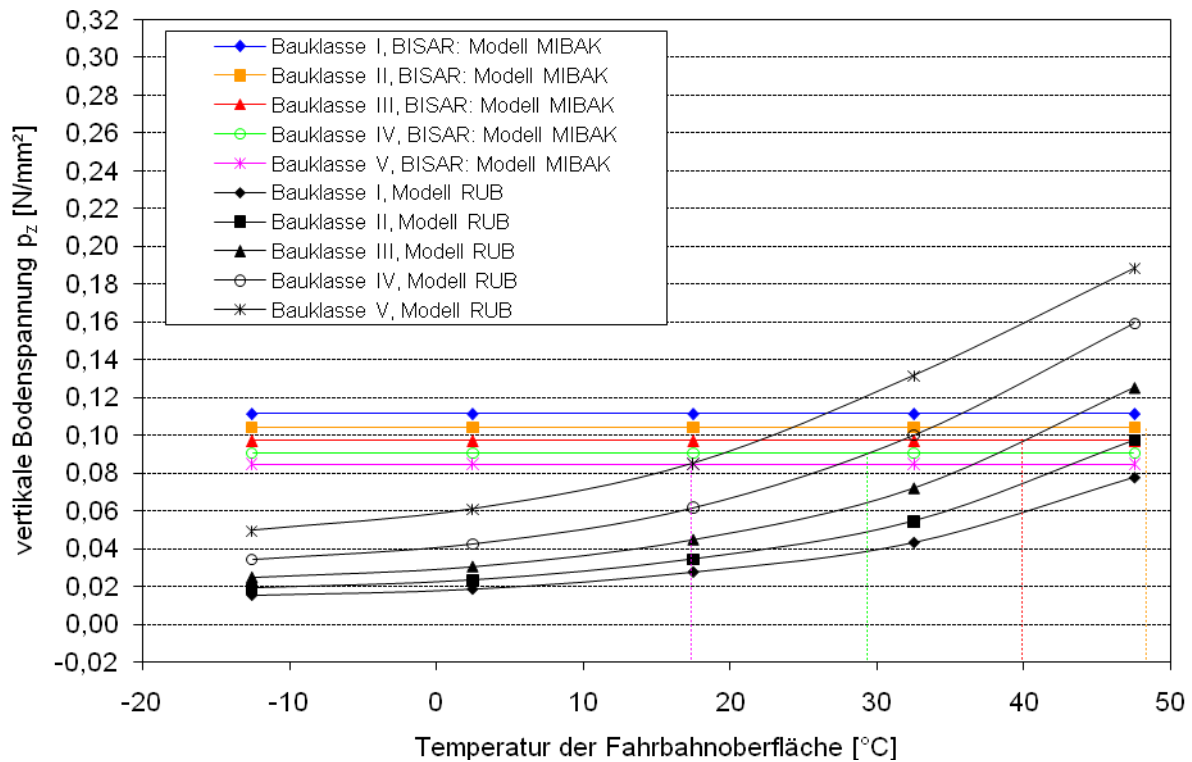


Bild 5-4 Vergleich von vertikalen Bodenspannungen aus [U3] und nach BISAAR 3.0 für **eine Stahlplatte in 60 cm Tiefe** unter FOK

In Tabelle 5-3 sind die Bauklassen mit den zugehörigen Oberflächentemperaturen zusammengefasst, die einer bzw. zwei Stahlplatten im Großversuchsstand entsprechen.

Tabelle 5-3 zu verschiedenen Bauklassen zugehörige Temperaturen, durch Stahlplatten im Großversuchsstand simuliert

Tiefe z unter FOK	Bauklasse	I	II	III	IV	V
cm		°C	°C	°C	°C	°C
40	2 Stahlplatten	46,4	39,8	33,0	22,6	10,0
	1 Stahlplatte	> 50,0	47,9	39,7	30,5	19,7
60	2 Stahlplatten	49,0	41,7	33,5	20,2	7,5
	1 Stahlplatte	> 50,0	48,7	40,0	29,4	17,4

Die Fahrbahntemperaturen in 40 cm und 60 cm Tiefe stimmen gut überein. In der Auswertung der Versuchsergebnisse wird Versuchen mit einer Stahlplatte die Bauklasse V nach [V8] zugeordnet. Die zugehörige Oberflächentemperatur liegt zwischen 17,4°C und 19,7°C.

Versuchen mit zwei Stahlplatten wird die Bauklasse III nach [V8] zugeordnet. Hier liegt die zugehörige Oberflächentemperatur zwischen 33,0°C und 33,5°C.

Die Versuchsergebnisse können auch auf weitere Bauklassen mit den jeweiligen Oberflächentemperaturen bezogen werden.

5.2 Boden (Leibniz Universität Hannover)

Nachfolgend sind die Ergebnisse des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Leibniz Universität Hannover aufgeführt. Es wurden Untersuchungen zur Bestimmung von Bodenparametern und Verdichtungskontrollen zur Bestimmung der Proctordichte des Versuchssandes im Großversuchsstand durchgeführt.

5.2.1 Bestimmung der Bodenparameter

5.2.1.1 Problemstellung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle“ muss zunächst die Eignung des gewählten Bettungsmittels untersucht werden. Anschließend müssen die Bodenparameter in Abhängigkeit des Verdichtungsgrades für die Finite Element Berechnungen bestimmt werden.

Die Eignung des Bettungsmaterials ergibt sich aus den Anforderungen der Leitungsbaurichtlinien wie z. B. ZTV A, ZTV E, DIN EN 1610 [V5] oder ATV-A 127 [V1]. An ein geeignetes Bettungsmittel werden u. a. die folgenden Anforderungen gestellt:

- gute Verdichtbarkeit, d. h., mit einem geringen Energieaufwand soll eine gleichmäßige hohe Verdichtung des Bodenmaterials erreicht werden,
- Erosionsstabilität/Standfestigkeit, das Bettungsmaterial soll sich z. B. bei einer Wasserdurchströmung nicht entmischen, so dass Hohlräume entstehen,
- Dauerhaftigkeit, d. h., die hergestellte Bettung soll ihre Eigenschaften dauerhaft behalten,
- Unschädlichkeit für das Rohr (mechanisch, chemisch).

Vom IKT wurde als Bettungsmaterial ein schwach kiesiger Sand ausgewählt. Es handelt sich hierbei um einen Rheinsand 0/8, der in einer Grube bei Kamp-Lintfort gewonnen wird. Als Bettungsmaterial würde man diesen Boden als nichtbindiges Schüttgut einteilen, der lagenweise eingebaut und verdichtet werden muss. Als der Rheinsand vom IKT für die bodenmechanischen Untersuchungen übergeben wurde, wies er einen Wassergehalt von rd. 3 % auf.

Da dieser Boden in ausreichender Menge zur Verfügung steht, wird er nicht nur als Bettungsmaterial benutzt, sondern auch unter und über dem Rohr eingebaut, so dass der gesamte Großversuchsstand mit dem Rheinsand gefüllt ist.

Von besonderer Bedeutung ist die Herstellung von nahezu konstanten Versuchsrandbedingungen. Das heißt, in den verschiedenen Bereichen des Versuchsstandes muss der Boden die gleichen Eigenschaften aufweisen. Dies kann nur durch die Einstellung eines einheitlichen Verdichtungsgrades erreicht werden. Der Verdichtungsgrad im Bereich des Rohres wird so gewählt, wie er in der Praxis sicher eingestellt werden kann.

Besonders wichtig für die Berechnungen mit der Finite Element Methode ist die Bestimmung der Bodeneigenschaften, damit das gewählte Stoffgesetz das Bodenverhalten auch wirklichkeitsgetreu widerspiegeln kann. Zur Bestimmung der Stoffparameter wurden bodenmechanische Laborversuche durchgeführt. Für die vorliegende Problemstellung sind die spannungsabhängige Steifigkeit und die Scherfestigkeit von besonderem Interesse.

Nachfolgend werden die an dem Rheinsand durchgeführten Laborversuche und die Versuchsergebnisse mit den entsprechenden Diagrammen dargestellt. Am Ende werden die Bodenparameter für das verwendete Stoffgesetz zusammengestellt.

5.2.1.2 Laborversuche

Zur Ermittlung der Bodenkenngrößen und des Spannungs-Verformungsverhaltens bei unterschiedlichen Dichten des Bettungsmaterials standen Kompressionsversuche, Triaxialversuche und direkte Scherversuche im Vordergrund. Darüber hinaus wurden Versuche zur Ermittlung der Korngrößenverteilung, der lockersten und dichtesten Lagerung und der Proctordichte durchgeführt.

a) Korngrößenverteilung

Die Ermittlung der Korngrößenverteilung wurde nach DIN 18123:1996-11 durchgeführt. Die Korngrößenverteilung beschreibt das Material aufgrund einer geometrischen Ausdehnung seiner Bestandteile und dient als Grundlage für Beurteilungs- und Anwendungskriterien von Böden. Sie lässt Rückschlüsse auf bestimmte bodenmechanische Eigenschaften, wie z. B. die Verdichtungsfähigkeit und Durchlässigkeit zu. Die Korngrößenverteilung gibt die Massenanteile der in einer Bodenart vorhandenen Körnungsgruppen an. Hierbei werden Böden mit Korngrößen über 0,063 mm durch Trennen der vorhandenen Korngruppen durch Siebung bestimmt. Korngrößen unter 0,125 mm werden durch Sedimentation getrennt. In Bild 5-5 ist die Korngrößenverteilung des untersuchten Rheinsandes dargestellt. Nach der Korngrößenverteilung handelt es sich um einen feinkiesigen Mittel- bis Grobsand. Nach DIN 18196 gehört der Rheinsand zur Bodengruppe SE (eng gestufter Sand). Die Einordnung in Bodengruppen basiert dabei allein auf die stoffliche Zusammensetzung des Materials und ist unabhängig vom Wassergehalt oder der Dichte.

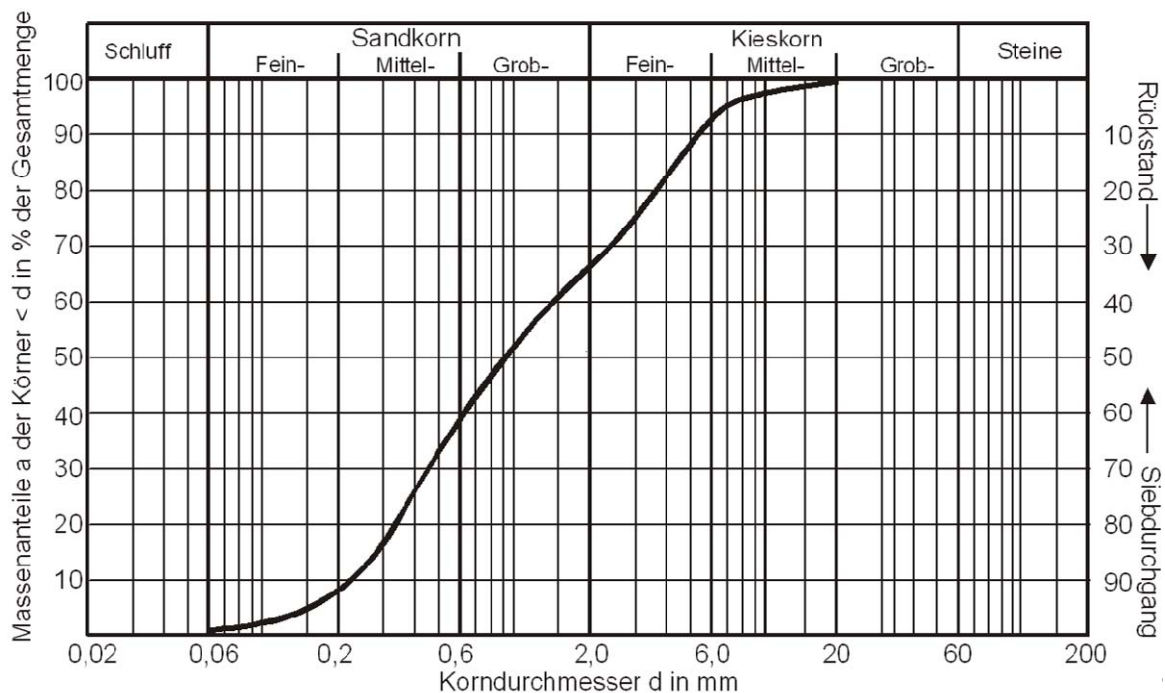


Bild 5-5 Korngrößenverteilung

Die Ungleichförmigkeitszahl U und die Krümmungszahl C_C sind wie folgt definiert:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

d_{10} , d_{30} und d_{60} sind die Korngrößen, die den Ordinaten 10, 30 bzw. 60 Gew. -% der Körnungslinie entsprechen. U ist ein Maß für die Neigung der Körnungslinie im Bereich von d_{10} bis d_{60} . Ein steiler

Abschnitt deutet auf das Vorherrschen einer Korngruppe und ein flacher Verlauf auf das Fehlen einer Korngruppe hin. Die Krümmungszahl C_c charakterisiert den Verlauf der Körnungslinie in diesem Bereich.

Für den untersuchten Rheinsand beträgt die Ungleichförmigkeitszahl U ca. 6,2, die Krümmungszahl C_c beträgt 0,7. Der untersuchte Boden ist demnach als ungleichförmig und eng gestuft einzuordnen (vgl. Tabelle 5-4). Die Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196 ist als gut bis mittel einzustufen.

Tabelle 5-4 Bodenklassifizierung für Rheinsand

Material	d_{10} [mm]	d_{30} [mm]	d_{60} [mm]	U [-]	C_c [-]	Bodengruppe (DIN 18196)	Bemerkung
Rheinsand	0,229	0,467	1,421	6,2	0,7	SE	Eng gestuftes Sand-Kies-Gemisch

b) Proctorversuch

Mit dem Proctorversuch nach DIN 18127:1997-11 wird die Trockendichte eines Bodens nach Verdichtung unter festgelegten Versuchsrandbedingungen als Funktion des Wassergehalts untersucht. Beim Proctorversuch wird das Probenmaterial in einem Versuchszylinder aus Stahl mit festgelegten Abmessungen durch ein festgelegtes Fallgewicht mit einer bestimmten Verdichtungsarbeit und nach einem vorgegebenen Arbeitsverfahren verdichtet. Der Versuch besteht aus mindestens fünf Einzelversuchen, die sich jeweils durch einen anderen Wassergehalt der Bodenprobe voneinander unterscheiden. Nach Einbau des Materials wird die Trockendichte durch Ofentrocknung bestimmt. Zur Auswertung des Versuchs wird die Trockendichte ρ_d über den Wassergehalt w aufgetragen. Das Maximum der Kurve gibt die Proctordichte ρ_{Pr} und den optimalen Wassergehalt w_{opt} an. Auf der „nassen“ Seite begrenzt die Sättigungslinie die Proctorkurve. Nachfolgend wird das Versuchsergebnis für den Rheinsand in Bild 5-6 dargestellt.

Aus dem Proctorversuch ergab sich eine Proctordichte von $\rho_{Pr} = 1,913 \text{ g/cm}^3$ bei einem optimalen Wassergehalt von $w_{opt} = 10,3 \text{ %}$.

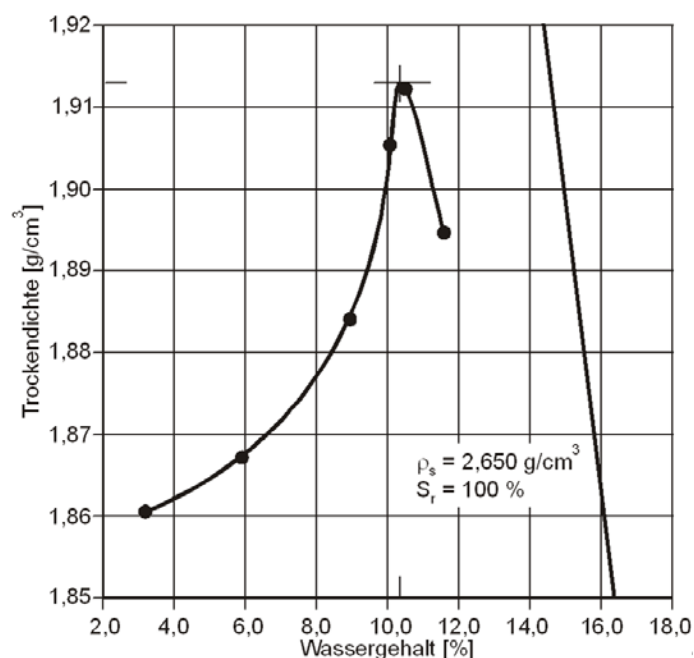


Bild 5-6 Proctorkurve für den untersuchten Rheinsand

In Tabelle 5-5 sind die Trockendichten für verschiedene Verdichtungsgrade dargestellt. Der Verdichtungsgrad D_{Pr} ist wie folgt definiert

$$D_{Pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{Pr}} \cdot 100[\%]$$

Tabelle 5-5 Trockendichten

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Trockendichte ρ_d [g/cm ³]
95	1,817
97	1,856
100	1,913

Im Rohrleitungsbau oder bei Aufgrabungen unter Straßen werden für die verschiedenen Bereiche unterschiedliche Verdichtungsgrade gefordert. So wird z. B. nach ZTVE-StB 94 für tiefe Leitungsgräben im Bereich der Leitungszone ein Verdichtungsgrad von 97 % und unterhalb des Planums von 100 % gefordert. Da es in der Praxis unwahrscheinlich ist, dass in den Zwickelbereichen eines Rohrstranges die gleiche Verdichtung wie in anderen Bereichen erreicht wird, werden die Bodenparameter zusätzlich auch für einen Verdichtungsgrad von 95 % bestimmt.

c) Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung

Die Versuche zur Bestimmung der Dichte nicht bindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung wurden nach DIN 18126:1996-11 durchgeführt. Diese Versuche dienen zur Beurteilung der Verdichtungsfähigkeit I_f und um Anhaltswerte für die Beurteilung der Lagerungsdichte D anstehender oder künstlich verdichteter nicht bindiger Böden zu erhalten. Die lockerste Lagerung wird erreicht, indem man das Material mit sehr wenig Energie (Schütten) in einen definierten Versuchszylinder (je nach Korngröße) mit einem Trichter einrieselt oder mit einer Kelle so locker wie möglich einfüllt. Zur Bestimmung der dichtesten Lagerung wird das Material lagenweise eingebracht, anschließend mit Wasser überflutet und durch Rütteln (Schlaggabel oder Vibration) mit einer festgelegten Energie verdichtet. Es sind mindestens jeweils drei Einzelversuche durchzuführen.

Der Porenanteil n berechnet sich mit der entsprechenden Trockendichte ρ_d und der Korndichte $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ wie folgt

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} [-]$$

Anhand der Versuchsergebnisse kann mit dem Porenanteil bei lockerster Lagerung $\max n$, dem Porenanteil bei dichtester Lagerung $\min n$ und dem natürlichen Porenanteil n die Lagerungsdichte D wie folgt bestimmt werden.

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} [-]$$

Die Versuchsergebnisse und die Lagerungsdichten für die untersuchten Verdichtungsgrade sind in Tabelle 5-6 und 5-7 dargestellt.

Tabelle 5-6 Porenanteile für den untersuchten Rheinsand

	Porenanteil [-]
$max\ n$	0,408
$min\ n$	0,276
$n_{95\%}$	0,314
$n_{97\%}$	0,300
$n_{100\%}$	0,278

Tabelle 5-7 Lagerungsdichten für den untersuchten Rheinsand

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Lagerungsdichte D [-]
95	0,71
97	0,82
100	0,98

Dies entspricht bei allen untersuchten Verdichtungsgraden einer dichten Lagerung.

d) Kompressionsversuch

Die Kompressionsversuche wurden nach E-DIN 18135:1999-06 mit verhinderter Seitendehnung durchgeführt. Der Versuch wurde, da für nicht bindigen Boden relativ hohe und vom Wassergehalt unabhängige Steifigkeiten zu erwarten sind, mit feststehendem Ring und trockenem Rheinsand durchgeführt. Die Ausgangsprobenhöhe betrug 31 mm. Der Maximal Korndurchmesser durfte für den ungleichförmigen Boden 1/5 der Probenhöhe betragen, was durch Absieben des Überkorns erreicht wurde. Bei einer größeren Probenmenge, wie z. B. auch im Großversuchsstand, schwimmt das Überkorn (rd. 5 % der Gesamtmasse, siehe Bild 5-5) im restlichen Korngemisch und hat somit keinen direkten Einfluss auf die Steifigkeit. Damit das gleiche Verhalten des Bodens im Kompressionsgerät sichergestellt werden kann, begrenzt die E-DIN 18135 das zulässige Größtkorn auf 1/5 der Probenhöhe.

Der Rheinsand wurde jeweils mit den gewählten Dichten (95 %, 97 %, 100 % Proctordichte) eingebaut und stufenweise belastet, entlastet und wiederbelastet. Die Spannungsniveaus σ_1 betragen z. B.: 50, 100, 200, 400, 500 und 550 kN/m². Die Spannungen wurden so gewählt, dass im Großversuchsstand die Spannungsniveaus mit und ohne Lastplattendruckversuch abgedeckt werden. Jede Laststufe wurde im Kompressionsgerät so lange konstant gehalten, bis die Stauchung der Probe abgeklungen war. Gemessen wurden die aufgebrachte Spannung sowie die Zusammendrückung der Probe. Die Auswertung der Versuche erfolgte zunächst mit Last-Setzungsdiagrammen.

Da eine gewisse Streubreite der Versuchsergebnisse erwartet wurde und die genauen Steifigkeiten von besonderer Wichtigkeit sind, wurden insgesamt 41 Kompressionsversuche für die gewählten Lagerungsdichten durchgeführt. Ausgewertet wurden die Versuche für die entsprechenden Mittelwerte der Einzelversuche. In Bild 5-7 ist beispielhaft die Lastsetzungskurve für $D_{Pr} = 95\%$ aus zehn gemittelten Einzelversuchen dargestellt.

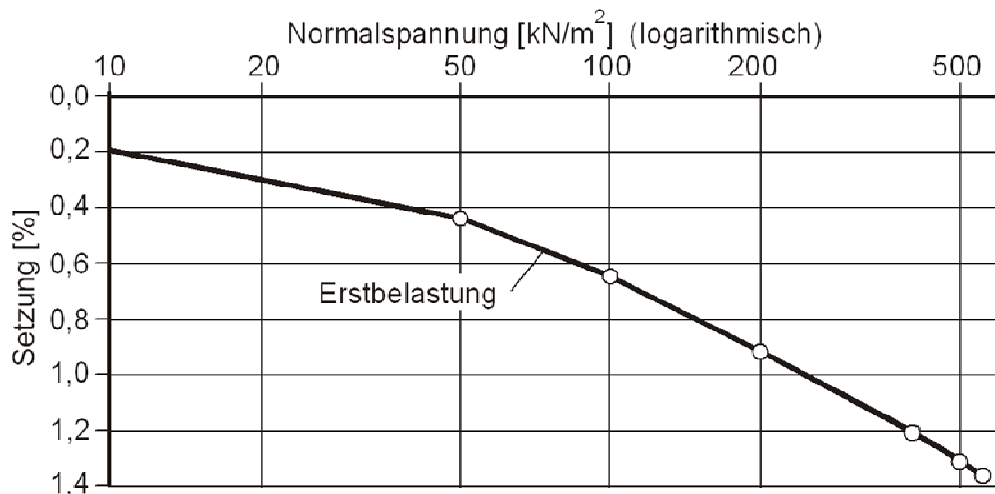


Bild 5-7 Lastsetzungskurve aus Kompressionsversuch für $D_{Pr} = 95 \%$

Auf der Ordinate ist die bezogene vertikale Setzung ε_1 in % der Probenhöhe aufgetragen, die Spannung σ_1 wird als Abszisse im logarithmischen Maßstab aufgetragen. Die vertikale Spannung σ_1 wird als Quotient der gemessenen gesamten Vertikalkraft (einschließlich des Gewichtes der Lastplatte) F und der konstanten Querschnittsfläche A wie folgt berechnet:

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

Die vertikale Dehnung/Setzung der Probe nach der i -ten Laststufe ε_i wird aus der Höhenänderung Δs_i und der Ausgangshöhe h_0 ermittelt:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta s_i}{h_0} \cdot 100 \text{ [%]}$$

Aus der Sekante der Lastsetzungslinie wird der Steifemodul bei behinderter Seitendehnung E_s für jedes Spannungsintervall bestimmt:

$$E_s = \frac{\Delta \sigma_{li}}{\Delta \varepsilon_i} (1 - \varepsilon_{i-1})$$

Hierbei wird zusätzlich zwischen Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung unterschieden.

In den Tabellen 5-8 und 5-9 sind für die gewählten Lagerungsdichten die Mittelwerte aus den Einzelversuchen für die Steifemodul angegeben. Die Ent- und Wiederbelastungsmoduln wurden ebenfalls berechnet. In Anlage 1 sind die einzelnen Versuchsergebnisse zusammengestellt (s. Bericht [U2] auf DVD). In Bild 5-8 und Bild 5-9 sind die Verläufe der Steifemodul für die Mittelwerte für Erstbelastung und für Ent- und Wiederbelastung dargestellt.

Tabelle 5-8 Erstbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

D_{Pr} [%]	Erstbelastungsmodul E_s [MN/m ²] für folgende Spannungen σ_1 [kN/m ²]						
	5-50	50-100	100-200	200-400	400-500	500-550	550-600
95	13,31	25,66	38,47	66,73	95,56	104,86	113,31
97	15,40	25,28	40,56	76,81	110,18	124,86	141,86
100	18,13	39,16	68,33	117,13	164,18	183,35	199,97

Tabelle 5-9 Ent- und Wiederbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

D_{Pr} [%]	Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} [MN/m ²] für folgende Spannungen σ_1 [kN/m ²]						
	50-12,5-50	100-25-100	200-50-200	400-100-400	500-125-500	550-137,5-550	600-150-600
95	48,96	60,54	92,93	148,85	173,64	189,76	204,80
97	50,10	63,14	108,78	169,30	194,17	216,70	233,46
100	68,93	102,60	152,14	206,30	234,00	252,50	267,20

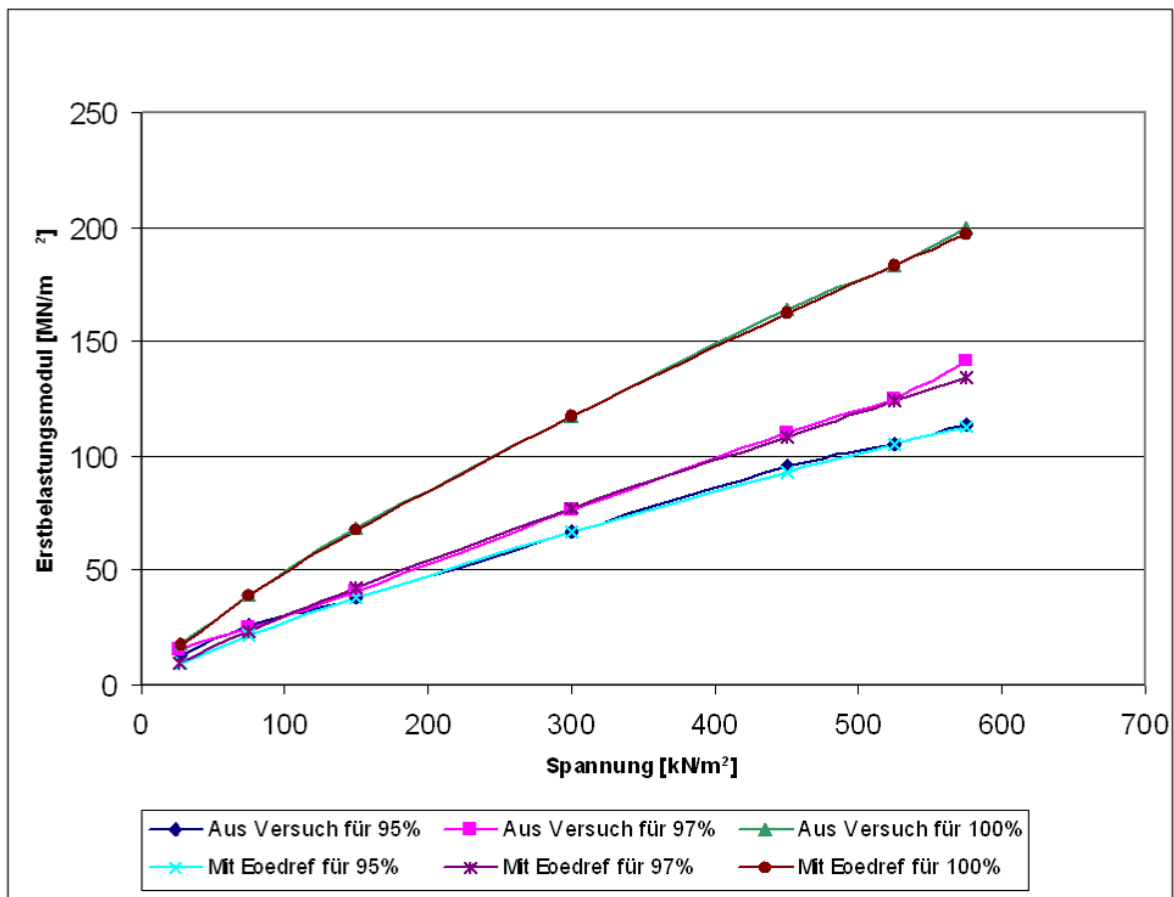


Bild 5-8 Verlauf der Erstbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

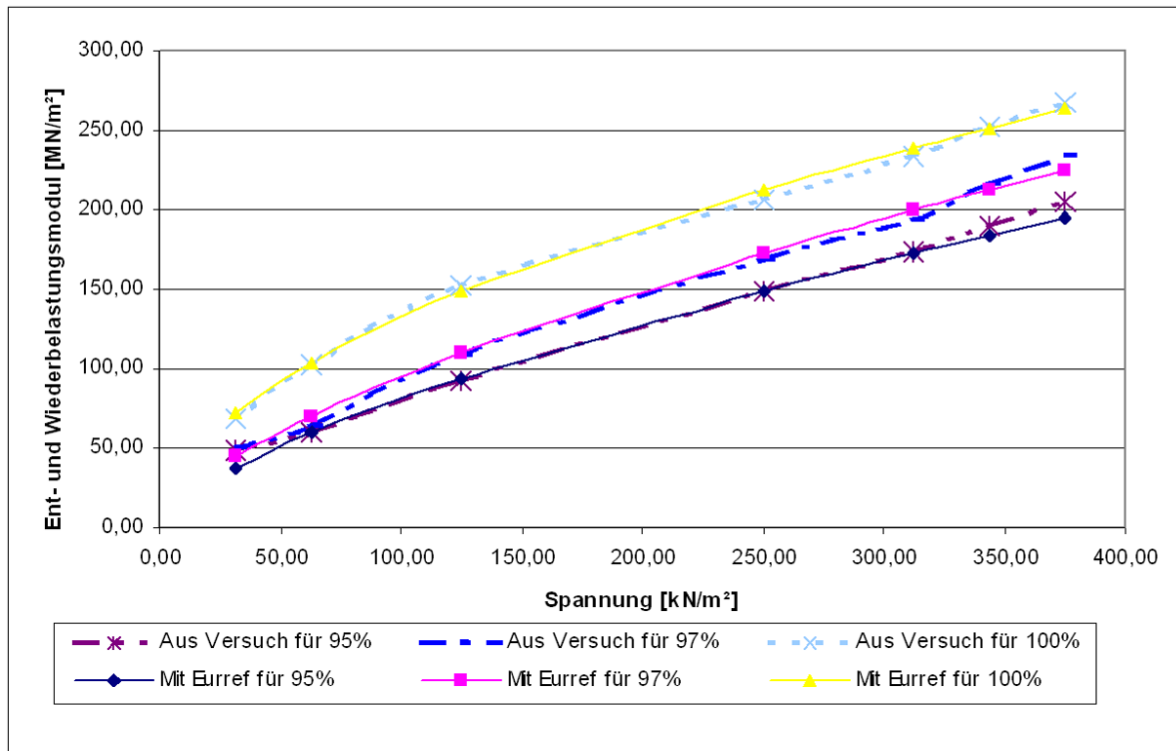


Bild 5-9 Verlauf der Ent- und Wiederbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

Um die in Bild 5-8 und Bild 5-9 gezeigte spannungsabhängige Steifigkeit für weitere Berechnungen berücksichtigen zu können, wurde eine Anpassung an die Gleichung von OHDE durchgeführt. Spannungsabhängigkeit wird in der Bodenmechanik üblicherweise durch diese Gleichung formuliert:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma_1}{p^{ref}} \right)^m$$

Darin ist E_{oed}^{ref} ein Tangentenmodul für die vertikale Spannung von $\sigma_1 = p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ (vgl. Bild 5-10) und der Exponent m berücksichtigt die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls. Diese Parameter wurden mittels linearer Regression so angepasst, dass sie die Versuchsergebnisse in Bild 5-8 optimal wiedergeben. Die sich ergebenden Referenzmoduln und Exponenten sind für die einzelnen Lagerungsdichten in Tabelle 5-10 zusammengestellt. In Bild 5-8 sind die Werte gemäß der Gleichung nach OHDE ebenfalls zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen eingetragen.

In gleicher Weise erfolgte die Ermittlung der Parameter E_{ur}^{ref} und m_{ur} für Ent- und Wiederbelastung. Sie sind ebenfalls in Tabelle 5-10 und Bild 5-9 zusammengestellt.

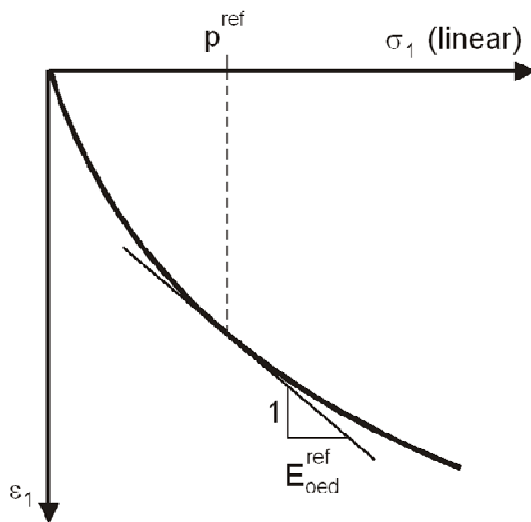


Bild 5-10 Definition von E_{oed}^{ref} aus dem Kompressionsversuch

Tabelle 5-10 Referenzmodul und Exponenten aus dem Kompressionsversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	95	97	100
E_{oed}^{ref} [MN/m ²]	27,86	29,87	48,66
m [-]	0,8	0,86	0,8
E_{ur}^{ref} [MN/m ²]	81,32	95,35	132,34
m_{ur} [-]	0,66	0,65	0,52

e) Direkter Scherversuch

Im direkten Scherversuch nach DIN 18137 Teil 3: 2002-09 wird in einem quaderförmigen Probekörper durch kinematischen Zwang eine Scherfläche parallel zur größeren Quaderfläche erzeugt. Dabei wird eine Normalbelastung senkrecht zur Scherfläche aufgebracht und die Querdehnung der Probe in der Ebene der Scherfläche verhindert. Das Abscheren erfolgt durch Verschieben der beiden Rahmenseiten gegeneinander. In Bild 5-11 ist ein Rahmenschergerät schematisch dargestellt.

Die Probekörper wurden direkt im Scherkasten mit den gewählten Lagerungsdichten hergestellt. Die Probekörper hatten eine Kantenlänge von 10 cm. Die Probenhöhe muss mindestens das fünffache des größten Korndurchmessers betragen. Nach Absieben von rd. 5 % Überkorn ist die o. g. Bedingung für die gewählte Probenhöhe von 30 mm erfüllt. Ansonsten ist nicht auszuschließen, dass große Kieskörner in der Scherfuge zu nicht repräsentativen Scherkräften führen. Der Rheinsand wurde in die Verdichtungsgeräte trocken eingebaut und auch trocken abgeschert. Es wurden jeweils vier Teilversuche durchgeführt. Die Normalspannungen wurden entsprechend der im Großversuchsstand zu erwartenden Spannungen zu $\sigma = 50, 100, 200, 400 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Die Abschergeschwindigkeit wurde auf 10 mm pro Stunde festgelegt. Während des Versuchs wurde die Scherkraft T , die Höhenänderung Δd und der Scherweg s gemessen.

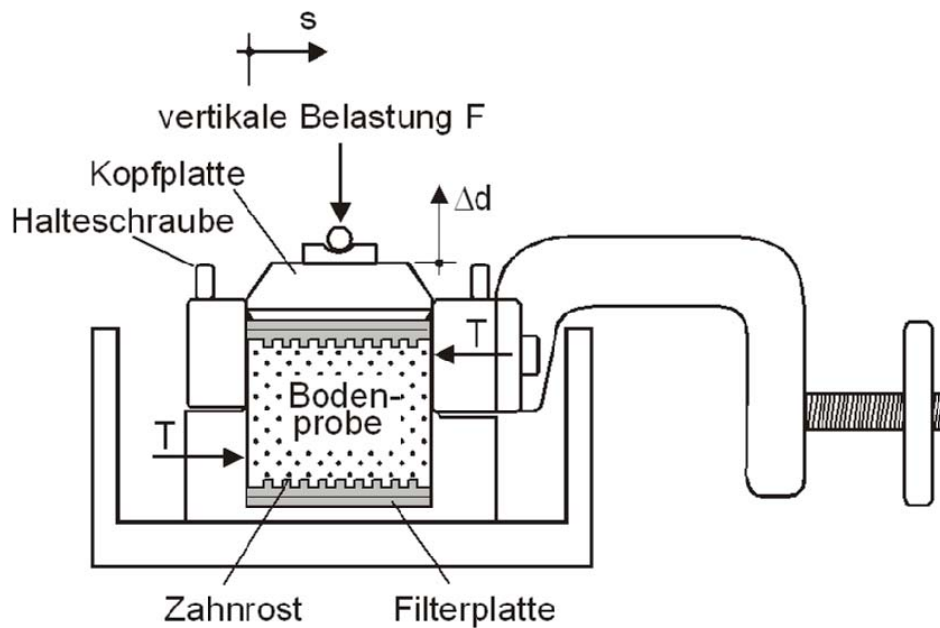


Bild 5-11 Rahmenschergerät

Die effektive Normalspannung σ wird aus der aufgebrachten senkrechten Kraft N und der Scherfläche berechnet.

$$\sigma = \frac{N}{A_0} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Die Scherspannung τ wird beim Rahmenscherversuch aus der gemessenen Scherkraft T und der Scherfläche berechnet. Eine Änderung der Scherfläche durch die Verschiebung s wird im Allgemeinen nicht berücksichtigt.

$$\tau = \frac{T}{A_0} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Während des Versuchs wird die Scherspannungsentwicklung in einem τ, s -Diagramm für die einzelnen Normalspannungen aufgetragen (siehe Bild 5-12). Aus dem τ, s -Diagramm werden für die jeweiligen Normalspannungen die Bruchwerte ($\max \tau_f$) und Gleitwerte abgelesen. Zur Bestimmung der Scherparameter werden die maximalen Schubspannungen τ über der Normalspannung σ aufgetragen. Aus der Steigung der Schergeraden und dem Ordinatenschnittpunkt können der Reibungswinkel φ' und die Kohäsion c' ermittelt werden.

In Anlage 1 sind die τ, σ -Diagramme mit den zugehörigen τ, s -Diagrammen für die neun durchgeführten Versuche zusammengestellt (s. Bericht [U2] auf DVD).

In Bild 5-12 ist beispielhaft das τ, s -Diagramm für einen Verdichtungsgrad von 95 % dargestellt, während Bild 5-13 das zugehörige τ, σ -Diagramm zeigt.

Scherspannungs - Weg - Diagramm

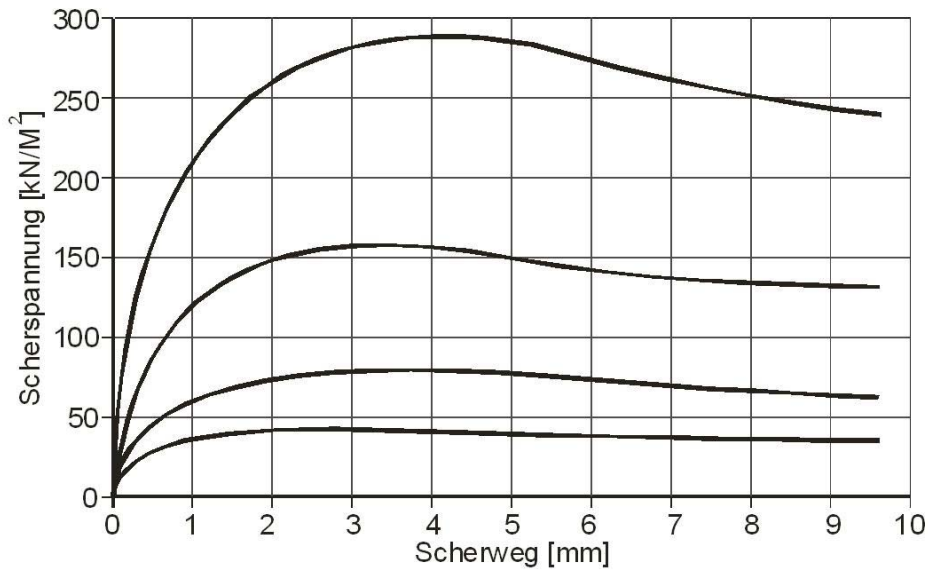


Bild 5-12 Scherspannungsentwicklung für einen Verdichtungsgrad von 95 %

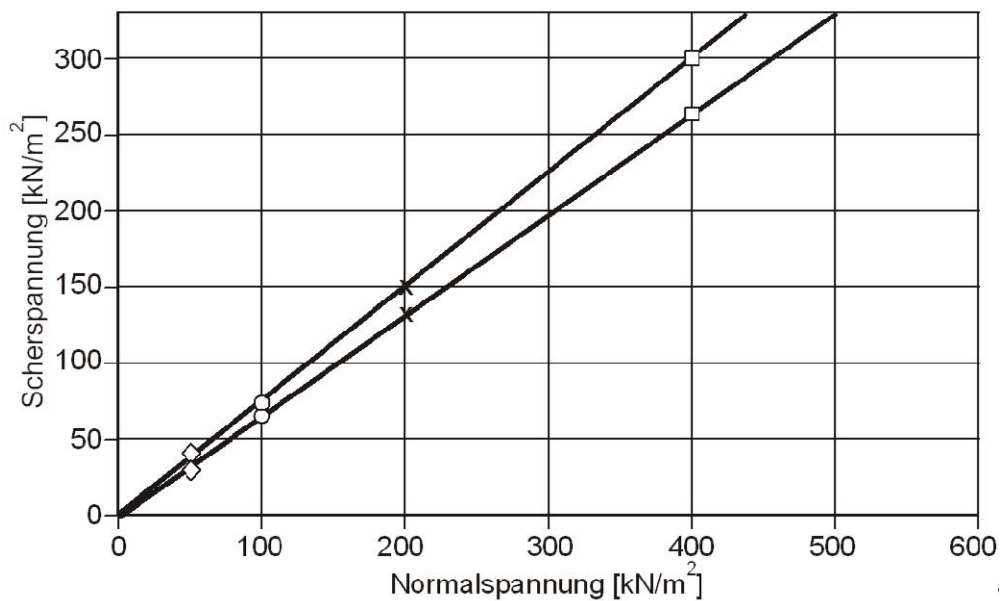


Bild 5-13 Schergerade für einen Verdichtungsgrad von 95 %

In Tabelle 5-11 sind die Mittelwerte der Versuchsergebnisse aus den direkten Scherversuchen für den untersuchten Rheinsand zusammengestellt.

Tabelle 5-11 Versuchsergebnisse aus dem direkten Scherversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Bruchwerte		Gleitwerte	
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]
95	36,6	0	32,7	0
97	39,3	0	31,4	0
100	40,3	0	32,6	0

f) Triaxialversuch

Die Triaxialversuche wurden nach DIN 18137 Teil 2: 1990-12 durchgeführt. Der Triaxialversuch ist ein axialsymmetrischer Druckversuch an homogenen kreiszylindrischen Probekörpern. Die radialen Hauptspannungen σ_2 und σ_3 sind gleich, siehe Bild 5-14. Im Regelfall (konventionelle triaxiale Kompression) ist die axiale Hauptspannung σ_1 die betragsmäßig größte Hauptspannung. Der isotrope Spannungszustand wird durch Flüssigkeitsdruck, die zusätzliche axiale Spannung durch einen verschieblichen Stempel aufgebracht.

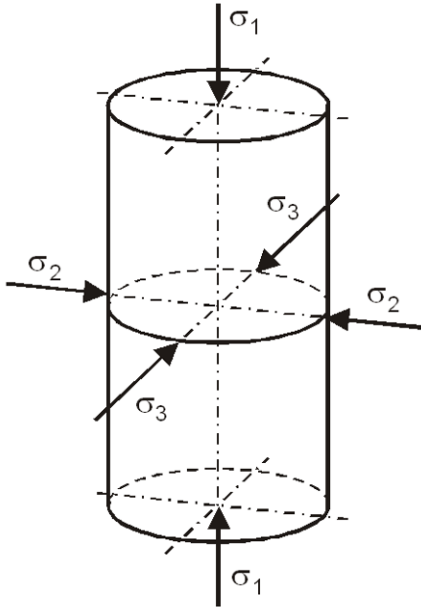


Bild 5-14 Spannungen am Probekörper

Damit während des Versuchs die Volumenänderung über die Veränderung des Porenfluids gemessen werden kann, muss die Probe zunächst gesättigt werden. Die Sättigung wurde mit dem Backpressure-Verfahren durchgeführt. Der Sättigungsdruck wurde hierfür in mehreren Schritten bis auf einen Endwert von $u_0 = 550 \text{ kN/m}^2$ gesteigert. Eine ausreichende Sättigung für nicht bindige Böden ist erreicht, wenn der B-Wert mindestens 0,95 beträgt.

Die zylindrischen Proben (Höhe: 120 mm, Durchmesser: 50 mm) wurden mit der Gefriermethode hergestellt. Da es sich beim Rheinsand um einen nicht bindigen Boden handelt, ist das Gefrierverfahren eine geeignete Methode, um Proben mit definierten Lagerungsdichten herzustellen. Zunächst wurde die entsprechend des Verdichtungsgrades zuvor bestimmte Probenmasse mit einem Wassergehalt von ca. 9 % in mehreren Lagen in einen Stahlzylinder eingebaut. Die Innenabmessungen des Stahlzylinders entsprechen den späteren Probenabmessungen. Anschließend wird die Probe in dem Stahlzylinder in einen Gefrierschrank gestellt. Hier entsteht aus dem Porenwasser Eis, welches die einzelnen Sandkörner zusammen kittet und so eine standfeste Probe entstehen lässt (siehe Bild 5-15). Nachdem die gefrorene Probe aus dem Stahlzylinder ausgedrückt wurde, kann der Erfolg der Probenherstellung kontrolliert werden. Die Probe darf auch bei geringen Lagerungsdichten keine Hohlräume aufweisen. Ziel ist es, eine homogene Probe zu erhalten. Anschließend wird die Probe vermessen, gewogen und noch bevor sie aufgetaut ist, in das Triaxialgerät eingebaut.

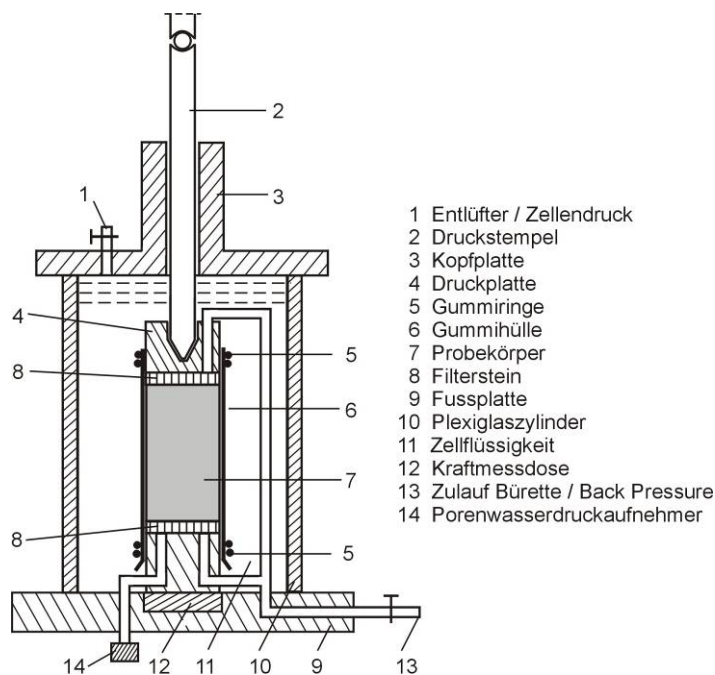


Bild 5-15 Gefrorene Probe aus Rheinsand

Folgende Randbedingungen wurden für die Triaxialversuche festgelegt:

- Zylindrische Probekörper (Höhe 120 mm, Durchmesser 50 mm)
- Konsolidierter, dräniertes Versuch nach DIN 19137 Teil 1: 1990-08
- Weggesteuertes Abscheren mit einer Schergeschwindigkeit von 0,2 mm pro Minute
- Jeweils vier Teilversuche mit Seitendrücken von $\sigma_3 = 25, 50, 100, 150 \text{ kN/m}^2$
- Es wurden folgende Größen gemessen:
 - Vertikalkraft F
 - Seitendruck σ_3
 - Vertikale Zusammendrückung der Probe Δh
 - Volumenänderung der Probe ΔV

Der Triaxialversuchsstand ist in Bild 5-16 und Bild 5-17 dargestellt. Die vertikale Kraft wurde in den Triaxialversuchen über ein Getriebe mit konstanter Geschwindigkeit auf die Probe aufgebracht. Dabei wurde der untere Versuchstisch gegen die obere fixierte Traverse verfahren. Die Vertikalkraft wurde mit einer Kraftmessdose unterhalb der unteren Probenendplatte gemessen, und die vertikale Zusammendrückung der Probe wurde über eine an der oberen Fixierung angebrachte Messuhr abgelesen. Über die Veränderung des Wasservolumens in der Probe wurde die Volumenänderung ermittelt. Gemessen wurde die Volumenänderung mit Hilfe einer Bürette. Durch einen manuellen Druckregler wurde der Seitendruck $\sigma_2 = \sigma_3$ in der Zelle aufgebracht.



- 1 Entlüfter / Zellendruck
- 2 Druckstempel
- 3 Kopfplatte
- 4 Druckplatte
- 5 Gummiringe
- 6 Gummihülle
- 7 Probekörper
- 8 Filterstein
- 9 Fussplatte
- 10 Plexiglaszylinder
- 11 Zellflüssigkeit
- 12 Kraftmessdose
- 13 Zulauf Bürette / Back Pressure
- 14 Porenwasserdruckaufnehmer

Bild 5-16 Schematische Darstellung des Triaxialversuchsstandes



Bild 5-17 Foto der Triaxialversuchsstände

Die Abschergeschwindigkeit wurde mit 0,2 mm/min so gewählt, dass eine Porenwasserüberdruckentwicklung nicht stattfinden konnte.

Versuchsauswertung:

Die vertikale Spannung σ_1 wird als Quotient der gemessenen Vertikalkraft F und der aktuellen Querschnittsfläche A wie folgt berechnet:

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Die aktuelle Querschnittsfläche errechnet sich aus dem aktuellen Volumen V und der aktuellen Probenhöhe h :

$$A = \frac{V}{h} \left[m^2 \right]$$

Die vertikale Dehnung ε_1 der Probe wird aus der Höhenänderung der Probe Δh und der Anfangshöhe h_0 ermittelt:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \cdot 100 \text{ [%]}$$

Die Ergebnisse der drei Versuchsreihen sind in Anlage 1 als Darstellung der Einzelversuche im Spannungs-Dehnungsdiagramm, Volumenänderungsdiagramm, τ, σ -Diagramm und als Spannungspfade dargestellt (s. Bericht [U2] auf DVD). Die nachfolgenden Tabellen 5-12 und 5-13 enthalten die Kennwerte für den Bruchzustand und die Längsdehnung bei 50 % der Bruchlast sowie die Scherparameter der einzelnen Versuchsreihen.

Tabelle 5-12 Bruchwerte aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Seitendruck σ_3 [kN/m ²]	Bruchlast $\max(\sigma_1 - \sigma_3)$ [kN/m ²]	50 % der Bruchlast $\frac{1}{2} \max(\sigma_1 - \sigma_3)$ [kN/m ²]	Längsdehnung bei $\frac{1}{2} \max(\sigma_1 - \sigma_3)$ $\varepsilon_{1,50}$ [%]
95	25	100,1	50,05	0,2921
	50	192,1	96,05	0,3262
	100	349,1	174,55	0,3997
	150	498,2	249,1	0,4426
97	25	103,5	51,75	0,2150
	50	197,6	98,80	0,2807
	100	342,9	171,45	0,3585
	150	503,9	251,95	0,3753
100	25	146,0	73,0	0,1981
	50	279,3	139,65	0,2933
	100	554,7	277,35	0,3922

Tabelle 5-13 Scherparameter aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Dilatanzwinkel ν [°]
95	40,0	0	10,8
97	40,0	0	12,4
100	43,5	0	19,5

Steifigkeiten:

In verschiedenen Stoffgesetzen wird als Parameter, der die Steifigkeit einer Bodenprobe bei triaxialer Kompression beschreibt, die Sekantensteifigkeit bei 50 % der Bruchlast verwendet:

$$E_{50} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\max(\sigma_1 - \sigma_2)}{\varepsilon_{1,50}}$$

Mit den in Tabelle 5-12 angegebenen Versuchswerten ergibt sich die in Bild 5-18 dargestellte Abhängigkeit von E_{50} von der Seitendruckspannung σ_3 .

Auch dieser Zusammenhang lässt sich durch die OHDE–Gleichung beschreiben:

$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^{m_{50}}$$

Die mittels linearer Regression aus den Versuchswerten ermittelten Parameter $E_{50,ref}$ und m_{50} sind in Tabelle 5-14 zusammengestellt.

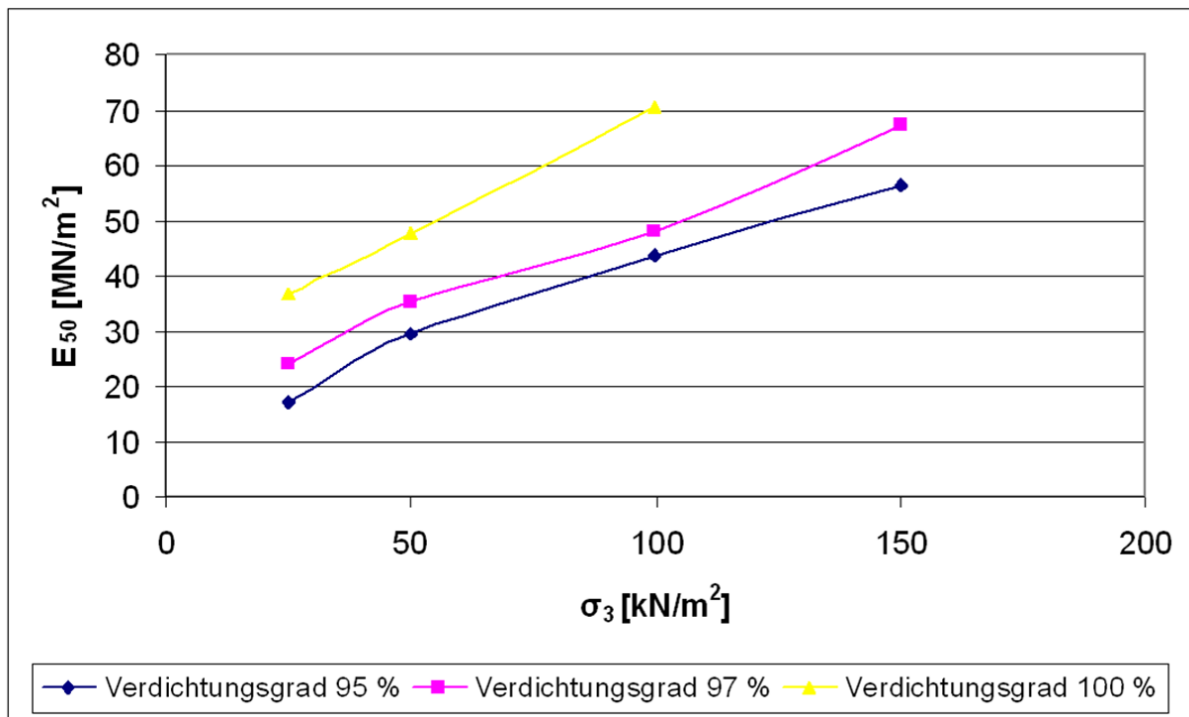


Bild 5-18 E_{50} aus Triaxialversuch

Tabelle 5-14 Referenzmodul und Exponent aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	95	97	100
$E_{50,ref}$ [MN/m ²]	43,82	49,84	71,34
p^{ref} [kN/m ²]	100	100	100
m_{50} [-]	0,65	0,65	0,55

5.2.1.3 Empfohlenes Stoffgesetz und Bodenparameter

Wie auch die Laborversuche gezeigt haben, weist der natürliche Boden ein stark nichtlineares Spannungs-Dehnungsverhalten auf. Zum Vergleich der im Großversuchsstand gemessenen Spannungen und Dehnungen mit denen aus der Finite Element Berechnung ist die möglichst wirklichkeitsnahe Modellierung des Bodenverhaltens von besonderer Wichtigkeit. Hierfür ist ein Stoffgesetz zu verwenden, dass das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens widerspiegelt.

Aus diesem Grund wird das elasto-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb unter Anpassung der Bodensteifigkeit empfohlen. Es muss berücksichtigt werden, dass die Bodensteifigkeit bei höheren Spannungen zunimmt. Die Bodensteifigkeit E_s sollte deshalb nach der folgenden Formel angepasst werden.

$$E_s = E_{s,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{p^{ref}} \right)^m$$

Als repräsentative Spannung σ_m sollte der Mittelwert aus den drei Hauptspannungen gebildet werden.

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

In der folgenden Tabelle sind die anzusetzenden Bodenparameter für das elasto-plastische Stoffgesetz für die drei untersuchten Verdichtungsgrade zusammengestellt. Als Referenzspannung wurde $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt.

Tabelle 5-15 Anzusetzende Bodenparameter für den untersuchten Rheinsand

Parameter	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]		
	95	97	100
Indexwerte			
Porenanteil n [-]	0,314	0,300	0,278
Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	1,817	1,856	1,913
Lagerungsdichte D [-]	0,71	0,82	0,98
Wichte			
Wassergehalt 3 % $\gamma_{3\%}$ [kN/m ³]	18,7	19,1	19,7
Wassergehalt 5 % $\gamma_{5\%}$ [kN/m ³]	19,1	19,5	20,1
Steifigkeit			
a) Erstbelastung			
Referenzmodul $E_{s,ref}$ [MN/m ²]	28,0	30,0	48,5
m [-]	0,8	0,86	0,8
b) Ent- und Wiederbelastung			
Referenzmodul $E_{ur,ref}$ [MN/m ²]	81,3	95,4	132,3
m_{ur} [-]	0,66	0,65	0,52
Poissonzahl ν [-]	0,3	0,3	0,3
Scherfestigkeit			
Reibungswinkel φ' [°]	37,0	39,0	40,0
Kohäsion c' [kN/m ²]	0	0	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	7,0	9,0	10,0

Die Poissonzahl wurde für alle Verdichtungsgrade zu $\nu = 0,3$ festgelegt. Die Wichte des feuchten Bodens ist abhängig vom Wassergehalt. Für einen mittleren Wassergehalt von 3 und 5 % wurde die Wichte in der Tabelle 5-15 angegeben.

5.2.2 Bestimmung des Verdichtungsgrades im Großversuchsstand

5.2.2.1 Problemstellung

Im Großversuchsstand (GVS) wurden Rohrleitungen unter praxisnahen Bedingungen eingebaut und mit Verkehrslasten belastet. Nach ZTVE-StB 94 wird für die Leitungszone ein Mindestverdichtungsgrad von $D_{Pr} = 97 \%$ gefordert.

Zunächst wurde mit Vorversuchen im mittelformatigen Versuchsstand überprüft, ob eine reproduzierbare Verdichtung sowohl in der Verfüllzone als auch im Rohrzwickel erreicht werden kann. Die hierzu erstellten Berichte sind als Anlage beigefügt (s. Bericht [U2] auf DVD).

Die erreichten Verdichtungsgrade wurden im GVS während der Einbauphase bei verschiedenen Einbauhöhen, nach den ersten Belastungsversuchen und während der Rückbauphase bei verschiedenen Einbauhöhen überprüft. Durch die Verdichtungskontrollen nach den Belastungsversuchen wurde überprüft, ob es durch die aufgebrachte Belastung zu einer Nachverdichtung gekommen ist.

Die Ergebnisse der Verdichtungskontrolle wurden bei der numerischen Berechnung berücksichtigt und sind Grundlage für die Versuchsauswertung.

5.2.2.2 Versuchsdurchführung zur Probengewinnung

Zur Bestimmung des Verdichtungsgrades wurden am 04.07.2007, 11.09.2007, 07.12.2007 und 13.12.2007 Bodenproben mit dem Ausstechzylinder im Großversuchsstand gewonnen. Der Ausstechzylinder hat einen lichten Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von 12 cm, an der Unterkante ist eine Schneide ausgebildet. Dieses Verfahren kann für Böden mit einem Größtkorn bis etwa 5 mm angewendet werden, was für den vorhandenen Versuchssand ungefähr gegeben ist.

Zunächst wurde der oberflächennahe Sand geräumt und ein Planum erstellt. Danach konnte der Entnahmezylinder innerhalb eines Führungsrohres, das eine runde Fußplatte besitzt, in den Boden bündig eingeschlagen werden (siehe Bild 5-19).



Bild 5-19 Versuchsaufbau zur Entnahme von Bodenproben mit dem Ausstechzylinder

Durch das Einschlagen kommt es bei dichtem Sand zu einer Volumenzunahme (vgl. Bild 5-20). Dieses Material wurde gesondert gewonnen und später der Probe zur Massenermittlung hinzugefügt. Nach der Füllung des Ausstechzylinders wurde dieser freigelegt und mit einer großen Kelle herausgehoben.

Zur Wassergehaltsbestimmung wurde die gewonnene Probe gewogen und anschließend bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet.

Zur Bestimmung des Verdichtungsgrades wurde die Trockendichte ρ_d mit der erreichten Trockendichte im Proctorversuch ($\rho_{Pr} = 1,913 \text{ g/cm}^3$) ins Verhältnis gesetzt.

$$D_{Pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{Pr}} \cdot 100[\%]$$

5.2.2.3 Einbau des Versuchssandes im Großversuchsstand

Der Großversuchsstand hat die Innenmaße $L \times B \times H = 15,0 \text{ m} \times 6,0 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}$. Dieser wurde in Lagen von 30 cm (Schütthöhe, verdichtet auf ca. 20 cm) mit Rheinsand gefüllt und mit einer Rüttelplatte (DELMAG ES 79, Gewicht 370 kg, Plattenfläche 630 mm x 740 mm) verdichtet. Pro Einbaulage wurden fünf Verdichtungsübergänge mit der Rüttelplatte ausgeführt. Insgesamt wurde der Großversuchsstand auf diese Weise bis in eine Höhe von rd. 2,8 m gefüllt. Der Verdichtungsgrad hierfür wurde am 04.07.2007 ermittelt. Danach erfolgte der Einbau der Rohre mit der entsprechenden Messeinrichtung.

Der weitere Einbau des Rheinsandes bis rd. 4,2 m auf der Pflasterseite und rd. 4,5 m auf der Lastplattenseite erfolgte in Lagen von rd. 15 cm (verdichtet auf rd. 10 cm). Die Verdichtung erfolgte jeweils mit fünf Übergängen pro Lage. Es wurde hierfür aufgrund der engen Platzverhältnisse zwischen den Rohren und zwischen den Rohren und der Seitenwand eine kleinere Rüttelplatte (Wacker, DPU 2950H, Gewicht 192 kg, Plattenfläche 510 mm x 595 mm) eingesetzt. Der Verdichtungsgrad hierfür wurde am 11.09.2007 ermittelt.

Nach Abschluss der ersten Belastungsversuche auf der Lastplattenseite wurden der Sand rd. 20 cm abgegraben und erneute Belastungsversuche durchgeführt. Anschließend wurde am 07.12.2007 der Verdichtungsgrad im Bereich des Gussrohrstrangs überprüft.

Nach einem weiteren Abgraben einer rd. 20 cm mächtigen Sandschicht auf der Lastplattenseite wurden erneut Belastungsversuche durchgeführt und die Verdichtung anschließend am 13.12.2007 überprüft.

Die Ergebnisse der einzelnen Verdichtungskontrollen werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

5.2.2.4 Entnahme der Proben

Das Planum zur Entnahme der Proben wurde in einer Tiefe von rd. 5 cm unterhalb OK Einbauhöhe erstellt. Nach dem Einschlagen des Ausstechzylinders wurde eine Volumenvergrößerung der Bodenprobe festgestellt, vgl. Bild 5-20. Dieses deutet auf einen hohen Verdichtungsgrad hin. Dieses Material wurde abgetragen und der Probe anschließend beigefügt.



Bild 5-20 Volumenvergrößerung nach dem Einschlagen des Zylinders

a) 1. Verdichtungskontrolle vor Einbau der Rohre (Sohlebene)

In Bild 5-21 ist ein Grundriss des Großversuchsstandes mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 2,8 m gefüllt (Sohlebene, Entnahme am 04.07.2007). Die Proben 1 bis 4 und die Proben 5 bis 8 wurden im Bereich der zukünftigen Rohrtrasse entnommen. Die Proben 9 und 10 wurden in der Mitte des Versuchsstands gewonnen.

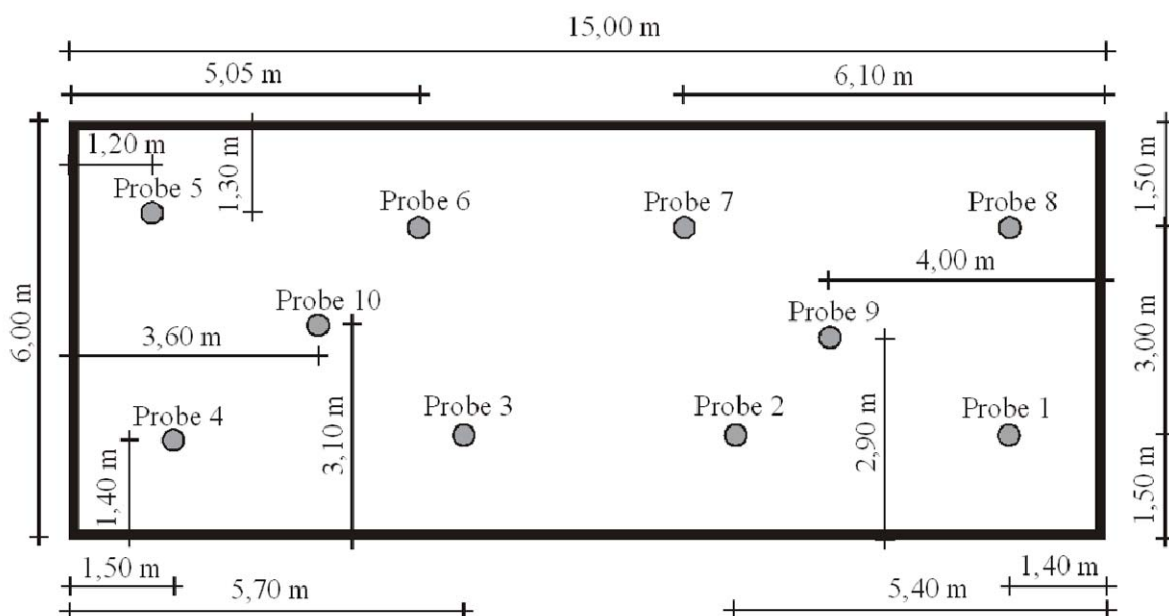


Bild 5-21 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich die in Tabelle 5-16 dargestellten Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben. Der Verdichtungsgrad von Probe 6 ist in Klammern angegeben, da die Verpackung beim Transport beschädigt wurde und es so wahrscheinlich zu einem teilweisen Probenverlust gekommen ist. Der Verdichtungsgrad der Probe 6 sollte deshalb nicht weiter bei der Auswertung berücksichtigt werden.

Tabelle 5-16 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	94,1	3,7
2	92,0	3,5
3	95,1	3,3
4	94,6	3,9
5	96,2	3,0
6	(89,9)	4,0
7	95,1	3,1
8	93,6	3,4
9	93,6	3,4
10	91,5	3,7

b) 2. Verdichtungskontrolle OK Sandschicht

In Bild 5-22 ist ein Grundriss des Großversuchsstandes mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,50 m gefüllt (OK Sandschicht, Entnahme am 11.09.2007).

Die Proben wurden nur im Bereich der Lastplattenseite entnommen, da die Pflasterung bereits von einer Fachfirma ausgeführt wurde. Die Proben 1 bis 4 wurden über den eingebauten Rohren mit einem ausreichenden Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern entnommen. Die Proben 5 und 6 wurden in der Mitte des Versuchsstandes zwischen den Rohren gewonnen.

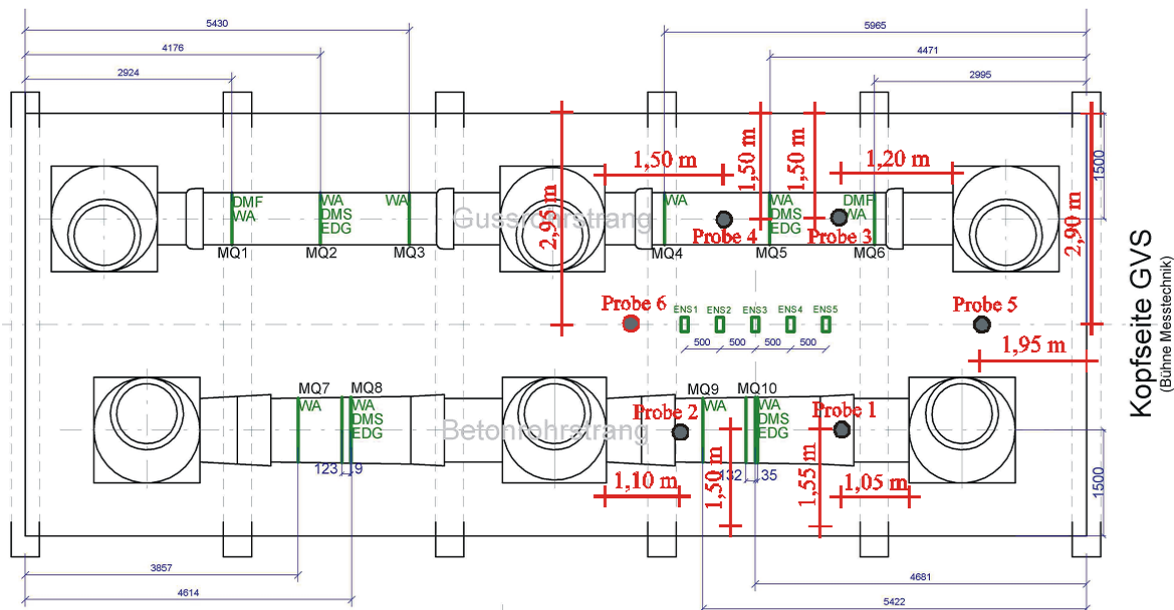


Bild 5-22 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich folgende Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben (siehe Tabelle 5-17).

Tabelle 5-17 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	98,2	3,5
2	99,2	3,2
3	99,1	3,0
4	99,7	3,5
5	98,4	3,2
6	98,8	3,3

c) Verdichtungskontrolle nach 1. Abgrabung

In Bild 5-23 ist ein Grundriss des Großversuchsstandes mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,30 m gefüllt (OK Sandschicht nach 1. Abgrabung, Entnahme am 07.12.2007). Die Proben wurden nur im Bereich des Gussrohrstranges entnommen, da im Bereich des Betonrohrstranges noch Versuche durchgeführt wurden. Die Proben 1 bis 3 sowie 4 und 5 wurden mit einem ausreichenden Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern und den verlegten Messkabeln entnommen. Die Proben 2 und 5 wurden über dem Gussrohr entnommen, die Proben 1, 3 und 4 seitlich davon.

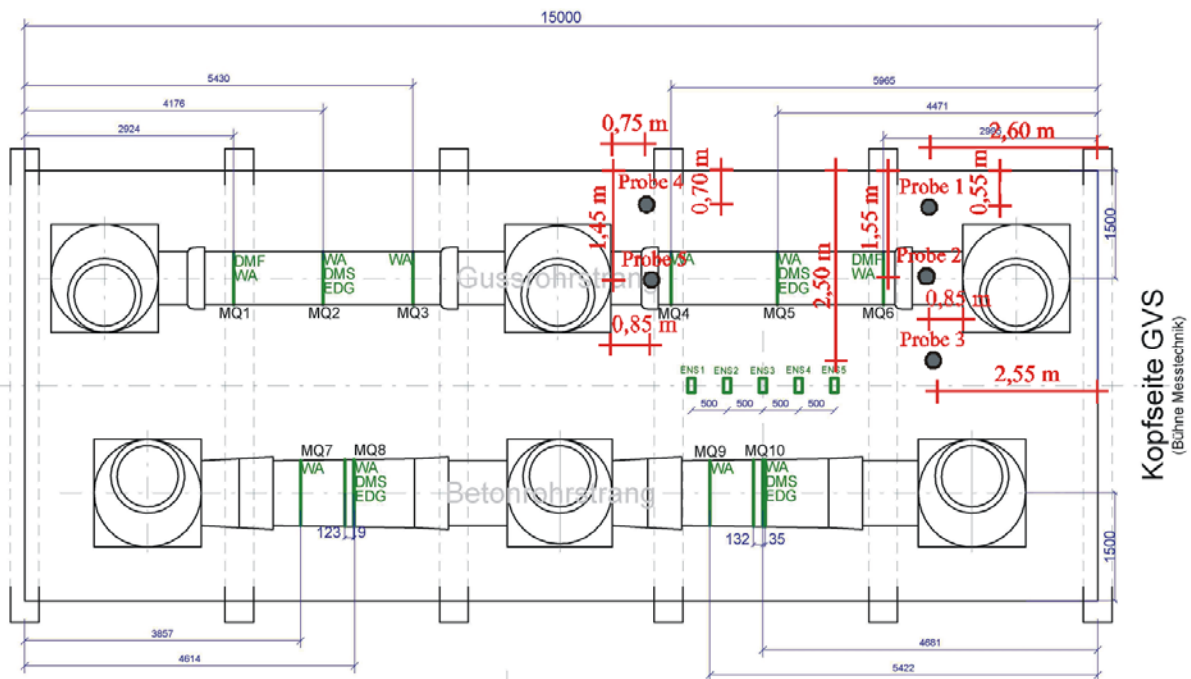


Bild 5-23 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich die in Tabelle 5-18 dargestellten Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben.

Tabelle 5-18 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	100,8	1,9
2	102,4	2,0
3	99,1	2,3
4	99,9	1,9
5	102,1	1,9

d) 4. Verdichtungskontrolle nach 2. Abgrabung

In Bild 5-24 ist ein Grundriss des Großversuchsstandes mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,10 m gefüllt (OK Sandschicht nach 2. Abgrabung, Entnahme am 13.12.2007). Die Proben wurden seitlich der Lastplatten entnommen, da noch Versuche durchgeführt wurden, bzw. schon vorbereitet waren. Alle Proben wurden mit einem ausreichenden Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern und den verlegten Messkabeln entnommen. Die Proben 2 und 8 wurden über dem Gussrohr entnommen, die Proben 1, 3 und 7 seitlich davon. Die Probe 5 wurde über dem Betonrohr entnommen und die Proben 4 sowie 6 seitlich davon.

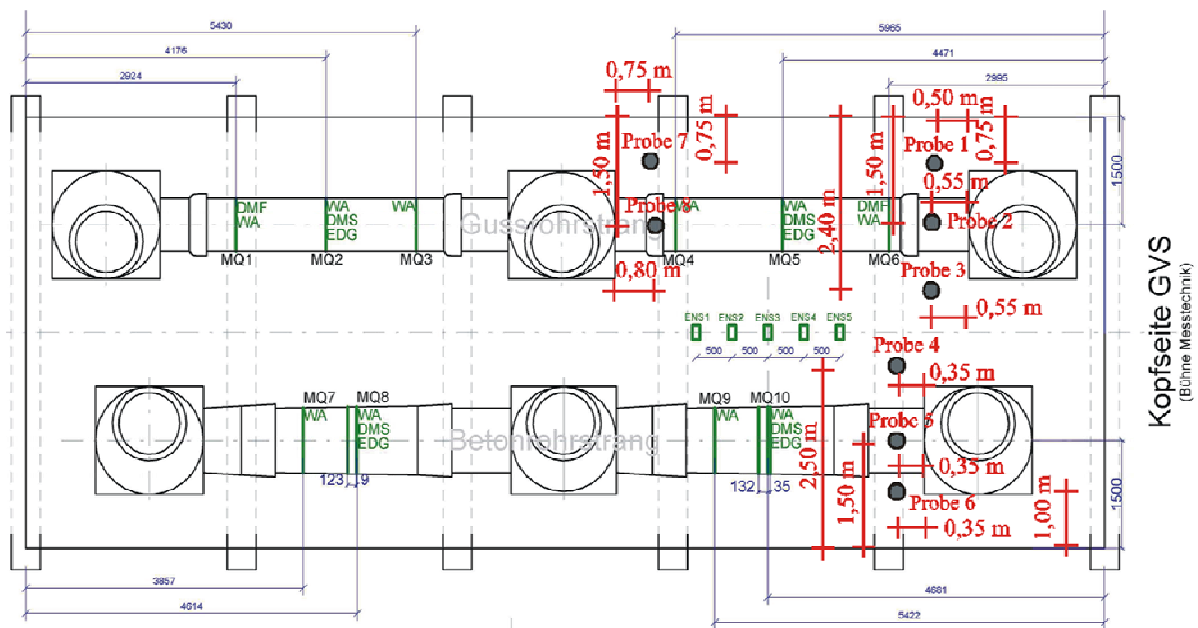


Bild 5-24 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich die in Tabelle 5-19 dargestellten Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben.

Tabelle 5-19 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	95,59	2,5
2	98,72	2,4
3	98,82	2,4
4	99,21	2,5
5	98,02	3,0
6	99,0	2,6
7	98,05	2,3
8	96,69	2,3

5.2.2.5 Ergebnisse der Verdichtungskontrollen

Bei den ersten Verdichtungskontrollen im Großversuchsstand am 04.07.2007 wurde bei einer Füllung von rd. 2,8 m ein mittlerer Verdichtungsgrad von 94,0 % ermittelt. Hiernach wurden die beiden Rohrstränge eingebaut und der GVS weiter verfüllt.

Bei einer Füllung bis in eine Höhe von rd. 4,5 m (Maximalfüllung) wurde am 11.09.2007 eine erneute Verdichtungskontrolle durchgeführt. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad von 98,9 % festgestellt. Der mittlere Verdichtungsgrad seitlich des Rohrstranges betrug 98,6 % und über dem Rohrstrang 99,9 %. Anschließend wurde die erste Serie der Belastungsversuche durchgeführt.

Nach einem Abgraben von 0,20 m (Füllung von rd. 4,3 m) und weiteren Belastungsversuchen wurde der Verdichtungsgrad am 07.12.2007 erneut überprüft. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad von 100,9 % festgestellt. Der mittlere Verdichtungsgrad seitlich des Rohrstranges betrug 99,9 % und über dem Rohrstrang 102,3 %. Die Belastungsversuche haben somit zu einer Nachverdichtung geführt, welche über dem Rohrstrang stärker ausgefallen ist als im Verfüllbereich.

Nach einem weiterem Abgraben von 0,20 m (Füllung von rd. 4,1 m) und weiteren Belastungsversuchen wurde seitlich der Lasteinleitungsplatten der Verdichtungsgrad am 13.12.2007 erneut überprüft. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad von 98,0 % festgestellt. Hier konnte keine Nachverdichtung festgestellt werden, da die Proben nicht unterhalb der Lasteinleitungsplatten entnommen wurden.

6 Auswertung der Versuchsergebnisse

6.1 Nullversuche (Bodenbelastung ohne Rohr)

Vor den Belastungsversuchen *über den Rohrleitungen* wurden Nullversuche in der Mitte des Großversuchsstandes *zwischen den Rohrsträngen* durchgeführt. Die Überdeckungshöhe der Erddruckgeber (EDG) einschließlich Fahrbahnoberbau der Bauklasse III nach [V8] beträgt $h = 0,73$ m, sie haben damit die gleiche Höhenlage wie die EDG über den Rohren.

Die Ergebnisse der Nullversuche werden mit Berechnungsergebnissen nach folgenden Methoden verglichen.

- Erddruckberechnung nach Boussinesq [5]
- Programmsystem ABAQUS [P6]
- Programm BISAR 3.0 [P1] zur Ermittlung von Asphalt- und Bodenspannungen
- Lastausbreitungsmodell nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1]

Für die Berechnungen mit dem Programm ABAQUS wird das Modell nach Abschnitt 7 mit folgenden Modifikationen verwendet:

- Belastung wie im Großversuchsstand zwischen den Rohrleitungen, vgl. Bild 6-1
- Ansatz eines E-Moduls des Bodens von $E = 22,3 \text{ N/mm}^2$
- Vernachlässigung der Bodenspannungen aus Eigenlasten des Bodens

Der E-Modul wird nach [12] mit dem Steifemodul $E_{S,ref} = 30 \text{ N/mm}^2$ nach [U2] für einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 97\%$ und der Querkontraktionszahl $\mu = 0,3$ nach [U2] wie folgt ermittelt:

$$E = \frac{1 - \mu - 2 \cdot \mu^2}{1 - \mu} \cdot E_S \quad (6-1)$$

Die vertikalen Bodenspannungen aus der Berechnung mit dem Programm ABAQUS werden entlang des Pfades 1 nach Bild 6-1 ausgelesen und in Bild 6-3 dargestellt.

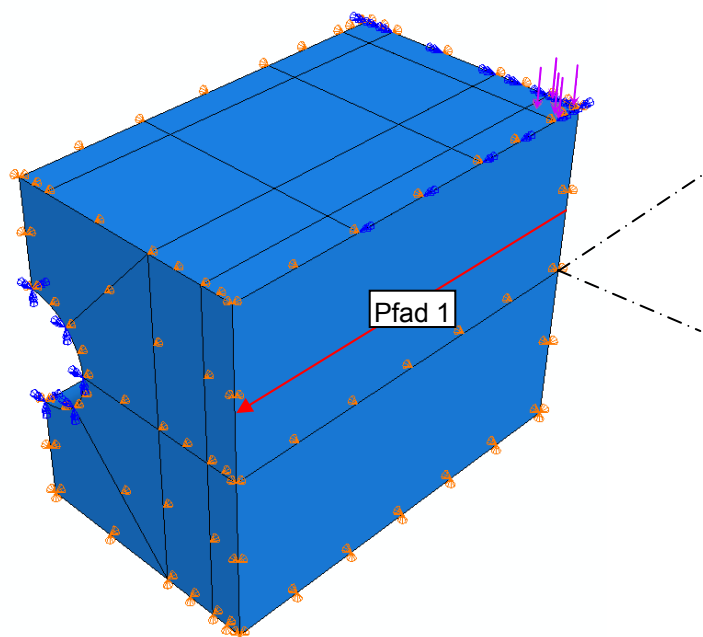


Bild 6-1 Radlast und Symmetriebedingungen zur Simulation des Nullversuchs mit dem Programm ABAQUS

In den Berechnungen mit dem Programmsystem ABAQUS und nach Arbeitsblatt ATV-A 127 wird eine quadratische Radlast mit einer Kantenlänge von $a = 0,4 \text{ m}$ angenommen (Radaufstandsfläche nach DIN-Fachbericht 101 [V7]). Bei den Versuchen im Großversuchsstand und in der Berechnung mit dem Programm BISAR 3.0 ist die Belastungsfläche kreisförmig mit $0,452 \text{ m}$ Radius. Die Belastungsflächen haben jedoch die gleiche Fläche $A = 0,16 \text{ m}^2$ und Resultierende $F_1 = 120 \text{ kN}$. Die Theorie von Boussinesq geht von einer Punktlast aus.

Nach Boussinesq gilt für die Bodenspannung des elastischen isotropen Halbraumes unter einer Einzellast F :

$$p = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{F}{h^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{2,5}} \quad (6-2)$$

mit h = Erdüberdeckung und r = Abstand von der Kraftachse, vgl. Bild 6-3 ($x = r$)

Obwohl ein natürlicher Boden von einem isotropen elastischen Halbraum abweicht und ein Fahrbahnoberbau nicht eingeht, wird die Theorie von Boussinesq in vielen Vorschriften angewendet, da sie sich als praxisnah erwiesen hat, vgl. [5].

Mit den Programmen BISAR 3.0 und ABAQUS können dagegen weitere Parameter berücksichtigt werden, z. B.

- der Fahrbahnoberbau: Asphaltüberbau BK III nach [V8], simuliert durch Stahlplatten der Dicke $2 \times t = 30 \text{ mm}$ und $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ nach [V14]
- Und ein Planum: $E = 22,3 \text{ N/mm}^2$

Die Berechnung der Bodenspannungen aus Verkehrslasten erfolgt im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] mit dem Lastausbreitungsmodell. Es wird eine Lastausbreitung im Boden mit Steigung 2:1 angenommen. Die lastverteilende Wirkung des Fahrbahnoberbaus wird in der Vorschrift bislang nicht berücksichtigt. Zum Vergleich mit den Nullversuchen werden die Bodenspannungen nach [V1], jedoch mit einer Lastverteilung von 1:1 im Fahrbahnoberbau ermittelt. Mit diesem Lastausbreitungsmodell folgen die Bodenspannungen

$$p = \frac{F_1}{(a + 2 \cdot h_F + h_S)^2} \quad (6-3)$$

mit F_1 = Radlast des Einzelrades,
 a = Breite der quadratischen Radaufstandsfläche (40 cm),
 h_F = Höhe des Fahrbahnoberbaus,
 h_S = Höhe der Sandschicht zwischen UK Fahrbahnoberbau und OK Erddruckgeber.

In Bild 6-2 sind die Ergebnisse der Nullversuche für drei zentrische Laststellungen (Z) über den Erddruckgebern E3, E4 und E5 dargestellt. Für die grafische Darstellung der Versuchsergebnisse wird angenommen, dass die Bodenspannungen in einem Abstand von $x = \pm 2,5 \text{ m}$ neben der Radlast auf $p = 0$ abklingen. Die durchgezogenen Linien verbinden die Messwerte der Erddruckgeber für die jeweiligen Laststellungen.

Da z. B. bei der Messung für eine Last über dem Erddruckgeber E5 auf der rechten Seite keine weiteren Erddruckgeber vorhanden waren, wird im Bild 6-2 die Kurve der Bodenspannungen auf der linken Seite gespiegelt. Im Bereich von gespiegelten Werten sind die Kurven im Bild 6-2 gestrichelt dargestellt.

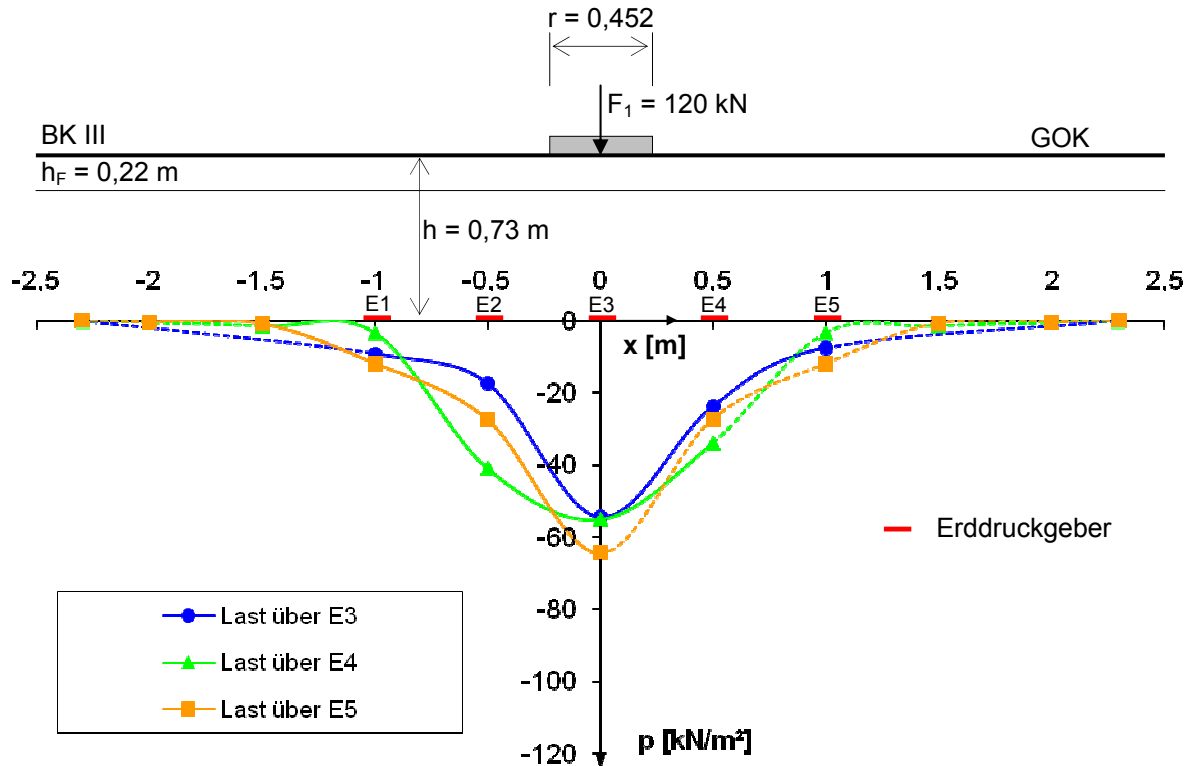


Bild 6-2 Vergleich der Bodenspannungen aus den Nullversuchen im Großversuchsstand

In Bild 6-3 sind die Ergebnisse der Berechnungen nach Boussinesq, mit dem Programmsystem ABAQUS [P6], dem Programm BISAR 3.0 [P1] und nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] dargestellt.

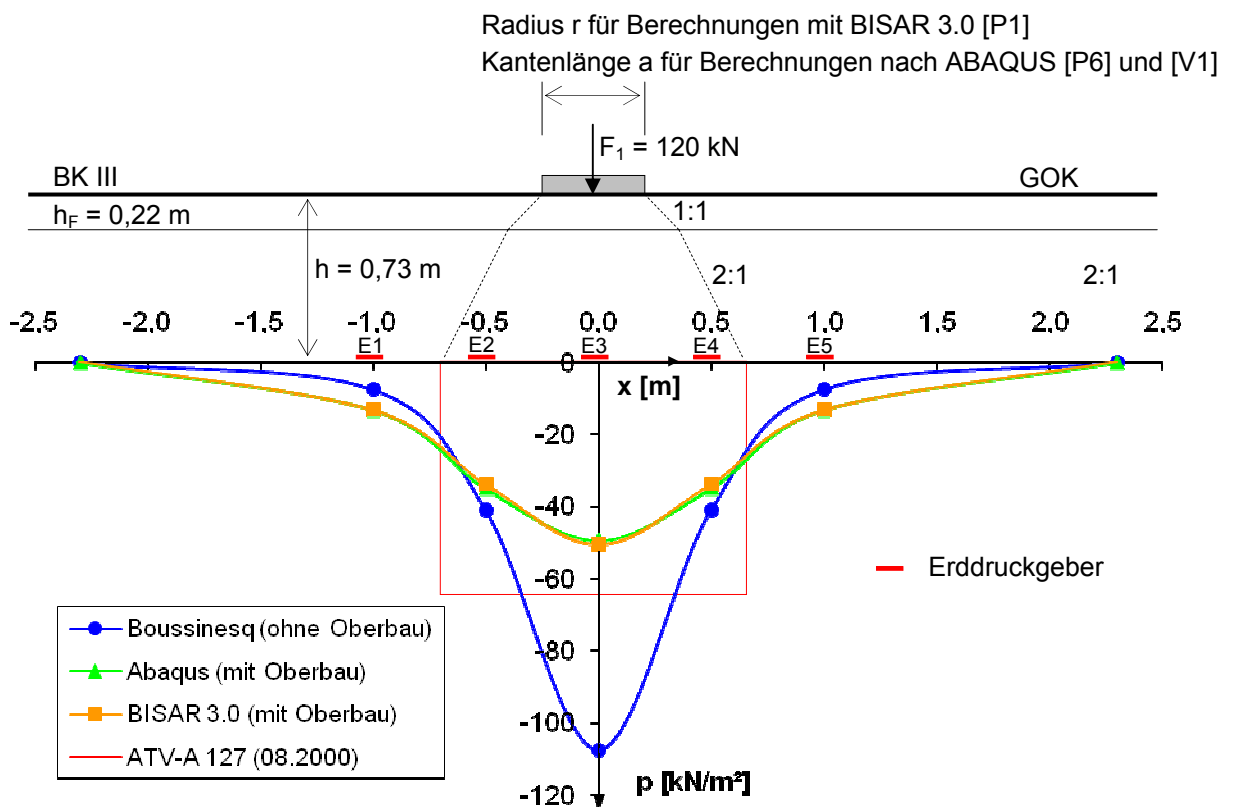


Bild 6-3 Vergleich der Bodenspannungen nach verschiedenen Berechnungsverfahren

Der Vergleich der Bodenspannungen mit drei Laststellungen im Großversuchsstand (Nullversuche) zeigt eine gute Übereinstimmung, vgl. Bild 6-2. Der Belastungsversuch über dem Erddruckgeber E3 liefert mit $p = -54,5 \text{ kN/m}^2$ die geringste Spannung unter der Radlast. Die höchsten Spannungen wurden bei Belastung über dem Erddruckgeber E5 mit $p = -64,4 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Dies ist auf die Reihenfolge der Versuche zurückzuführen, die Belastung über dem Erddruckgeber E3 erfolgte vor der Belastung über E5. Durch die Verdichtung des Bodens bei den Nullversuchen kommt es zu einer Konzentration der Bodenspannung unter der Einzellast F_1 .

Der Vergleich der rechnerischen Bodenspannungen zeigt, dass nach Boussinesq erheblich größere Werte folgen als bei den übrigen Berechnungsmethoden, vgl. Bild 6-3. Dies ist auf die lastverteilende Wirkung des Fahrhahnoberbaus zurückzuführen, die in der Theorie von Boussinesq nicht erfasst wird.

Die Berechnung mit dem Programm ABAQUS ergibt eine Bodenspannung von $p = -49,5 \text{ kN/m}^2$ unter der Einzellast. Mit dem Programm BISAR 3.0 wurde unter der Einzellast eine fast gleiche Bodenspannung von $p = -50,5 \text{ kN/m}^2$ ermittelt. Das Lastverteilungsmodell nach Arbeitsblatt ATV-A 127 liegt mit $p = 65,8 \text{ kN/m}^2$ über den Ergebnissen der Programme ABAQUS und BISAR 3.0 sowie über den Ergebnissen der Nullversuche im Großversuchsstand. Somit liegen die Bodenspannungen, die nach Arbeitsblatt ATV-A 127 mit einer Lastverteilung von 1:1 in der Fahrbahn berechnet werden, auf der sicheren Seite.

Im Rahmen eines früheren Forschungsprojektes ASSUR [21] wurden ebenfalls Nullversuche in einem mittelformatigen Versuchsstand durchgeführt und Bodenspannungen mit Erddruckgebern gemessen. Bei diesen Versuchen waren die Bodenspannungen größer als die Ergebnisse der Berechnung nach Boussinesq. Unter der Krafeinleitung wurden Bodenspannungen gemessen, die rund dreimal größer waren als die Ergebnisse der Berechnung nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1]. Der Grund hierfür ist, dass diese Versuche zwar mit einer größeren Lastplatte, jedoch ohne Fahrhahnoberbau durchgeführt wurden.

Die Ergebnisse der Versuche im Rahmen des Forschungsprojektes ASSUR verdeutlichen, dass ohne die lastverteilende Wirkung des Oberbaus große Bodenspannungen unter dem Rad entstehen, für die eine Berechnung nach A 127 [V1] auf der unsicheren Seite liegt. Daher sind für die Ermittlung von Bodenspannungen aus Verkehrslasten für den Lastfall „Bauzustand“ gesonderte Spannungsermittlungen erforderlich, vgl. Abschnitt 7.3.

6.2 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101

6.2.1 Lastmodell bei 2 Fahrstreifen

Die in der EU für Brückenbauwerke gültigen Verkehrslasten sind im DIN-Fachbericht 101 [V7] zusammengefasst. Damit ist auch eine Anpassung der auf Rohre einwirkenden Bodenspannungen p_v erforderlich. Die Größe und Verteilung der Lasten aus den Doppelachsen der beiden Schwerlastwagen in den Fahrstreifen 1 und 2 ist Bild 6-4 zu entnehmen.

Gegenüber der bisherigen Regelung sind u. a. Radaufstandsflächen von $40 \times 40 \text{ cm}$ (früher $60 \times 20 \text{ cm}$) vorgesehen, der Achsabstand ist verringert (früher $1,5 \text{ m}$), die Gesamtlast der Fahrzeuge beträgt $4 \cdot F_1 = 480$ bzw. $4 \cdot F_2 = 320 \text{ kN}$ (früher $6 \cdot F_1 = 600$ bzw. 300 kN) und der Stoßbeiwert ist nunmehr in F_1 enthalten (früher: $1,2$ für SLW 60 bzw. $1,5$ für LKW 12).

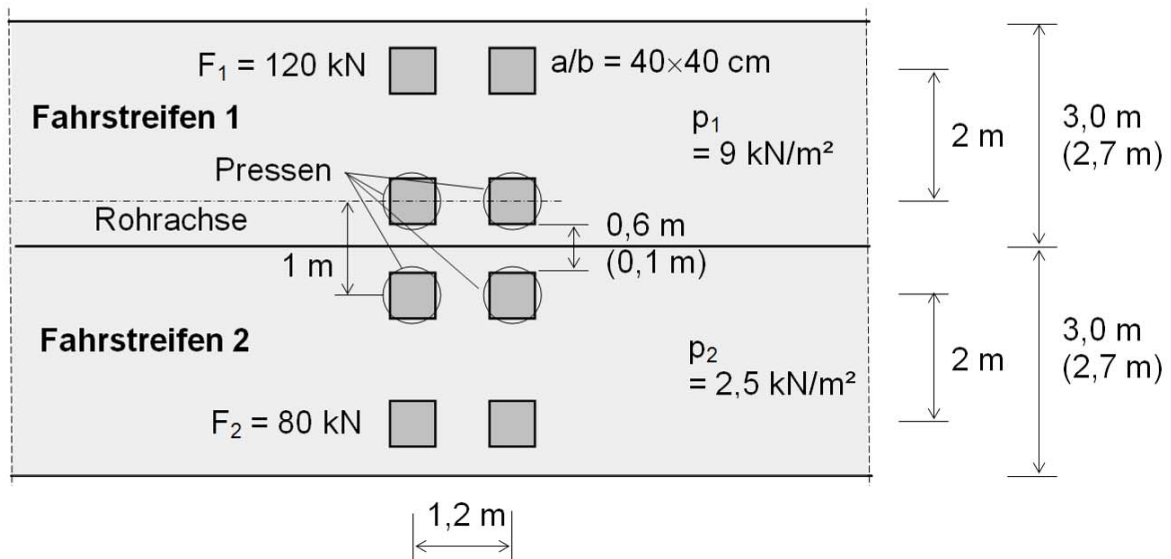


Bild 6-4 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 [V7], „normale Laststellung“ und Pressenanordnung der Belastungsversuche

Angesichts des zunehmenden Schwerlastverkehrs – vgl. Verkehrsprognose 2015 des BMVBS [17] – ist auch innerhalb von Städten häufiger als bisher mit engen Vorbeifahrten zu rechnen. Die Auswirkungen von zwei sich begegnenden Fahrzeugen auf Rohre wurden von Hornung (vgl. [8]) für die Vorgängernorm DIN 1072 untersucht. Bei nach DIN Fachbericht 101 [V1] möglichen Fahrstreifenbreiten von 2,7 m sind jedoch lichte Radabstände von 10 cm (vgl. Bild 6-4) mit einer höheren Belastung der Rohre möglich.

Es werden daher sowohl Versuche mit 60 cm lichtem Abstand für 3 m breite Fahrstreifen (NL = „normale Laststellung“) als auch mit enger Radstellung und Überfahung in Rohrlängsrichtung (ELL) sowie mit enger Radstellung und Überfahung quer zum Rohr (ELQ) durchgeführt. Aus technischen Gründen konnte der lichte Abstand nur auf 25 cm verringert werden.

Zusätzlich wurde der Lastfall „exzentrische Laststellung“ (XL) untersucht, bei der zwei Radlasten im Abstand von 1 m neben der Rohrachse positioniert wurden.

Die Scheitel- und Sohlspannungen für das Betonrohr sind im Anhang B1, B2, B5 und B6 und für das Gussrohr in B35, B36, B41 und B42 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Spannungen nach Abschluss jeweils eines Belastungstests und Entlastung nicht auf Null zurückgehen, sondern weiter anwachsen. Dies kann durch bodenmechanische Effekte, wie z. B. aus der Belastung resultierenden Verspannungen zwischen Boden und Rohroberfläche, erklärt werden.

6.2.2 Rohrspannungen infolge unterschiedlicher Laststellungen

In den Tabellen 6-1 und 6-3 sind die Absolutwerte der Rohrspannungen im Scheitel der Beton- und Gussrohre für die Versuche mit $F_1 = 120 \text{ kN}$ und 2 Stahlplatten (entspricht BK III nach [V8]) aufgeführt, vgl. Anhang B2 und B36. Die Überdeckungshöhe beträgt bei beiden Rohrwerkstoffen $h = 0,88 \text{ m}$.

In den Tabellen 6-2 und 6-4 werden die Vergrößerungs- bzw. Abminderungsfaktoren der Umfangsspannungen im Scheitel der Beton- und Gussrohre für die untersuchten Laststellungen ermittelt.

a) Betonrohr

Tabelle 6-1 Umfangsspannungen auf der Innenseite des Betonrohres, vgl. Anhang B2

Laststellung	-	Z	NL	ELL	ELQ	XL
Umfangsspannung	N/mm^2	0,62	1,36	1,39	1,5	0,7

Tabelle 6-2 Faktoren der Rohrspannungen auf der Innenseite des Betonrohres infolge verschiedener Laststellungen

	Z	NL	ELL	ELQ	XL
Z	1,00	2,19 ¹⁾	2,24	2,42	1,13
NL	0,46	1,00	1,02	1,10	0,51
ELL	0,45	0,98	1,00	1,08	0,50
ELQ	0,41	0,91	0,93	1,00	0,47
XL	0,89	1,94	1,99	2,14	1,00

¹⁾ Beispiel: Ermittlung der Faktoren mit Werten aus Tabelle 6-1: $\sigma_{\text{NL}} / \sigma_{\text{Z}} = 1,36 / 0,62 = 2,19$

b) Gussrohr

Tabelle 6-3 Umfangsspannungen auf der Innenseite des Gussrohres, vgl. Anhang B36

Laststellung	-	Z	NL	ELL	ELQ	XL
Umfangsspannung	N/mm^2	5,1	11,4	13,6	17,0	12,7

Tabelle 6-4 Faktoren der Rohrspannungen auf der Innenseite des Gussrohrs infolge verschiedener Laststellungen

	Z	NL	ELL	ELQ	XL
Z	1,00	2,23 ¹⁾	2,65	3,31	2,48
NL	0,45	1,00	1,19	1,49	1,11
ELL	0,38	0,84	1,00	1,25	0,93
ELQ	0,30	0,67	0,80	1,00	0,75
XL	0,40	0,90	1,07	1,34	1,00

¹⁾ Beispiel: Ermittlung der Faktoren mit Werten aus Tabelle 6-3: $\sigma_{NL} / \sigma_Z = 11,42 / 5,13 = 2,23$

Der Vergleich der Werte in den Tabellen 6-2 und 6-3 zeigt, dass die Faktoren für das Betonrohr und das Gussrohr in der Regel gut übereinstimmen. Mit Ausnahme der Werte für eine exzentrische Laststellung stimmen die Trends der Faktoren für Beton- und Gussrohre überein.

Hinsichtlich der Radstellung des Einzelrades (Z) ist zu berücksichtigen, dass diese Versuche vor den lastzyklischen Versuchen durchgeführt wurden. Die kleineren Rohrspannungen in den Beton- und Gussrohren verglichen mit den folgenden Laststellungen resultieren somit aus der geringeren Verdichtung des Bodens bei diesem Versuch.

Der Vergleich der Rohrspannungen in den Tabellen 6-1 und 6-3 zeigt, dass die engen Laststellungen mit überholendem Fahrzeug die größten Rohrspannungen hervorrufen. Die Überführung quer zur Rohrachse erzeugt größere Spannungen als eine Überführung in Rohrlängsrichtung.

Für die Bemessung der Rohre besteht damit der maßgebende Lastfall aus den beiden Doppelachsen in den Fahrstreifen 1 und 2 nach Bild 6-4. Für eine wirtschaftliche Bemessung könnte ggf. die Lage der Rohrleitung unter der Fahrbahn (Längs- oder Querüberführung) berücksichtigt werden, andererseits ist die Fahrtrichtung im Bereich von Straßenkreuzungen nicht zu trennen.

6.2.3 Vergleich der Spannungen im Rohrscheitel und der Sohle

In den Anhängen B9, B43 und B82 sind die Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle während des gesamten Versuchsablaufs dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Spannungen nach Abschluss jeweils eines Belastungstests und Entlastung nicht auf Null zurückgehen, sondern weiter anwachsen, vgl. auch Abschnitt 6.2.1.

Für die Beton- und Gussrohre sind die Werte für die Außen- und Innenseiten aufgetragen. Für das PE-Rohr sind nur die Werte auf der Rohrinenseite aufgetragen, da auf Grund der Profilierung auf der Außenseite keine Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert wurden.

Im Folgenden wird die Verteilung der Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle für die Rohrwerkstoffe Beton, duktiles Gusseisen und PE behandelt.

a) Betonrohre

Bei den Versuchen mit Stahlplatten zur Simulation eines Asphaltüberbaus sind die Spannungen im Scheitel in der Regel größer als in der Sohle. Die Versuche mit enger Laststellung für Längs- und Querüberführung ergeben zum Teil größere Spannungen in der Sohle als im Scheitel. Mit abnehmen-

der Überdeckungshöhe werden jedoch die Umfangsspannungen im Scheitel zunehmend größer, verglichen mit der Sohle.

Beim Versuch mit normaler Laststellung (NL) und einer Überdeckungshöhe von 80 cm sind die Sohlspannungen auf der Rohraußenseite größer als auf der Innenseite.

Bei den Versuchen mit Pflasterung und einer Überdeckungshöhe von 0,80 m sind die Umfangsspannungen im Scheitel in der Regel nur wenig größer als in der Sohle. Nur bei exzentrischer Laststellung und bei enger Laststellung (Überfahrt in Längsrichtung) mit der Radlast von 60 kN sind die Sohlspannungen größer als die Spannungen im Scheitel.

Bei zyklischer Belastung fällt auf, dass die Umfangsspannung auf der Außenseite der Rohrsohle während des Versuchs stark zunimmt. Da diese Messungen wenig plausibel sind, wird hier ein Messfehler vermutet. Dies gilt auch für den Versuch für den Bauzustand mit der Belastung $F_1 = 60$ kN mit ungeklärtem Spannungszuwachs im Rohrscheitel.

Es bleibt jedoch festzuhalten, dass die Ablesung der Umfangsspannungen auf der Scheitelaußenseite, ausgewertet als Spannungsdifferenz vor der Lastaufbringung und nach dreißig Minuten Haltezeit der Belastung, stets größer ist als auf der Außenseite der Sohle.

b) Rohre aus duktilem Gusseisen

Die Belastungsversuche an Gussrohren weisen Umfangsspannungen mit einem Maximum im Scheitel auf.

Bei den Versuchen mit Stahlplatten zur Simulation einer Asphaltfahrbahn wird die Differenz zwischen den Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle mit abnehmender Überdeckungshöhe größer.

Die Versuche mit einer Pflasterung und enger Laststellung mit Längs- und Querüberfahrung und für den Bauzustand haben größere Scheitelspannungen zum Ergebnis. Die Umfangsspannungen in der Sohle bleiben dabei auf einem niedrigen Niveau.

c) PE-Rohre

Wegen der Profilierung wurden am PE-Rohr nur auf der Rohrinneinnenseite DMS appliziert. Hierbei wurden auf der Innenseite des Scheitels und der Sohle bei allen Belastungen Druckspannungen gemessen, obwohl das positive Biegemoment an diesen Stellen auch eine positive Spannung erwarten lässt. Die hohe Normalkraft und die geringe Querschnittsfläche führen jedoch dazu, dass die Zugspannungen im Querschnitt überdrückt werden.

In Tabelle 6-5 sind die Messwerte der acht Wegaufnehmer für den Versuch Kantenpressung (KP) nach einer Belastungszeit von 32 Minuten detailliert aufgeführt. Aus der Grafik in Bild 6-5 folgt, dass die Verschiebungen im Kämpfer gering sind, da profilierte Rohre wegen der geringeren Querschnittsfläche $A = 7,7$ mm²/mm eine vergleichsweise große Umfangsverkürzung erfahren, die Membranverformungen also nicht zu vernachlässigen sind, vgl. auch A 127, Abschnitt 9.6. Dies ist an den Kämpferverformungen zu erkennen, die deutlich geringer sind als die Scheitel- und Sohlverformung.

Tabelle 6-5: Verschiebungen in mm, gemessen durch Wegaufnehmer beim Versuch KP (120 kN) nach 32 Minuten Haltezeit, vgl. Anhang B83, B84 und B85

Wegaufnehmer Nr.	WA51	WA52	WA53	WA54	WA55	WA56	WA57	WA58
Ausgangsverschiebung	-9,27	-3,17	2,24	0,95	2,51	0,87	1,55	-3,03
Startwert auf Null bezogen	-7,74	-2,64	1,76	1,00	2,25	0,84	0,55	-3,68

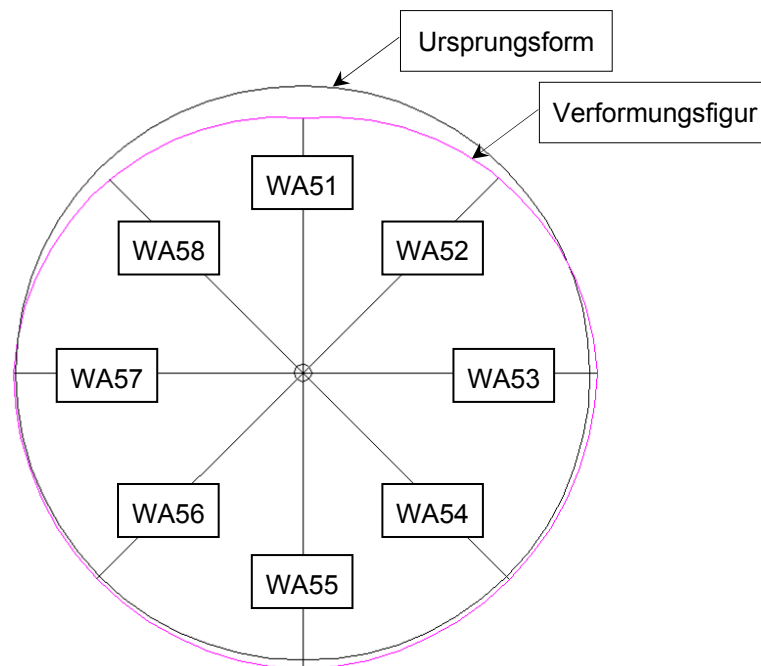


Bild 6-5 Verformungsfigur (fünffach überhöht) für Laststellung Kantenpressung KP nach 32 Minuten Haltezeit, vgl. Tabelle 6-5

Die Verschiebung der Sohle beträgt etwa die Hälfte des Scheitelwertes. Es ist anzunehmen, dass die Außenprofilierung des Wickelrohres trotz sorgfältiger Beachtung der Einbauvorschrift nicht ganz gefüllt werden konnte und durch die Auflasten in den Boden gedrückt wurde. Im Bereich der Kämpfer und des Scheitels kann jedoch ein problemloser Bodeneinbau vermutet werden.

Im Anhang B82 sind die Umfangsspannungen im Scheitel, in der Sohle und in beiden Kämpfern für den gesamten Versuchsablauf dargestellt. Die Druckspannungen im Kämpfer sind beim Versuch mit normaler Laststellung ca. 25% größer als die Sohlspannungen und ca. 67% größer als die Scheitelspannungen.

Abweichend von den Messergebnissen für Beton- und Gussrohre sind die Umfangsspannungen in der Sohle ca. 56% größer als die Scheitelspannungen.

Im PE-Wickelrohr treten somit bei allen Belastungen im Wesentlichen nur Druckspannungen auf. Damit folgt, dass die maßgebende Nachweisstelle die Außenseite des Rohrscheitels ist, die jedoch bei den Versuchen nicht instrumentiert werden konnten. Die Innenseite des Kämpfers mit ebenfalls hohen Druckspannungen wird nicht maßgebend, da die Schwerachse des Querschnitts näher an der Innenseite liegt, vgl. Anhang E: Profilhöhe $h_P = 39$ mm, Schwerachsabstand von innen $e_P = 11,4$ mm.

Im Folgenden werden die Druckspannungen auf der Rohraußenseite unter Berücksichtigung der Normalkraft und der Umfangsspannung auf der Innenseite im Scheitel aus einer Berechnung nach ATV-A 127 [V1] ermittelt. Die Ergebnisse gelten für den Versuch mit normaler Laststellung (NL) und eine Radlast von $F_1 = 120$ kN. Die Abschätzung wird für eine Überdeckungshöhe von $h = 0,68$ m und eine Fahrbahnbefestigung der BK III nach [V8] durchgeführt.

Scheitelspannungen aus einer Berechnung nach A 127 [V1]:

$$\sigma_i = -1,45 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_a = -5,46 \text{ N/mm}^2, \text{ vgl. Anhang C}$$

Gemessene Scheitelspannung auf der Innenseite:

$$\sigma_{i,v} = -0,48 \text{ N/mm}^2, \text{ vgl. Anhang B71}$$

Unter der Voraussetzung, dass für das Rechenmodell und für den Versuch ähnliche Spannungsverhältnisse auf der Außen- und Innenseite des Querschnitts gelten, folgt

$$\sigma_{a,v} \cong -0,48 \cdot 5,46 / 1,45 = -1,82 \text{ N/mm}^2. \quad (6-4)$$

Damit ist die für den Versuch NL 120 abgeschätzte Scheiteldruckspannung auf der Rohraußenseite mit $\sigma_{a,v} = -1,82 \text{ N/mm}^2$ deutlich größer als die gemessene Druckspannung auf der Rohrinenseite.

Fazit:

In Berechnungen für ein Sand-/Kiesauflager mit einem Auflagerwinkel $2\alpha < 180^\circ$ wird nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] stets die Rohrsohle maßgebend.

Die Versuche an Betonrohren zeigen, dass die Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle bei einer Überdeckungshöhe von $h = 0,88 \text{ m}$ bzw. $0,80 \text{ m}$ fast gleich groß sind. Bei geringeren Überdeckungshöhen nehmen die Spannungen im Scheitel stärker als in der Sohle zu.

Hieraus folgt, dass das Verfahren nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] für biegesteife Rohre nur bei größeren Überdeckungshöhen korrekt ist. Bei biegesteifen Rohren mit geringer Überdeckung ist der Rohrscheitel die maßgebende Nachweisstelle.

Für semiflexible Rohre aus duktilem Gusseisen ist der Ansatz nach Arbeitsblatt ATV-A 127 ebenfalls nicht zutreffend, da die gemessenen Sohlspannungen stets kleiner als die Scheitelwerte sind. Auch für diese Rohrgruppe ist eine Anpassung des Berechnungsmodells erforderlich.

Der Querschnitt biegeweicher PE-Wickelrohre wird bei guter seitlicher Bettung über den gesamten Umfang überdrückt. Aufgrund der Verformungsfigur in Bild 6-5 und der Beobachtung, dass die Rohrwand nur Druckspannungen erfährt, liegt die maßgebende Nachweisstelle für profilierte PE-Rohre im Scheitel auf der Rohraußenseite. Damit ist auch für Rohre mit geringer Biegesteifigkeit (nach Abschnitt 4.3.2: $S \cong 3,75 \text{ kN/m}^2$) eine Überarbeitung des Arbeitsblattes ATV-A 127 angezeigt.

Bei geringen Überdeckungen treten auch in Längsrichtung der Rohre Spannungen auf, die bei Standardnachweisen bisher nicht berücksichtigt werden, Näheres hierzu s. Abschnitt 6.5.

6.2.4 Lastzyklische Versuche bis $N = 10^6$

Neben statischen Versuchen wurden auch lastzyklische Versuche mit 10^6 Lastwechseln bei einer Frequenz von 3 Hz durchgeführt - hieraus folgt eine Versuchszeit von rund 90 Stunden. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung sind in Abschnitt 3.4 und [U4] beschrieben.

In den Bildern 6-6 bis 6-9 sind jeweils die Verschiebung des Rohrscheitels in vertikaler Richtung und die Umfangsdehnungen auf der Innenseite des Rohrscheitels aufgetragen.

Bei allen vier Versuchen mit zyklischer Belastung wurde die Aufzeichnung der Messdaten ein bis zweimal unterbrochen. Zeitpunkt und Dauer der fehlenden Zeitabschnitte sind in den Bildern 6-6 bis 6-9 eingetragen. Die Start- und Endwerte der einzelnen Versuche sind jedoch vorhanden, so dass der Einfluss der lastzyklischen Beanspruchung auf die Rohre bewertet werden kann.

Bei allen Versuchen, außer beim Gussrohr mit Oberbau aus Pflasterbelag, verlaufen die Dehnungen über den Versuchszeitraum wellenförmig mit steigender Tendenz.

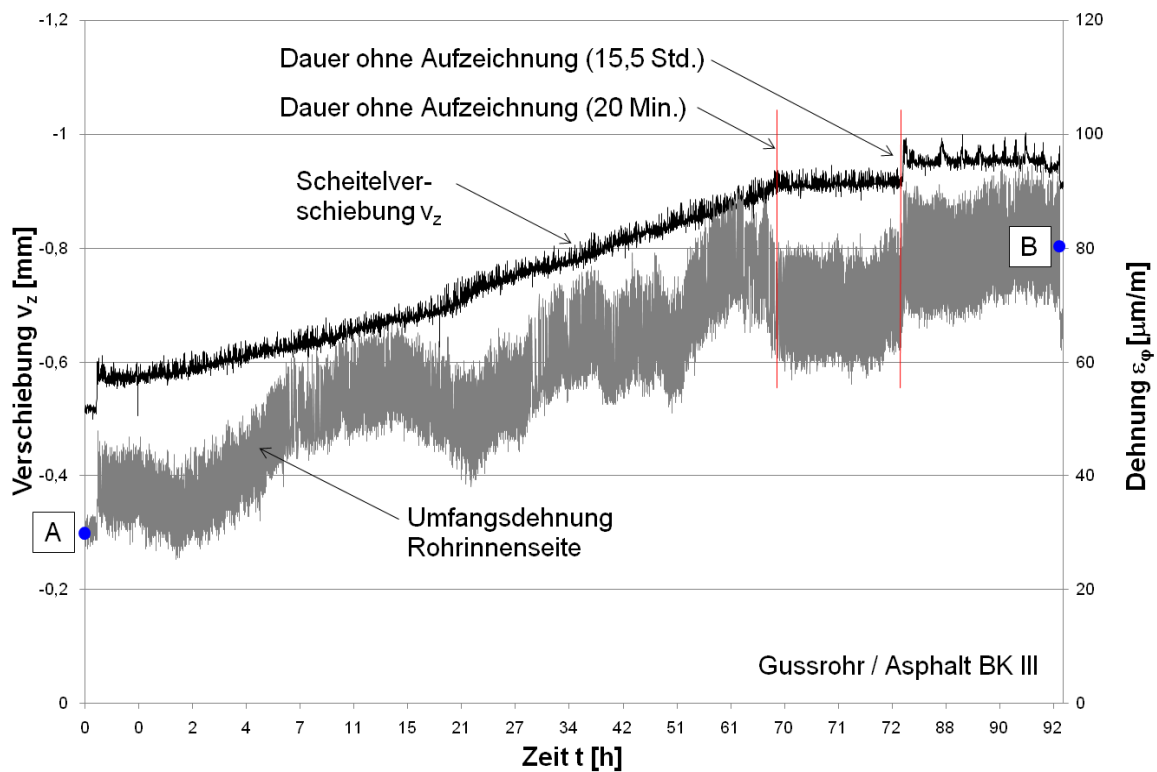


Bild 6-6 Verlauf der Verschiebung und der Umfangsdehnung im Scheitel des Gussrohres bei zyklischer Belastung auf Stahlplatten (Simulation Asphalt BK III nach [V8])
 A: ϵ_ϕ bei $N = 0$, B: ϵ_ϕ = bei $N = 10^6$ (Abschluss der Lastzyklen)

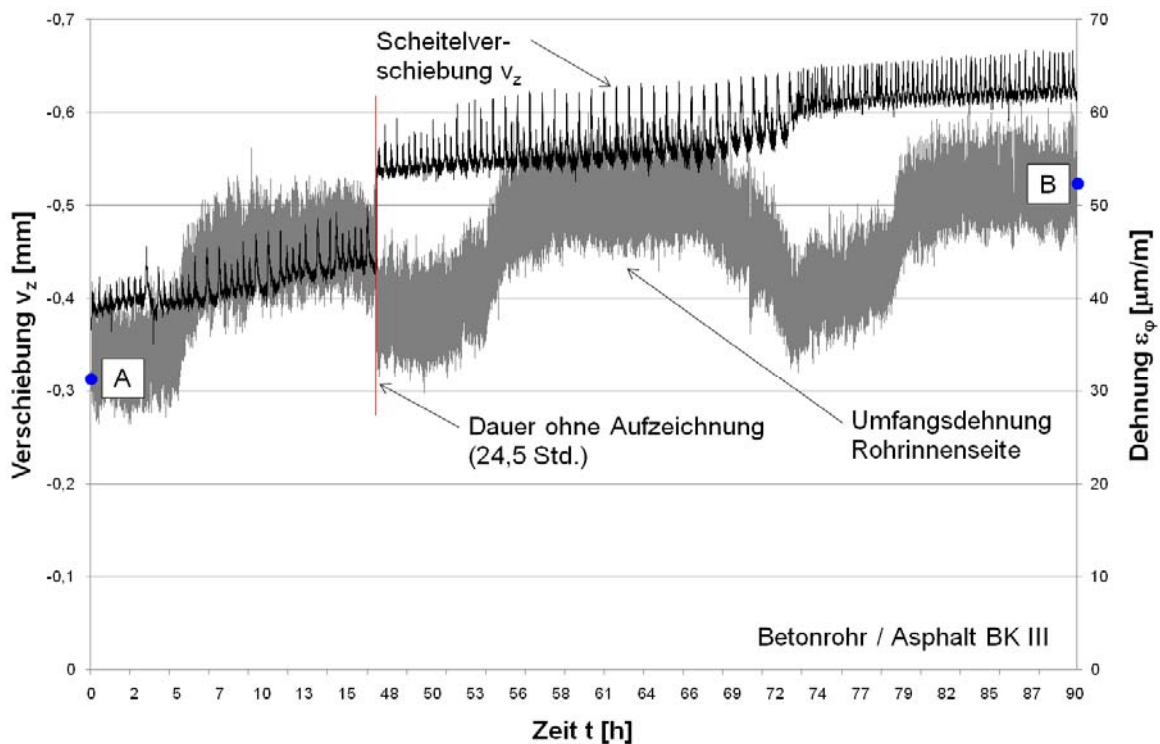


Bild 6-7 Verlauf der Verschiebung und der Umfangsdehnung im Scheitel des Betonrohres bei zyklischer Belastung auf Stahlplatten (Simulation Asphalt BK III nach [V8])
 A: ϵ_ϕ bei $N = 0$, B: ϵ_ϕ = bei $N = 10^6$ (Abschluss der Lastzyklen)

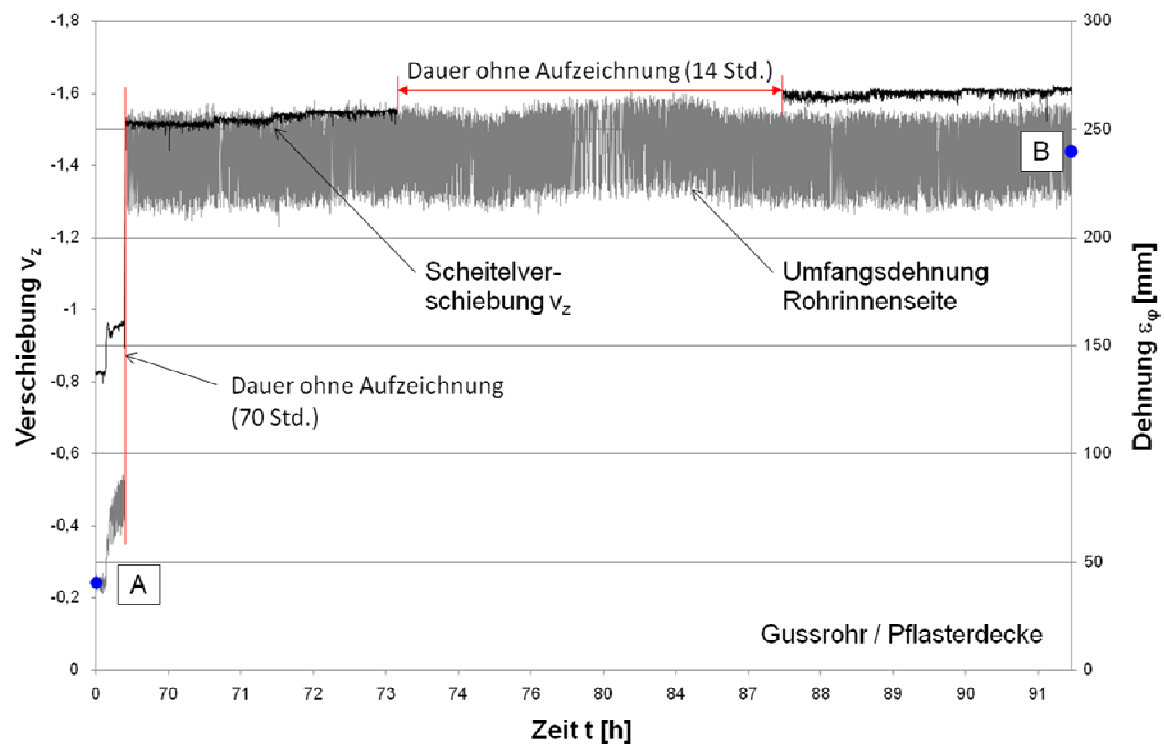


Bild 6-8 Verlauf der Verschiebung und der Umfangsdehnung im Scheitel des Gussrohres bei zyklischer Belastung auf den Pflasterbelag
 A: ε_φ bei $N = 0$, B: ε_φ bei $N = 10^6$ (Abschluss der Lastzyklen)

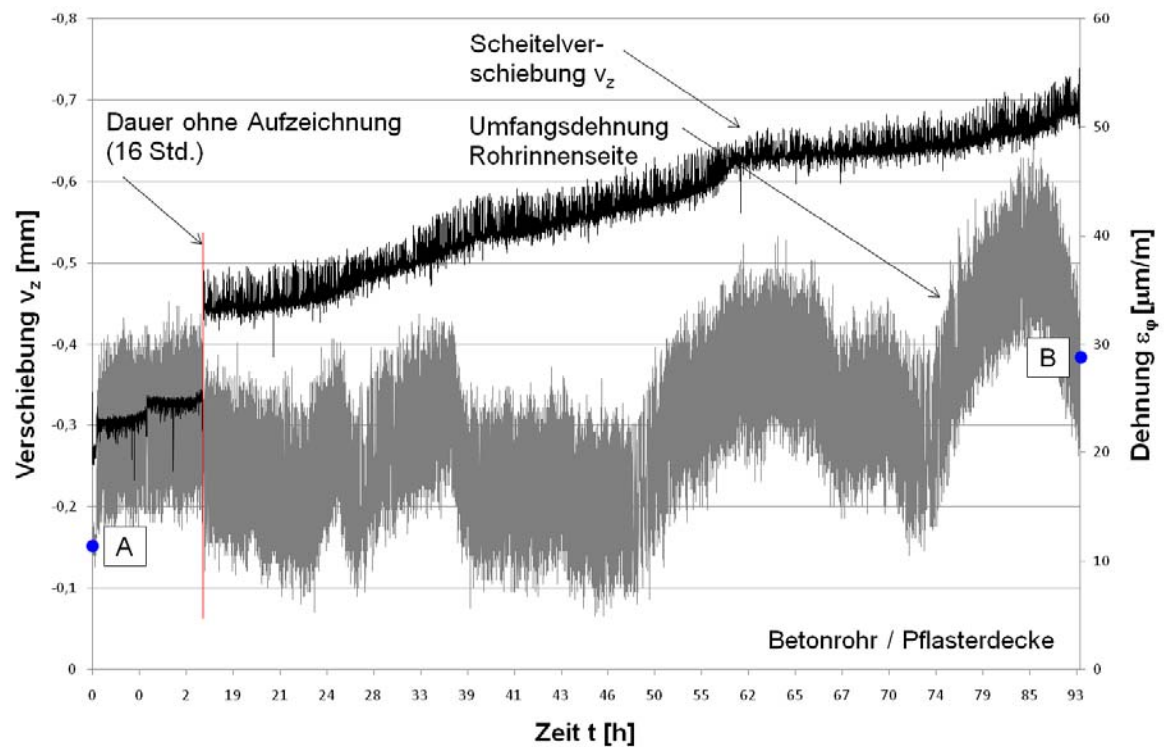


Bild 6-9 Verlauf der Verschiebung und der Umfangsdehnung im Scheitel des Betonrohres bei zyklischer Belastung auf den Pflasterbelag
 A: ε_φ bei $N = 0$, B: ε_φ bei $N = 10^6$ (Abschluss der Lastzyklen)

In der Tabelle 6-6 sind die vertikalen Durchmesseränderungen der Rohre zusammengefasst, die aus den lastzyklischen Versuchen resultieren.

Tabelle 6-6 Verschiebungen v_z und Durchmesseränderungen von Guss- und Betonrohren DN 700 während der Versuche mit lastzyklischer Beanspruchung

Oberbau			Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8])		Pflaster	
			Gusseisen	Beton	Gusseisen	Beton
Anhang			B44	B10	B62	B26
Anfangsverschiebung im Scheitel ¹⁾	$V_{z1,A}$	mm	-0,575	-0,392	-0,950	-0,301
Endverschiebung im Scheitel ¹⁾	$V_{z1,E}$	mm	-0,938	-0,628	-1,611	-0,691
Verschiebungszunahme im Scheitel	ΔV_{z1} $= V_{z1,E} - V_{z1,A}$	mm	-0,363	-0,236	-0,661	-0,390
Anfangsverschiebung in der Sohle ¹⁾	$V_{z5,A}$	mm	0,192	0,420	0,317	0,414
Endverschiebung in der Sohle ¹⁾	$V_{z5,E}$	mm	0,240	0,672	0,356	0,808
Verschiebungszunahme in der Sohle	ΔV_{z5} $= V_{z5,E} - V_{z5,A}$	mm	0,048	0,252	0,039	0,394
Durchmesseränderung	$\Delta d_v = \Delta V_{z1} + \Delta V_{z,5}$	mm	-0,315	0,016	-0,622	0,004
mittlerer Rohrdurchmesser	d_m	mm	728	820	728	820
relative Durchmesseränderung	$\delta_v = \Delta d_v / d_m$	%	~0,04	-	~0,08	-

¹⁾ Mittelwert aus ca. 130 Einzelwerten bei Versuchsbeginn bzw. bei Versuchsende

Es zeigt sich, dass der Verschiebungszuwachs in der Sohle der Betonrohre im Bereich von 0,3 mm bzw. 0,4 mm liegt. Bei den duktilen Gussrohren ist die Setzung mit 0,04 mm und 0,05 mm nahezu gleich Null.

Der vertikale Innendurchmesser der Gussrohre wird durch die zyklischen Versuche um 0,3 mm bzw. 0,6 mm verringert, während es bei den Betonrohren nur zu einer Starrkörperverschiebung (Setzung) kommt.

In der Tabelle 6-7 wird der Spannungszuwachs im Scheitel der Guss- und Betonrohre infolge zyklischer Belastung ermittelt.

Tabelle 6-7 Berechnung der Umfangsspannungen im Rohrscheitel aus den Umfangsdehnungen

Oberbau			Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8])		Pflaster	
			Gusseisen	Beton	Gusseisen	Beton
Rohrwerkstoff						
Anhang			A72.1	A6.1	A123.1	A51.1
n = 0	ε_{φ}	$\mu\text{m/m}$	31,7	30,9	42,3	9,8
n = 10 ⁶			88,7	50,6	242,6	35,5
Elastizitätsmodul	E	N/mm ²	170.000	36.500	170.000	36.500
n = 0	σ_{φ}	N/mm ²	5,4	1,13	7,2	0,36
n = 10 ⁶			15,1	1,85	41,3	1,29
Spannungszuwachs	$\Delta\sigma_{\varphi}$	N/mm ²	9,9	0,72	34,1	0,93

Die Spannungsänderungen bei den duktilen Gussrohren sind im Bereich der Pflasterdecke mit $\Delta\sigma_{\varphi} = 34,1 \text{ N/mm}^2$ um 71% größer als im Bereich der Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8]).

Bei den Betonrohren ist der Spannungszuwachs im Bereich der Pflasterdecke mit $\Delta\sigma_{\varphi} = 0,93 \text{ N/mm}^2$ um 23% größer als im Bereich der Stahlplatten.

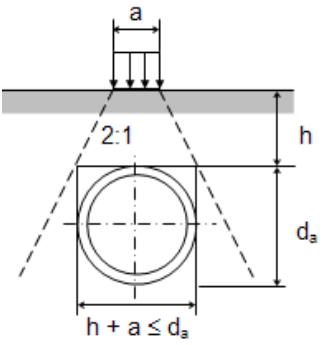
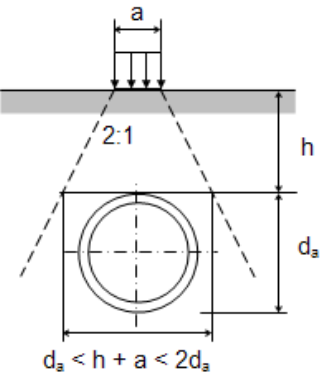
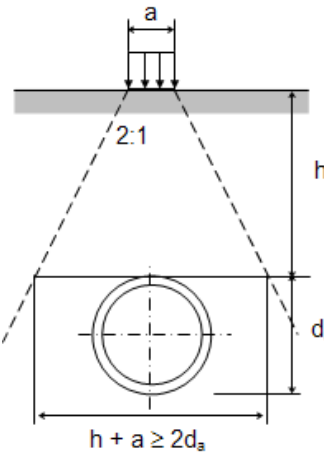
Es ist darauf hinzuweisen, dass bei der weiteren Auswertung für andere Laststellungen (NL, KP usw.) und geringere Überdeckungen h die durch die zyklischen Belastungen erreichten bleibenden Spannungsniveaus weiter erhöht werden.

6.3 Einfluss des seitlichen Erddrucks aus Verkehr

Der stützende seitliche Erddruck aus Verkehrslasten $q_h(p_v)$ wird in europäischen Vorschriften (z. B. ÖNORM B 5012 [V15] und Fascicule 70 [V16]) berücksichtigt, im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] dagegen bisher nicht.

Der Seitendruck lässt sich mit den Kriterien nach Tabelle 6-8 abschätzen. Der Grenzfall nach Spalte 1 wird dadurch definiert, dass die Ausstrahlung der quadratischen Radlast (Seitenlängen a) mit der Steigung 2:1 im Rohrscheitel den Rohraußendurchmesser erreicht. Ein stützender seitlicher Erddruck sollte erst angesetzt werden, wenn $h + a > d_a$ ist.

Tabelle 6-8 Kriterien zur Berücksichtigung des seitlichen Erddrucks aus Verkehrslasten

			
Fall	1	2	3
Kriterium	$h + a \leq d_a$	$d_a < h + a \leq 2d_a$	$h + a > 2d_a$
Gl. (6-5)	$\frac{h + a}{d_a} \leq 1$	$1 < \frac{h + a}{d_a} \leq 2$	$\frac{h + a}{d_a} > 2$
Seitendruck $q_h(p_v)$, Gl. (6-6a)	0	$K_2 \cdot f \cdot p_{v,K}$	$K_2 \cdot p_{v,K}$
Beiwert f Gl. (6-6b)	0	$\frac{h + a - d_a}{d_a} \geq 0$	1

Die vertikale Bodenspannung nach Spalte 2 und 3 beträgt in Kämpferhöhe:

$$p_{v,K} = \frac{F_1}{(h + 0,4 + d_a / 2)^2} \quad (6-6c)$$

Für die Radaufstandsflächen gilt

$$a \times b = 20 \times 60 \text{ cm}^2 \text{ nach DIN 1072 [V6]}$$

$$a \times a = 40 \times 40 \text{ cm}^2 \text{ nach DIN-Fachbericht 101 [V7]}$$

Im Folgenden werden die stützenden seitlichen Erddrücke neben den Kämpfern des Betonrohres DN 700 für sechs verschiedene Überdeckungshöhen und $a = 0,4 \text{ m}$ nach DIN-Fachbericht 101 [V7]

berechnet. Die Werte für $q_h(\rho_v)$ werden mit den Messergebnissen der Erddruckgeber (EDG) bei normaler Laststellung (NL) verglichen.

Maßgebend sind die Messergebnisse der Erddruckgeber auf der von der Last abgewandten Seite, vgl. EDG K1 in Bild 6-10.

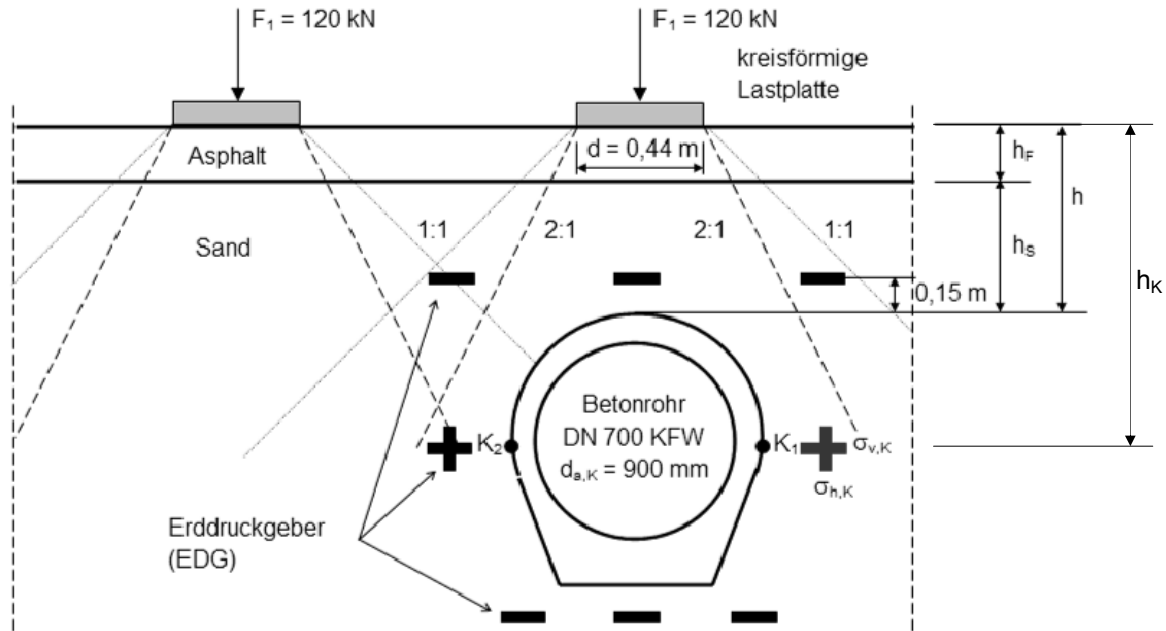


Bild 6-10 Lastausbreitung über dem Betonrohr DN 700 KFW, normale Laststellung (NL), (maßstäblich für $h = 0,88$ m)

Tabelle 6-9 Vertikale Bodenspannungen am Betonrohrkämpfer, $d_a = 0,94$ m, $a = 0,4$ m

h	$h_K = h + 0,465$	$b_m = l_m = h_K + 0,4$	$A_m = b_m \cdot l_m$	$\rho_{v,K} = F_1/A_m$ Gl. (6-6c)
m	m	m	m ²	kN/m ²
0,88	1,35	1,75	3,06	39,2
0,80	1,27	1,67	2,79	43,0
0,68	1,15	1,55	2,40	50,0
0,60	1,07	1,47	2,16	55,5
0,48	0,95	1,35	1,82	65,8
0,40	0,87	1,27	1,61	74,4

In Tabelle 6-9 werden die vertikalen Bodenspannungen $\rho_{v,K}$ aus der Last $F_1 = 120$ kN in Höhe des Kämpfers K_1 nach Bild 6-10 mit dem Lastausbreitungsmodell für eine Lastausbreitung von 2:1 ermittelt. Anschließend wird die horizontale Bodenspannung $q_h(\rho_v)$ mit dem Erddruckbeiwert $K_2 = 0,4$ für die Bodengruppe 1 (nicht bindiger Boden) gemäß Arbeitsblatt ATV-A 127 berechnet, vgl. Tabelle 6-10.

Der Durchmesser der kreisförmigen Lasteinleitungsplatte $d = 0,44$ m entspricht $a = 0,4$ m.

Tabelle 6-10 Horizontale Bodenspannungen am Betonrohrkämpfer, $d_a = 0,94$ m

h	$(h + 0,4)/d_a$	f	$p_{v,K}$	$q_h(p_v) = K_2 \cdot f \cdot p_{v,K}$	$\sigma_{v,K}$	$\sigma_{h,K}$
	Gl. (6-5)	Gl. (6-6b)	Tab. 1	Gl. (6-6a)	Messwert B17	Messwert B18
m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0,88	1,36 > 1	0,362	39,2	5,67	13,7	6,0
0,80	1,28 > 1	0,277	43,0	4,76	14,8	5,6
0,68	1,15 > 1	0,149	50,0	2,98	16,3	4,7
0,60	1,06 > 1	0,064	55,5	1,42	16,0	5,3
0,48	0,94 < 1	0	65,8	0,00	16,5	7,0
0,40	0,85 < 1	0	74,4	0,00	17,1	7,4

Die im Versuch gemessenen horizontalen Bodenspannungen $\sigma_{h,K}$ liegen über den mit den Gleichungen (6-6a-c) ermittelten Werten, d. h., der Ansatz des seitlichen Erddrucks aus Verkehr liegt auf der sicheren Seite. Im IKT-Großversuchsstand wurden sogar noch seitliche Erddrücke für die minimalen Überdeckungen $h = 0,48$ m und $0,40$ m gemessen, die dem Fall 1 nach Gleichung (6-5) entsprechen und $q_h(p_v) = 0$ ergeben.

Die Ergebnisse des semiflexiblen Gussrohres und des biegeweichen PE-Rohres werden hier nicht betrachtet, da in den Messergebnissen der horizontalen Erddruckgeber im Kämpferbereich neben dem stützenden Erddruck q_h auch der Bettungsreaktionsdruck q_h^* enthalten ist.

6.4 Einfluss der Fahrbahnbefestigung

Im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] wird der Einfluss der Fahrbahnbefestigung bislang nicht berücksichtigt. Ziel des Forschungsprojektes ist daher, diesen Einfluss auf die Boden- und Rohrspannungen zu messen. Hierzu werden die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- Abschnitt 6.4.1: Straßenoberbau ohne Schäden, Einfluss unterschiedlicher Oberbauvarianten
- Abschnitt 6.4.2: Straßenoberbau ohne Schäden, Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B
- Abschnitt 6.4.3: Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung)
- Abschnitt 6.4.4: Spannungen im Straßenoberbau

6.4.1 Untersuchte Fahrbahnbefestigungen

Die im Großversuchsstand untersuchten Fahrbahnbefestigungen sind Tabelle 6-11 zu entnehmen. Oberbauten aus Asphalt wurden im Großversuchsstand (GVS) durch Stahlplatten simuliert. Außerdem wurde im GVS eine Pflasterdecke eingebaut. Für die unterschiedlichen Oberbauvarianten folgen die Höhen über Rohrscheitel nach Tabelle 6-11 und Bild 6-11.

Tabelle 6-11 Überdeckungshöhen im Großversuchsstand für Beton- und Gussrohre

Oberbau im GVS	Überdeckung im GVS	Höhe Fahr- bahn	Höhe Sand- schicht	Über- deckungs- höhe Scheitel	Über- deckungs- höhe EDG
		h_F	h_S	h	h_{EDG}
-		m	m	m	m
Asphaltdecke Bauklasse III simuliert durch Stahlplatten $t = 2 \cdot 30 \text{ mm}$	Ü0	0,22	0,66	0,88	0,73
Asphaltdecke Bauklasse IV simuliert durch Stahlplatte $t = 1 \cdot 30 \text{ mm}$	Ü0	0,14	0,66	0,80	0,65
Asphaltdecke Bauklasse IV simuliert durch Stahlplatte $t = 1 \cdot 30 \text{ mm}$	Ü1	0,14	0,46	0,60	0,45
Asphaltdecke Bauklasse III simuliert durch Stahlplatten $t = 2 \cdot 30 \text{ mm}$	Ü1	0,22	0,46	0,68	0,53
Pflasterdecke	Ü0	0,38	0,42	0,80	0,65
Bauzustand (keine Befestigung)	Ü0	0,22	0,66	0,88	0,73

Die PE-Wickelrohre wurden nur mit der Überdeckung Ü1 nach Tabelle X1, Zeilen 3 und 4 belastet.

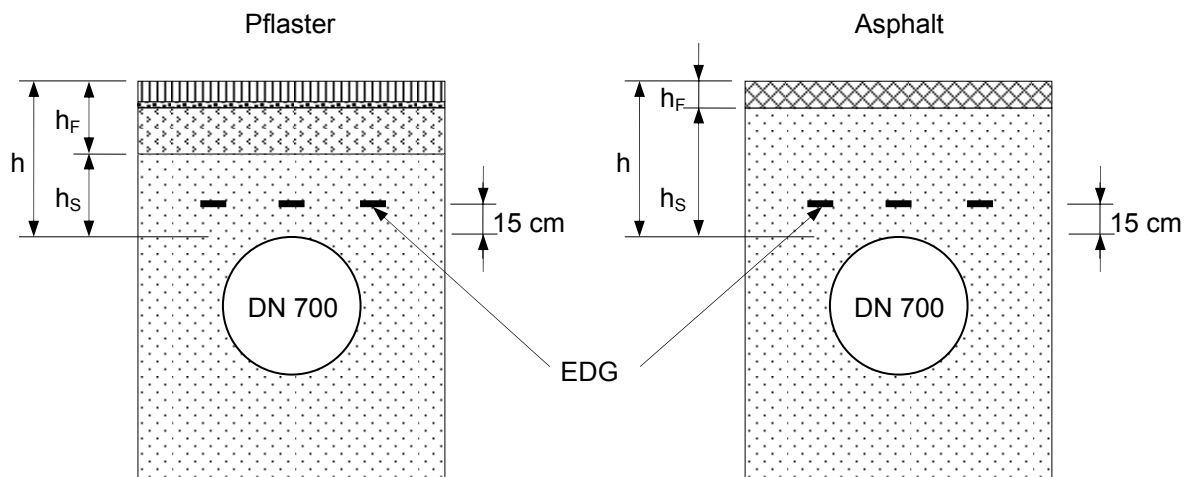


Bild 6-11 Überdeckung und Lage der DMS im Großversuchsstand

Der rechnerische Erddruck aus Verkehrslasten wird nach ATV-A 127 [V1], Gl. (5.08) oder Diagramm D2 ermittelt. Wegen der geringen Überdeckung wird nur der erste Term der Gleichung für das über dem Rohr stehende Rad verwendet. Hierbei wird eine lastverteilende Wirkung des Fahrhahnoberbaus nicht berücksichtigt.

Es gilt folgende Spannungsverteilung unter einer Einzellast F_1 :

$$p = \frac{F_1}{r^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (6-7)$$

mit F_1 = Radlast über dem Rohr
 r = Radius der Radaufstandsfläche (Kreisfläche)
 h = Überdeckungshöhe bis EDG

Im Folgenden werden die rechnerischen Bodenspannungen nach A 127 [V1] mit den Messwerten im Großversuchsstand mit Fahrbahnbefestigung für a) Betonrohre, b) Gussrohre und c) PE-Wickelrohre verglichen.

Zum Vergleich werden die Ergebnisse für die normale Radstellung (NL) und für das zentrisch über dem Rohr stehende Einzelrad (Z) herangezogen. Es werden die Relativwerte der Messergebnisse ausgewertet, also die Differenzen der Bodenspannungen vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastungsdauer mit $F_1 = 120$ kN.

a) Bodenspannungen über dem Betonrohr

Tabelle 6-12 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü0 mit $F_1 = 120$ kN

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)	Pflaster
Tiefe der EDG unter GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,65	0,65
Radius der Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	-95,9	-117,7	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Betonrohr	p_z	kN/m ²	5	-53,6 ¹⁾	-85,1 ¹⁾	-122,2 ²⁾
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	6 = 5/4	0,56	0,72	1,04

¹⁾ Anhang B13

²⁾ Anhang B29

Tabelle 6-13 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü0 mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

Oberbau	-	-	1	Nullversuch	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	Pflaster
Tiefe der EDG unter GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,73	0,65
Radius der Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	-95,9	-95,9	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Betonrohr	p_z	kN/m ²	5	-54,5 ¹⁾	-90,1 ²⁾	-179,7 ³⁾
Abminderungsfaktor	χ $= p_v/p_z$	-	6 = 5/4	0,57	0,94	1,53

¹⁾ Bild 6-2

²⁾ Anhang B13

³⁾ Anhang B29

Die beiden Stahlplatten (Asphalt BK III) führen bei normaler Laststellung (NL) zu einer Reduktion von 44% gegenüber der rechnerischen Bodenspannung, vgl. Tabelle 6-12. Erwartungsgemäß ist die Reduktion bei Verwendung von einer Stahlplatte (BK V) geringer: 28%.

Beim Versuch mit zwei Stahlplatten und zentrischer Radstellung beträgt die Reduktion gegenüber der rechnerischen Bodenspannung nur 6%, vgl. Tabelle 6-13. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass dies der erste Belastungsversuch war und noch keine Verdichtung durch zyklische Belastung erfolgte.

Der Pflasterbelag hat keine lastverteilende Wirkung, daher sind die Bodenspannungen bei normaler Laststellung etwas größer als die rechnerischen Werte, vgl. Tabelle 6-12. Beim Versuch mit einer zentrisch über dem Rohr stehenden Radlast beträgt die Spannungszunahme 53%, vgl. Tabelle 6-13. Wie bei den Versuchen mit Asphaltüberbau (eine oder zwei Stahlplatten) liefern die Versuche mit normaler Laststellung geringere Bodenspannungen als die Versuche mit zentrischer Laststellung.

Beim Nullversuch wurden zwei Stahlplatten (Asphalt BK III) verwendet. Dieser Versuch ohne Einfluss der Rohrleitung liefert eine Reduktion von 43% gegenüber den rechnerischen Bodenspannungen, vgl. Tabelle 6-13.

b) Bodenspannungen über dem Gussrohr

Tabelle 6-14 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü0 mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)	Pflaster
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,65	0,65
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	-95,9	-117,7	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Gussrohr	p_z	kN/m ²	7	-26,7 ¹⁾	-74,1 ¹⁾	-107,2 ²⁾
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	8 = 7/4	0,28	0,63	0,91

¹⁾ Anhang B47

²⁾ Anhang B65

Tabelle 6-15 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü0 mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

Oberbau	-	-	1	Nullversuch	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	Pflaster
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,73	0,65
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	-95,9	-95,9	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Gussrohr	p_z	kN/m ²	7	-54,5 ¹⁾	-58,5 ²⁾	-134 ³⁾
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	8 = 7/4	0,57	0,61	1,14

¹⁾ Bild 6-2

²⁾ Anhang B47

³⁾ Anhang B65

Zwei Stahlplatten (BK III) führen bei normaler Laststellung (NL) zu einer Reduktion von 72% gegenüber der rechnerischen Bodenspannung, vgl. Tabelle 6-14. Bei einer Stahlplatte (BK V) ist die Reduktion mit 37% geringer.

Bei zentrischer Radstellung beträgt die Reduktion 39%, vgl. Tabelle 6-15, was wiederum durch die geringere Verdichtung zu erklären ist, vgl. Abschnitt a) Bodenspannungen über dem Betonrohr.

Der Pflasterbelag hat wie bei den Betonrohren nur eine geringe lastverteilende Wirkung, die Reduktion der Bodenspannungen beträgt nur 7%, vgl. Tabelle 6-14. Bei zentrischer Laststellung werden die Bodenspannungen um 14% erhöht – hier ist ein Konzentrationsfaktor der Last $\lambda_R > 1$ zu vermuten.

c) Bodenspannungen über dem PE-Wickelrohr

Tabelle 6-16 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü1 mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,53	0,45
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226	
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	165,8	214,2
gemessener Erddruck 15 cm über PE-Rohr	p_z	kN/m ²	5	32,6 ¹⁾	50,4 ¹⁾
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	$\frac{6}{5/4}$	0,20	0,24

¹⁾ Anhang B87

Tabelle 6-17 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü1 mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,53	0,45
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226	
rechnerischer Erddruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m ²	4	165,8	214,2
gemessener Erddruck 15 cm über PE-Rohr	p_z	kN/m ²	5	30,8 ¹⁾	50,7 ¹⁾
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	$\frac{6}{5/4}$	0,19	0,24

¹⁾ Anhang B87

Die beiden Versuche mit zwei (Asphalt BK III) und einer Stahlplatte (Asphalt BK V) liefern übereinstimmende Ergebnisse mit erwartungsgemäß großen Reduktionen von bis zu 80%, vgl. Tabellen 6-16 und 6-17. Das Gleiche gilt für den Vergleich der normalen und der zentrischen Laststellung.

Hieraus folgt, dass die Bodenspannungen in Höhe der Erddruckgeber und damit auch über dem Rohrscheitel mit abnehmender Rohrsteifigkeit ebenfalls abnehmen: Für die normale Laststellung und BK III beim Betonrohr 44%, beim Gussrohr 72% und beim PE-Rohr 80%.

6.4.2 Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B

Nach Arbeitsblatt ATV-A 127, Abschnitt 6.1 [V1] lagern sich die Bodenspannungen in der Rohrscheittelebene über und neben dem Rohr aufgrund der unterschiedlichen Verformungsfähigkeit des Bodens um. Zur Untersuchung eines solchen Effektes bei konzentrierten Flächenlasten werden die Messungen der Erddruckgeber (EDG) in Scheittelebene mit den Ergebnissen der Nullversuche verglichen. Die Erddruckgeber wurden in 15 cm Höhe über dem Rohrscheitel eingebaut.

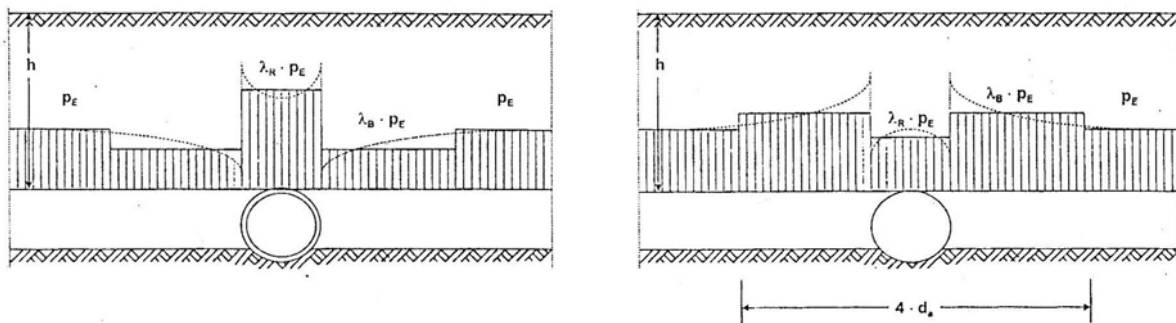


Bild 6-12 Umlagerung der Bodenspannungen nach A 127 [V1], Bild 7
(links: biegesteifes Rohr, rechts: biegeweiches Rohr)

Die Berechnung der Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B erfolgt mit dem Programm A127 [P3] zur statischen Berechnung erdbetteter Rohre. Die Berechnungsergebnisse sind in den Tabellen 6-18 bis 6-21 aufgeführt.

Die Ermittlung der Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B aus den Versuchsergebnissen erfolgt durch Vergleich der Ergebnisse der Nullversuche mit den Versuchsergebnissen bei zentrischer Einzellast (Z) und normaler Laststellung (NL). Es werden die Relativwerte der Messergebnisse berücksichtigt, also die Differenz der Bodenspannungen vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung mit $F_1 = 120$ kN.

Für die Ergebnisse aus den Nullversuchen werden die Messungen des Erddruckgebers E3 herangezogen, der zwischen dem Guss- und Betonrohrstrang im Bereich der Stahlplatten angeordnet ist, vgl. Bild 6-13. Für die Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R wurde der Prüfzylinder zentrisch über dem Erddruckgeber E3 angeordnet. Für die Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B wurde der Prüfzylinder um 50 cm in Richtung Gussrohrstrang verschoben. Dieser Abstand entspricht dem Abstand der seitlichen Erddruckgeber über dem Scheitel der Guss- und Betonrohre.

Die Konzentrationsfaktoren werden für die Versuche Z 120 und NL 120 mit $h = 0,88$ cm ($h_s = 0,66$ cm, Stahlplatten $2 \times t = 30$ mm entsprechend 22 cm Asphalt) ausgewertet. Da bei den Versuchen mit normaler Laststellung (NL) ein Erddruckgeber in der Scheittelebene zwischen zwei Radlasten positioniert ist, kann dieser nicht zur Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für die Spannungen neben dem Rohr herangezogen werden, vgl. Bild 6-13. Aus diesem Grund werden die Messergebnisse der folgenden Erddruckgeber ausgewertet: Auf der Betonrohrseite der Erddruckgeber EA80 und auf der Gussrohrseite der Erddruckgeber E520. Diese EDG haben einen Abstand von 50 cm zur Rohrachse.

Die Überdeckungshöhe der Nullversuche beträgt ebenfalls $h = 0,88$ cm, die Ergebnisse sind damit vergleichbar.

Die Konzentrationsfaktoren für PE-Rohre können über die oben beschriebene Vorgehensweise nicht ermittelt werden, da bei den Versuchen mit PE-Rohren nur die Überdeckungshöhe $h = 0,68$ cm untersucht werden konnte.

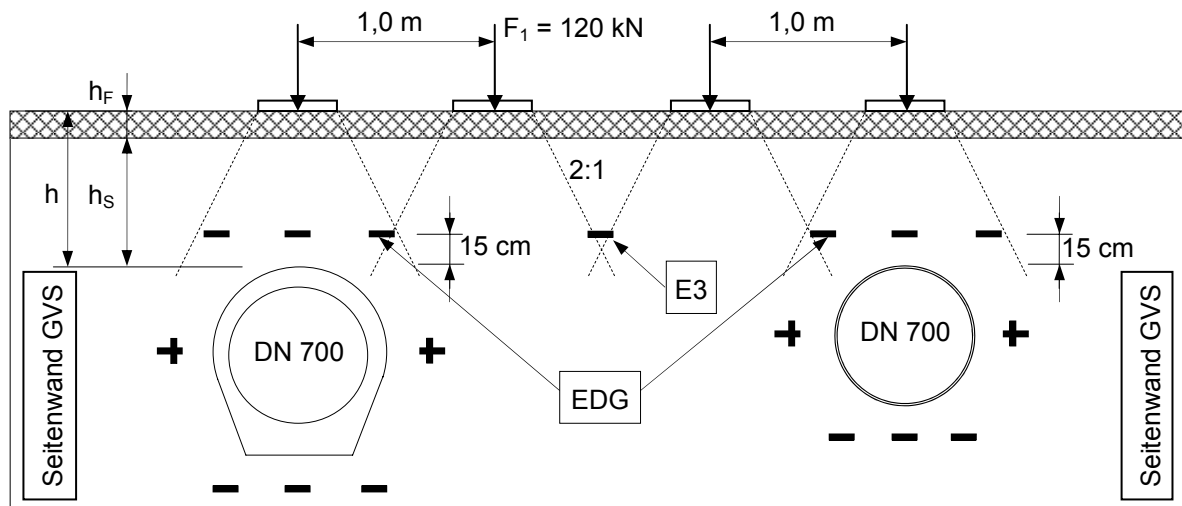


Bild 6-13 Lastausbreitung / Anordnung der Erddruckgeber im GVS über Guss- / und Betonrohren

a) Konzentrationsfaktor λ_R für Bodenspannungen über dem Rohr:

Tabelle 6-18 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R für den Versuch Z, $F_1 = 1 \cdot 120 \text{ kN}$

Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		Z 120 Ü0		Konzentrationsfaktor	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_R	$\lambda_{R,A127}$
-		kN	mbar	kN/m ²	mbar	kN/m ²	-	-
1	2	3	4	$\frac{5}{=(B4-A4)*0,1}$	6	$\frac{7}{=(B6-A6)*0,1}$	$8 = 7/5$	9
Beton	A	0	-219,0	-54,5 ¹⁾	-155,5	-90,1 ²⁾	1,65	1,23
	B	120	-763,5		-1056,9			
Guss	A	0	-219,0	-54,5 ¹⁾	-194,0	-58,5 ³⁾	1,07	0,94
	B	120	-763,5		-779,3			

¹⁾ Bild 6-2, ²⁾ Anhang B13, ³⁾ Anhang B47

Tabelle 6-19 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R für den Versuch NL, $F_1 = 120 \text{ kN}$,

Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		NL 120 Ü0		Konzentrationsfaktor	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_R	$\lambda_{R,A127}$
-		kN	mbar	kN/m ²	mbar	kN/m ²	-	-
1	2	3	4	$\frac{5}{=(B4-A4)*0,1}$	6	$\frac{7}{=(B6-A6)*0,1}$	$8 = 7/5$	9
Beton	A	0	-219,0	-54,5 ¹⁾	-92,3	-53,6 ²⁾	0,98	1,23
	B	120	-763,5		-628,3			
Guss	A	0	-219,0	-54,5 ¹⁾	-167,0	-26,7 ³⁾	0,49	0,94
	B	120	-763,5		-434,3			

¹⁾ Bild 6-2, ²⁾ Anhang B13, ³⁾ Anhang B47

Gemäß der Definition der Konzentrationsfaktoren im Arbeitsblatt A 127 [V1] müsste der Konzentrationsfaktor λ_R beim biegesteifen Betonrohr > 1 und beim biegeweichen Gussrohr < 1 sein. Beim Vergleich der Konzentrationsfaktoren λ_R , die aus den Versuchsergebnissen ermittelt wurden, fällt jedoch auf, dass der Konzentrationsfaktor des Gussrohrs beim Versuch Z 120 $\lambda_R = 1,07$ beträgt. Beim Versuch NL 120 beträgt der Konzentrationsfaktor $\lambda_R = 0,98 < 1$.

Die Tendenz, dass der Konzentrationsfaktor λ_R bei biegeweichen Rohren kleiner ist als bei biegesteifen Rohren, stimmt jedoch mit der Definition nach [V1] überein.

Bei den Versuchen mit einem Einzelrad (Z 120) liegen die Konzentrationsfaktoren für das Betonrohr und das Gussrohr über den Werten der Berechnung nach Arbeitsblatt ATV-A 127. Bei normaler Laststellung (NL 120) sind die gemessenen Konzentrationsfaktoren kleiner als die berechneten Werte. Dies kann auf eine Konsolidierung des Bodens bei den Versuchen mit normaler Laststellung durch die vorangegangenen Versuche mit 10^6 Lastzyklen zurückgeführt werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Berechnungen nach dem Arbeitsblatt ATV-A 127 nur die Umlagerung von Spannungen infolge einer gleichmäßig verteilten Bodenlast berücksichtigen, während bei den Versuchsergebnissen der Einfluss der Verkehrslasten als konzentrierte Flächenlast dominant ist.

b) Konzentrationsfaktor λ_B für Bodenspannungen neben dem Rohr:

Tabelle 6-20 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für den Versuch „Einzelrad“, $F = 1 \cdot 120$ kN

Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		Z 120 Ü0		Konzentrationsfaktor	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_B	$\lambda_{B,A127}$
-		kN	mbar	kN/m ²	mbar	kN/m ²	-	-
1	2	3	4	$\frac{5}{(B4-A4)} \cdot 0,1$	6	$\frac{7}{(B6-A6)} \cdot 0,1$	$8 = 7/5$	9
Beton	A	0	-164,6	-36,1 (Bild 6-2)	-243,2	-48,1	1,33	0,92
	B	120	-525,1		-724,6			
Guss	A	0	-164,6	-36,1 (Bild 6-2)	-124,2	-27,8	0,77	1,02
	B	120	-525,1		-402,3			

Tabelle 6-21 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für den Versuch NL-120-Ü0-S2

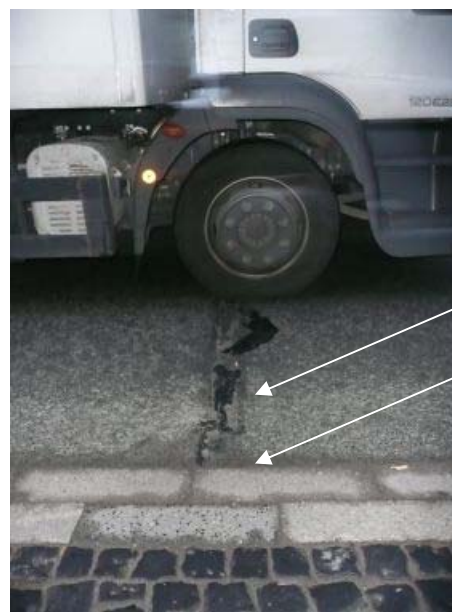
Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		NL 120 Ü0		Konzentrationsfaktor	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_B	$\lambda_{B,A127}$
-		kN	mbar	kN/m ²	mbar	kN/m ²	-	-
1	2	3	4	$\frac{5}{(B4-A4)} \cdot 0,1$	6	$\frac{7}{(B6-A6)} \cdot 0,1$	$8 = 7/5$	9
Beton	A	0	-164,6	-36,1 (Bild 6-2)	-187,2	-26,8	0,74	0,92
	B	120	-525,1		-455,0			
Guss	A	0	-164,6	-36,1 (Bild 6-2)	-140,9	-38,6	1,07	1,02
	B	120	-525,1		-527,0			

Entgegen der Tendenz der Konzentrationsfaktoren λ_B für Bodenspannungen *neben dem Rohr* sind die Konzentrationsfaktoren, die mit den Versuchen mit einer Einzellast (Z) ermittelt wurden, beim semiflexiblen Gussrohr kleiner und beim starren Betonrohr größer als Eins, vgl. Tabelle 6-21. Dagegen stimmen die Versuchsergebnisse bei normaler Laststellung (NL) mit der Theorie überein.

Die Konzentrationsfaktoren aus den Versuchen NL 120 liefern beim Betonrohr etwas kleinere Werte als das Arbeitsblatt ATV-A 127 und beim Gussrohr geringfügig größere Werte. Der Effekt der Spannungszunahme neben dem biegeweichen Rohren und der Verringerung der Spannungen neben biegesteifen Rohren tritt bei den Versuchen deutlicher hervor als beim Arbeitsblatt.

6.4.3 Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung)

Als Sonderfall wurde im IKT-Großversuchsstand der Lastfall „Kantenpressung“ mit dicht am Stahlplattenrand angeordneten Druckzylindern untersucht. Ein solcher Versuch kann z. B. Übergänge einer steifen Fahrbahn zu anderen Fahrbahnbefestigungen oder Risse im Straßenbelag beschreiben, vgl. Bild 6-14a. Bei dieser Lastkonfiguration werden die Radlasten nicht mehr gleichmäßig sondern näherungsweise dreieckförmig in den Baugrund übertragen, vgl. Bild 6-14b.



Querriss

Übergang
Asphalt / Pflasterung

Bild 6-14a) Praxisbeispiele für den Lastfall Kantenpressung, Querrisse im Straßenoberbau und Übergang zwischen unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten

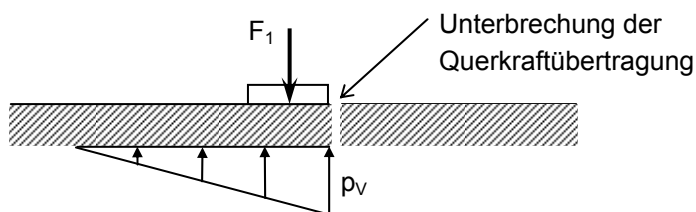


Bild 6-14b) Lastfall Kantenpressung mit dreieckförmiger Spannungsverteilung

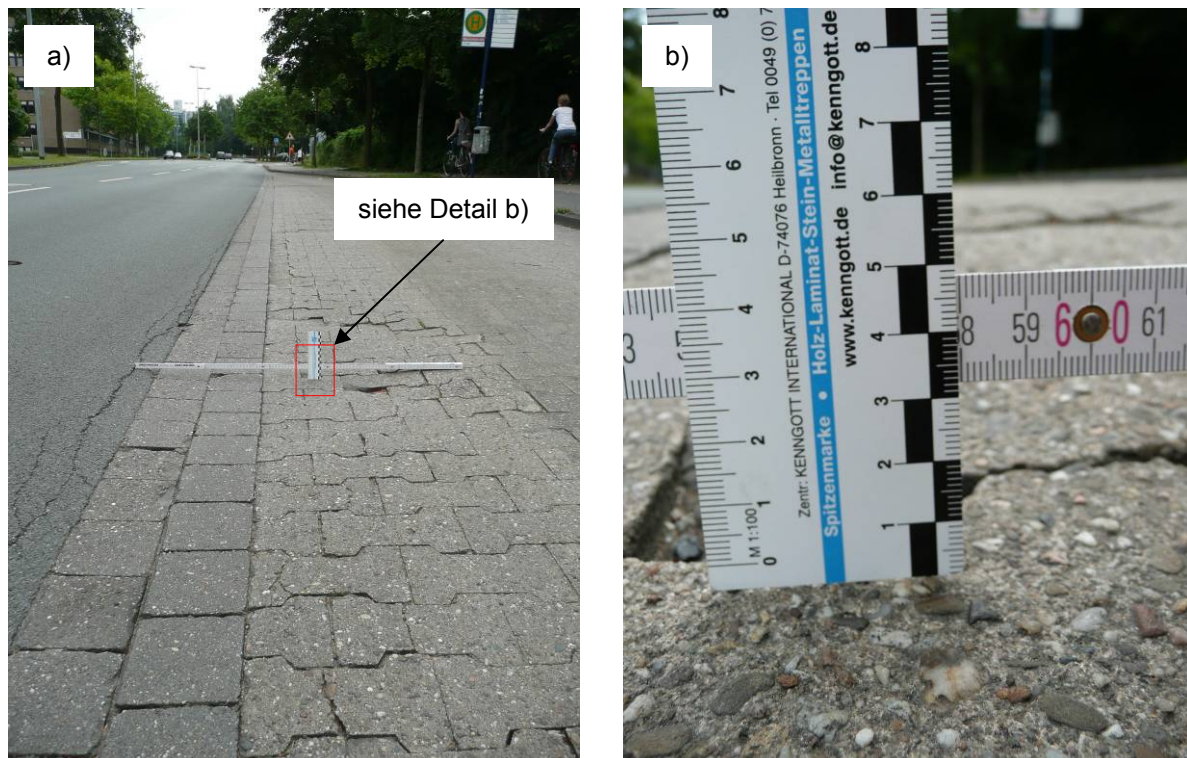


Bild 6-15a) gepflasterte Busspur: Spurrillen, gerissene Steine, Risse im angrenzenden Asphalt oberbau, b) Detail: Spurrillentiefe mit ca. 32 mm Tiefe

Über eine mit Bild 6-14 vergleichbare Situation wird in [30] berichtet: Für den Einbau von Versuchsrohren im offenen Graben wurde die Straßenbefestigung aufgeschnitten und wieder repariert. Im Bereich der Störung der Fahrbahnoberfläche wurden die Verformungen aus SLW-Überfahrten und Frosthebungen über einen längeren Zeitraum protokolliert.

Auch im Bereich von anderen Fahrbahnschäden wie Spurrillen, gerissenen Steinen einer Pflasterdecke usw. nach Bild 6-15 ist eine Mehrbelastung darunter liegenden Rohren anzunehmen.

Systematische Untersuchungen zu erdüberschütteten Rohren mit befestigter Fahrbahn sind eher die Ausnahme, vgl. Tabelle 2-1. Auswirkungen von Schäden an Fahrbahnen auf die Rohrbeanspruchungen sind bisher nahezu unerforscht, eine Berücksichtigung im Rahmen des Forschungsvorhabens „Mindestüberdeckungen“ ist daher nahe liegend und notwendig.

Da die Stahlplatten zur Simulation des Asphaltüberbaus keine Risse, Spurrillen oder andere plastische Verformungen ermöglichen, wird das Modell der unterbrochenen Kraftübertragung als ungünstige Belastungssituation gewählt. Die Positionierung der Hydraulikzylinder am Rand der Stahlplatten zur Realisierung dieser Situation ist Bild 3-16 zu entnehmen.

In den Tabellen 6-22 bis 6-24 werden die Rohrspannungen für die Laststellung Kantenpressung (KP) und die normale Laststellung (NL) auf einem Asphaltüberbau verglichen. Die jeweils zugehörigen Überdeckungshöhen sind beim Beton- und Gussrohr $h = 0,4$ m und beim PE-Rohr $h = 0,6$ m. Ausgewertet werden sowohl die Absolutwerte mit auf Null bezogenen Startwerten als auch die Relativwerte, also die Differenz der Bodenspannung vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung.

Tabelle 6-22 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **Betonrohres** (Innenseite)
 für $h = 0,40$ m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B2	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B2	Vergrößerungs- faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	$\mu\text{m/m}$	N/mm^2	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30\text{min}} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü2	A	0	1,10	0,66	2,88
	B	120	1,76		
KP 120 Ü2	A	0	1,14	1,90	
	B	120	3,04		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü2	A	120	-	1,76	1,73
KP 120 Ü2	B	120	-	3,04	

Tabelle 6-23 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **Gussrohres** (Innenseite)
 für $h = 0,40$ m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B36	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B36	Vergrößerungs- faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	$\mu\text{m/m}$	N/mm^2	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30\text{min}} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü2	A	0	28,4	7,19	4,19
	B	120	35,6		
KP 120 Ü2	A	0	40,5	30,09	
	B	120	70,6		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü2	A	120	-	35,60	1,98
KP 120 Ü2	B	120	-	70,63	

Tabelle 6-24 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **PE-Rohres** (Innenseite)
 für $h = 0,60$ m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B71	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B71	Vergrößerungs- faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	$\mu\text{m/m}$	N/mm^2	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30\text{min}} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü1	A	0	-1,19	-0,27	1,15
	B	120	-1,46		
KP 120 Ü1	A	0	-1,73	-0,31	
	B	120	-2,04		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü1	A	120	-	-1,46	1,40
KP 120 Ü1	B	120	-	-2,04	

Die Versuche mit einer Kantenpressung ergeben - verglichen mit der normalen Laststellung nach DIN-Fachbericht 101 [V7] - deutlich größere Rohrspannungen. Bei den Beton- und Gussrohren ist der Vergrößerungsfaktor der Relativwerte größer als der Vergrößerungsfaktor der Absolutwerte, bei dem PE-Rohr ist eine gegenteilige Tendenz zu beobachten. Die größte Spannungserhöhung wird für Rohre aus duktilem Gusseisen mit einem Faktor von ungefähr vier ermittelt.

Bei der geringsten Überdeckung $h = 0,4$ m sinken bei der Laststellung NL die Bodenspannungen gegenüber den höheren Überdeckungen deutlich ab (vgl. Anhang B13 und B47). Für diese Messungen wird auf einen Messfehler der Erddruckgeber geschlossen, der möglicherweise durch die hohe örtliche Belastung der Erddruckgeber bedingt ist, vgl. [U4].

Die Bodenspannungen beim Lastfall Kantenpressung sind dagegen bei allen Rohrwerkstoffen erheblich größer als bei den übrigen Versuchen und damit plausibel, vgl. die Anhänge B13, B47 und B87. Somit haben Straßenschäden oder Unstetigkeiten der Fahrbahnbefestigung mit gestörter Querkraftübertragung eine nicht zu vernachlässigende Mehrbelastung der Rohre zur Folge.

Ein Bemessungsverfahren für erdüberdeckte Rohre sollte daher Reserven für solche nicht außergewöhnlichen Fälle enthalten.

6.4.4 Spannungen im Straßenoberbau

Im Großversuchsstand wurde der Asphaltbelag durch eine bzw. zwei 30 mm dicke Stahlplatten simuliert und deren Einfluss auf die Boden- und Rohrspannungen gemessen. Versuchsergebnisse zu den Spannungen in der Fahrbahnbefestigung liegen jedoch nicht vor.

Um den Einfluss der Verformungen flach überdeckter Kanäle auf die Beanspruchungen in der Fahrbahnbefestigung abzuschätzen, wird das Finite Element Modell nach Abschnitt 7 mit elastischem Bodengesetz und spannungsabhängigem E-Modul modifiziert. Anstelle der Stahlplatte mit 37,8 mm äquivalenter Plattendicke und dem E-Modul von 210.000 N/mm² werden folgende Parameter gewählt:

- Asphaltstärke $t = 220$ mm für eine Fahrbahn der Bauklasse III nach [V8] und
- E-Modul der Asphaltstärke $E = 1065$ N/mm² für eine sommerliche Temperatur von ca. 35° C, vgl. [U3].

Als Verkehrslast wird die normale Laststellung (NL) nach DIN-Fachbericht 101 [V7] mit $F_1 = 120$ kN gewählt. Für die Berechnungen mit Rohren gilt die gleiche Gesamt-Überdeckungshöhe von 0,88 m. Es werden die folgenden Modelle verglichen:

- Boden ohne Rohr (Vergleichsberechnung)
- Boden mit Betonrohr DN 700 KW, konstante Wanddicke $s = 120$ mm
- Boden mit duktilem Gussrohr DN 700, Wanddicke $s = 9,8$ mm
- Boden mit PE-Wickelrohr, Rohrsteifigkeit SN 3,75 kN/m²

Die Auswertung der Fahrbahnspannungen erfolgt gemäß Bild 6-16 entlang der Pfade 1 und 2 in x- und y-Richtung. Von Interesse sind die Fahrbahnspannungen σ_x und σ_y in Pfadrichtung auf der Fahrbahnober- und der Fahrbahnunterseite. Die Ergebnisse sind in den Bildern 6-17 bis 6-20 dargestellt.

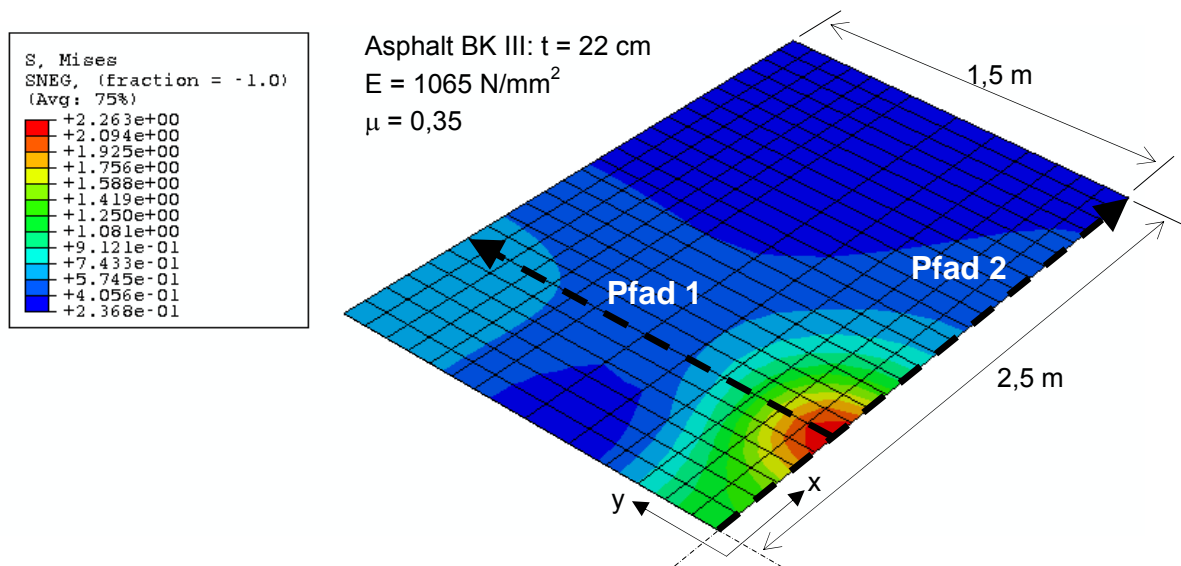


Bild 6-16 Pfade zur Auswertung der Spannungen im Asphaltbelag unter Belastung NL (doppelte Symmetrie, x = Rohrlängsachse)

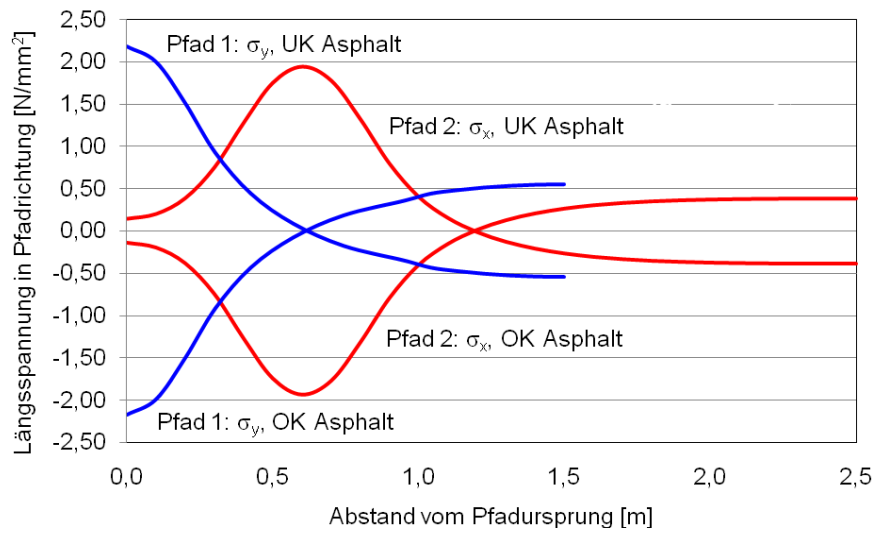


Bild 6-17 Fahrbahnspannungen für das Modell Boden ohne Rohr

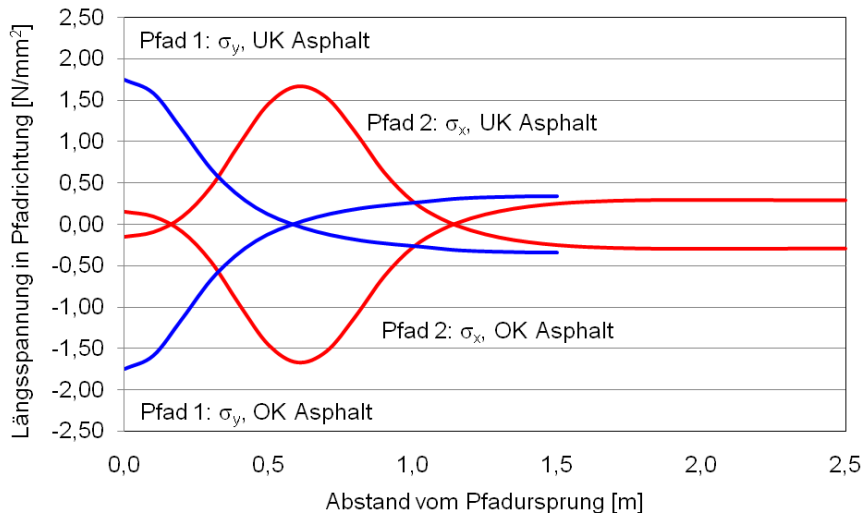


Bild 6-18 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem Betonrohr

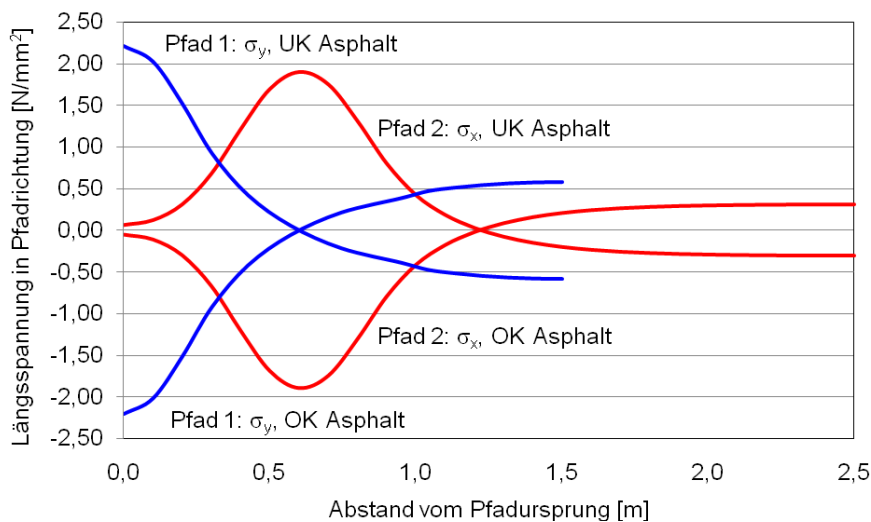


Bild 6-19 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem Rohr aus duktilem Gusseisen

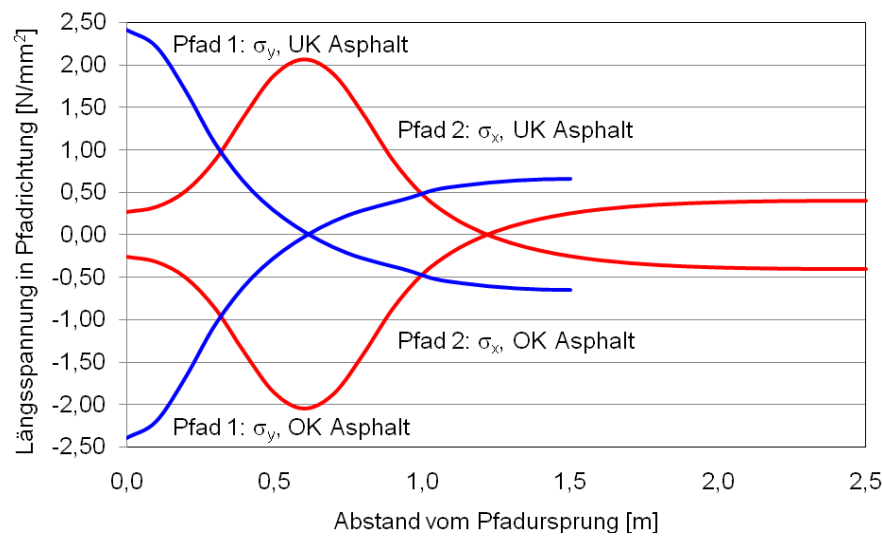


Bild 6-20 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem PE-Wickelrohr

Die Fahrbahnspannungen werden beim Nullversuch und bei allen Rohrwerkstoffen jeweils unter der Radlast extremal. In Tabelle 6-25 sind die Maximal- und Minimalwerte der Bilder 6-17 bis 6-20 zusammengefasst.

Tabelle 6-25 Maximale und minimale Spannungen des FE-Modells im Asphaltbelag BK III

Rohrwerkstoff	Pfad 1, vgl. Bild 6-16		Pfad 2, vgl. Bild 6-16	
	Querspannung OK Fahrbahn	Querspannung UK Fahrbahn	Längsspannung OK Fahrbahn	Längsspannung UK Fahrbahn
	$\sigma_{y,o}$ N/mm ²	$\sigma_{y,u}$ N/mm ²	$\sigma_{x,o}$ N/mm ²	$\sigma_{x,u}$ N/mm ²
Vergleichsrechnung ohne Rohr	-2,17	2,18	-1,93	1,94
Beton	-1,74	1,75	-1,66	1,67
Duktiles Gusseisen	-2,20	2,21	-1,89	1,91
PE (Polyethylen)	-2,40	2,42	-2,05	2,07

Über dem biegesteifen Betonrohr sind die Verformungen geringer, da die Fahrbahn durch das Rohr gestützt wird. Damit sind die Spannungen kleiner als im Modell ohne Rohr, vgl. Tabelle 6-25.

Bei einem biegeweichen Rohr aus PE ist die Verformung unter den Radlasten größer als im Fall ohne Rohr, was zu etwas größeren Spannungen in der Fahrbahnbefestigung führt. Der Spannungszuwachs beträgt in Rohrlängsrichtung 6% und in Querrichtung 11%.

Die Spannungen in der Fahrbahn über dem duktilen Gussrohr bleiben nahezu konstant, verglichen mit dem Modell ohne Rohr.

Bei Asphaltbefestigungen, die über flach überdeckten biegeweichen Rohren eingebaut werden, resultiert ein Spannungszuwachs, der bei der Bemessung der Asphaltdecke berücksichtigt werden sollte. Nach jetzigem Kenntnisstand und üblicher Praxis werden Fahrbahnbemessungen ohne Einfluss von Rohrleitungen durchgeführt. Der Einfluss von Rohrleitungen mit Nennweiten über DN 700 und von Überdeckungen unter 0,88 m auf den Fahrbahnbelag steigt weiter an, wie zusätzliche Berechnungen mit dem Finite Element Modell zeigen.

6.5 Längstragwirkung der Rohre

6.5.1 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse ausgewertet, mit deren Hilfe die Längstragwirkung der Rohre beurteilt werden kann.

Im Gussrohr wurden nur im mittleren Messquerschnitt MQ5 Dehnungsmessstreifen appliziert (vgl. Bild 17 im Bericht des IKT [U4]). Die Wegaufnehmer befinden sich im Abstand von $\pm 1,5$ m neben dem Messquerschnitt MQ5.

In Bild 6-21 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen (DMS) und induktiven Wegaufnehmer (WA) auf der Innenseite des PE-Wickelrohres dargestellt. Auf der lastabgewandten Seite wurden in 46,5 cm und 93,5 cm Abstand vom mittleren Messquerschnitt MQ 12 zusätzliche Dehnungsmessstreifen im Rohrscheitel angebracht, um Aussagen zur Längstragwirkung bei profilierten Rohren zu erhalten. Die Dehnungsmessstreifen wurden unter den Verstärkungsrippen positioniert, vgl. Bild 6-22.

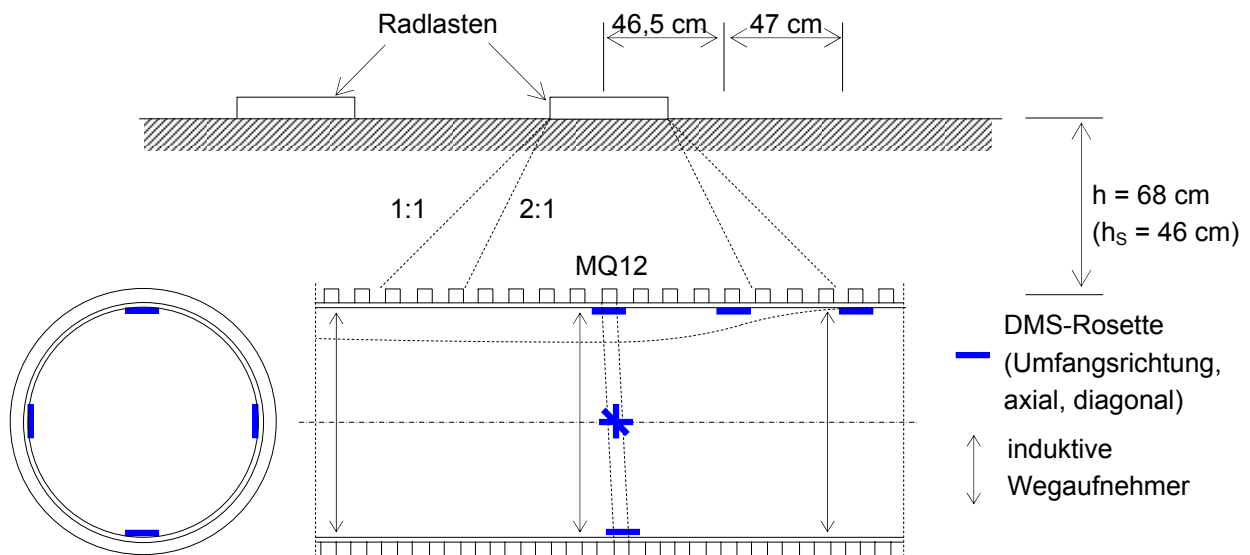


Bild 6-21 Lage der Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer im PE-Rohr DN 700

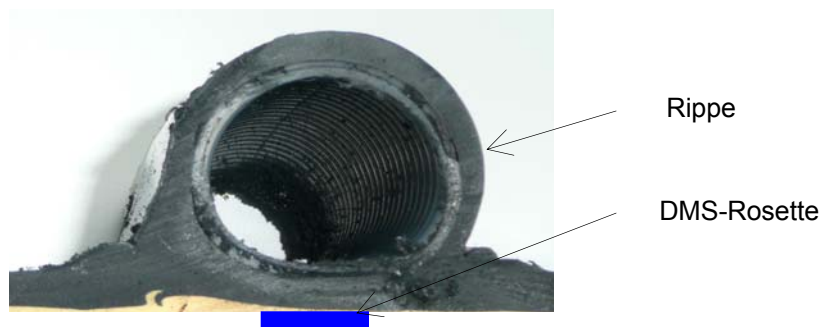


Bild 6-22 Lage der Dehnungsmessstreifen unter den Rippen des PE-Rohres

Bild 6-23 zeigt die Durchmesseränderungen der biegeweichen Rohre (duktiles Gussrohr und PE-Wickelrohr) bei normaler Laststellung nach DIN-Fachbericht 101 [V7]. Es sind die Rohrverformungen bei Fahrbahnbefestigungen der Bauklassen III und V nach RStO 01 [V8] aufgetragen.

Der Auswertung werden die Relativwerte der Messungen zugrunde gelegt, also die Differenz der Verschiebungen vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung mit $F_1 = 120$ kN.

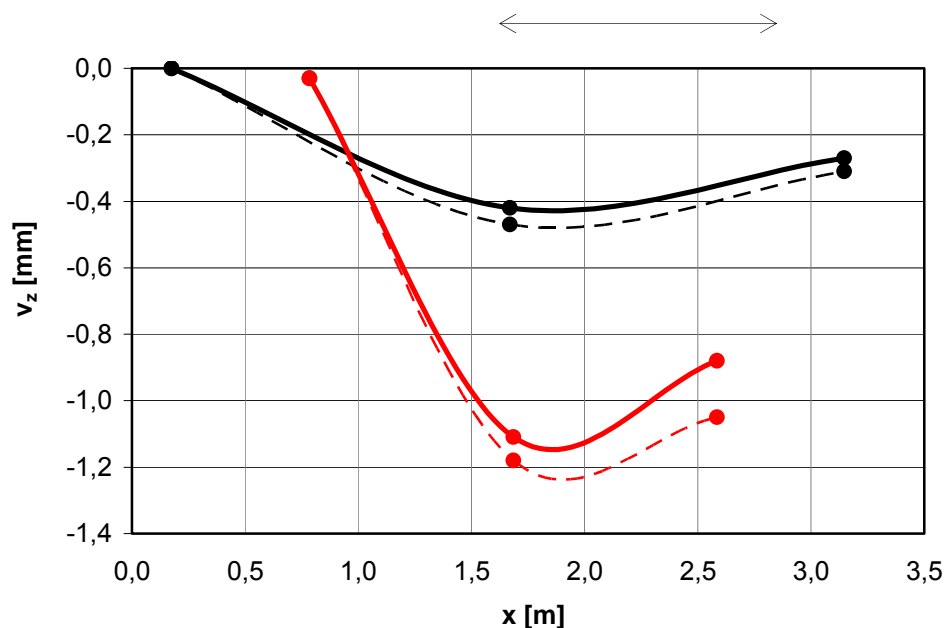


Bild 6-23 Verlauf der Rohrverformungen in Längsrichtung bei normaler Laststellung (NL), für Fahrbahnen der Bauklassen III und V, Markierung = Position der Wegaufnahme (Rohranfang: $x = 0$, Rohrende: $x = 3,55$ m)
Überdeckung BK III: $h = 0,88$ m, BK V: $h = 0,80$ m,
vgl. Anhang B44 (Guss) und B83 (PE)

Die Verformungen des profilierten PE-Wickelrohres haben eine geringere Ausbreitung in Rohrlängsrichtung als beim duktilen Gussrohr. Dies ist mit der Tragwirkung des Wickelrohres als orthotrope Schale zu erklären, die vorrangig in Umfangsrichtung erfolgt.

Zu den Verformungen in Längsrichtung gehören jedoch auch Längsspannungen, die in rohrstatischen Berechnungen meist nicht behandelt werden.

In Bild 6-24 sind die Umfangs- und Längsspannungen im Scheitel des PE-Rohres für die normale Laststellung (NL) unter der Radlast ($e = 0$), im Abstand von $e = 0,465$ m und $e = 0,935$ m aufgeführt. Es handelt sich hierbei um die Ergebnisse für den Versuch mit einem Fahrbahnoberbau der Bauklassen III und V nach [V8].

Die Längsspannungen im Abstand von $e = 0,935$ m von der Rohrmitte sind sehr groß und damit nicht plausibel. Diese Werte werden in der Auswertung nicht berücksichtigt und in Bild 6-24 mit Null angenommen.

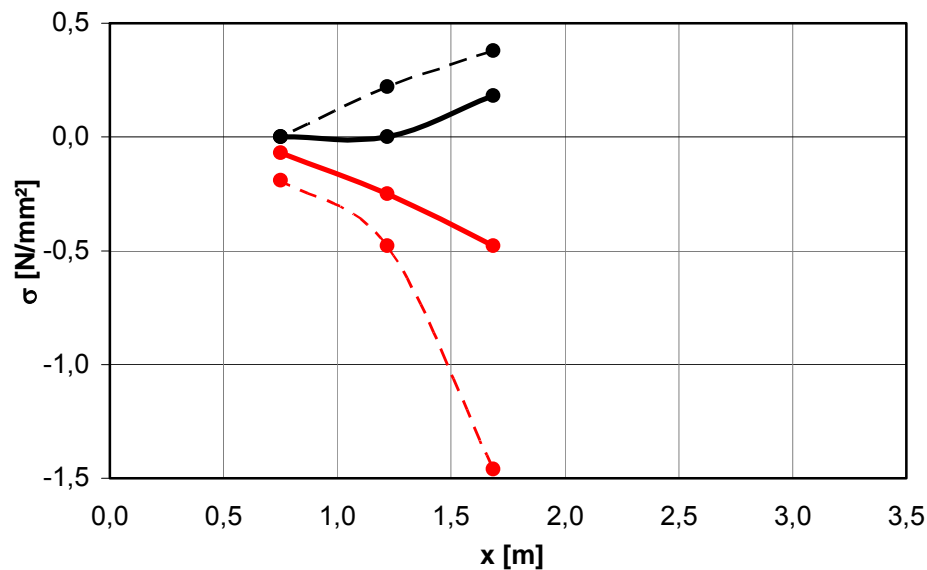


Bild 6-24 Verlauf der Umfangs- und Längsspannungen auf der Innenseite des PE-Rohrscheitels bei normaler Laststellung (NL) für Fahrbahnen der Bauklassen III und V, Markierung = Position der Dehnungsmessstreifen, (Rohranfang: x = 0, Rohrende: x = 3,55 m) vgl. Anhang B74 (Umfangsspannungen) und B78 (Längsspannungen)

Aus Bild 6-24 ist zu entnehmen, dass in *Umfangsrichtung* auf der Rohrinneinnenseite Druckspannungen entstehen, der PE-Rohrquerschnitt also überdrückt wird. In *Rohrlängsrichtung* treten dagegen Zugspannungen auf. Die Umfangs- und Längsspannungen nehmen mit zunehmendem Abstand von der Radlast rasch ab. Bei den Spannungsverläufen des Versuchs mit Asphaltoberbau der Bauklasse V ist zu erkennen, dass die Umfangsspannungen mit zunehmendem Abstand zur Radlast stärker abfallen als die Längsspannungen.

Beim Versuch mit einem Asphaltoberbau der Bauklasse III nach RStO 01 [V8] beträgt der Unterschied der Umfangs- und Längsspannungen

$$(1 - 0,18 / 0,48) \cdot 100\% = 62,5\% \quad (6-8)$$

Dies verdeutlicht, dass bei flachen Überdeckungen neben den Umfangsspannungen auch Längsspannungen entstehen, die in rohrstatischen Berechnungen ggf. zu berücksichtigen sind.

6.5.2 Rechnerische Abschätzung der Spannungen in Rohrlängsrichtung

Ein weiteres Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines einfachen und kalibrierten Rechenmodells für die Tragwirkung in Längsrichtung. Die Längstragwirkung wird im Arbeitsblatt ATV-A 127 bei Überdeckungen unter ca. 2 m genutzt, indem eine Lastausstrahlung unter dem Winkel 1:1,5 bis zur Rohrachse angenommen wird, vgl. hierzu [5]. Dies hat zur Folge, dass Rohre kleinerer Nennweite mit deutlich höheren Vertikallasten zu beaufschlagen sind als Rohre größerer Nennweiten.

Haben Rohre allerdings eine kurze Baulänge oder sind sie durch Querrisse geschädigt, so ist eine Lastabtragung in Längsrichtung nicht mehr möglich. In solchen Fällen ist eine Erhöhung der Verkehrs-

lasten angezeigt. Bei profilierten Kunststoffrohren ist die Höhe der Längstragwirkung bisher unbekannt.

Im Folgenden werden die Versuchsrohre DN 700 zur Abschätzung der Längstragwirkung durch ein elastisch gebettetes Stabwerk modelliert.

a) Betonrohr

Die Federsteifigkeit c der elastischen Bettung durch den Boden wird mit Hilfe der im Betonrohr gemessenen gleichmäßigen Einsenkung in den Boden $w_u = 1,43$ mm (vgl. Anhang C1) wie folgt ermittelt:

Mit der Gesamtlast $2F_1 = 2 \cdot 120 = 240$ kN bei normaler Laststellung (NL) und der Rohrfläche $A_R = d_a \cdot L = (0,7 + 2 \cdot 0,104) \cdot 2,5 = 2,27$ m² folgt für die Federsteifigkeit näherungsweise:

$$c = \sigma / w_u = 2F_1 / A_R / w_u$$

$$= 240 / 2,27 / 0,00143 = 73.930 \text{ kN/m}^3.$$

Die Steifigkeit der Einzelfedern beträgt bei einer Teilung des Rohrbalkens in 10 Stäbe

$$C = c \cdot d_a \cdot L / 10 = c \cdot A_R / 10$$

$$= 73.930 \cdot 2,27 / 10 = 16.780 \text{ kN/m}.$$

Die Gesamtbelastung aus zwei Radlasten wird im Balkenmodell näherungsweise durch drei Knotenlasten im Abstand $L/10 = 0,25$ m beschrieben:

$$F_1 = 240 / 2 = 120 \text{ kN und } F_2 = F_3 = 120 / 2 = 60 \text{ kN (vgl. Bild 6-25).}$$

Die Wanddicke im Scheitel des Betonrohres beträgt $s_2 = 120$ mm, vgl. Anhang E. Sie wird näherungsweise konstant angenommen.

Elastisch gebettetes Rohr

*** Eingaben

* Betonrohr KFW DN 700

Rohrwerkstoff: Beton			
Elastizitätsmodul	ER	=	30000 N/mm ²
Biegezugfestigkeit	fy,k	=	900 N/mm ²
Innendurchmesser	di	=	700,0 mm
Wanddicke	s	=	120,0 mm
Rohrlänge	LR	=	2,5 m
Teilung	nT	=	10
Flächenmoment 2. Grades	Iy	=	2,65E-02 m ⁴
Widerstandsmoment	Wy	=	5,65E-02 m ³

* Bodenbettung

Bettungsmodul des Bodens	cB	=	73930 kN/m ³
Federsteifigkeit je Knoten $cK = cB \cdot d_a \cdot LR / nT$	cK	=	17373,55 kN/m

* Belastung

Scheitelbelastung	qv	=	55,95 kN/m ²
max. Knotenlast $Fz = qv \cdot d_a \cdot LR / nT$	Fz	=	120,00 kN

FEM3 - Belastung, LF 1: p

Knotenlasten

Knoten	Fx [kN]	Fz [kN]	M [kNm]
10	0,000	60,000	0,000
12	0,000	120,000	0,000
14	0,000	60,000	0,000

Bild 6-25 Eingaben für das elastisch gebettete Betonrohr unter der Gesamtlast, vgl. Anhang D

Die Schnittgrößen und Verformungen sind Bild 6-26 zu entnehmen. Die Einsenkung des Balkens in den Boden ist nahezu konstant, aufgrund der Kalibrierung der Federsteifigkeit sind die berechnete und die gemessene Verformung gleich groß: $w_u = 1,40 \text{ mm} \cong 1,43 \text{ mm}$ (vgl. Anhang C1).

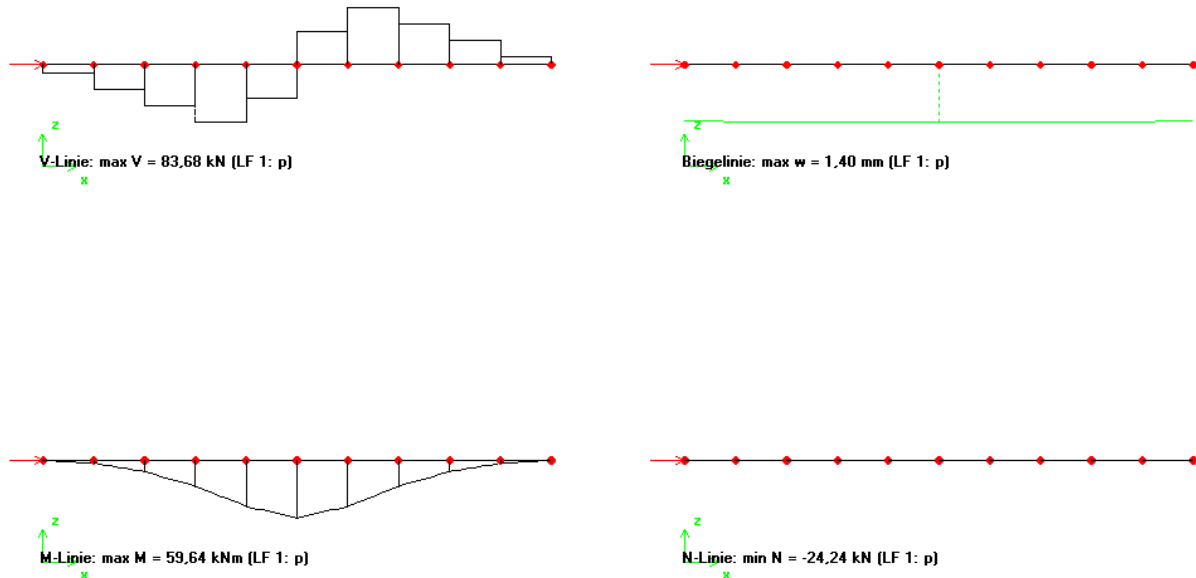


Bild 6-26 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten Betonrohres DN 700 mit 2,5 m Länge

Die Verformungen sind in Längsrichtung nahezu konstant, es findet eine vertikale Starrkörperverschiebung von 1,4 mm nach unten statt, vgl. Bild 6-26 und Anhang D, Seite X1.

Die ungefähren Spannungen in Längsrichtung werden aus dem maximalen Biegemoment wie folgt ermittelt:

$$\max M_x = 59,64 \text{ kNm, vgl. Bild 6-26}$$

$$W_x \cong \pi / 32 \cdot (0,94^4 - 0,70^4) / 0,94 = 0,0564 \text{ m}^3$$

$$\sigma_x \cong M_x / W_x = \pm 59,64 / 0,0564 = \pm 1057 \text{ kN/m}^2 = \pm 1,06 \text{ N/mm}^2$$

Eine genauere Ermittlung der Spannungen ist durch Berücksichtigung der Verteilung der Scheitel-lasten möglich, vgl. hierzu Abschnitt 7.

In den folgenden Berechnungen für die biegeweichen Rohre (duktiles Gusseisen und PE) wird nur die mittlere Radlast $F_1 = 120 \text{ kN}$ angesetzt und in der gleichen Weise wie beim Betonrohr verteilt. Durch die Vernachlässigung der zweiten Radlast im Abstand von 1,2 m ergeben sich symmetrische Beanspruchungen.

b) duktiles Gussrohr

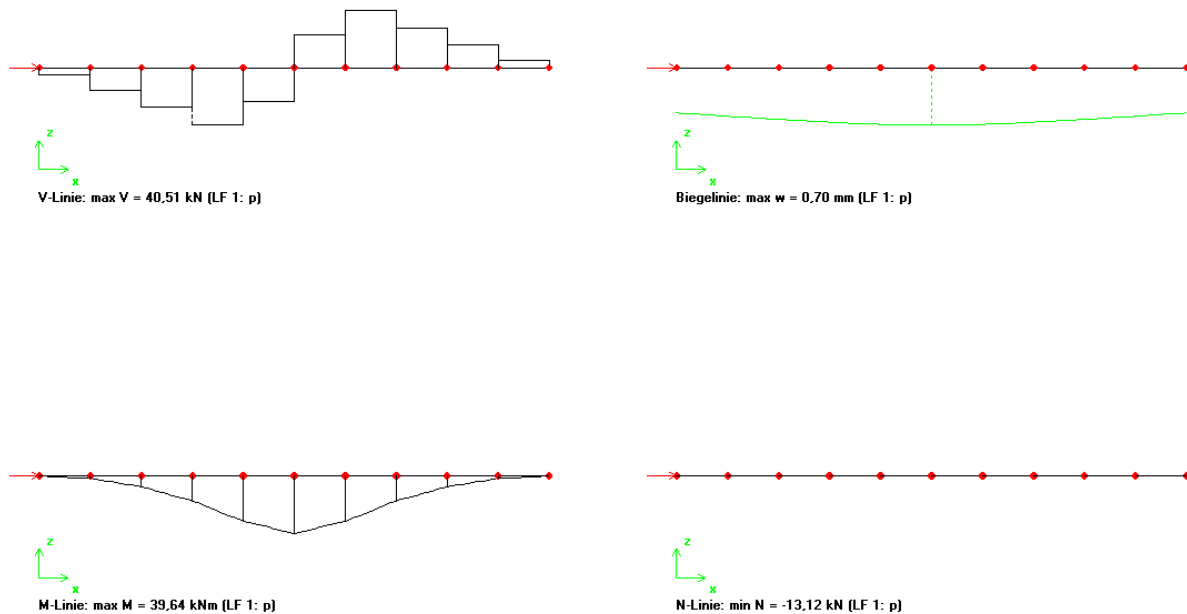


Bild 6-27 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten Rohres DN 700 aus duktilem Gusseisen mit 3,5 m Länge

Die Wanddicke des Gussrohres beträgt $s = 9,8$ mm, vgl. Anhang E.

Die Verformungen sind in Längsrichtung veränderlich: Zur vertikalen Starrkörperverschiebung von 0,7 mm (Bild 6-27) kommt eine Biegeverformung von 0,15 mm, vgl. Anhang D, Seite X4.

Die Spannungen in Längsrichtung werden wie folgt ermittelt:

$$\max M_x = 39,64 \text{ kNm, vgl. Bild 6-27}$$

$$W_x = \pi / 32 \cdot (0,7196^4 - 0,70^4) / 0,7196 = 0,003824 \text{ m}^3$$

$$\sigma_x = M_x / W_x = \pm 39,64 / 0,003824 = \pm 10.370 \text{ kN/m}^2 = \pm 10,37 \text{ N/mm}^2$$

Die gemessenen Spannungen sind höher als die des Berechnungsmodells. Dies ist damit zu begründen, dass zur Balkenbiegung noch Spannungen aus örtlicher Biegung des Rohrscheitels hinzukommen. Die örtlichen Spannungen können nur mit Hilfe eines dreidimensionalen Finite Element-Modells ermittelt werden.

Für diese Untersuchungen wird vereinfachend ein 7 m langes ungebettetes Gussrohr mit Endeinspannungen gewählt. Das Rohr wird in der Mitte auf einer Fläche von $0,7 \text{ m} \times 0,7 \text{ m}$ durch die vertikale Bodenspannung $q_v = 0,1 \text{ N/mm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$ belastet (Einheitsbelastung).

Die Verformungen sind Bild 6-28, die Spannungen in Rohrumfangsrichtung Bild 6-29a und die Spannungen in Rohrlängsrichtung Bild 6-29b zu entnehmen.

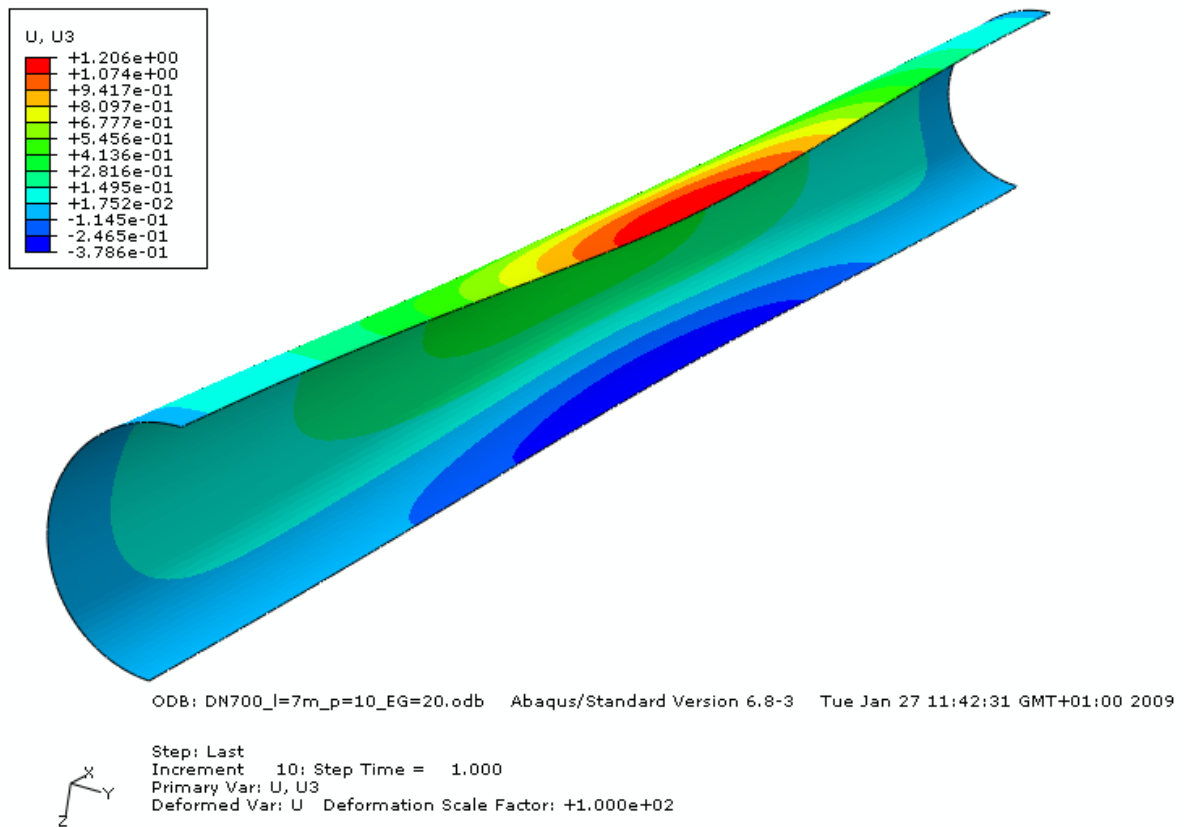


Bild 6-28 Vertikalverformungen w (U_3) des Gussrohres (Skalierungsfaktor 100)

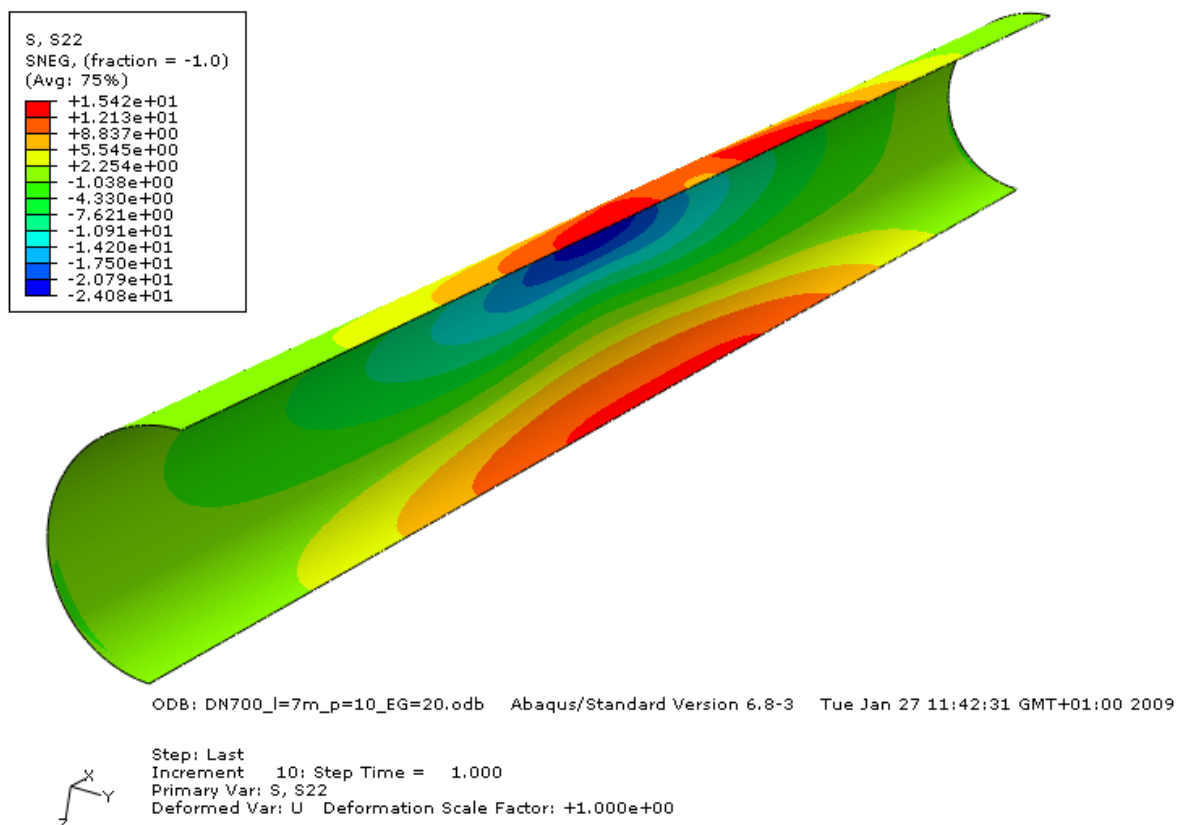


Bild 6-29a Umfangsspannungen σ_ϕ (S_{22}) auf der Innenseite des Gussrohres

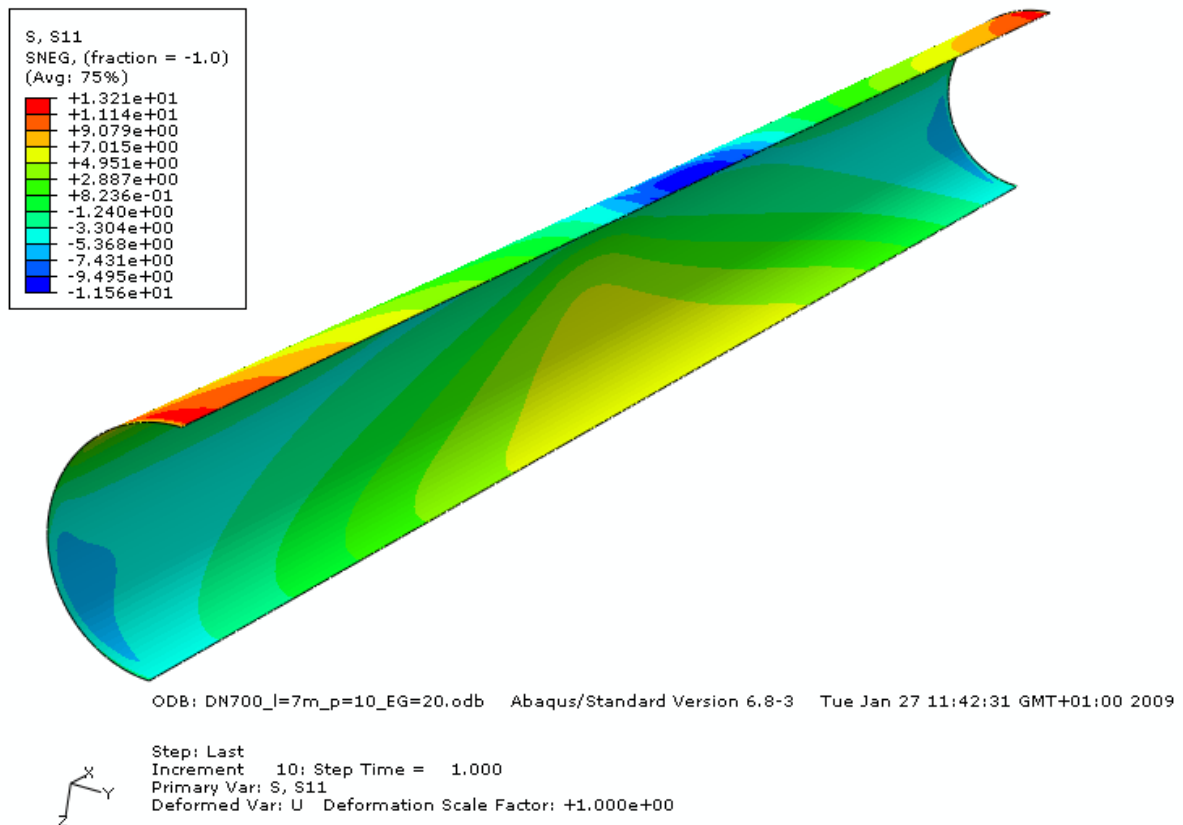


Bild 6-29b Längsspannungen σ_x (S11) auf der Innenseite des Gussrohres

Aus der Einheitsbelastung resultieren die maximale Verformung $w_o = 1,21$ mm und die maximalen Spannungen im Rohrscheitel innen $\sigma_\phi = 15,4$ N/mm² und $\sigma_x = -11,6$ N/mm², vgl. Bild 6-29 bis 6-31.

Diese Werte sind mit der Bodenspannung für die betrachtete Laststellung zu korrigieren. Für die Laststellung NL folgt beim Gussrohr: $q_v = 57$ kN/m² und damit der Korrekturfaktor $57 / (100 \cdot 0,7^2) = 1,16$.

Ferner sind die Verformungs- und Spannungsanteile aus der Biegung des beidseitig eingespannten Balkens unter Einzellast F abzuziehen:

Mit dem Flächenmoment des Rohres

$$I_x = \frac{\pi}{64} \cdot (0,738^4 - 0,7184^4) = 0,001486 \text{ m}^4$$

folgt
$$\Delta w = \frac{F \cdot l^3}{192 \cdot EI} = \frac{49 \cdot 7^3}{192 \cdot 1,7 \cdot 10^8 \cdot 0,001486} = 0,00139 \text{ m} = 0,35 \text{ mm}$$

und
$$\Delta \sigma_x = -\frac{M_x}{W_x} = -\frac{49 \cdot 7}{8 \cdot 0,001486} \cdot \frac{0,738}{2} = -10650 \text{ kN/m}^2 = -10,65 \text{ N/mm}^2$$

Damit ergeben sich die Verformungen und Spannungen:

$$w_o = 1,16 \cdot (1,21 - 0,35) = 1,00 \text{ mm}$$

$$\sigma_x = 1,16 \cdot (-11,6 + 10,6) = -1,2 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_\phi = 1,16 \cdot (15,4 + 0) = 17,9 \text{ N/mm}^2$$

c) PE-Wickelrohr

Die Grundwanddicke des PE-Wickelrohres beträgt $s = 4,5 \text{ mm}$, vgl. Anhang E.

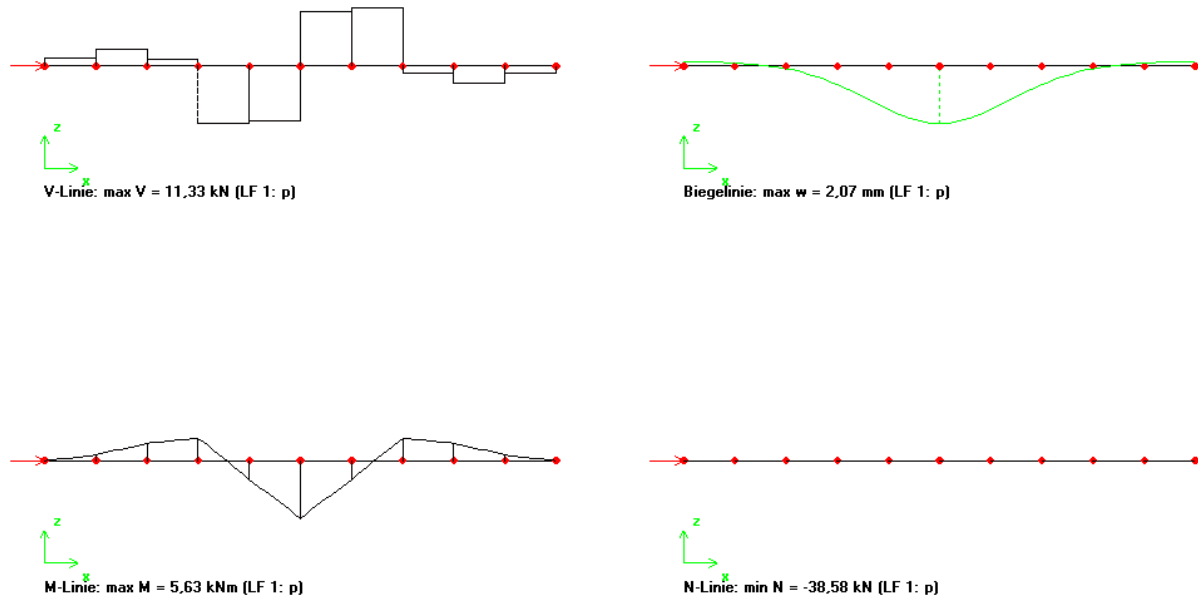


Bild 6-30 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten PE-Wickelrohres DN 700 mit 3,55 m Länge

In Längsrichtung ist eine ausgeprägte Biegeverformung von maximal 2,07 mm nach unten festzustellen, die Rohrenden verformen sich dagegen geringfügig um -0,10 mm nach oben, vgl. Bild 6-30 und Anhang D, Seite X7. Bedingt durch die Erdauflast und ggf. eine Fahrbahnbefestigung führen die negativen Randverformungen nicht zu einem Abheben des elastisch gebetteten Balkens, vielmehr sind die Endbereiche des Rohres im Boden eingespannt.

Aus den Schnittgrößen werden die Spannungen in Längsrichtung werden wie folgt ermittelt:

$$\max M_x = 5,63 \text{ kNm, vgl. Bild 6-30}$$

Mit der Grundwanddicke $s = 4,5 \text{ mm}$ folgt das Widerstandsmoment:

$$W_x = \pi / 32 \cdot (0,709^4 - 0,70^4) / 0,709 = 0,001742 \text{ m}^3$$

$$\sigma_x = M_x / W_x = \pm 5,63 / 0,001742 = \pm 3232 \text{ kN/m}^2 = \pm 3,23 \text{ N/mm}^2$$

Da in der Berechnung der Längsspannungen nur die Grundwanddicke des Wickelrohres ohne Versteifungsrippen berücksichtigt ist, sind die Längsspannungen etwas überschätzt.

Treten unter der Lastangriffsstelle Spannungen unterschiedlichen Vorzeichens in Umfangs- und Längsrichtung auf (vgl. Messergebnisse in Bild 6-24), so kann dieser Fall bemessungsrelevant werden, es ist ein Nachweis der Vergleichsspannungen zu führen. Für Thermoplaste ist für diesen Nachweis das konische Bruchkriterium geeignet.

d) Zusammenfassung zur Längstragwirkung

In Tabelle 6-26 sind die Messwerte aus den Belastungsversuchen und die Ergebnisse der Berechnungsmodelle zusammengefasst.

Tabelle 6-26 Vergleich der Verformungen und Längsspannungen im Rohrscheitel innen für die Laststellung NL, Asphaltoberbau BK III: Messungen und Berechnungsmodelle

Werkstoff	Wanddicke	Verformung v_z [mm]		Längsspannung σ_x [N/mm ²]	
	s [mm]	Versuch	Modell	Versuch	Modell
Beton	120 (Mittelwert)	1,43	1,40	-	1,06
Duktiles Gusseisen	9,8	0,45	0,70 (1,0)	-7,0 (Anhang B38)	-10,4 (-1,2)
PE 100	4,5 (Grundwanddicke)	1,15	2,07	+0,18	-3,23

Die eingeklammerten Werte für das Gussrohr sind mit einem dreidimensionalen Finite Element-Modell berechnet, vgl. Bilder 6-29 bis 6-31. Hierbei handelt es sich um die örtliche Verformung und maximale Längsspannung in der Mitte einer eingespannten Rohrschale, die nicht im Boden gestützt ist.

Die Werte für das PE-Wickelrohr sind nur bedingt vergleichbar, da die räumliche Berechnung mit der Grundwanddicke $s = 4,5$ mm durchgeführt wurde (= isotropes Schalenmodell). Die Tragwirkung erfolgt jedoch vorrangig in der Umfangsrichtung, damit dürften die rechnerischen Längsspannungen kleiner ausfallen. Zur Verbesserung des Berechnungsmodells für orthotrope Schalen (profilierte Kunststoffrohre) sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

6.5.3 Stabilitätsuntersuchung der Rohrschale

Die Beullasten von flach überdeckten biegeweichen Rohren, bei denen nicht nur die Umfangs- sondern auch die Längstragwirkung erfasst werden muss, können mit bekannten Nachweisverfahren nicht oder nur sehr ungenau ermittelt werden.

Während der Versuche an den biegeweichen Rohren (duktiler Gusseisen und Polyethylen) traten keine erkennbaren Beulerscheinungen und keine plastischen Verformungen auf. Im Folgenden wird für das Rohr aus duktilem Gusseisen das vereinfachte Modell im Abschnitt 6.5.2, Bilder 6-29a-c auf der sicheren Seite für flache Überdeckungen verwendet: Freies Rohr mit 7 m Länge, beidseitig eingespannt, Vernachlässigung der Bodenbettung.

Für die Finite Element-Berechnung wird das für duktiler Gusseisen gültige nichtlineare σ/ϵ -Diagramm zugrunde gelegt, um die Traglast des Systems zu erhalten. Als fiktive vertikale Grenzbelastung wird der Wert $q_v = 4$ N/mm² = 4000 kN/m² wie im Abschnitt 6.5.2 in Rohrmitte auf einer Fläche von 0,7 m \times 0,7 m aufgebracht. q_v wird mit einem kleineren Anfangswert beginnend schrittweise gesteigert, bis ein Versagen des Systems durch große Verformungen angezeigt wird.

Im vorliegenden Fall tritt das Versagen bei einem Lastfaktor von 0,4337 auf, vgl. Bild 6-31. Hieraus folgt eine kritische Radlastlast von

$$\text{krit } F = 0,4337 \cdot 4000 \cdot 0,7^2 = 850 \text{ kN.}$$

Die maximale Radlast der Versuche von $F_1 = 120$ kN ist deutlich kleiner als krit F, ein Beulversagen des Gussrohres während der Versuche ist damit ausgeschlossen.

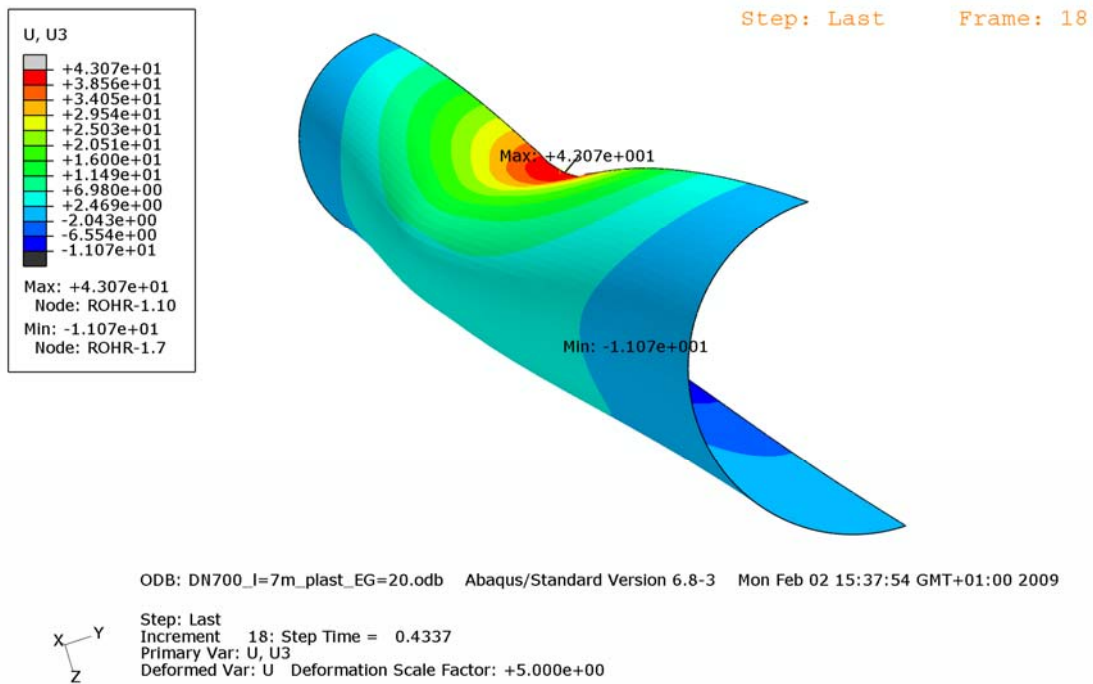


Bild 6-31 Verformungen des freien Gussrohres bei Erreichen der Grenzlast (Skalierungsfaktor 5)

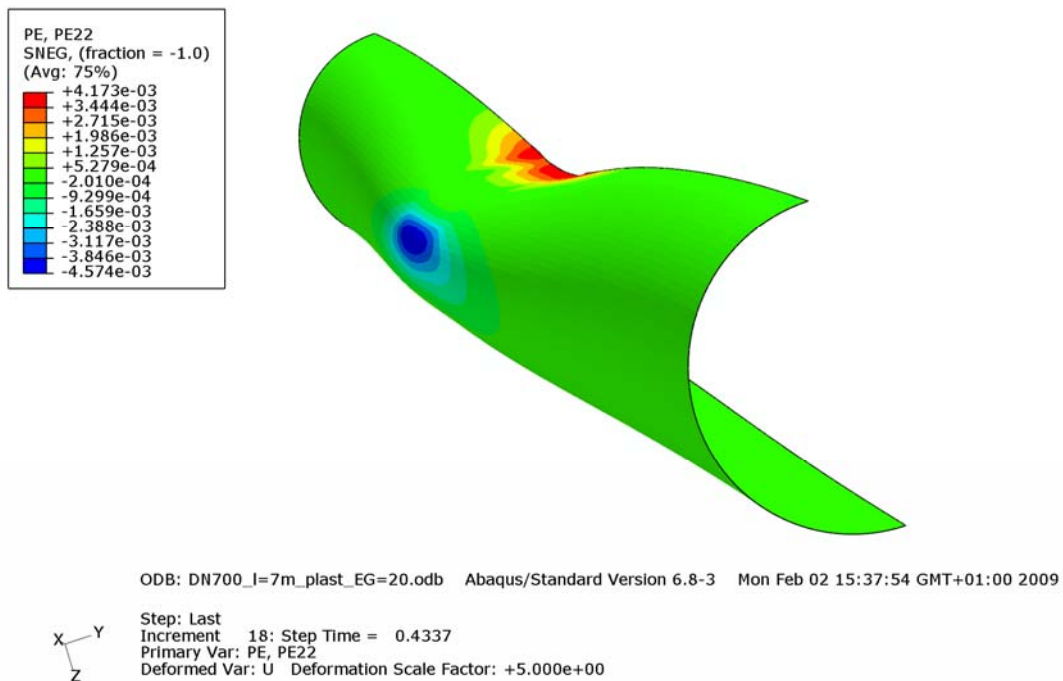


Bild 6-32 Plastische Umfangsdehnungen des freien Gussrohres bei Erreichen der Grenzlast

Die Beulform in Bild 6-31 stimmt gut mit den Versagensformen in der Arbeit von Watkins et al. [2] überein. Die dreidimensionale Lastabtragung und der dreidimensionale Bruchmechanismus sind deutlich zu erkennen.

In der Arbeit von Watkins wird als Ergebnis von systematischen Modellversuchen die folgende Bemessungsformel für die kritische Radlast angegeben:

$$\frac{W}{E'D^2} = 160 \left(\frac{EI}{E'D^3} \right)^{0,5} \cdot \left[0,0071 \cdot \left(\frac{Z}{D} \right)^2 + 0,0014 \right] \quad (6-9)$$

Mit Einführung der Bezeichnungen $W = F$ für die Radlast, $Z = h$ für die Überdeckung, $E' = E_2$ für den Verformungsmodul des Bodens und $S_{Bh} = 0,6 \cdot E_2$ für die horizontale Bodensteifigkeit und mit weiteren Umformungen lässt sich aus Gl. (6-9) die Beziehung

$$\text{krit } F = 2 \cdot \kappa_{v2} \cdot \sqrt{S_R \cdot S_{Bh}} \cdot (h^2 + 0,2 \cdot d_m^2) \quad (6-10)$$

gewinnen, in der $\kappa_{v2} (\cong 0,2$ für sehr geringe Werte von V_{RB} , also sehr kleine Wanddicken) der Abminderungsfaktor für plastisches Bodenverhalten ist. Wird der Ausdruck $h^2 + 0,2d_m^2$ näherungsweise als Belastungsfläche A interpretiert, so wird $\text{krit } F / A = \text{krit } q_v$ die kritische Bodenspannung in der Rohrscheitelebene nach Arbeitsblatt ATV-A 127, Gl. (9.06a).

Damit kann die Beugleichung nach Watkins et al. näherungsweise in die Beugleichung des Arbeitsblattes ATV-A 127 überführt werden. Bei sehr geringen Überdeckungen wird im Arbeitsblatt die Anwendung der ungünstigeren Gleichung (9.08) für $\text{krit } p_a$ ($p_a =$ Wasseraußendruck) auch für die kritischen Verkehrslasten empfohlen. Da diese Beullasten das ca. 0,4fache von $\text{krit } q_v$ betragen, müsste der Abminderungsfaktor in diesem Fall mit $\kappa_{v2} \cong 0,36$ angesetzt werden.

Mit $S_R = 8S_0 = 8 \cdot (1,7 \cdot 10^5 / 12) \cdot (9,8 / 728,2)^2 = 0,276 \text{ N/mm}^2$

und $S_{Bh} = 0,6 \cdot E_2 = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ N/mm}^2$

folgt für eine Mindestüberdeckung von $h = 400 \text{ mm}$ und $\kappa_{v2} = 0,9$

$$\text{krit } F_{\text{max}} = 2 \cdot 0,9 \cdot \sqrt{0,276 \cdot 16} \cdot (400^2 + 0,2 \cdot 728,2^2) = 4,01 \cdot 266 \cdot 10^3 \text{ N} = 1067 \text{ kN}$$

und mit $\kappa_{v2} = 0,4 \cdot 0,9 = 0,36$

$$\text{krit } F_{\text{min}} = 1067 \cdot 0,4 = 427 \text{ kN.}$$

Für beide Abschätzungen gilt wieder, dass die in den Versuchen aufgebrauchten Radlasten $F_1 = 120 \text{ kN}$ deutlich geringer sind.

Zur Gleichung (6-9) sind allerdings die folgenden Anmerkungen zu ergänzen:

- Eine Inkonsistenz der Gleichung (6-9) ergibt sich für den Grenzwert E' gegen Null (freies Rohr), für den die kritische Last $\text{krit } F$ gleich Null wird. Wie die Ergebnisse in Bild 6-31 und Bild 6-32 zeigen, ist dies jedoch keineswegs der Fall, das Rohr hat auch im ungestützten Fall eine erhebliche Tragkraft. Sehr kleine Überdeckungen sind ebenfalls als ungestützt zu betrachten, da es zu einem Versagen der seitlichen Bettung infolge Grundbruch kommen kann.
- Eine Ähnlichkeit der Gleichung (6-9) mit $\text{krit } q_v$ nach ATV-A 127 ist nur für Werte $V_{RB} < 10^{-4}$ vorhanden. Für größere Werte von V_{RB} konvergiert κ_{v2} gegen 0,9, vgl. Diagramm D11 in ATV-A 127.

Bei flach überdeckten Wickelrohren aus Polyethylen ist die Ermittlung von Beullasten noch schwieriger, da einerseits für die vorliegende Belastung in der Literatur keine Beullasten für orthotrope Schalen vorliegen und andererseits das zeitabhängige Verhalten (Kriechen) von Thermoplasten einbezogen werden muss.

6.6 Stoßartige Belastung

Ergänzend zu den Versuchen mit Laststellungen nach DIN-Fachbericht 101 [V7] wurden im Großversuchsstand (GVS) Versuche mit stoßartiger Belastung durchgeführt. In der Praxis können stoßartige Belastungen z. B. durch Überfahren von Schlaglöchern, durch Unwucht oder Bremsen auftreten.

Mit Hilfe einer stoßartigen Belastung durch Abwurf einer Last im Großversuchsstand kann zudem die Reaktion einer biegeweichen PE-Rohrleitung im Vergleich zu starren Rohren durch Aufzeichnung der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen an der Erdoberfläche getestet werden.

In den Bildern 6-32 bis 6-34 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Während der Fallversuche werden die Verschiebungen im PE-Rohr aufgezeichnet. Mit Hilfe eines Messgerätes zur Beschleunigungsmessung wird die durch stoßartige Belastung erzeugte Schwinggeschwindigkeit und die Beschleunigung im Boden im Abstand von 3,9 m bis 4,3 m vom Ort der Belastung aufgezeichnet, vgl. Bild 6-34.



Bild 6-32 Versuchsaufbau für Versuche mit stoßartiger Belastung

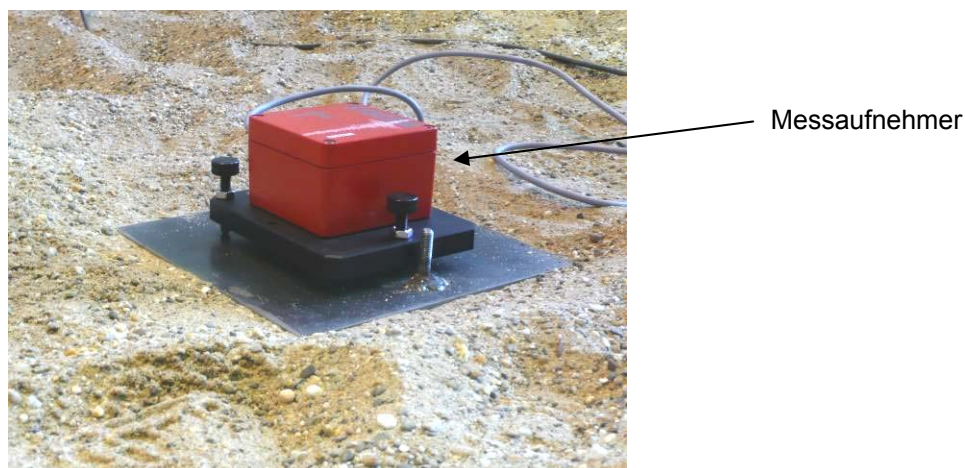


Bild 6-33 Messaufnehmer für Schwinggeschwindigkeiten in x-, y- und z-Richtung

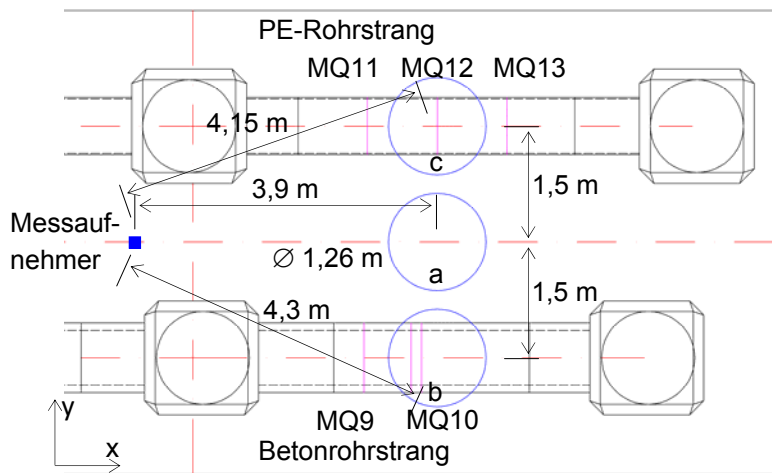


Bild 6-34 Lage der Abwurfstellen a bis c und des Messaufnehmers im Großversuchsstand

Mit dem Gewicht des Big Pack von 500 kg und dem Durchmesser des liegenden Big Packs von 1,26 m folgt die Flächenlast ohne Einfluss der Fallbeschleunigung

$$p = \frac{500 \cdot 10 / 1000}{1,26^2 / 4 \cdot \pi} = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Im Bild 6-35 ist exemplarisch für den Fallversuch über dem PE-Rohr und eine Fallhöhe von 2 m die Schwinggeschwindigkeit in x-Richtung dargestellt. Bild 6-36 zeigt die zugehörige Scheitelverschiebung des PE-Rohres.

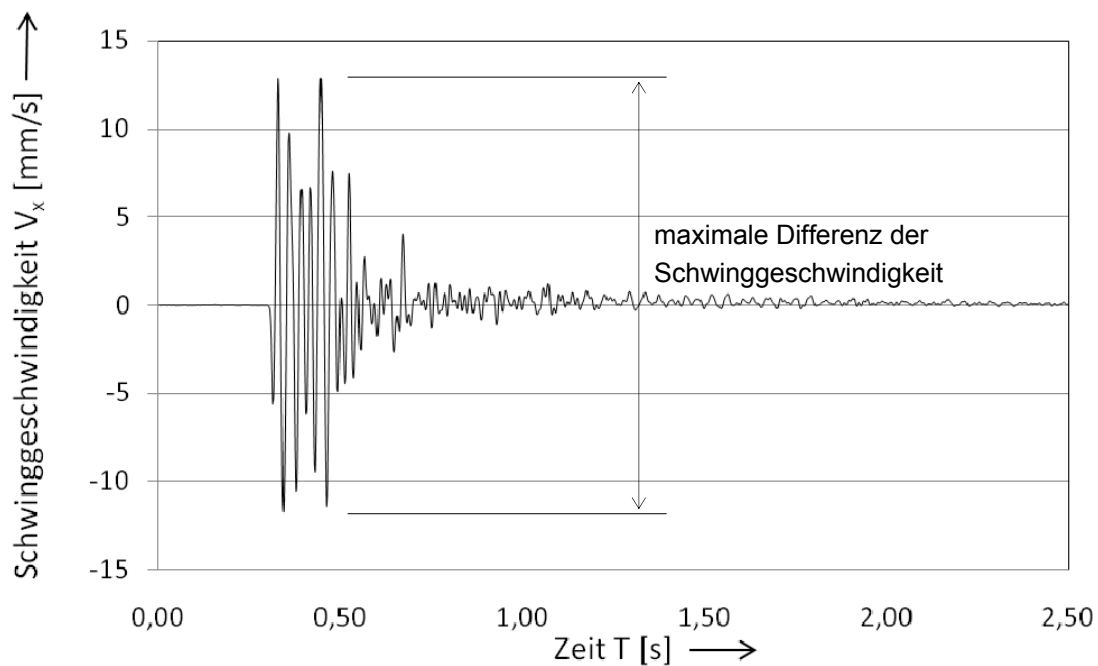


Bild 6-35 Horizontale Schwinggeschwindigkeit v_x in Rohrlängsrichtung beim Aufprall über dem PE-Rohr aus 2 m Fallhöhe

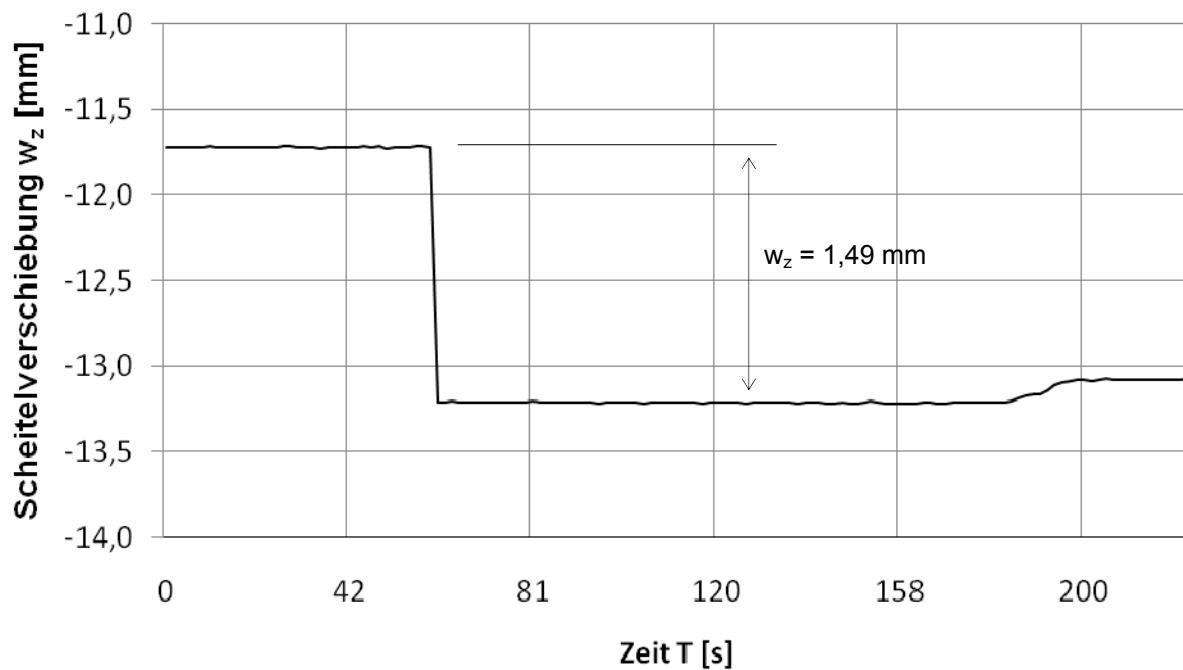


Bild 6-36 vertikale Verschiebung w_z des PE-Rohrscheitels beim Aufprall über dem PE-Rohr aus 2 m Fallhöhe

Aus Bild 6-35 geht hervor, dass die Schwingungen nach ca. 1 Sekunde abgeklungen sind. Die maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit beträgt $\Delta v_x = 24,6$ mm/s. Mit dem Aufprall des Big Pack wird der Scheitel um $w_z = 1,49$ mm bleibend nach innen verschoben, vgl. Bild 6-36. Die Abnahme der Scheitelverschiebung um 0,13 mm nach rund 2 Minuten ist auf das Entfernen des Big Pack zurückzuführen.

Tabelle 6-27 Fallversuche, maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeiten Δv und der Beschleunigung a_x

Versuch	Abwurfstelle	Fallhöhe	maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit			Beschleunigung
			x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
Nr.	-	h	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	-	m	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s ²
1	a Boden	0,50	10,1	5,3	9,4	1360
	b Betonrohr		4,3	3,1	2,0	740
	c PE-Rohr		11,7	6,2	4,8	1610
2	a Boden	0,75	15,6	8,2	10,3	2150
	b Betonrohr		2,6	3,8	3,0	450
	c PE-Rohr		18,9	8,9	5,8	2530
3	a Boden	1,00	19,8	9,6	9,2	2130
	b Betonrohr		8,6	7,6	6,8	1290
	c PE-Rohr		22,0	20,5	12,7	2270

Versuch	Abwurfstelle	Fallhöhe	maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit			Beschleunigung
			x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
Nr.	-	h	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	-	m	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s ²
4	a Boden	2,00	18,4	11,7	19,0	2000
	b Betonrohr		16,4	11,9	11,0	2150
	c PE-Rohr		24,6	28,7	28,3	2760
5	a Boden	3,00	26,8	12,2	36,2	3210
	b Betonrohr		21,5	28,6	29,6	2800
	c PE-Rohr		26,5	28,0	44,0	2610

Nach Tabelle 6-27 treten die maximalen Differenzen der Schwinggeschwindigkeiten in der Regel über dem PE-Rohr auf. Bei den Versuchen mit einer Fallhöhe von 0,5 m und 0,75 m ist die Differenz der Schwinggeschwindigkeit beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen am größten. Bei den Versuchen mit einer Fallhöhe von 3 m ist die maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz in x-Richtung beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen am größten, in y-Richtung beim Abwurf über dem Betonrohr und in z-Richtung beim Abwurf über dem PE-Rohr.

Die größte Beschleunigung wird bei Fallhöhen von 0,5 m bis 2 m bei Abwürfen des Big Pack über dem PE-Rohr gemessen. Bei einer Fallhöhe von 3 m tritt die größte Beschleunigung beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen auf. Bei dieser Fallhöhe ist die Beschleunigung beim Abwurf über dem PE-Rohr am geringsten.

Zusätzlich zu den Versuchen mit Fallgewichten wurde das Rohr-Bodensystem durch eine Handrüttelplatte in Schwingung versetzt, vgl. Bild 6-37.



Bild 6-37 Dynamische Belastung infolge Vibrationsverdichter

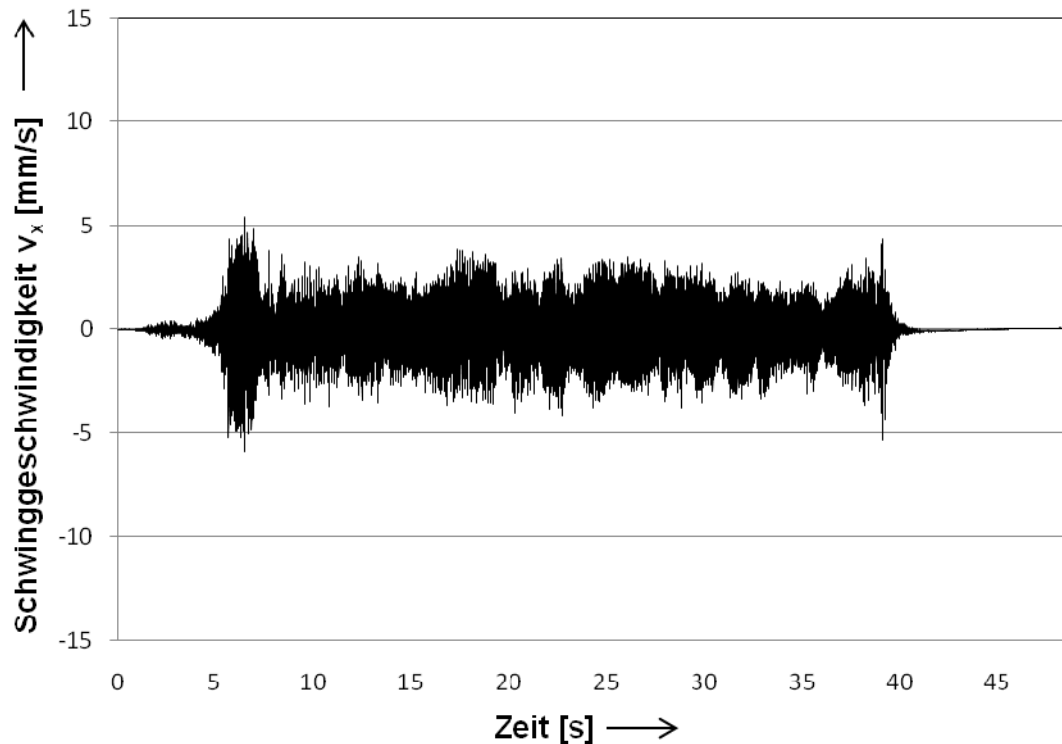


Bild 6-38 Horizontale Schwinggeschwindigkeit v_x in Rohrlängsrichtung bei Vibrationsverdichtung über dem PE-Rohr

In Bild 6-38 ist die Schwinggeschwindigkeit in Rohrlängsrichtung während des Versuchs mit einer Handrüttelplatte exemplarisch dargestellt. Die maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz von 11,3 mm/s ist größenordnungsmäßig mit dem Fallversuch über dem PE-Rohr und einer Fallhöhe von $h = 0,5$ m vergleichbar. Die Ergebnisse der weiteren Versuche und die Beschleunigungen in Rohrlängsrichtung sind in Tabelle 6-28 zusammengefasst.

Tabelle 6-28 Versuche mit Vibrationsverdichter, maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeiten Δv und Beschleunigungen a_x

Belastungsstelle	maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz			Beschleunigung
	x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
-	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s ²
a Boden	13,4	10,4	9,2	1980
b Betonrohr	7,3	5,3	3,5	1380
c PE-Rohr	11,3	9,5	10,0	1740

Nach Tabelle 6-28 wurde die größte Schwinggeschwindigkeitsdifferenz und die größte Beschleunigung beim Versuch in der Regel zwischen den Rohrsträngen gemessen. Die größte Schwinggeschwindigkeitsdifferenz in z-Richtung entstand während des Versuchs über dem PE-Rohr. Alle ge-

messenen Größen sind mit den Ergebnissen der Fallversuche bei einer Fallhöhe von $h = 0,5$ m vergleichbar.

Die Ergebnisse der Schwingungs- und Beschleunigungsmessungen wurden mit Veröffentlichungen über ähnliche Untersuchungen verglichen. In Tabelle 6-29 sind die Untersuchungen zusammengefasst.

Tabelle 6-29 Vergleich von dynamischen Versuchen

Quelle	Belastung	Schwinggeschwindigkeit	Frequenz	Beschleunigung
MIBAK, vgl. Tabelle 6-27	5 kN (4 kN/m ²)	3 – 44 mm/s abhängig von Fallhöhe und Richtung	stoßartige Belastung	450 bis 3210 mm/s ² abhängig von Fallhöhe und -richtung
Göbel [29]	94,5 kN/m ²	16 – 32 mm/s z-Richtung	7 - 40 Hz	nicht gemessen
Baessler, Ruecker [22]	10 kN	nicht gemessen	30 Hz / 80 Hz	10.000 mm/s ² bis 40.000 mm/s ²
Hu, Gartung, Prühs, Müllner [25]	50 – 60 kN/m ²	nicht gemessen	25 – 35 Hz	6 bis 60 mm/s ² abhängig von der Belastungsstufe

Da die Eingangsparameter der Versuche sehr unterschiedlich sind, werden auch bei den Versuchen deutlich abweichende Beschleunigungen gemessen.

6.7 Belastung geschädigter Rohre

6.7.1 Allgemeines

Auf der Basis einer Befragung von Kanalnetzbetreibern aus Nordrhein-Westfalen und von Projekten der Autoren werden zunächst typische Schadensbilder bei Rohren und Sammlern mit geringer Überdeckung vorgestellt.

Die auftretenden Lasten und örtlichen Randbedingungen insbesondere bezüglich hoher Verkehrsbelastungen werden - soweit bekannt - zusammengestellt. Fehlende Angaben z. B. zur Rohrwanddicke müssen sinnvoll geschätzt werden. Die spezifische Schadensarten, -ursachen und -mechanismen sind z. B. für die Beurteilung der Reststandsicherheit von geschädigten Kanälen sowie für die Planung von Sanierungsmaßnahmen von hoher Bedeutung.

Für eine Sanierung bei flach überdeckten Rohren und hohen Verkehrslasten geben die Versuche im Großversuchsstand auch Hinweise auf die Lastansätze, die bei der Dimensionierung von Linern anzuwenden sind.

Ferner wird das unterschiedliche Verhalten von biegesteifen und biegeweichen Rohren in oberflächennaher Lage beschrieben.

6.7.2 Beispiele für schadhafte Kanäle mit geringen Überdeckungen

Schadensfall Nr. 1	
	<p>Geometrie: Kreisprofil DN 800 Rohrwerkstoff: Beton Wanddicke: 75 mm Altrohrzustand: III nach [V3] Überdeckung: min h = 0,50 m Verkehrslast: SLW 60 Straßenoberbau: nicht bekannt</p>
	<p>Schäden aus Verkehr: - Längsrisse im Kämpfer</p>
Schadensfall Nr. 2	
	<p>Geometrie: Kreisprofil DN 800 Rohrwerkstoff: Beton Wanddicke: 75 mm Altrohrzustand: III Überdeckung: min h = 1,30 m Verkehrslast: Eisenbahnverkehr UIC 71 Oberfläche: Schotter</p>
	<p>Schäden aus Verkehr: - Längsrisse über gesamte Länge der Haltung - Verformung ca. 10 %</p>
<p>sonstige Schäden:</p>	

Schadensfall Nr. 3



Geometrie: Kreisprofil DN 125
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 22 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 0,20 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt



Schäden aus Verkehr

- Längsriss im Scheitel
- zum Teil Scherbenbildung

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 4



Geometrie: Eiprofil B/H = 500/750
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 70 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,10 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:

- ausgeprägte Längsrisse im Kämpfer
- Verformung (nach innen)
- Fehlstellen

sonstige Schäden:

- Korrosion



Schadensfall Nr. 5



Geometrie: Kreisprofil DN 300
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 40 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,75 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:

sonstige Schäden:

- starke Betonkorrosion
- Fehlstellen
 - Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 6



Geometrie: Eiprofil B/H = 800/1200
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 122 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,70 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:

- Längsrisse im Scheitel
- Längsrisse in den Kämpfern

sonstige Schäden:

- Sohlkorrosion
 - Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 7



Geometrie: Eiprofil B/H = 1200/1500
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 120 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,90 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Pflaster

Schäden aus Verkehr:

- Längsriss im Scheitel
- Längsrisse in den Kämpfern

sonstige Schäden:

- Fehlstellen und Abplatzungen
 - Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 8



Geometrie: Maulprofil 1320/880 mm
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: ?
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,55 m
Verkehrslast: UIC 71
Straßenoberbau: -

Schäden aus Verkehr:

- Risse

sonstige Schäden:

- geringe Betonqualität

Schadensfall Nr. 9



Geometrie: Kreisprofil DN 400
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 40 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,80 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: unbekannt

Schäden aus Verkehr:

- Scherbenbildung
- Fehlstelle

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 10



Geometrie: Kreisprofil DN 480
Rohrwerkstoff: PVC
Wanddicke: 12 mm (Annahme)
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 2,1 m
Verkehrslast: keine
Straßenoberbau: -

Schäden aus Verkehr:

- Verformungen
- örtliche plastische Verformung
- Scherbenbildung

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 11	
	<p>Geometrie: Kreisprofil Rohrwerkstoff: PE profiliert DN 700 Wanddicke: $h_p = 36,5 \text{ mm}$ Altrohrzustand: III Überdeckung: $\min h = 1,38 \text{ m}$ Verkehrslast: SLW 60 Straßenoberbau: -</p>
	<p>Schäden aus Verkehr: - Verformungen mit Querschnittsreduzierung - Lageabweichungen / Ausbiegung der Sohle</p>
	<p>sonstige Schäden: -</p>

Im Folgenden soll der **Schadensfall Nr. 1** exemplarisch nach Arbeitsblatt ATV-A 127 nachgerechnet werden. Bei geringen Überdeckungen ($h < 1,5 \text{ m}$ nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1], Abschnitt 9.7.4) ist ein Nachweis für nicht vorwiegend ruhende Belastung zu führen. Der stützende Seitendruck aus Verkehr darf hier nicht angesetzt werden. Die Fahrbahnbefestigung ist unbekannt und wird nicht berücksichtigt.

Berechnungsannahmen und -voraussetzungen

Rohr

Geometrie	Kreisquerschnitt DN 800
Wanddicke	$s = 75 \text{ mm}$ (Annahme)
Außendurchmesser	$d_a = 950 \text{ mm}$
Werkstoff	Beton
E-Modul (Beton)	$E = 30.000 \text{ N/mm}^2$
Wichte	$\gamma_R = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Boden

anstehender Boden	keine Angaben vorhanden, gew.: Bodengruppe G3, $D_{Pr} = 90 \%$ $\rightarrow E_3 = 2 \text{ N/mm}^2$
Verfüllung der Leitungszone	schwach bindiger Sand Bodengruppe G2, $D_{Pr} = 90 \%$ $\rightarrow E_{2,0} = 3 \text{ N/mm}^2$
Überschüttung über Rohrscheitel	keine Angaben vorhanden, gew.: Bodengruppe G3, $D_{Pr} = 90 \%$ $\rightarrow E_1 = 2 \text{ N/mm}^2$

Boden unter dem Rohr $E_4 = 10 \cdot E_1 = 20 \text{ N/mm}^2$,
 bei Böden (Lockergestein) wird $E_4 = 10 \cdot E_1$ angenommen,
 vgl. ATV-A 127, Abschnitt 6.2.2

Erdruckverhältnis $K_2 = 0,5$ vgl. A 127, Tabelle 9

Einbaubedingungen

minimale Überdeckungshöhe über Scheitel $h = 0,5 \text{ m}$

Grabenbreite in Scheitelhöhe $b = d_a + 0,85$, vgl. EN 1610
 $b = 0,95 + 0,85 + 2 \cdot 0,1 = 2,0 \text{ m}$
 gew. $b = 2,0 \text{ m}$

Böschungswinkel gew. $\beta = 90^\circ$

Überschüttungs-/ Einbettungsbedingung keine Angaben, gew. A2 / B2

Auflagerwinkel keine Angabe, gew. $2\alpha = 90^\circ$

Lastannahmen

Straßenverkehrslast SLW 60
 Ein Seitendruck aus Verkehr darf nicht angesetzt werden.

Grundwasser nicht vorhanden.

Wasserfüllung, Wichte $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Statische Berechnung nach ATV-A 127

Spannungsnachweis

Die Berechnungen werden mit einem EDV-Programm nach ATV-A 127 [P3] durchgeführt. Die Ergebnisse sind der Tabelle 6-30 zu entnehmen.

Tabelle 6-30 Nachweise für das Rohr DN 800

Nennweite	Wanddicke	Erdüberdeckung	Spannungsnachweis
DN	s	h	γ
mm	mm	m	-
800	75	0,5	0,86 < 2,2

Der Spannungsnachweis kann nicht erfolgreich geführt werden.

Nachweis der Schwingbreite (Betriebsfestigkeitsnachweis)

Auf die nach ATV-A 127 [V1], Abschnitt 9.7.4 mögliche Erhöhung von h um 0,3 m wird im vorliegenden Fall verzichtet, da die Überdeckungshöhe sehr gering ist und die Gefahr einer „Lastbrücke“ besteht.

Für den Nachweis der Schwingbreite darf die Belastung aus Verkehr dyn p_v mit dem Faktor α_v abgemindert werden, vgl. ATV-A 127, Tabelle 14.

$$\text{dyn } p_v = \alpha_v \cdot \varphi \cdot p$$

$$\text{dyn } p_v = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 77,3 = 46,4 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößen: $N_{qv} = n_{qv} \cdot \text{dyn } p_v \cdot r_m$

$$M_{qv} = m_{qv} \cdot \text{dyn } p_v \cdot r_m^2$$

mit: n_{qv} = Normalkraftbeiwert nach ATV-A 127, Anhang 1, Tabelle 3

m_{qv} = Biegemomentenbeiwert nach ATV-A 127, Anhang 1, Tabelle 3

$$r_m = 0,4375 \text{ m}$$

Tabelle 6-31 Schnittgrößen für den Nachweis der Schwingbreite der Betonrohre

	Scheitel	Kämpfer	Sohle	Einheit
M_{qv}	2443,95	-2488,55	2800,73	Nmm/mm
N_{qv}	1,08	-20,39	-1,08	N/mm

Der dynamische Spannungsanteil folgt mit:

$$\text{dyn } \sigma_{pv,i} = \frac{N_{qv}}{A} + \frac{M_{qv}}{W} \cdot \alpha_{K,i} \quad \text{mit } \alpha_{K,i} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} = 1,06$$

$$\text{dyn } \sigma_{pv,a} = \frac{N_{qv}}{A} - \frac{M_{qv}}{W} \cdot \alpha_{K,a} \quad \text{mit } \alpha_{K,a} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} = 0,94$$

$$A = 75 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{und} \quad W = 938 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Tabelle 32 Dynamischer Spannungsanteil

	Scheitel	Kämpfer	Sohle	Einheit
$\text{dyn } \sigma_{pv,i}$	2,77	-3,08	3,14	N/mm ²
$\text{dyn } \sigma_{pv,a}$	-2,44	2,23	-2,83	N/mm ²

$$\frac{2\sigma_A}{\text{dyn } \sigma_{pv}} > \gamma$$

mit: $\gamma = 1,0$ vgl. A 127, Gl. 9.24
 $2\sigma_A = 2,4 \text{ N/mm}^2$ Schwingbreite für Betonrohre nach A 127, Tab. 3

Tabelle 6-33 Sicherheitsbeiwerte

	Scheitel	Kämpfer	Sohle
γ	0,87	1,08	0,76
$\text{erf } \gamma$	< 1,0	> 1,0	< 1,0

Der Nachweis der Schwingbreite kann nicht erfolgreich geführt werden.

Im Folgenden werden die Schadensfälle 1 bis 11 tabellarisch nachgewiesen. Bei den meisten Fällen ist eine Unterschreitung der erforderlichen Sicherheiten nachvollziehbar.

Tabelle 6-34 Nachrechnung von Schadensfällen - Eingaben

Fall	Werkstoff	Profil	Nennweite	Wanddicke	Außen- durch- messer	Über- deckung	Verhältnis	Verkehrslast	Graben- breite	Boden- gruppen Grabenzone 3/2/1	Einbettungs- Überschüt- tungsbeding.
Nr.			DN, B/H	s	d _a	min h	h/d _a		b	BG	B/A
-			mm	mm	mm	m	-		m		
1	Beton	K	800	75	950	0,50	0,63	SLW 60	2,00	3/2/3	2/2
2	Beton	K	800	75	950	1,30	1,37	UIC 71	2,00	3/3/3	2/2
3	Beton	K	125	22	169	0,20	1,18	SLW 60	2,00	3/3/3	2/2
4	Beton	Ei	500/750	64	628	1,10	1,75	SLW 60	1,60	3/2/3	2/2
5	Beton	K	300	40	380	0,75	1,97	SLW 60	1,10	3/2/3	2/2
6	Beton	Ei	800/ 1200	94	988	1,70	1,72	SLW 60	2,10	3/2/3	2/2
7	Beton	Ei	1200/1500	140	1480	0,90	0,61	SLW 60	2,70	3/2/3	2/2
8	Beton	Maul	1320/880	?	?	1,55	?	UIC 71			
9	Beton	K	400	40	480	0,80	1,67	SLW 60			
10	PVC	K	480	12	504	1,69	3,35	-			
11	PE	K	700	h _p =	773	1,38	1,79	SLW 60	1,8	4/3-4/4	2/2





Hinweise: Schätzungen für Wanddicke, Grabenbreite und Einbaubedingungen A/B

Tabelle 6-35 Nachrechnung von Schadensfällen - Ergebnisse (Auswahl)

Fall	Werkstoff	Nennweite	Auflagerwinkel	Relative Ausla- dung	Konz. faktor	Schäden	Spannungen	Seitendruck aus Verkehr	Straßenoberbau berücksichtigt	Schwingbreite
		DN,	2α	a	λ _{R(G)}		σ _R /σ	σ _R /σ	σ _R /σ	2σ _s / dyn
-		mm	°	-	-	-	-	-	-	-
1	Beton	800	90	1	1,05	Längsrisse im Kämpfer	0,86	0,86	k.A.	0,76
2	Beton	800	90	1	1,22	Längsrisse,	0,61	0,95	k.A.	0,30
3	Beton	125	90	1	1,31	Längsrisse im Scheitel,	0,78	1,88	k.A.	0,61
4	Beton	500/	90	1,46	1,25	Längsrisse im Kämpfer,	2,21	6,13	k.A.	2,30
5	Beton	300	90	1	1,20	Keine	1,85	2,83	k.A.	1,67
6	Beton	800/	90	1,46	1,21	Längsrisse im Scheitel und	1,93	3,40	k.A.	2,90
7	Beton	1200/	90	1,20	1,06	Längsrisse im Scheitel und	1,16	1,16	1,00	0,16
8	Beton	1320/					k.A.			
9	Beton	400		1			k.A.			
10	PVC	480		1		Verformungen 12%, Scher-	k.A.			
11	PE	700	120	1	1,05/0,9	Verformungen 15%	1,65 < 2,5			

Hinweis: Schätzung für den Auflagerwinkel

6.7.3 Beispiele für schadhafte Sammler mit geringen Überdeckungen

Schadensfall Nr. S1	
	<p>Geometrie: Kreisprofil DN 800</p> <p>Rohrwerkstoff: Beton</p> <p>Wanddicke: 100 mm</p> <p>Altrohrzustand: III nach [V3]</p> <p>Überdeckung: min h = 1,0 m</p> <p>Verkehrslast: SLW 60</p> <p>Straßenoberbau: Pflaster</p>
	<p>Schäden aus Verkehr:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Längsriss im Scheitel - Längsriss in der Sohle - Längsriss auf einer Seite im Kämpfer
	<p>sonstige Schäden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fehlstellen → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen
Schadensfall Nr. S2	
	<p>Geometrie: Maulprofil B/H = 2750/1800</p> <p>Rohrwerkstoff: Beton</p> <p>Wanddicken: Scheitel: 250 mm Kämpfer: 500 mm</p> <p>Altrohrzustand: III</p> <p>Überdeckung: min h = 0,5 m</p> <p>Verkehrslast: SLW 60</p> <p>Straßenoberbau: Asphalt</p>
	<p>Schäden aus Verkehr:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Längsrisse vor allem im Kämpfer - vereinzelt Längsrisse im Scheitel, Querrisse und Scherbenbildung
	<p>sonstige Schäden:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fehlstellen - Abplatzungen an der Betonoberfläche → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. S3



Geometrie: Eiprofil B/H = 1700/2000
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicke: 250 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,77 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt



Schäden aus Verkehr:

- Querrisse

sonstige Schäden:

- Inkrustation

Schadensfall Nr. S4



Geometrie: Eiprofil B/H = 1600/1500
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicken: Scheitel: 190 mm
Kämpfer: 240 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 1,90 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Asphalt



Schäden aus Verkehr:

- Querrisse

sonstige Schäden:

- Inkrustation
- Fugenauswaschungen

Schadensfall Nr. S5



Geometrie: Maulprofil B/H = 1800/1150
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicke: 380 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 0,80 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Asphaltdecke

Schäden aus Verkehr:

- Längsriss im Scheitel und im Gerinne
- Verformung im Bereich der Berme
- Querrisse

sonstige Schäden:

- Auswaschung von Fugen
- gelöste Klinker

Für die Schäden an Sammlern wurde keine Nachrechnung durchgeführt. Die Standsicherheit von gemauerten Sammlern mit Scheitelrissen und Verformungen können mit dem durch Versuche kalibrierten Verfahren in [21] nachgewiesen werden. Für Betonsammler ist ein ähnliches Verfahren, bei dem die Zugfestigkeit des Querschnitts gleich Null gesetzt wird (Zustand II) bereits mehrfach angewendet worden.

Aus den Nachrechnungen in Tab. 6-34 und 6-35 ergeben sich Fälle mit

1. $\gamma \geq \text{erf } \gamma$, also mit ausreichender Sicherheit,
2. $1 < \gamma < \text{erf } \gamma$, also mit rechnerischer Standsicherheit, aber Unterschreitung und
3. $\gamma \leq 1$, also mit rechnerischem Versagen der Rohrleitung.

Aufgrund der Notwendigkeit gewisser Annahmen ist zwar eine gewisse Zurückhaltung angebracht, es fällt dennoch auf, dass die meisten (Schadens-)Fälle auch rechnerisch keine ausreichende Standsicherheit aufweisen.

Maßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit bei flachen Überdeckungen sind neben einer realitätsnahen statischen Berechnung z. B. die Verwendung geeigneter Bodenmaterialien, eine gute und überprüfte Verdichtung der Rohrbettung und der Seitenverfüllung sowie ein schadensfreier Straßenoberbau.

7 Kalibrierung von Rechenmodellen

7.1 Lastverteilungsmodell

Alle Berechnungsmodelle mit Ausnahme von Kontinuumsmodellen (z. B. Finite Element Modelle) benötigen Annahmen zur vertikalen Scheitelbelastung q_v , zum horizontalen Erddruck q_h und ggf. zum horizontalen Bettungsreaktionsdruck q_h^* an der Rohroberfläche.

Diese Größen können anhand von Lastverteilungsmodellen ermittelt werden. Üblich sind hierfür z. B. die folgenden Modelle:

- A** Lastausbreitung mit angenommenem (bodenmechanisch begründetem) Winkel
- B** Verteilung nach Boussinesq
- C** Finite Element Modelle, vgl. Abschnitt 7.2

Für die praktische Berechnung von Rohrleitungen hat das **Modell A** eine Reihe von Vorteilen, die im Folgenden zusammengestellt werden:

- Es können Fahrbahnbefestigungen aus verschiedenen Baustoffen und verschiedenen Bauklassen berücksichtigt werden. Ohne besonderen Nachweis wird vereinfachend der Ansatz einer Fahrbahndicke von 20 cm empfohlen.
- Die Steigung der Lastausbreitung in der Fahrbahn kann getrennt von der Steigung im Boden z. B. mit 1:1 gewählt werden (Parameter m_F).
- Bei Bauzuständen und Überfahrungen ohne lastverteilende Stahlplatte wird die Fahrbahndicke gleich Null gesetzt. Kommt eine Stahlplatte zum Einsatz, so lässt sich ihr Einfluss analog zu den Versuchen mit einer und zwei Stahlplatten berücksichtigen.
- Die Lastausbreitung im Boden (in der Regel 2:1) kann angepasst werden (vgl. hierzu die Eisenbahnlasten nach DIN-Fachbericht 101, die mit der Steigung 4:1 berechnet werden).
- Überlappende Bereiche der Lastausstrahlung können auf einfache Weise berechnet werden. Während bei flachen Überdeckungen nur ein Rad oder zwei Räder maßgebend werden, sind in größeren Tiefen zwei Fahrzeuge mit acht Rädern zu berücksichtigen.
- Die mittragende Länge der Rohrleitung kann getrennt von der Steigung im Boden z. B. mit 1:1,5 gewählt werden (Parameter m_R).
- Es kann die Unterbrechung der mittragenden Länge der Rohrleitung z. B. durch eine Rohrverbindung (Muffe/Spitzende) einbezogen werden.
- Bei Schäden in der Rohrleitung in Form von Querrissen oder Scherbenbildung wird dies durch Verzicht auf die mittragende Länge im Rohr berücksichtigt.
- Die Scheitellasten aus Sonderfahrzeugen (z. B. Busse oder Baufahrzeuge) können mit demselben Berechnungsverfahren ermittelt werden, es müssen lediglich die Radaufstandsfläche (a_x, a_y) und die Radabstände (e_x, e_y) angepasst werden.
- Eine geschädigte Fahrbahn kann z. B. durch Reduktion der Fahrbahndicke (Parameter h_F) berücksichtigt werden.
- Besonderheiten bei einer Versuchsauswertung können durch das Modell erfasst werden.

Die Lastverteilungsmodelle zur Auswertung der Versuche mit den Laststellungen NL und ELL sind in den Bildern 7-1 und 7-2 dargestellt.

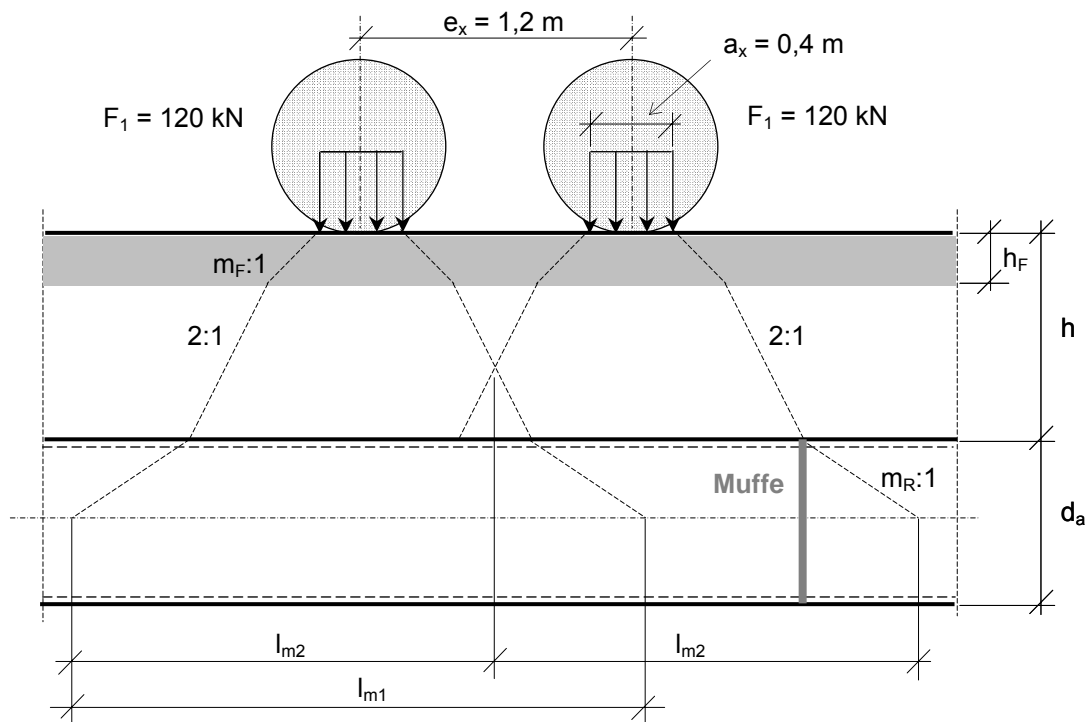


Bild 7-1a Lastverteilung in Rohrlängsrichtung bei Längsüberföhrung, Modell A
 (maßstäblich für $h = 0,88 \text{ m}$, $h_F = 0,22 \text{ m}$)

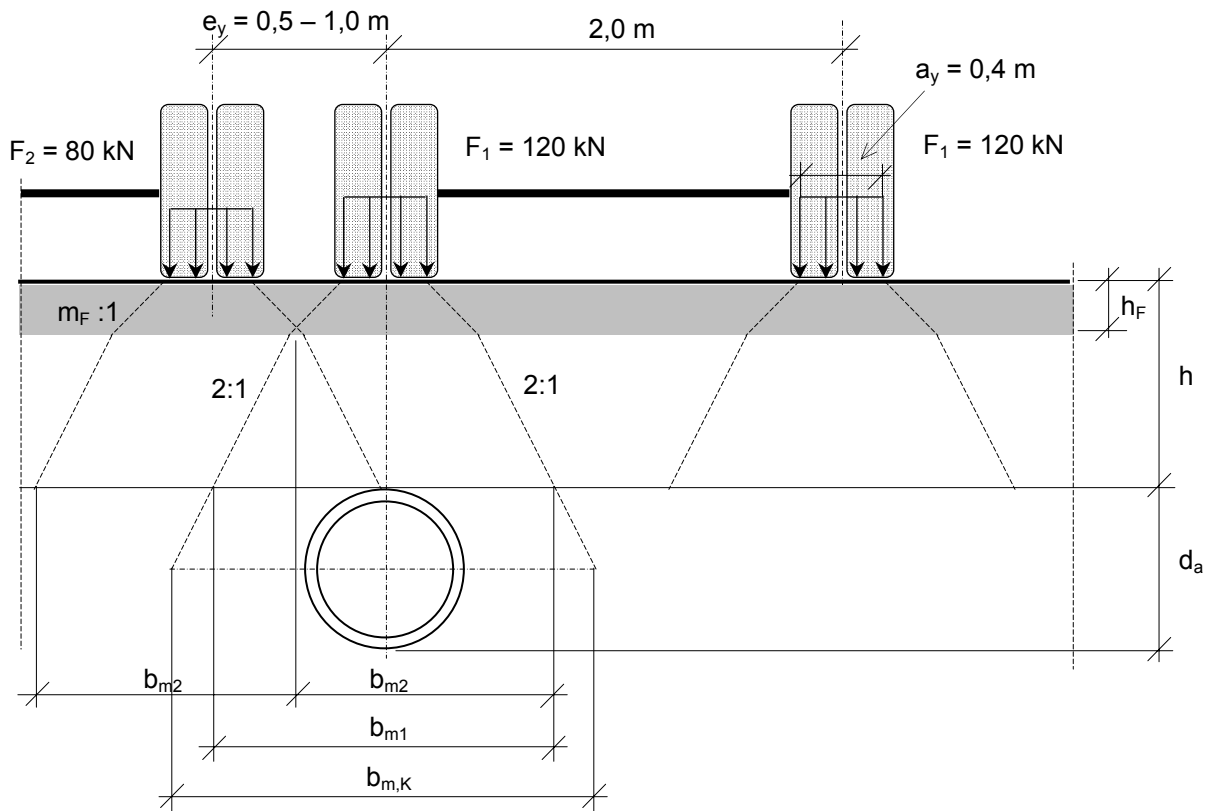


Bild 7-1b Lastverteilung quer zur Rohrleitung mit Begegnungsverkehr bei Längsüberföhrung, Modell A

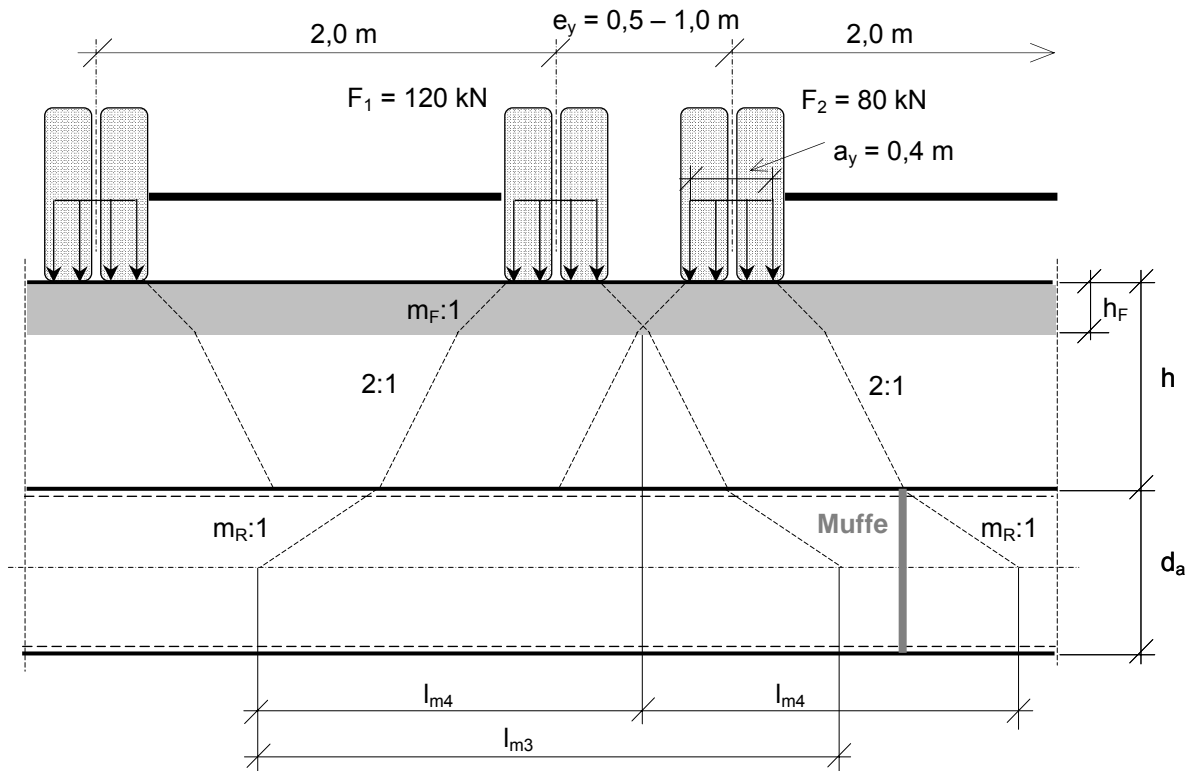


Bild 7-2a Lastverteilung in Rohrlängsrichtung bei Querüberföhrung, Modell A
 (maßstäblich für $h = 0,88$ m, $h_F = 0,22$ m)

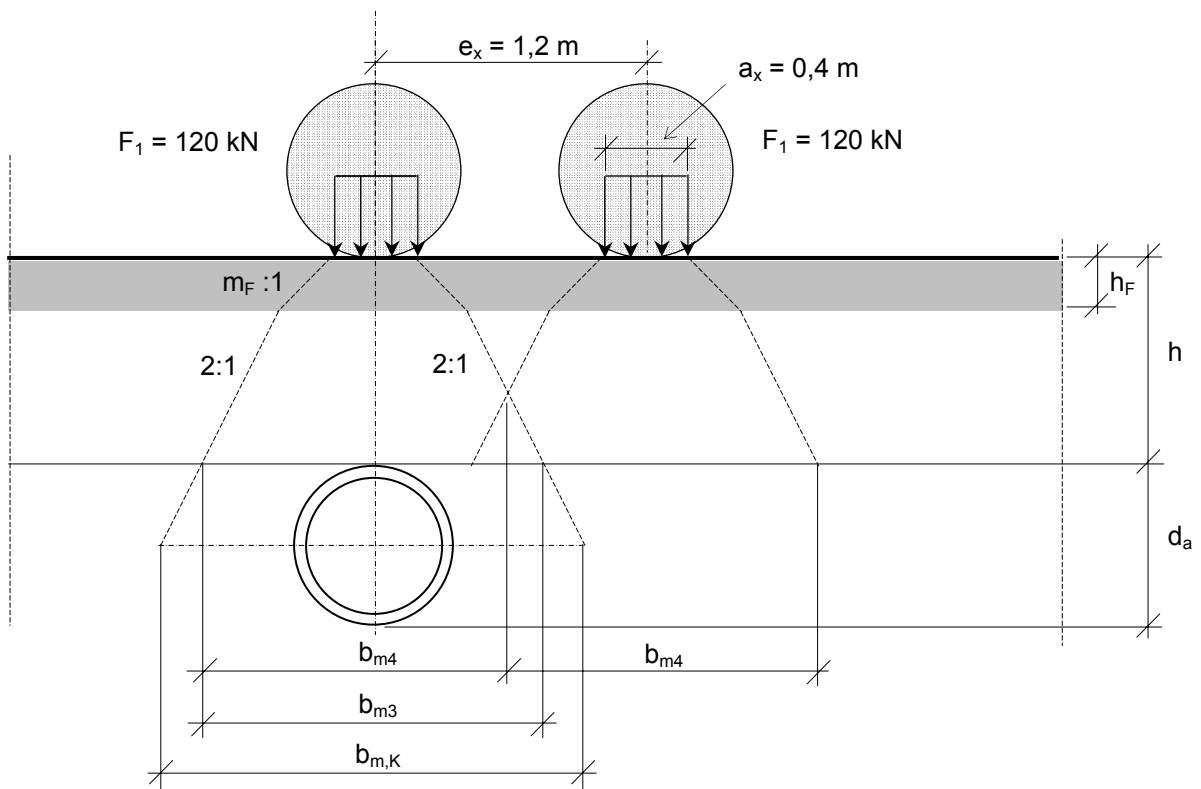


Bild 7-2b Lastverteilung quer zur Rohrleitung mit Begegnungsverkehr bei Querüberföhrung, Modell A

Die Ermittlung der konzentrierten Flächenlast p_K erfolgt mit den folgenden Annahmen zur Lastverteilung:

- in der Fahrbahn die Steigung $m_F:1$ (1:1),
- im Boden die Steigung $m_B:1$ (2:1),
- im Rohr in Längsrichtung die Steigung $m_R:1$ (1:1,5).

Zur Beschreibung der Randbedingungen der Versuche im Großversuchsstand sind weitere Festlegungen erforderlich:

Rohre *ohne* Muffe im Bereich der Lastverteilung

(d. h. beidseitige Lastverteilung in Rohrlängsrichtung)

Radaufstandsfläche: $a_x = a_y = 0,4$ m

Längsrichtung: $e_x = 1,2$ m

Querrichtung: normale Laststellung (NL) $e_y = 1$ m

enge Laststellung (ELL) $e_y = 0,7$ m

Radlasten $F_1 = F_2 = 120$ kN (DIN-Fachbericht 101: $F_2 = 80$ kN)

Asphaltschichtdicke: $h_F = 0,22$ m (BK III) und $0,14$ m (BK V)

Lastverteilung in der Fahrbahn 1:1 ($m_F = 1$)

Lastverteilung im Boden 2:1 ($m_B = 2$)

Lastverteilung in Rohrlängsrichtung 1:1,5 ($m_R = 2/3$)

Bei Überführung **quer** zur Rohrachse folgt aus Bild 7-1a die mittragende Länge

$$l_{m1} = a_x + 2 \cdot m_F \cdot h_F + (h - h_F) + 2 \cdot m_R \cdot d_m / 2 \quad (7-1a)$$

$$l_{m2} = e_x / 2 + a_x / 2 + m_F \cdot h_F + (h - h_F) + m_R \cdot d_m / 2 \quad (7-1b)$$

$$l_{mq} = \min(l_{m1}, l_{m2}) \quad (7-1c)$$

und aus Bild 7-1b die mittragende Breite

$$b_{m1} = a_y + 2 \cdot m_F \cdot h_F + (h - h_F) \quad (7-2a)$$

$$b_{m2} = (e_y + b_{m1}) / 2 \quad (7-2b)$$

$$b_{mq} = \min(b_{m1}, b_{m2}) \quad (7-2c)$$

Mit den Gleichungen (7-1) und (7-2) werden maximal vier Radlasten (je zwei der Fahrstreifen 1 und 2) berücksichtigt. Im Fahrstreifen 2 gilt nach DIN-Fachbericht 101 die kleinere Radlast $F_2 = 80$ kN – zur Berücksichtigung der in den Versuchen aufgebrauchten Lasten wird jedoch $F_2 = F_1 = 120$ kN angenommen, vgl. Bild 7-1b. Damit folgt die konzentrierte Flächenlast:

$$p_{Kq} = F_1 / (b_{mq} \cdot l_{mq}) \quad (7-3)$$

Bei Überführung **längs** zur Rohrachse folgt aus Bild 7-2a die mittragende Länge

$$l_{m3} = a_y + 2 \cdot m_F \cdot h_F + (h - h_F) + 2 \cdot m_R \cdot d_m / 2 \quad (7-4a)$$

$$l_{m4} = e_y / 2 + a_y / 2 + m_F \cdot h_F + (h - h_F) + m_R \cdot d_m / 2 \quad (7-4b)$$

$$l_{ml} = \min(l_{m3}, l_{m4}) \quad (7-4c)$$

und aus Bild 7-2b die mittragende Breite

$$b_{m1} = a_y + 2 \cdot m_F \cdot h_F + (h - h_F) \quad (7-5a)$$

$$b_{m2} = (e_y + b_{m1}) / 2 \quad (7-5b)$$

$$b_{ml} = \min(b_{m1}, b_{m2}) \quad (7-5c)$$

Damit folgt die konzentrierte Flächenlast:

$$p_{KI} = F_1 / (b_{m1} \cdot l_{m1}) \quad (7-6)$$

Mit den Gleichungen (7-3) und (7-6) wird die maßgebende Flächenlast

$$p_K = \max(p_{Kq}, p_{KI}) \quad (7-7)$$

ermittelt.

Die Gleichungen (7-1ff) vereinfachen sich erheblich, wenn die Radaufstandsfläche wie im vorliegenden Fall quadratisch ist, also $a_x = a_y$ gilt.

Bei größeren Nennweiten kann der Fall auftreten, dass der mittlere Rohrdurchmesser größer ist als die mittragende Breite b_{m1} oder b_{m3} in Bild 7-1b und 7-2b. In diesem Fall kann eine Umrechnung der Teilbelastung des Scheitels in eine kleinere konstante Scheitellast vorgenommen werden, vgl. [5]. Bei der im Forschungsprojekt untersuchten Nennweite DN 700 tritt dieser Fall jedoch nicht auf.

Bei den hier nicht betrachteten größeren Überdeckungen sind beide Doppelachsen mit insgesamt acht Radlasten in die Gleichung (7-3) einzubeziehen.

Die Gleichungen (7-1) bis (7-7) lassen sich leicht programmieren. Die Oberfläche des für das Forschungsprojekt entwickelten Programms [P7] ist in Bild 7-3a, b wiedergegeben.

Mit der Auswahlmöglichkeit „DIN-FB 101“ oder „Versuch (Rohr ohne Muffen)“ wird berücksichtigt, dass beim Versuch eine günstigere mittragende Wirkung der Rohre in Längsrichtung erzielt wurde als im Praxisfall, da die Rohre im Großversuchsstand aus Platzgründen über der Rohrmitte belastet wurden. Dadurch wird die Lastverteilung mit der Steigung 1:1,5 ($m_R = 2/3$) in Rohrlängsrichtung nicht durch Muffen unterbrochen, vgl. Bild 7-1a.

Im Fall Bauzustand wird die Fahrbahndicke gleich Null gesetzt. Alternativ kann eine Schotterschicht mit einer Lastverteilung z. B. unter 2:1 oder (falls vertretbar) flacher gewählt werden.

Lastverteilung

min. Überdeckung h1 [m]
 Erddruckbeiwert K2
 Fahrbahnfestigung hF [m]
 Lastaufstandslänge ax [m]
 Lastaufstandsbreite ay [m]
 Achsabstand ex [m]
 Achsabstand überhol. Rad ey [m]
 Radlast F1 [kN]
 Rohrdurchmesser innen dm [m]
 Rohrwanddicke s [m]
 Lastverteilung durch Fahrbahn 1:
 Reduktion nach TR 1295-3: dTmod

mittragende Rohrwand
 glattwandig (1:1.5)
 profiliert (1:1)

Ergebnisse
 Berechnen
 mittl. Rohrdurchmesser dm = 0,710 m
 konz. Flächenlast pk = 93,05 kN/m²

Variante
 DIN-FB 101: normale Laststellung, Asphalt
 DIN-FB 101: enge Laststellung, Asphalt
 DIN-FB 101: normale Laststellung, Pflaster
 Bauzustand, TS, normale Laststellung
 Versuch EL (Rohr ohne Muffen), Asphalt, BK III

Rohrverbindung/Querrisse
 keine Muffe/ lange Rohre (Versuch)
 eine Muffe (Lastmodell)
 zwei Muffen/Querriss (Hornung)

Tabelle
 Tabelle: Startwert h1 = .3 m
 Endwert h2 [m]
 Schrittweite dh [m]
 Speichern in Datei

h	DIN FB 101 pK längs	DIN FB 101 pK quer	MIBAK ph(pV)	TR 1295-3 pt	A 127 pV
0.30	93.05	97.18	0.00	-	-
0.40	84.97	84.50	4.01	-	-
0.50	77.93	74.29	7.61	-	98.76
0.60	71.75	66.46	10.14	81.83	86.85
0.70	66.29	61.75	11.93	74.06	75.56
0.80	61.45	57.53	13.19	68.30	66.02
0.90	57.13	53.73	14.07	62.37	58.35
1.00	53.26	50.29	14.68	57.10	52.31
1.10	49.78	47.18	13.88	52.42	47.57
1.20	46.64	44.34	12.50	48.27	43.84
1.30	43.78	41.76	11.32	44.58	40.87
1.40	41.19	39.39	10.29	41.28	38.46
1.50	38.82	37.22	9.40	38.33	36.45
1.60	36.66	35.23	8.62	35.68	34.75
1.70	34.67	33.39	7.93	33.31	33.26
1.80	32.84	31.69	7.33	31.17	31.93
1.90	31.16	30.12	6.79	29.25	30.73
2.00	29.60	28.66	6.30	27.51	29.61

Bild 7-3a Bodenspannungen für normale Laststellung nach DIN-Fachbericht 101, Asphaltoberbau $h_F = 22$ cm (NL)

Lastverteilung

min. Überdeckung h1 [m]
 Erddruckbeiwert K2
 Fahrbahnbefestigung hF [m]
 Lastaufstandsweite ax [m]
 Lastaufstandsweite ay [m]
 Achsabstand ex [m]
 Achsabstand überhol. Rad ey [m]
 Radlast F1 [kN]
 Rohrdurchmesser innen dm [m]
 Rohrwanddicke s [m]
 Lastverteilung durch Fahrbahn: 1:
 Reduktion nach TR 1295-3: dTmod

mitragende Rohrwand
 glattwandig (1:1,5)
 profiliert (1:1)

Ergebnisse

 mittl. Rohrdurchmesser dm = 0,710 m
 konz. Flächenlast pk = 115,66 kN/m²

Variante
 DIN-FB 101: normale Laststellung, Asphalt
 DIN-FB 101: enge Laststellung, Asphalt
 DIN-FB 101: normale Laststellung, Pflaster
 Bauzustand, TS, normale Laststellung
 Versuch EL (Rohr ohne Muffen), Asphalt, BK III

Rohrverbindung/Quersisse
 keine Muffe/ lange Rohre (Versuch)
 eine Muffe (Lastmodell)
 zwei Muffen/ Quersisse (Hornung)

Tabelle
 Tabelle: Startwert h1 = 0.3 m
 Endwert h2 [m]
 Schrittweite dh [m]

h	DIN FB 101 pK längs	DIN FB 101 pK quer	MIBAK ph(pV)	TR 1295-3 pt	A 127 pV
0,30	115,66	124,03	0,00	-	-
0,40	97,90	104,73	0,00	-	-
0,50	84,27	89,96	0,00	-	98,76
0,60	73,52	78,32	0,00	102,29	86,85
0,70	67,94	68,95	0,00	93,57	75,56
0,80	62,98	61,27	0,00	85,37	66,02
0,90	58,55	57,07	0,00	77,96	58,35
1,00	54,58	53,29	0,00	71,37	52,31
1,10	51,00	49,88	0,00	65,53	47,57
1,20	47,77	46,78	0,00	60,34	43,84
1,30	44,84	43,97	0,00	55,72	40,87
1,40	42,18	41,40	0,00	51,60	38,46
1,50	39,75	39,06	0,00	47,91	36,45
1,60	37,52	36,91	0,00	44,60	34,75
1,70	35,48	34,93	0,00	41,63	33,26
1,80	33,60	33,11	0,00	38,97	31,93
1,90	31,87	31,42	0,00	36,56	30,73
2,00	30,27	29,87	0,00	34,39	29,61

Bild 7-3b Bodenspannung für den Bauzustand, keine Befestigung der Oberfläche (BZ)

Bild 7-4 zeigt die Scheitelbelastungen in Abhängigkeit von der Überdeckung h, für das hier vorgestellte Lastverteilungsmodell A bei normaler Laststellung (NL) beginnend mit h = 0,3 m. Die Kurven nach TR 1295-3 [V4] beginnen bei h = 0,6 m, die Kurven nach Arbeitsblatt ATV-A 127 bei h = 0,5 m. Für Überdeckungen ab ca. 0,7 m resultieren etwas höhere Bodenspannungen verglichen mit den bisherigen Vorschriften. Außerdem sind in Bild 7-4 die stützenden horizontalen Bodenspannungen für das Modell A und einen Erddruckbeiwert von 0,4 eingetragen, Näheres s. Abschnitt 6.3.

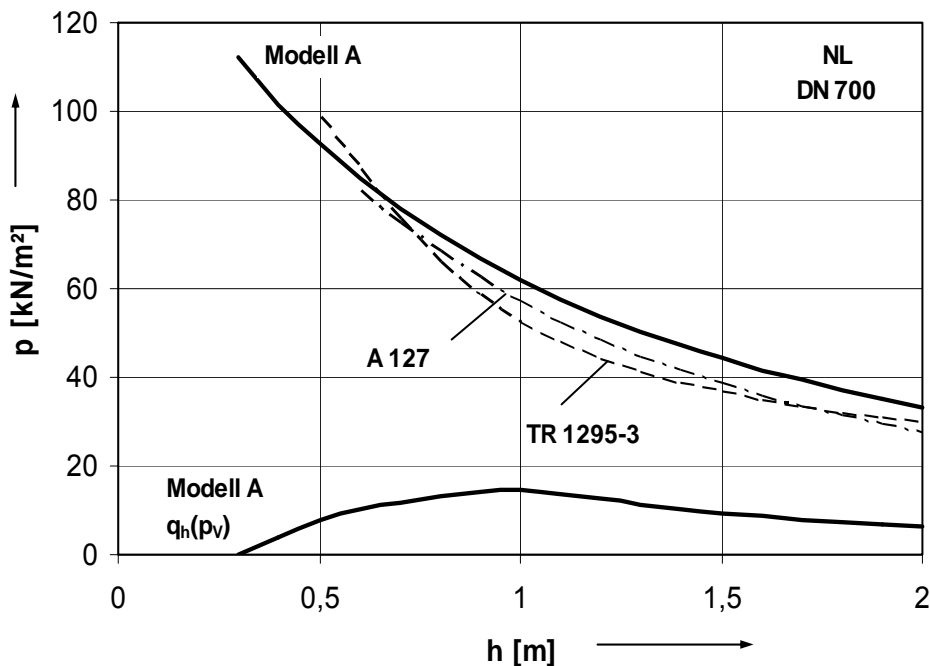


Bild 7-4 Vertikale Bodenspannung im Rohrscheitel aus Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101, Asphaltoberbau h_F = 22 cm (NL), Vergleich mit ATV-A 127 und TR 1295-3, horizontale Bodenspannungen am Kämpfer, gültig für K₂ = 0,4, vgl. Bild 7-3a

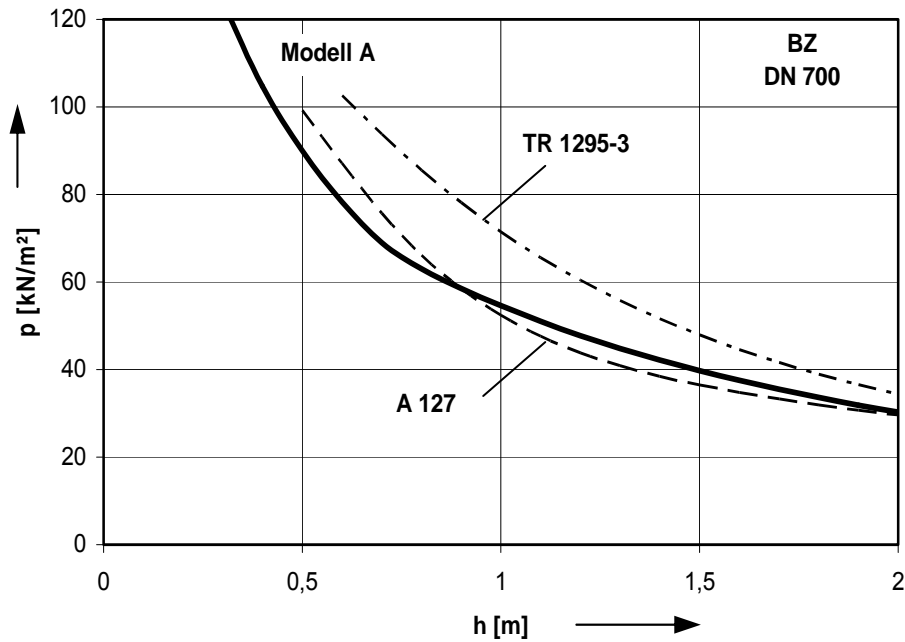


Bild 7-5 Vertikale Bodenspannungen im Bauzustand, keine Befestigung der Oberfläche (BZ), keine horizontalen Bodenspannungen am Kämpfer, vgl. Bild 7-3b

In Bild 7-5 sind die vertikalen Bodenspannungen bei normaler Laststellung (NL) ohne Fahrbahnbefestigung dargestellt. Der stützende Seitendruck im Kämpfer entfällt im Bauzustand. Bei den Nullversuchen mit zwei Stahlplatten und zentrischer Laststellung (Z) wurde in 73 cm Tiefe eine Bodenspannung von $54,4 \text{ kN/m}^2$ gemessen, vgl. Abschnitt 6.1 und Bild 6-2.

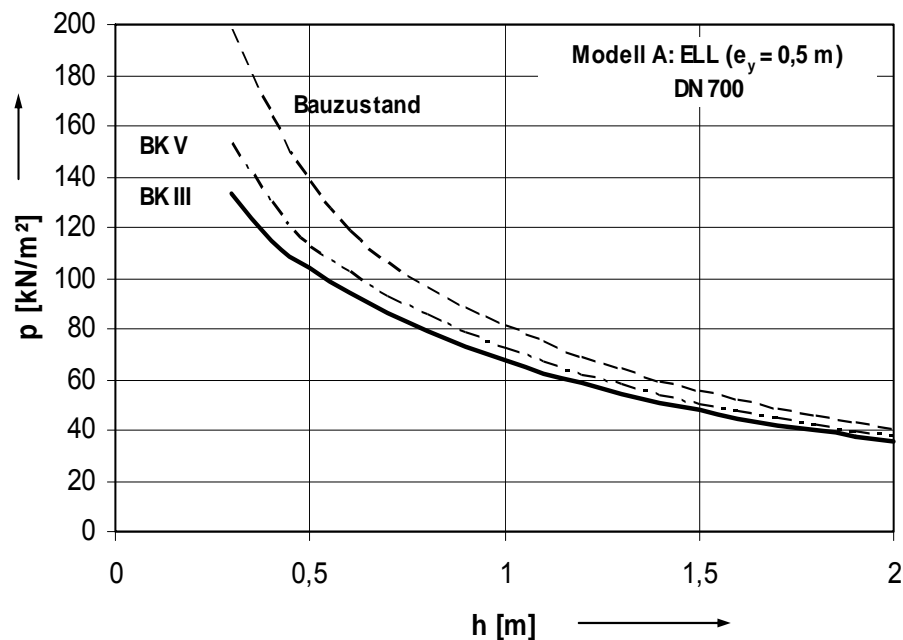


Bild 7-6 Vertikale Bodenspannungen für BK III, BK V und Bauzustand, enge Laststellung (ELL)

In Bild 7-6 werden die vertikalen Bodenspannungen in der Rohrscheitelebene für Asphaltdecken der Bauklassen III und V sowie ohne Fahrbahnbefestigung im Bereich von $0,3 \text{ m}$ bis 2 m Überdeckung verglichen. Die Kurven gelten für den ungünstigen Fall eines engen Begegnungsverkehrs, also minimale Fahrstreifenbreiten von $2,7 \text{ m}$.

7.2 Kalibrierung des Finite Element-Modells

7.2.1 Finite Element-Modell

Die Strukturanalyse des Fahrbahn-Boden-Rohrsystems wird mit der Finite Element Methode durchgeführt. Zur Reduktion der Modellgröße wird die doppelte Symmetrie genutzt, vgl. auch die Abschnitte 7.2.3 und 7.2.4.

7.2.2 Geometrie

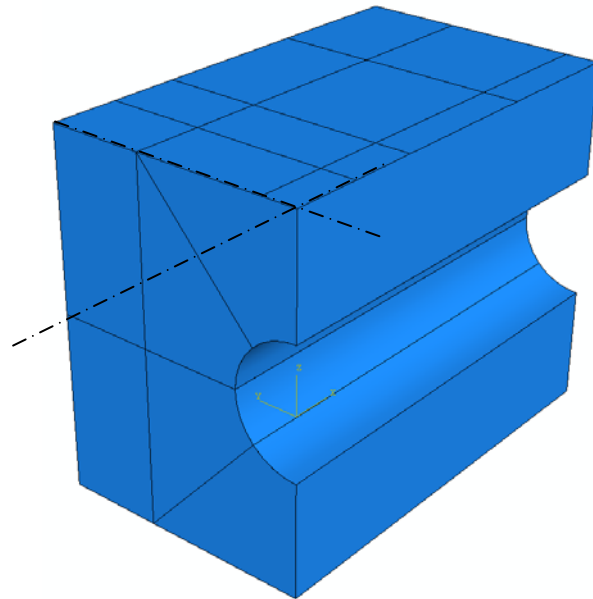


Bild 7-7 Isometrische Ansicht des FE-Modells ($\frac{1}{4}$ -System)

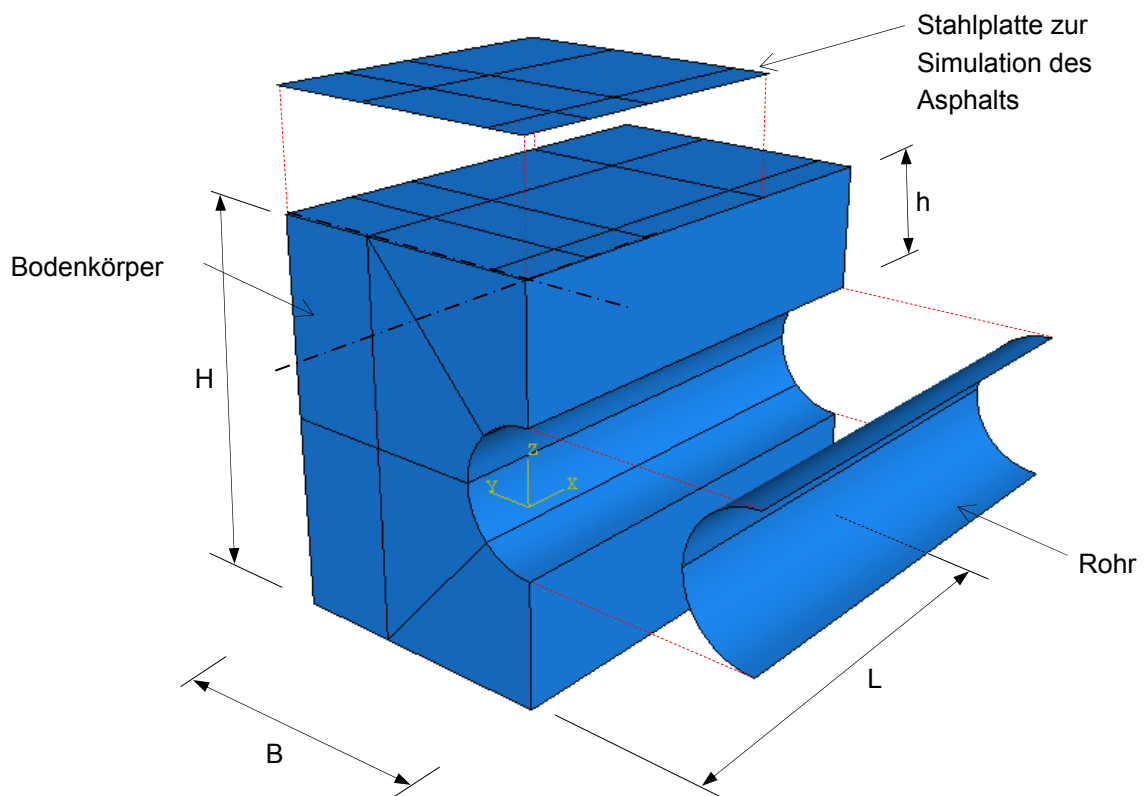


Bild 7-8 Bezeichnung der Einzelparts

Tabelle 7-1 Abmessungen der Parts im symmetrischen ¼-Modell, alle Maße in mm

Part		Gussrohr	Betonrohr	Kunststoffrohr
Abmessungen des FE-Modells	Sandüberdeckung h_s	660 ¹⁾	660 ¹⁾	460 ¹⁾
	Modellhöhe H	2.058	2.250	1.869,4
	Modelllänge L	2.500		
	Modellbreite B	1.500		
Stahlplatte	Länge L_s	1.700		
	Äquivalente Dicke für 2 Platten à 30 mm	37,8 ²⁾		
	Äquivalente Dicke für 1 Platte $t = 30$ mm	30,0 ³⁾		
Rohr	Außendurchmesser d_a	738 ⁴⁾	930	749,2
	Innendurchmesser d_i	718,4	700 ⁵⁾	700
	Wanddicke s , $s_{\text{äq}}$	9,8 ⁶⁾	120 ⁷⁾	24,6 ⁸⁾
	Rohrlänge L_R	2.500		

1) ohne Asphaltsschicht / Tragschicht

2) entspricht Asphalt BK III nach [V8]

3) entspricht Asphalt BK IV nach [V8]

4) Sollwert nach [V9]

5) Sollwert nach [V12] für Wanddicke im Scheitel – entspricht Messwert am Betonrohr

6) Messwert nach Abzug des Oberflächenreliefs, vgl. Anhang E

7) Messwert Wanddicke im Betonrohrscheitel

8) äquivalente Wanddicke: $I_{\text{Profil}} = 1234 \text{ mm}^4$, vgl. [U6] $\rightarrow s_{\text{äq}} = (1234 \cdot 12)^{1/3} = 24,6 \text{ mm}$

Die Mehrzahl der Versuche im GVS wurden mit zwei Stahlplatten durchgeführt, die jeweils eine Dicke von $t = 30$ mm aufweisen. Zur Reduktion des Rechenaufwandes wird im FE-Modell nur eine Stahlplatte mit einer äquivalenten Plattendicke von $t = 37,8$ mm verwendet.

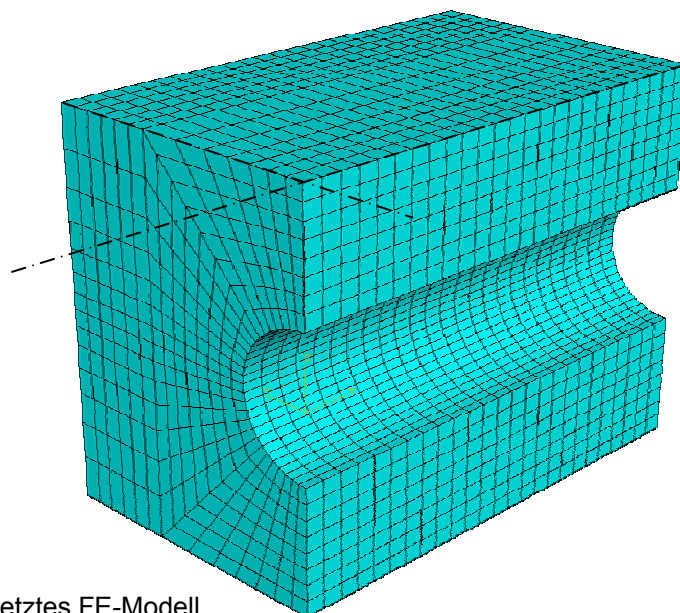


Bild 7-9 Vernetztes FE-Modell

Die Diskretisierung des Bodenkörpers erfolgt mit Volumenelementen des Typs C3D8R mit 8 Knoten. Die Rohrschale und die Stahlplatten werden durch Shell-Elemente des Typs S4R mit 4 Knoten abgebildet.

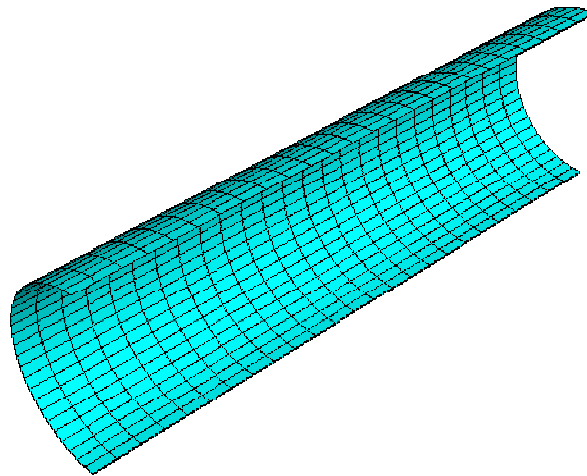


Bild 7-10 Modellierung des Rohrs mit Shell-Elementen

7.2.3 Belastung

Als Belastungen werden die Eigenlast des Bodens und zwei Radlasten des Bemessungsfahrzeugs nach [V1] angesetzt. Der Abstand der beiden Radlasten beträgt 1,2 m (= Achsabstand des Bemessungsfahrzeugs nach DIN-Fachbericht 101, vgl. Bilder 7-1 und 7-2). Die Lastsituation entspricht daher einer Längsüberfahrt der Rohrleitung. Die Radlasten haben eine quadratische Aufstandsfläche mit einer Kantenlänge von 0,4 m × 0,4 m, sie werden im FE-Modell als Flächenlasten angesetzt:

$$p = F_1 / a^2 = 120 / 0,4^2 = 750 \text{ kN/m}^2 = 0,75 \text{ N/mm}^2$$

Die für die Lastsituation NL zusätzlichen beiden Radlasten des überholenden Fahrzeugs werden im numerischen Modell nicht berücksichtigt, um den Vorteil der Symmetrie zu erhalten.

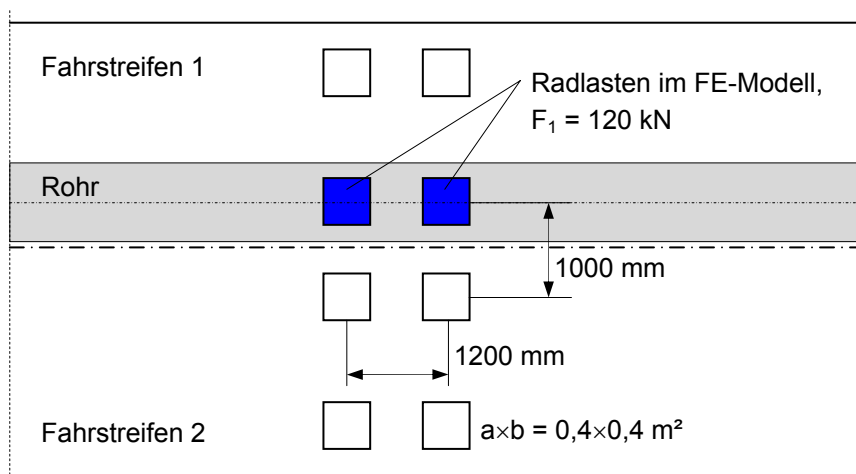


Bild 7-11 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 [V1], Ansatz der Radlasten im FE-Modell

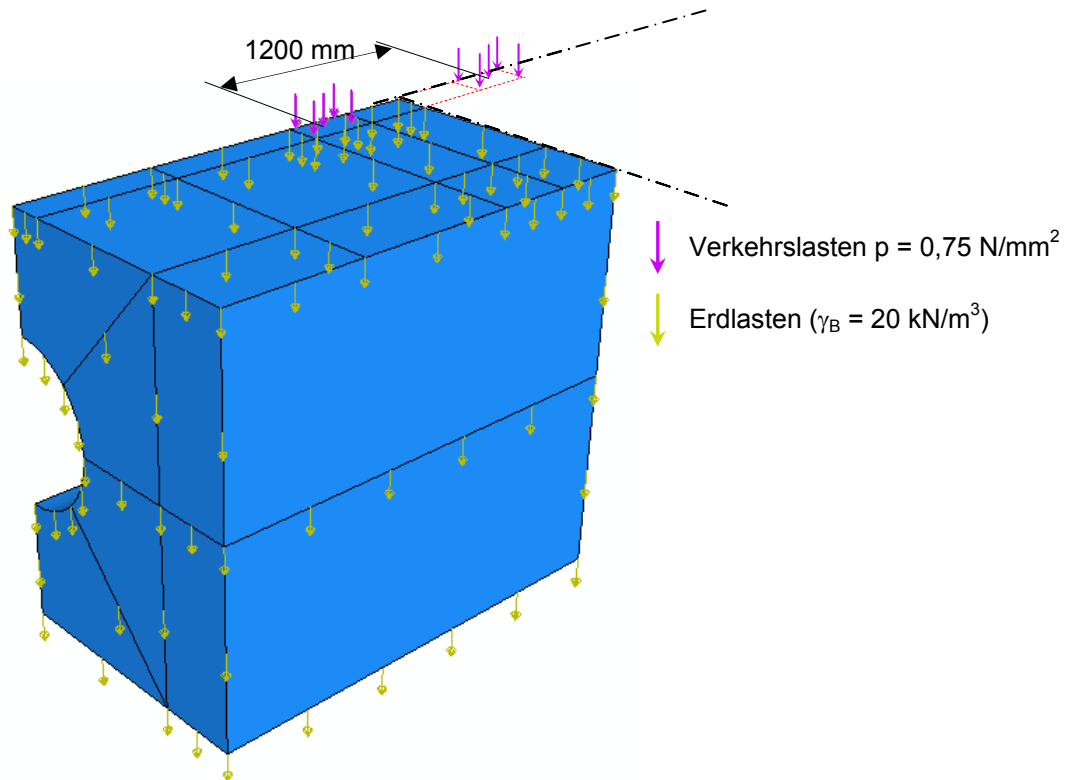


Bild 7-12 Radlasten / Bodenlasten (Darstellung zur Verdeutlichung der Lasten um 180° gedreht)

7.2.4 Lagerung

Aufgrund der im Abschnitt 7.2.3 beschriebenen Lastverteilung ist eine doppelte Symmetrie des Modells und der Belastung vorhanden, was für die Modellierung von Vorteil ist, vgl. Bild 7-7 und 7-13.

An den Modellrändern werden folgende Lagerungen vorgesehen: Alle Bauteile sind in vertikaler Richtung frei verschieblich. Der Boden wird in horizontaler Richtung gehalten. Die Verdrehung und horizontale Verschiebung der Stahlplatte ist an den Symmetrieachsen ausgeschlossen. In Umfangsrichtung des Rohres werden die horizontale Verschiebung und die Verdrehung um die Längsachse des Rohres ebenfalls verhindert. Ferner wird die Verschieblichkeit in Rohrlängsrichtung und die Verdrehung an beiden Rohrenden ausgeschlossen.

Die Übertragung von Zugspannungen im Übergang von der Stahlplatte zum Boden und vom Boden zum Rohr wird durch Anordnung von Kontaktelementen ausgeschlossen. Der Kontakt in horizontaler Richtung wird reibungsfrei modelliert.

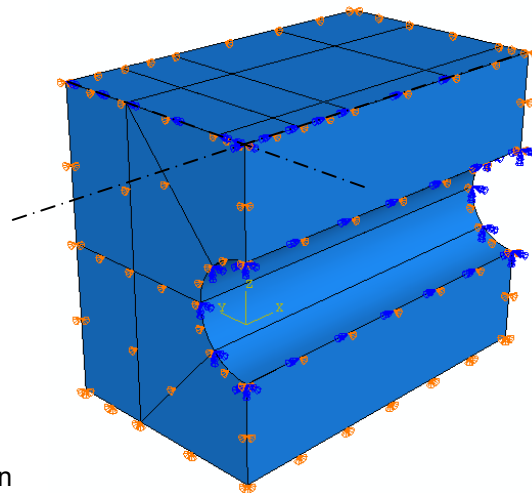


Bild 7-13 Lagerungs- und Symmetriebedingungen

7.2.5 Werkstoffkennwerte

7.2.5.1 Stahlplatte

Die Simulation der Asphaltsschicht erfolgt im Großversuchsstand (GVS) mit Stahlplatten. Im FE-Modell werden die Werkstoffkennwerte nach [V14] zugrunde gelegt:

$$\begin{aligned} \text{Elastizitätsmodul:} & \quad E = 210.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Querkontraktionszahl:} & \quad \mu = 0,3 \end{aligned}$$

7.2.5.2 Rohre

a) Betonrohr: Im FE-Modell werden die Kennwerte des biegesteifen Rohrwerkstoffs (Beton) nach Abschnitt 4.1 zugrunde gelegt:

$$\begin{aligned} \text{Elastizitätsmodul:} & \quad E = 36.500 \text{ N/mm}^2, \text{ vgl. Abschnitt 4.1} \\ \text{Querkontraktionszahl:} & \quad \mu = 0,2 \end{aligned}$$

b) Gussrohr: Als biegeweicher (semiflexibler) Rohrwerkstoff wird Gusseisen mit Kugelgraphit ohne Zementmörtelauskleidung und ohne äußere Korrosionsschicht verwendet. Im FE-Modell werden die Werkstoffkennwerte nach Abschnitt 4.2 zugrunde gelegt:

$$\begin{aligned} \text{Elastizitätsmodul:} & \quad E = 170.000 \text{ N/mm}^2, \text{ vgl. Abschnitt 4.2} \\ \text{Querkontraktionszahl:} & \quad \mu = 0,3 \end{aligned}$$

c) Kunststoffrohr: Zur Berücksichtigung eines Rohrwerkstoffs mit sehr geringer Steifigkeit wurden profilierte PE-Rohre eingesetzt. Wegen der in Umfangsrichtung verlaufenden Rippen wird ein orthotropes Werkstoffgesetz durch Ansatz unterschiedlicher Elastizitätsmoduln in Umfangs- und Längsrichtung des Rohres verwendet. Der verringerte E-Modul wird aus dem Verhältnis der Flächenmomente 2. Grades der Rippen und der Wanddicke zwischen den Rippen ermittelt.

$$\begin{aligned} \text{Elastizitätsmodul in Umfangsrichtung (durch Zugversuche ermittelt):} \\ E_{\varphi} = 900 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Elastizitätsmodul in Längsrichtung:

$$E_x = E_{\varphi} \cdot I_x / I_{\varphi} \quad \text{mit} \quad I_{\varphi} = 1234 \text{ mm}^4, \text{ vgl. Anhang E} \\ I_x = 4,4^3 / 12 = 7,1 \text{ mm}^4$$

$$E_x = 900 \cdot 7,1 / 1234 = 5,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Querkontraktionszahl:} \quad \mu = 0,35$$

$$\text{Schubmodul:} \quad G = E / (2 \cdot (1 + \mu)) = 900 / (2 \cdot (1 + 0,35)) = 333 \text{ N/mm}^2$$

7.2.5.3 Boden

Zu Vergleichszwecken werden für den Sandboden im Großversuchsstand (GVS) sowohl ein elastisches als auch ein plastisches Werkstoffgesetz nach Mohr-Coulomb angewendet.

Um die Zunahme der Steifigkeit des Bodens bei höheren Spannungen zu erfassen, wird diese nach [U2] durch einen spannungsabhängigen Verformungsmodul mit der Formel nach Ohde beschrieben, vgl. Abschnitt 5.2:

$$E_S = E_{s,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{p_{ref}} \right)^m \quad \text{mit} \quad \sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \text{repräsentative Spannung} \quad (7-4)$$

Die Eingangswerte für die Ohde-Formel sind in [U2] Tabelle 1.12 aufgeführt, vgl. Tabelle 7-2:

Tabelle 7-2 Bodenkennwerte

			Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]		
			95	97	100
Referenzsteifemodul	$E_{s,ref}$	N/mm ²	28,0	30,0	48,5
Exponent der Gleichung (7-4)	m	-	0,80	0,86	0,80

In [U2] sind Messergebnisse zur Ermittlung von Verdichtungsgraden angegeben. Vor, während und nach den Versuchen wurde die Proctordichte im Großversuchsstand an verschiedenen Stellen bestimmt. Wie in [U2] berichtet, wurden Verdichtungsgrade zwischen 92 % und 102 % Proctordichte gemessen. Der Mittelwert der Messungen von ca. 97 % wird auch im FE-Modell zugrunde gelegt. Als repräsentative Spannung σ_m wird der Mittelwert der drei Hauptspannungen aus der FE-Berechnung angesetzt.

Reibungswinkel $\varphi' = 39^\circ$, nach [U2]

Dilatanzwinkel $\psi = 9^\circ$, nach [U2]

Kohäsion $c' = 2 \text{ kN/m}^2$ (Ansatz bei der Berechnung mit Guss- und Betonrohren)

Kohäsion $c' = 7 \text{ kN/m}^2$ (Ansatz bei der Berechnung mit PE-Rohren;
erforderlich, da größere Verformungen im Boden auftreten)

Nach [U2] beträgt die Kohäsion des im Großversuchsstand eingebauten Sandes $c' = 0$. Im FE-Programm muss jedoch für die Berechnungen mit einem plastischen Bodengesetz nach Mohr-Coulomb ein Wert $c' > 0$ eingegeben werden, da der Fall $c' = 0$ bei dem Programm ABAQUS [P6] nicht zur Konvergenz führte.

Bei Berechnungen mit Finite Element-Programmen ist der Elastizitätsmodul des Bodens anzusetzen, der nach [12] wie folgt aus dem Steifemodul ermittelt wird:

$$E = \frac{1 - \mu - 2\mu^2}{1 - \mu} \cdot E_s$$

Es stellte sich jedoch heraus, dass mit dem kleineren Wert des Elastizitätsmoduls des Bodens keine vollständige Berechnung möglich war. Im Versuchsstand wurde mit Voranschreiten der Versuche eine Nachverdichtung des Bodens festgestellt, vgl. [U2]. Die Proctordichte betrug bis zu 102 %. Aus diesem Grund wurde in den FE-Berechnungen der höhere Steifemodul E_s als rechnerischer E-Modul verwendet.

Zu Vergleichszwecken werden die elastischen FE-Berechnungen sowohl mit dem Steifemodul als auch dem E-Modul durchgeführt.

7.2.6 Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen und Versuche

7.2.6.1 Allgemeines

Nachfolgend sind die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit einem Betonrohr (Abschnitt 7.2.6.2), einem Gussrohr (Abschnitt 7.2.6.3) und einem PE-Rohr (Abschnitt 7.2.6.4) aufgeführt.

In diesen Abschnitten werden zunächst die Rohr- und Bodenspannungen der Berechnungen mit elastischem Bodengesetz sowie plastischem Bodengesetz nach Mohr-Coulomb verglichen. Für alle Berechnungen wird ein spannungsabhängiger Verformungsmodul angesetzt, vgl. Abschnitt 7.2.5.3.

Im Anschluss werden die Ergebnisse der FE-Berechnung mit dem Lastfall „normale Laststellung“ der Versuche im Großversuchsstand mit simulierter Asphaltsschicht (zwei Stahlplatten) verglichen, vgl. Bild 7-14.

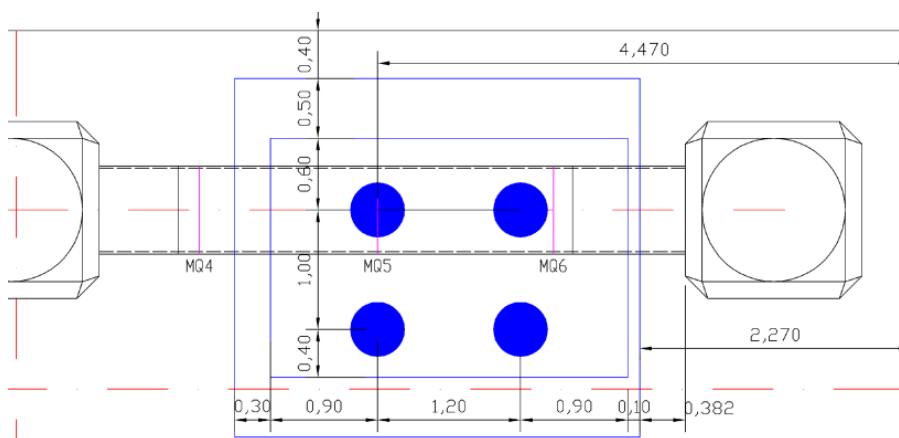


Bild 7-14 Anordnung der Radlasten für den Versuch „enge Laststellung in Querrichtung“

7.2.6.2 Betonrohr, Asphalt BK III, $h = 0,88$ m, NL mit $F_1 = 120$ kN

In Bild 7-15a und b sind die Spannungsverteilungen im Boden dargestellt. Bei der Berechnung mit dem elastischen Bodengesetz konzentrieren sich die Spannungen im Rohrscheitel, vgl. Bild 7-15a. In Bild 7-15b ist zu erkennen, dass sich die maximalen Bodenspannungen bei einem plastischen Bodengesetz im Bereich zwischen Scheitel und Kämpfer konzentrieren, vgl. Bild 7-15b.

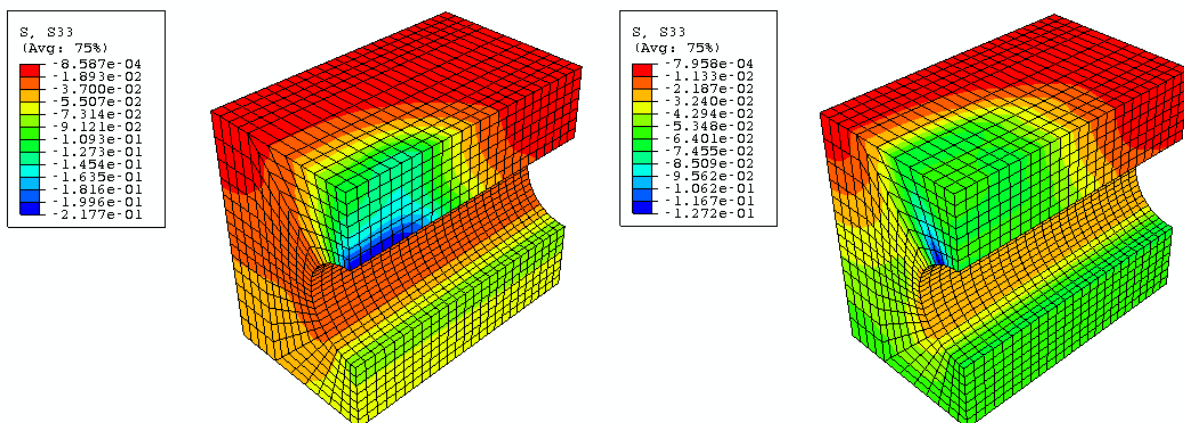


Bild 7-15a: vertikale Bodenspannungen, elastisches Bodengesetz, $E(\sigma_B)$

Bild 7-15b: vertikale Bodenspannungen, plastisches Bodengesetz (Mohr-Coulomb)

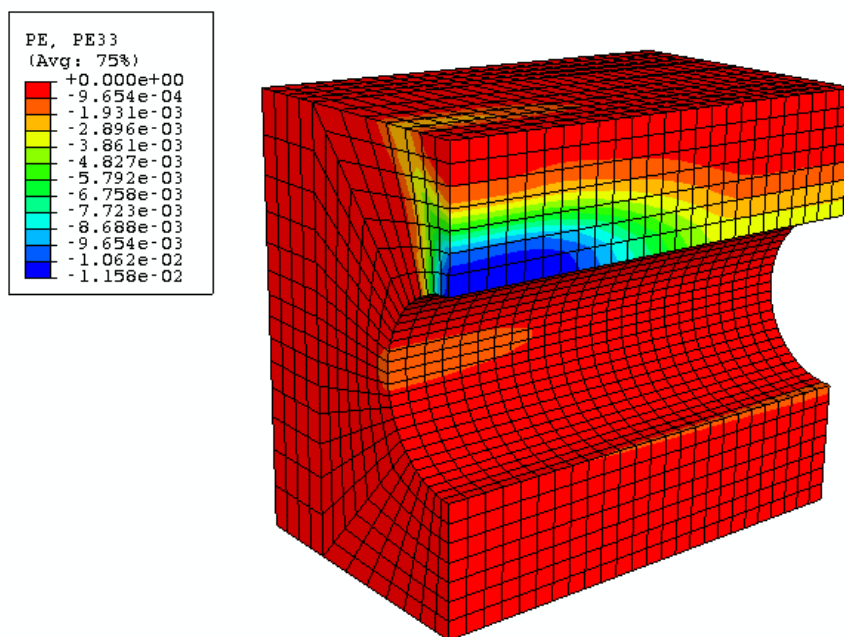


Bild 7-16 plastische Dehnungen PE33 einer FE-Berechnung nach Mohr-Coulomb

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den Berechnungen mit unterschiedlichem Bodengesetz werden die Spannungsverläufe im Boden und im Betonrohr entlang der Pfade nach Bild 7-17 in den Bildern 7-18 bis 7-22 dargestellt. Außerdem werden die Ergebnisse der Berechnung mit dem E-Modul in den Bildern 7-18 bis 7-22 gestrichelt dargestellt.

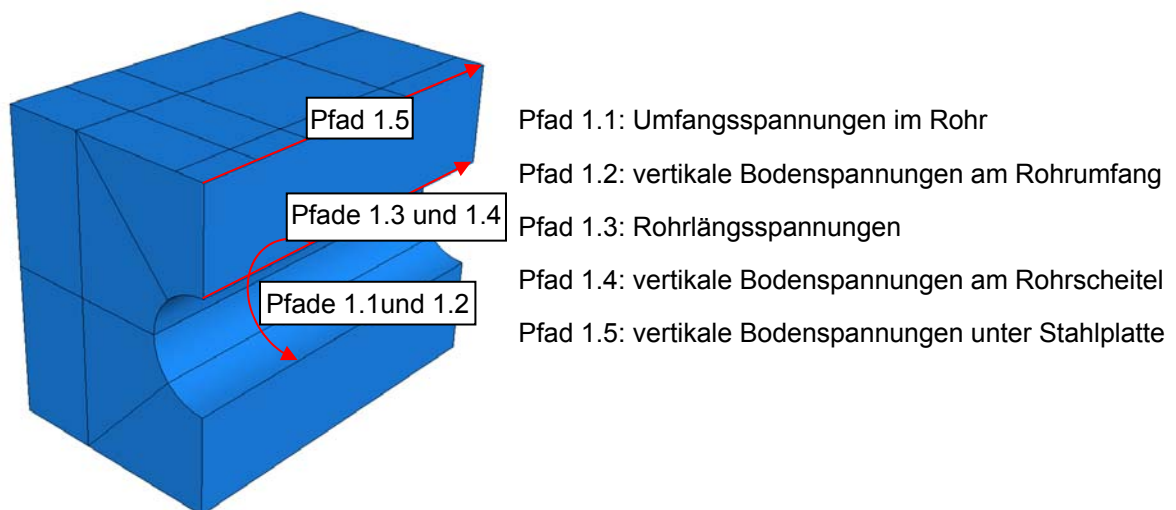


Bild 7-17 Pfade für Spannungsverläufe im Boden und Betonrohr für die Bilder 7-18 bis 7-22

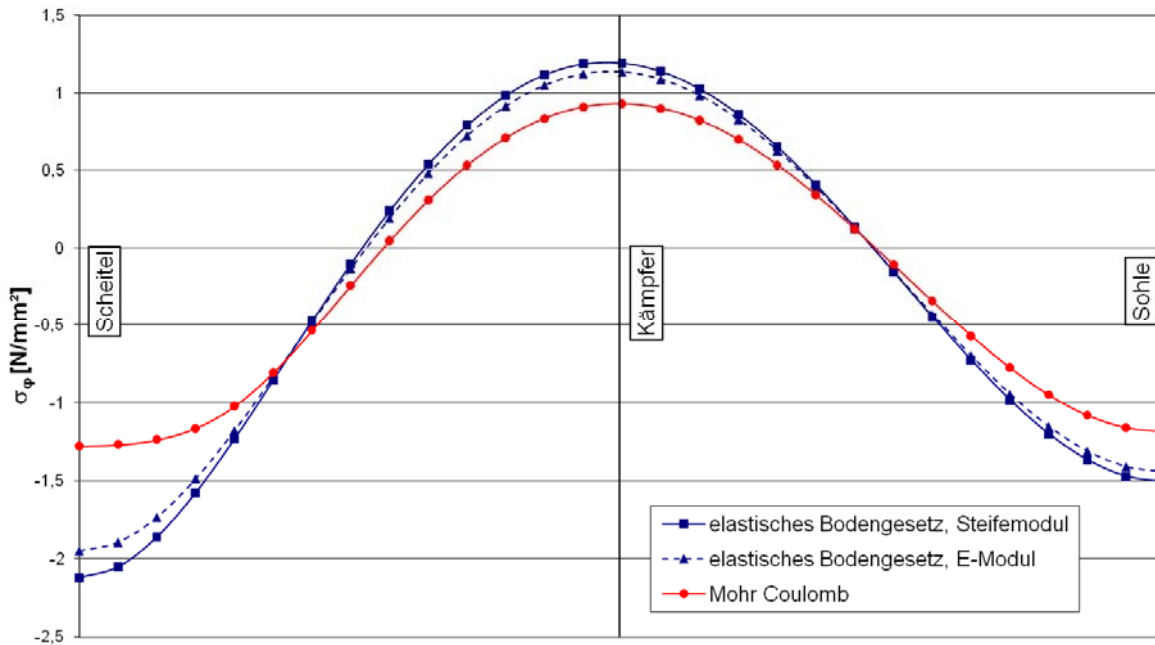


Bild 7-18 Pfad 1.1: Vergleich der Umfangsspannungen im Betonrohr, Rohraußenseite

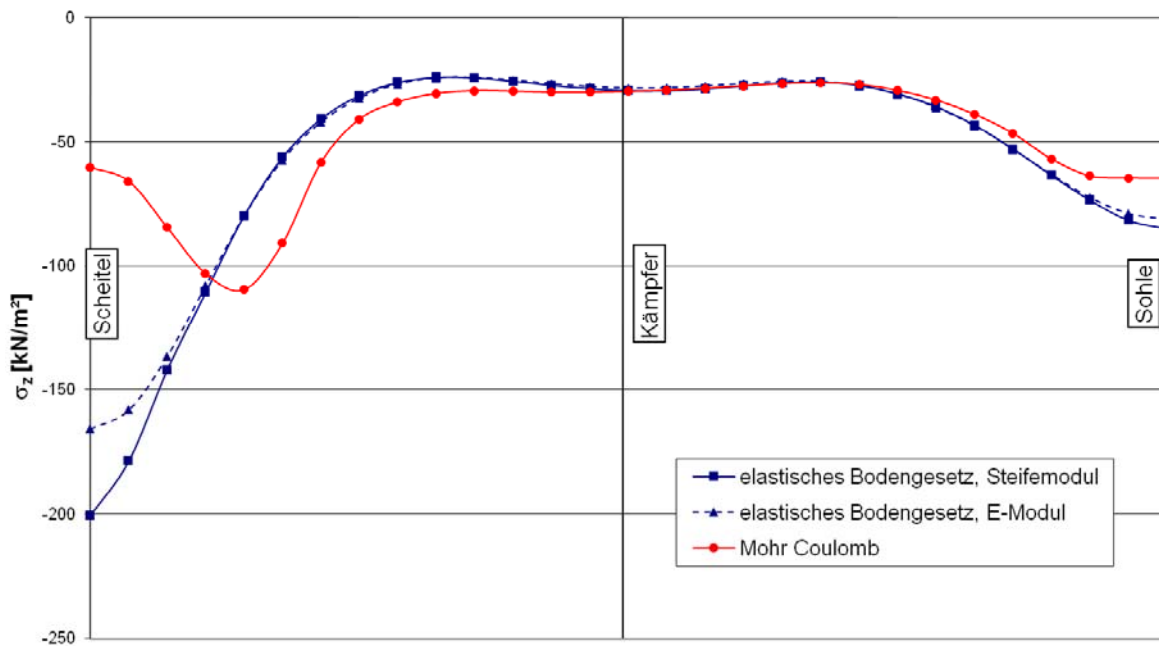


Bild 7-19 Pfad 1.2: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen am Rohrumfang

Die Umfangsspannung σ_ϕ im Betonrohr nimmt bei Ansatz eines plastischen Bodengesetzes nach Mohr-Coulomb im Scheitel ab, vgl. Bild 7-18. Dies ist auf die Verringerung der vertikalen Bodenspannungen σ_{zj} im Rohrscheitel zurückzuführen, vgl. Bild 7-16 und Bild 7-19. Für die Rohr- und Bodenspannungen zwischen Kämpfer und Sohle zeigen die Spannungsverläufe eine gute Übereinstimmung.

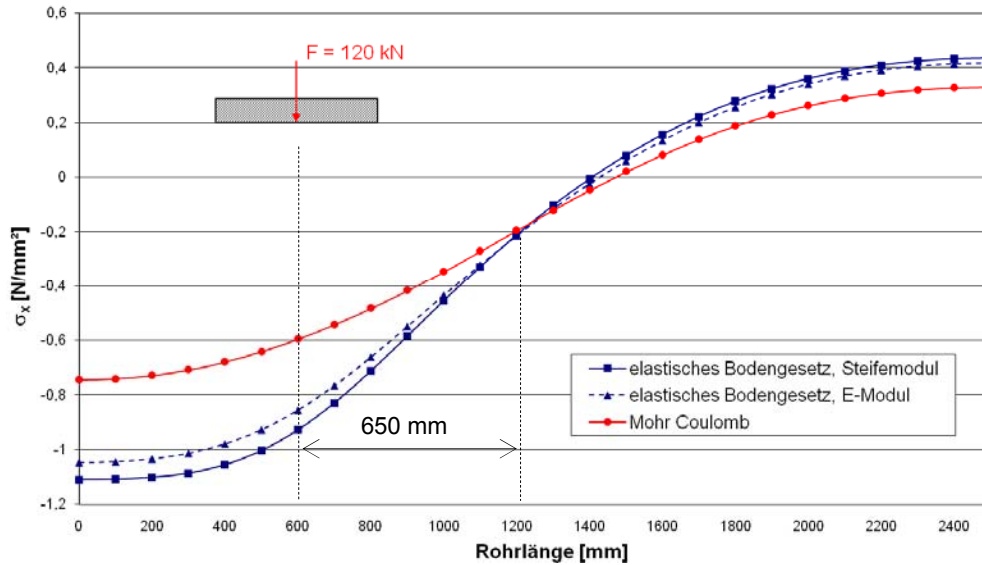


Bild 7-20 Pfad 1.3: Vergleich der Längsspannungen im Betonrohrscheitel, Rohraußenseite

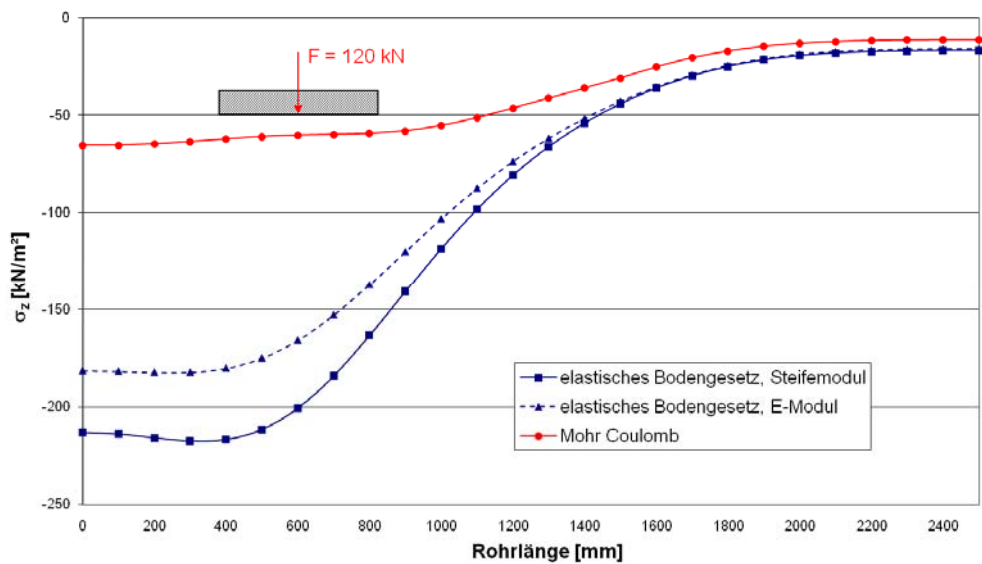


Bild 7-21 Pfad 1.4: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene

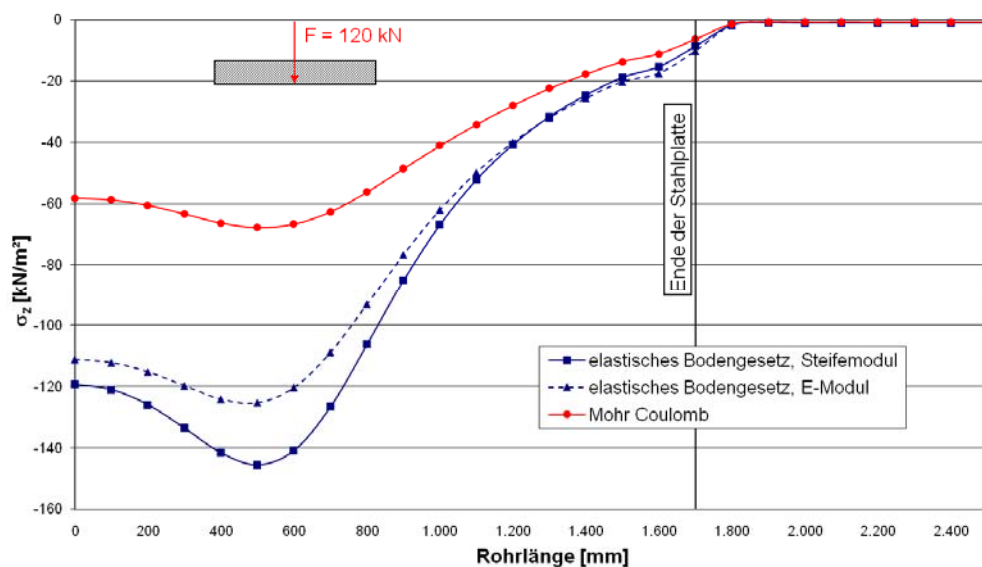


Bild 7-22 Pfad 1.5: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen unter der Stahlplatte (Asphalt)

Die Längsspannungen im Scheitel des Betonrohres sind unter der Radlast in den Berechnungen nach Mohr-Coulomb kleiner als die Ergebnisse mit einem elastischen Bodengesetz, vgl. Bild 7-20. Die beiden Kurven schneiden sich im Abstand von ca. 65 cm neben der Radlast.

Die Berechnungen mit einem plastischen Werkstoffgesetz ergeben gegenüber der Berechnung mit dem elastischen Bodengesetz sowohl am Betonrohrscheitel als auch unter der Stahlplatte geringere Bodenspannungen, vgl. Bilder 7-21 und 7-22.

In Bild 7-23 werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen, der Berechnungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 und der Versuche (DMS-Messungen an den Rohren im GVS) verglichen.

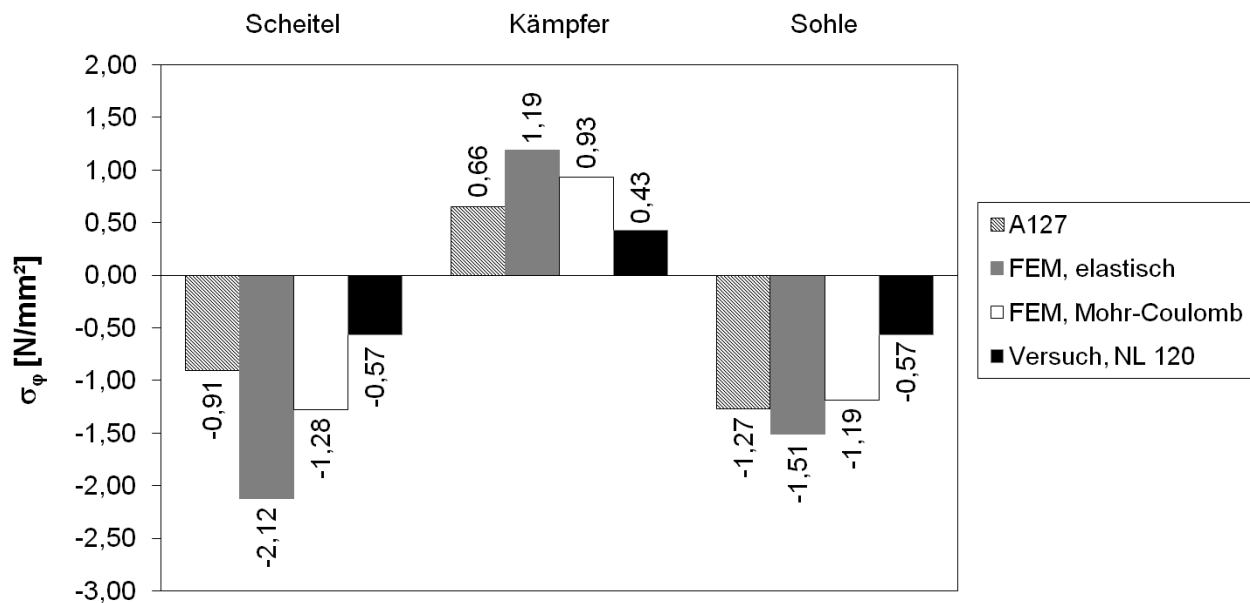


Bild 7-23 Betonrohr, h = 0,88 m, Vergleich der Umfangsspannungen auf der Rohraußenseite, vgl. Anhang B1, B3 und B5

Die Berechnungsergebnisse nach ATV-A 127 und die Versuchsergebnisse stimmen vergleichsweise gut überein. Nach ATV-A 127 liegt jedoch die maßgebende Nachweisstelle in der Sohle, während die FE-Berechnungen im Scheitel maximale Spannungen ergeben und damit zutreffender sind. Beim Versuch im Großversuchsstand wurden in Scheitel und Sohle näherungsweise gleich große Spannungen gemessen.

Die Versuchsergebnisse sind kleiner als die berechneten Werte. Dies ist auf den Oberbau aus Stahlplatten zur Simulation der Asphalttragschicht zurückzuführen, der in das Verfahren nach ATV-A 127 nicht belastungsmindernd eingeht.

7.2.6.3 Gussrohr, Asphalt BK III, h = 0,88 m, NL mit $F_1 = 120 \text{ kN}$

In Bild 7-24a und b sind die Spannungsverteilungen im Boden dargestellt. Bei der Berechnung mit einem elastischen Bodengesetz konzentrieren sich die Spannungen im Rohrscheitel, vgl. Bild 7-24a. Bei einem plastischen Bodengesetz konzentrieren sich die maximalen Bodenspannungen im Bereich zwischen Scheitel und Kämpfer, vgl. Bild 7-24b und Bild 7-25.

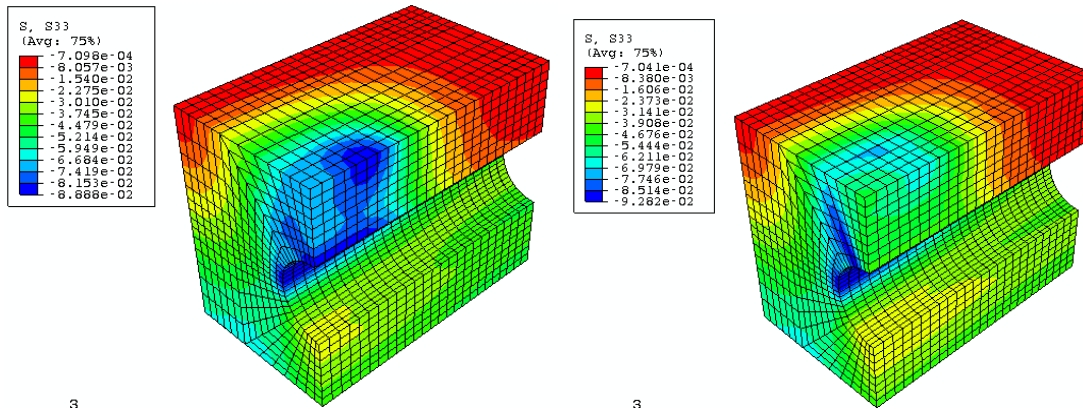


Bild 7-24a vertikale Bodenspannungen
 elastisches Bodengesetz, $E(\sigma_B)$

Bild 7-24b vertikale Bodenspannungen
 plastisches Bodengesetz (Mohr-Coulomb)

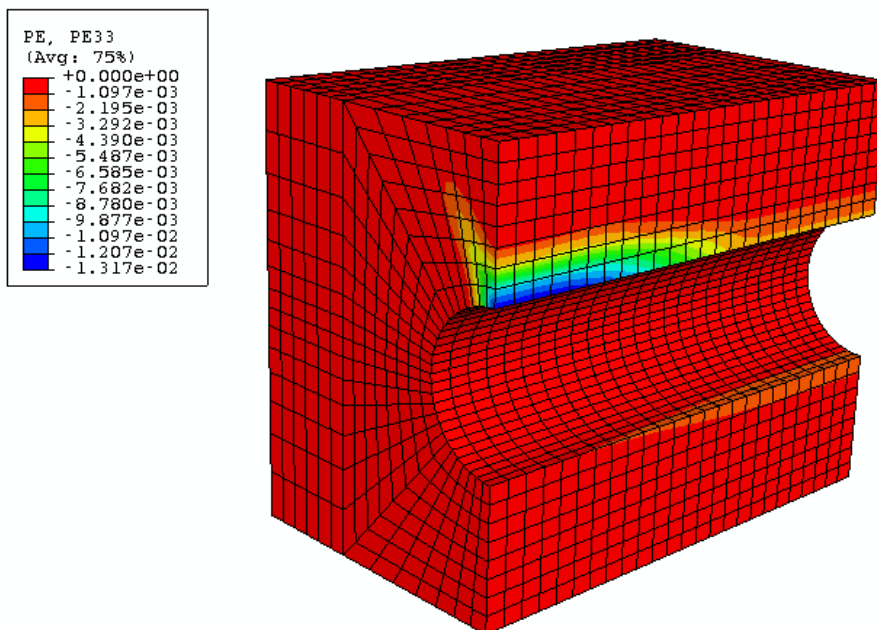
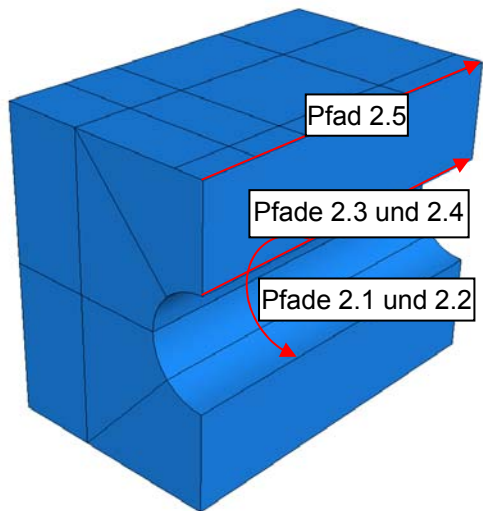


Bild 7-25 plastische Dehnungen PE33 in der FE-Berechnung nach Mohr-Coulomb

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den Berechnungen mit unterschiedlichem Bodengesetz werden die Spannungsverläufe im Boden und im Gussrohr entlang der Pfade nach Bild 7-26 in den Bildern 7-27 bis 7-31 dargestellt. Außerdem werden die Ergebnisse der Berechnung mit dem E-Modul in den Bildern 7-27 bis 7-31 gestrichelt dargestellt.



- Pfad 2.1: Umfangsspannungen im Rohr
- Pfad 2.2: vertikale Bodenspannungen am Rohrumfang
- Pfad 2.3: Rohrlängsspannungen
- Pfad 2.4: vertikale Bodenspannungen am Rohrscheitel
- Pfad 2.5: vertikale Bodenspannungen unter Stahlplatte

Bild 7-26 Pfade für Spannungsverläufe im Boden und Gussrohr gemäß Bildern 7-27 bis 7-31

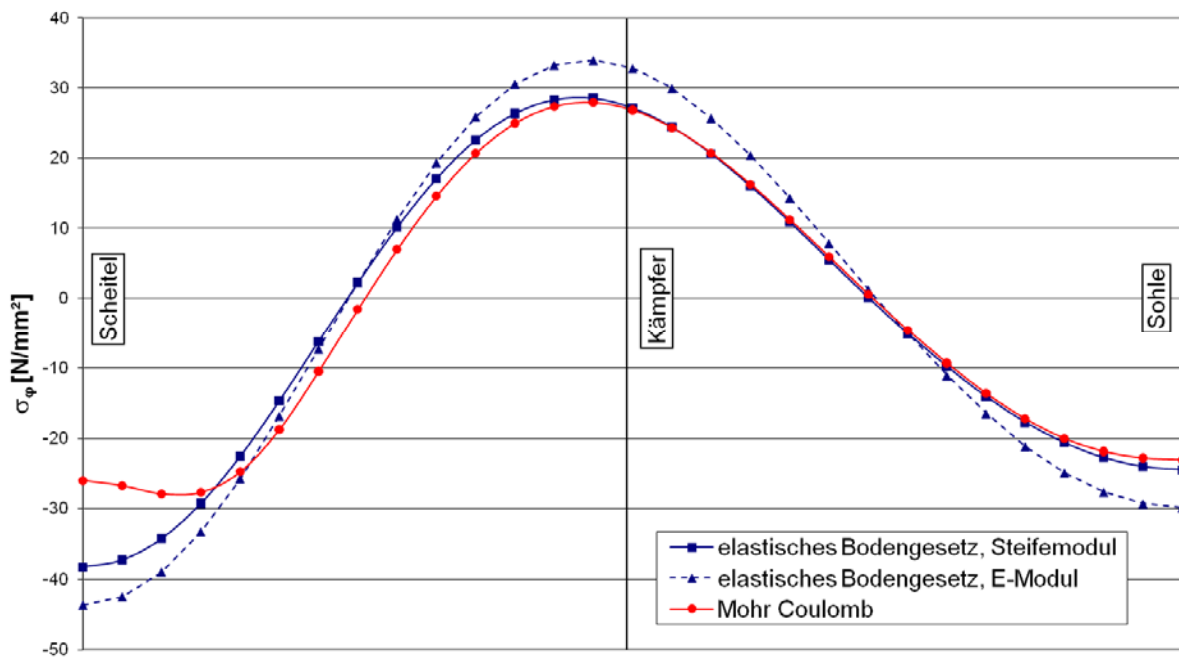


Bild 7-27 Pfad 2.1: Vergleich der Umfangsspannungen im Gussrohr, Rohraußenseite

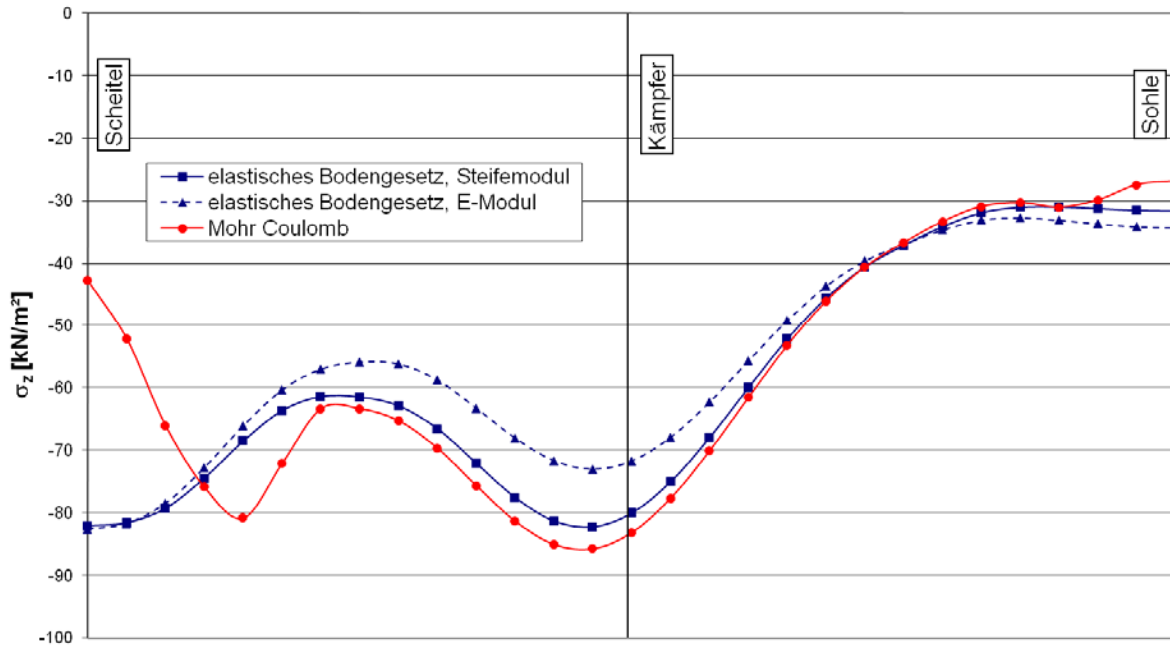


Bild 7-28 Pfad 2.2: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen am Rohrumfang

Die Umfangsspannung σ_φ im Gussrohr nimmt bei Ansatz eines plastischen Bodengesetzes nach Mohr-Coulomb im Scheitel ab, vgl. Bild 7-27. Dies ist wieder auf die Verringerung der vertikalen Bodenspannungen σ_z im Rohrscheitel zurückzuführen, vgl. Bild 7-25 und Bild 7-28. Die Verläufe der Rohr- und Bodenspannungen zwischen Kämpfer und Sohle zeigen bei beiden Bodengesetzen eine gute Übereinstimmung.

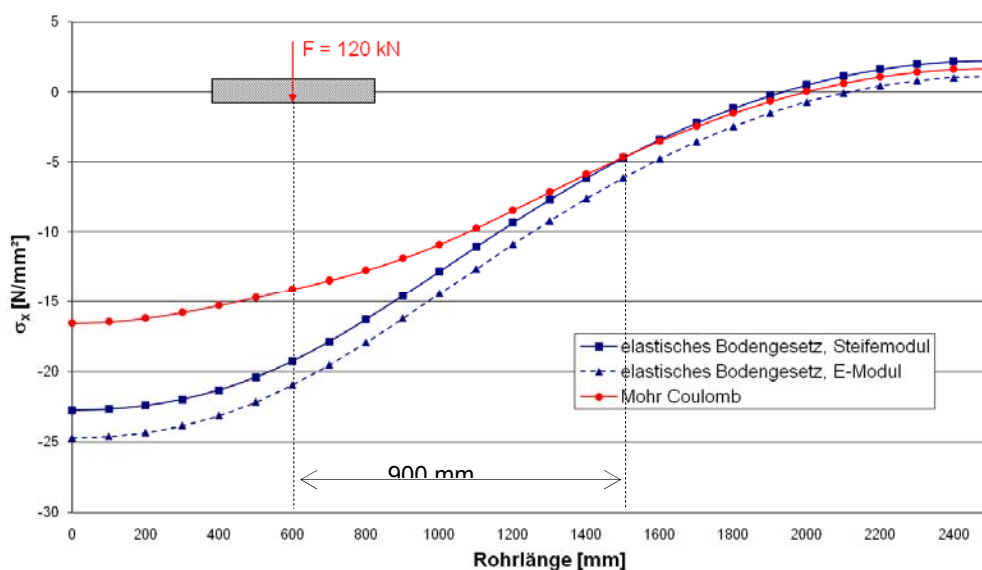


Bild 7-29 Pfad 2.3: Vergleich der Längsspannungen im Gussrohrscheitel, Rohraußenseite

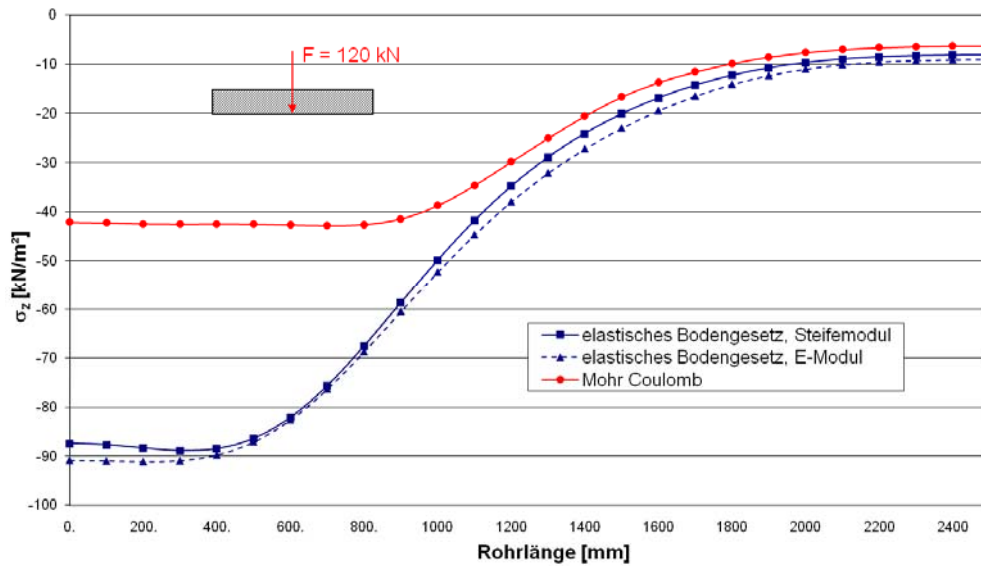


Bild 7-30 Pfad 2.4: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene

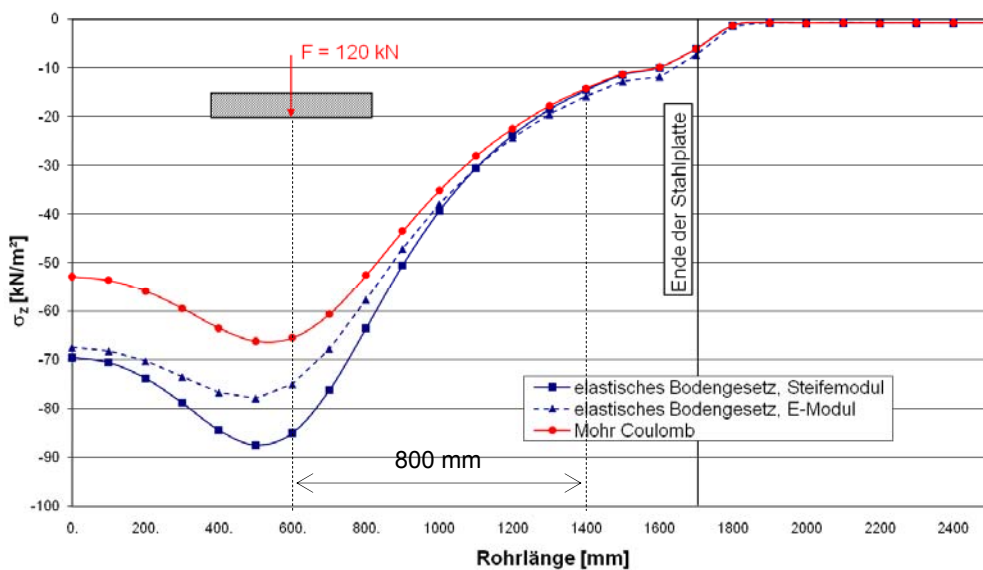


Bild 7-31 Pfad 2.5: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen unter der Stahlplatte (Asphalt)

Der Vergleich der Längsspannungen im Rohrscheitel zeigt, dass sich die Ergebnisse für das elastische Gesetz und Mohr-Coulomb ca. 90 cm neben der Radlast annähern, vgl. Bild 7-29. Die Bodenspannungen unter der Stahlplatte stimmen ab ca. 80 cm neben der Radlast gut überein, vgl. Bild 7-31. Die Bodenspannungen entlang des Rohrscheitels sind nach Mohr-Coulomb über die gesamte Länge geringer als für die Berechnung mit einem spannungsabhängigen Elastizitätsmodul des Bodens.

In Bild 7-32 werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit den Ergebnissen von Berechnungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 und Versuchsergebnissen der DMS-Messungen im Großversuchsstand verglichen.

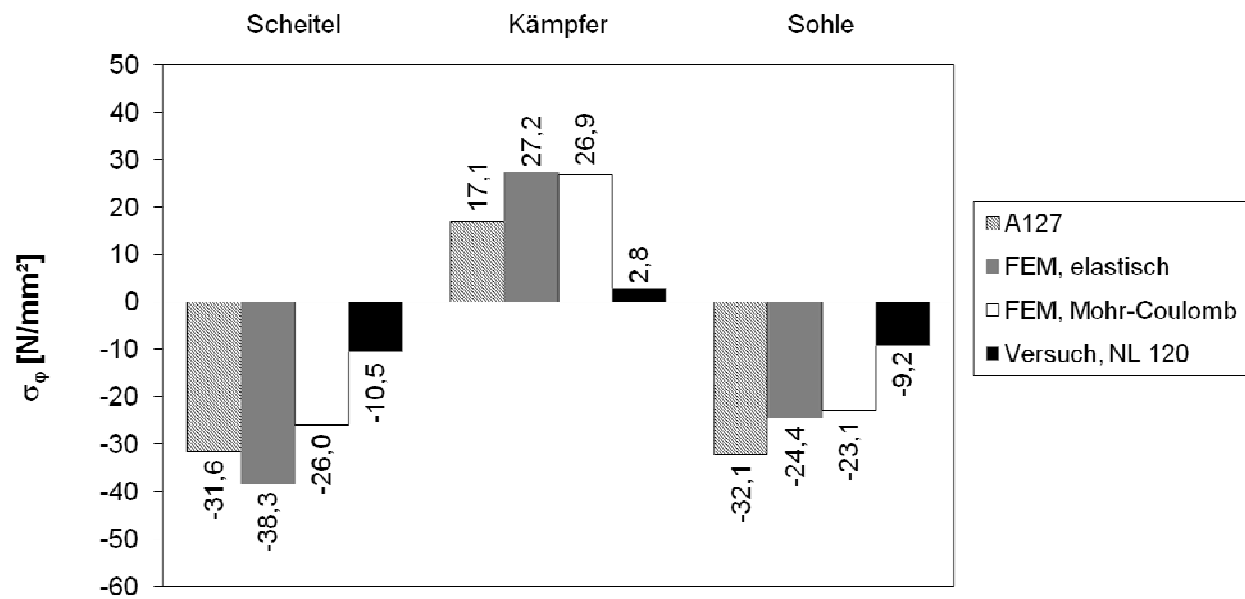


Bild 7-32 Gussrohr, h = 0,88 m, Vergleich der Umfangsspannungen auf der Rohraußenseite, vgl. Anhänge B35, B39 und B41

Die Berechnungen mit der Finite Element Methode ergeben die größten Umfangsspannungen. Die maßgebende Nachweisstelle ist aber zutreffend der Scheitel. Die Versuchsergebnisse sind kleiner als die Berechnungsergebnisse.

Im Kämpfer ergeben die FE-Berechnungen und die Berechnung nach ATV-A 127 [V1] Werte ähnlicher Größenordnung, während im Versuch deutlich geringere Spannungen gemessen wurden.

Insgesamt sind in den Rechenverfahren ausreichende Reserven für unplanmäßige Belastungssituationen vorhanden.

7.2.6.4 Ergebnisse PE-Rohr, Asphalt BK III, $h = 0,68$ m, NL mit $F_1 = 120$ kN

Das PE-Rohr weist – obwohl in Umfangrichtung profiliert - mit $SN\ 3,75\ \text{kN/m}^2$ eine sehr geringe Kurzzeit-Rohrsteifigkeit auf, es ist also eindeutig den biegeweichen Systemen zuzuordnen.

Die Generierung einer zweidimensionalen Kunststoffstruktur mit Bodenkörper oder einer 3D-Rohrschale ohne Boden ist mit relativ wenig Aufwand möglich und auch bereits veröffentlicht, vgl. z. B. [33]. Dagegen ist die Simulation des dreidimensionalen profilierten PE-Wickelrohres im Boden sehr aufwändig und wird im Rahmen des Forschungsprojektes nicht weiter verfolgt. Stattdessen wird eine glattwandige Struktur mit unterschiedlichen Steifigkeiten in Umfangs- und Längsrichtung (orthotrope Schale) generiert.

Ähnlich wie bei den plastischen Berechnungen nach Mohr-Coulomb für Guss- und Betonrohre (vgl. Bild 7-15b und Bild 7-24b) ergibt die Berechnung mit einem elastischen Bodengesetz für das PE-Rohr eine Konzentration der Bodenspannungen neben dem Rohrkämpfer, vgl. Bild 7-33.

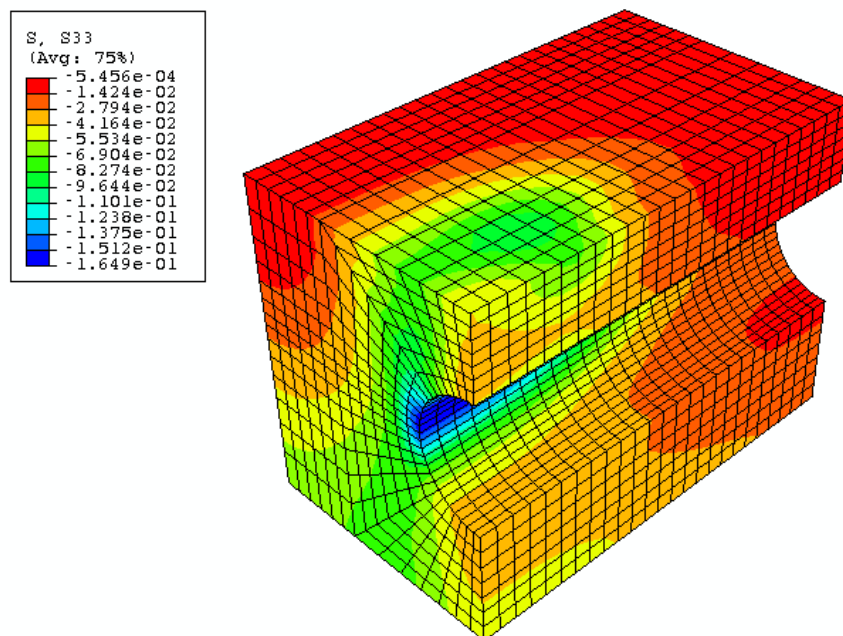


Bild 7-33 Verteilung der vertikalen Bodenspannungen um das PE-Wickelrohr, FE-Modell mit elastischem Bodengesetz, $E(\sigma_B)$, vgl. Anhänge B87 bis B90

Auf Grund des biegeweichen Verhaltens sind die vertikalen Bodenspannungen über dem Rohr deutlich kleiner als die Werte neben dem Rohr, vgl. Bild 7-34. Der Lastabtrag wird durch die lastverteilende Wirkung der Stahlplatte (Simulation einer Asphaltdecke BK III) unterstützt und erfolgt verstärkt in den Bereichen seitlich neben dem Rohr.

Der gleiche Effekt wird auch im Großversuchsstand beobachtet, vgl. Bild 7-34. Über dem Rohrscheitel sind die Bodenspannungen geringer als seitlich neben dem Rohr. Die größten vertikalen Bodenspannungen wurden neben den Kämpfern des PE-Rohres gemessen.

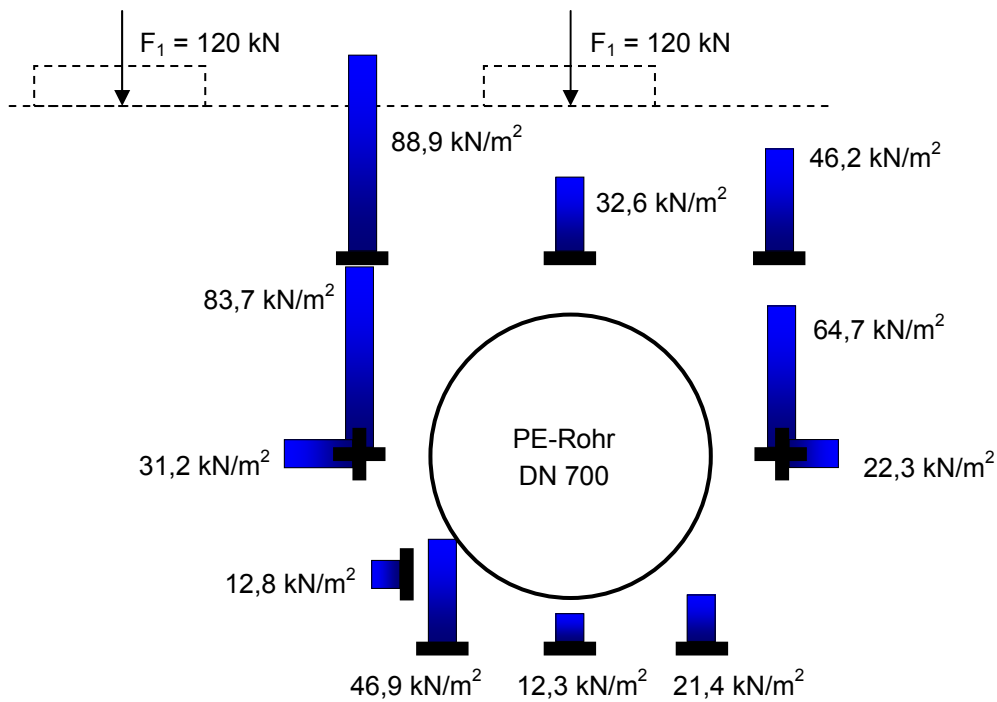


Bild 7-34 Verteilung der Bodenspannungen in der Umgebung des PE-Rohres, Messergebnisse der Erddruckgeber im Großversuchsstand

7.2.6.5 Umfangsspannungen σ_φ (= S11)

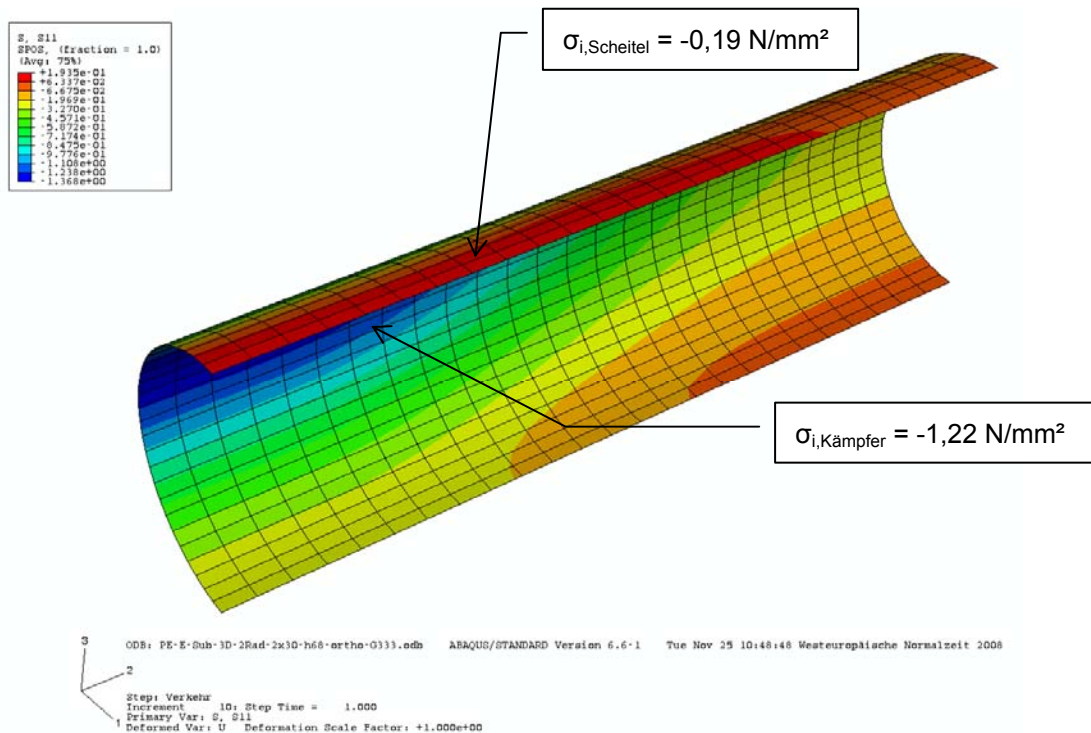


Bild 7-35 Umfangsspannungen des PE-Rohres

Die orthotrope Rohrwand wird in der Finite Element-Berechnung näherungsweise durch richtungsabhängige Elastizitätsmoduln erfasst, die über das Verhältnis der Biegesteifigkeiten ermittelt werden:

$$E_{\varphi} = 900 \text{ N/mm}^2 \text{ und } E_x = 5,2 \text{ N/mm}^2 \text{ (vgl. Abschnitt 7.2.5.2)}$$

Die resultierenden Umfangsspannungen in Bild 7-35

$$\sigma_a = +0,188 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_i = -1,499 \text{ N/mm}^2$$

werden für den orthotropen Aufbau der profilierten Rohrschale exemplarisch im Rohrscheitel wie folgt umgerechnet:

Der Mittelwert und die Spannungsdifferenz betragen

$$\sigma_m = -0,656 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \Delta\sigma = -0,656 + 1,499 = +0,843 \text{ N/mm}^2.$$

Mit den Flächenwerten der Schale

$$A = s_{aq} = 24,6 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ und } W = 24,6^2 / 6 = 101 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

folgen die Schnittgrößen der orthotropen Schale

$$N_{\varphi} = \sigma_m \cdot A = -0,656 \cdot 24,6 = -16,14 \text{ N/mm},$$

$$M_{\varphi} = \Delta\sigma \cdot W = +0,843 \cdot 101 = +85,14 \text{ Nmm/mm}.$$

Für das Profil PR 34-1.2 gelten die folgenden Querschnittswerte (Mittelwerte aus Profilmindestwerten):

Profilhöhe	$h_p = 38 \text{ mm}$
Profilfläche	$A_p = 7,7 \text{ mm}^2/\text{mm}$ (in Umfangsrichtung)
Flächenmoment 2. Grades	$I_p = 1.234 \text{ mm}^4/\text{mm}$
Abstand der Schwerachse von innen	$e = 11,2 \text{ mm}$
Widerstandsmoment, innen	$W_i = 110 \text{ mm}^3/\text{mm}$
Widerstandsmoment, außen	$W_a = 45 \text{ mm}^3/\text{mm}$
Mittlerer Radius	$r_m = 350 + 11,2 = 361,2 \text{ mm}$
Korrekturfaktor für Rohrkrümmung	$\alpha_{ki,a} \cong 1 \pm \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m}$
	$\alpha_{ki} \cong 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{38}{361,2} = 1,035 \text{ und } \alpha_{ka} \cong 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{38}{361,2} = 0,965$

Mit den Schnittgrößen N_{φ} und M_{φ} werden nun die Umfangsspannungen der orthotropen Schale berechnet:

$$\sigma_a = -\frac{16,14}{7,7} - 0,965 \cdot \frac{85,14}{45} = -2,096 - 1,827 = -3,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{16,14}{7,7} + 1,035 \cdot \frac{85,14}{110} = -2,096 + 0,801 = -1,3 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungen über den Rohrumfang sind Bild 7-36 zu entnehmen.

Bei dem beschriebenen Näherungsverfahren werden die Umfangsspannungen etwas unter- und die Längsspannungen überschätzt.

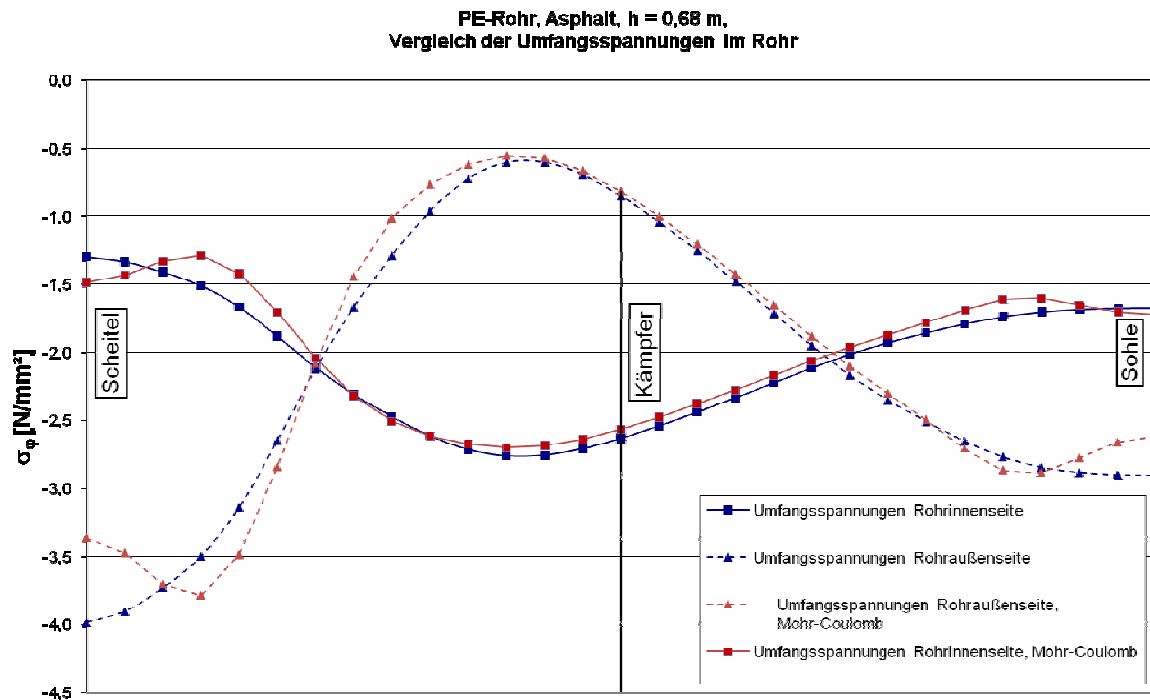


Bild 7-36 PE-Rohr bei h = 0,68 m Überdeckung, Vergleich der Umfangsspannungen der Finite Element-Modelle, Innen- und Außenseite

Aus Bild 7-36 wird deutlich, dass die Zugspannungen in der Rohrwand überdrückt werden. Die FE-Berechnung ergibt auf der Rohrinneite im Scheitel eine Druckspannung von $-1,3 \text{ N/mm}^2$. Die Ergebnisse des elastischen und des plastischen Modells (Mohr-Coulomb) sind fast gleich, vgl. Bild 7-36.

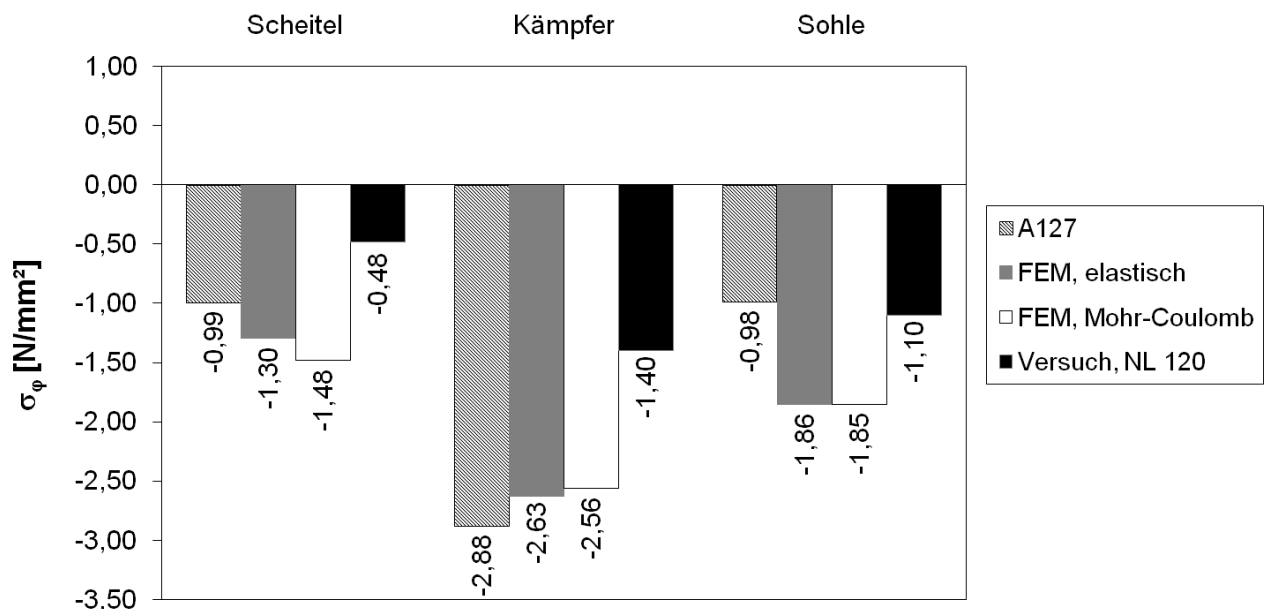


Bild 7-37 PE-Rohr bei h = 0,68 m Überdeckung, Vergleich der Umfangsspannungen, Rohrinneite

Der Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen in Bild 7-37 zeigt, dass auf der Rohrinneite stets Druckspannungen auftreten. Die Spannungen auf der Rohraußenseite sind unbekannt, da hier aufgrund der Profilierung keine Dehnungsmessstreifen appliziert wurden. Die gemessenen Spannungen liegen für den untersuchten Lastfall NL immer unter den Rechenwerten.

7.2.6.6 Längsspannungen σ_x (= S22)

Aus der Finite Element-Berechnung folgen die maximalen Spannungen in Längsrichtung

$$\sigma_{x,a} = -0,0122 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{x,i} = -0,00772 \text{ N/mm}^2.$$

Der Mittelwert und die Spannungsdifferenz betragen

$$\sigma_m = -0,00996 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \Delta\sigma = 0,00224 \text{ N/mm}^2.$$

Mit den Flächenwerten der glattwandigen Schale

$$A = s_{aq} = 24,6 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ und } W = 24,6^2 / 6 = 101 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

folgen die Schnittgrößen in Längsrichtung

$$N_x = \sigma_m \cdot A = -0,00996 \cdot 24,6 = -0,25 \text{ N/mm},$$

$$M_x = \Delta\sigma \cdot W = 0,00224 \cdot 101 = 0,23 \text{ Nmm/mm}.$$

Die Wanddicke in Längsrichtung beträgt näherungsweise $s_x = 4,4 \text{ mm}$, vgl. Anhang E. Damit folgen die Querschnittswerte der orthotropen Schale in Längsrichtung:

$$A_x = 4,4 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$W_x = 4,4^2 / 6 = 3,23 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

Mit den Schnittgrößen der glattwandigen Schale werden die Längsspannungen der orthotropen Schale wie folgt berechnet:

$$\sigma_{x,a} = -\frac{0,25}{4,4} - \frac{0,23}{3,23} = -0,057 - 0,0712 = -0,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,i} = -\frac{0,25}{4,4} + \frac{0,23}{3,23} = -0,057 + 0,0712 = +0,01 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungen sind zwar für das Beispiel DN 700 mit einem Wandaufbau nach Anhang E relativ klein, es ist jedoch Folgendes zu beachten:

- Da in der Praxis auch flach überdeckte Kanäle mit wesentlich größeren Durchmessern als DN 700 ausgeführt werden, sind durchaus höhere Längsspannungen möglich.
- Für allgemeine Aussagen zu solchen Konstruktionen sind die Berechnungsmodelle noch nicht ausreichend kalibriert, weitere Versuche mit Parametervariationen insbesondere zum Rohrdurchmesser und zum Wandaufbau sind daher zu empfehlen.
- Aufgrund der Nähe des Rohrscheitels zur Verkehrslast sind die Längsspannungen wichtig für den Nachweis der Betriebsfestigkeit, der nach ATV-A 127, Abschnitt 9.7.4 bei geringen Überdeckungen verlangt wird. Werte für die anzusetzende Schwingbreite $2\sigma_A$ der Konstruktion der Rohrwand liegen jedoch in der Regel nicht vor.

7.3 Bewertung von Berechnungsmodellen

Ein Ziel der Forschungsarbeiten ist die Bewertung vorhandener und für die Ergebnisauswertung weiterentwickelter Berechnungsmodelle hinsichtlich ihrer Genauigkeit. Es handelt sich dabei um die folgenden Modelle:

1. **Kreisringmodell** mit Verformungskompatibilität in den Kämpfern nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127, 3. Auflage 2000 (vgl. [V1], eine Neuauflage wird zurzeit bearbeitet),
2. Ebenes **Stabwerkmodell**, bei biegeweichen Rohren mit elastischer Bettung und Berechnung nach Theorie II. Ordnung,
3. Räumliches Finite Element Modell (**FE Modell**) mit der Möglichkeit von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungen.

Das **Kreisringmodell** nach dem Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] wird in Deutschland zur Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen verwendet. Die Einbaubedingungen werden durch Abminderungsfaktoren z. B. des Verformungsmoduls des Bodens berücksichtigt. Die Rohrscheitellasten biegesteifer Rohre werden in Abhängigkeit vom Setzungsverhalten des Bodens neben der Rohrleitung durch einen Konzentrationsfaktor erhöht. Für die Schnittgrößenberechnung (auch nicht kreisförmiger Profile) stehen Beiwerttafeln zur Verfügung.

Das **Stabwerkmodell** des elastisch gebetteten Kreisringes wird im Abschnitt 9.5.4.1 des Arbeitsblattes ATV-A 127 [V1] als Erweiterung vorgeschlagen. Es ermöglicht auch die Berechnung von Querschnitten, die von der Kreis- oder der genormten Eiform abweichen. Der Berechnung von Sanierungssystemen für Rohrleitungen im Merkblatt ATV-M 127-2 [V3] liegt ebenfalls ein Modell dieser Art zugrunde.

Das dreidimensionale **FE Modell** wurde insbesondere zur genaueren Erfassung der Situation im Großversuchsstand (GVS) entwickelt. Es ermöglicht die Beschreibung der Randbedingungen im GVS, der Fahrbahnbefestigung, der verschiedenen Laststellungen und – falls erforderlich – der nichtlinearen Bodengesetze.

Ein Vergleich wesentlicher Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen ist in den Tabellen 7-3 und 7-4 zusammengestellt.

Tab. 7-3 Rohraußendurchmesser und Scheitellasten p_K zur Berechnung nach ATV-A 127 [P3] und als elastisch gebettetes Stabwerk [P4]

Werkstoff	Einheit	Beton	duktiler Gusseisen	Polyethylen PE 100
Außendurchmesser d_a	mm	$700 + 2 \cdot 115$ = 930	738	$700 + 2 \cdot 39$ = 778
Lastausbreitung in Rohrlängsrichtung (m_R)	-	1:1,5	1:1,5	1:1
Normale Laststellung (NL)				
Überdeckung h	m	0,68	0,68	0,68
Scheitelbelastung p_K infolge Radlasten 2·120 kN, Berechnung nach Abschnitt 7.1	kN/m ²	56,0	58,8	64,6
Bauzustand (BZ)				
Überdeckung h	m	0,42	0,42	0,46
Lastplatte	m ²	0,7×0,7	0,7×0,7	0,7×0,7
Mittragende Breite b_m	m	$0,7 + 0,42 = 1,12$	$0,7 + 0,42 = 1,12$	$0,7 + 0,46 = 1,16$
Mittragende Länge l_m	m	$1,12 + 1,5 \cdot 0,93$ = 2,52	$1,12 + 1,5 \cdot 0,738$ = 2,23	$1,16 + 1,0 \cdot 0,778$ = 1,94
Scheitelbelastung p_K infolge Einzellast 120 kN zentrisch	kN/m ²	$120 / (1,12 \cdot 2,52)$ = 42,6	$120 / (1,12 \cdot 2,23)$ = 48,1	$120 / (1,16 \cdot 1,94)$ = 53,3

Die konzentrierten Flächenlasten p_K bei normaler Laststellung (NL) sind mit Hilfe der Gleichungen im Abschnitt 7.1 bzw. des EDV-Programms [P7] ermittelt worden. Für den Bauzustand (BZ) mit der Lastaufbringung durch einen Hydraulikzylinder über eine größere Lastplatte ist die Berechnung in Tabelle 7-3 wiedergegeben.

Tab. 7-4 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse (Auszug aus Anhang C)

Nr.	Werkstoff	Versuch: Spannung σ in N/mm ² Anhang C	Modell 1: Arbeitsblatt A 127	Modell 2: Elastisch gebet- tetes Stabwerk	Modell 3: Räumliches FE-Modell
	1	2	$3 = 2 / \sigma_{\text{Modell 1}}$	$4 = 2 / \sigma_{\text{Modell 2}}$	$5 = 2 / \sigma_{\text{Modell 3}}$
Normale Laststellung (NL)					
1	Betonrohr	$\sigma > 0$			
	Scheitel	1,58	/ 0,94 = 1,68	/ 1,11 = 1,42	/ 0,88 = 1,80
	Kämpfer	0,95	/ 0,68 = 1,40	/ 0,67 = 1,42	/ 0,90 = 1,06
	Sohle	1,26	/ 1,47 = 0,86	/ 0,74 = 1,70	/ 1,06 = 1,19
2	duktiler Gussrohr	max $ \sigma $			
	Scheitel	26,3	/-37,1 = 0,71	/-58,8 = 0,45	/-41,5 = 0,63
	Kämpfer	-12,5	/ 24,0 = 0,52	/-51,2 = 0,24	/-32,2 = 0,39
	Sohle	-12,9	/-39,4 = 0,33	/-15,1 = 0,85	/-25,5 = 0,51
3	PE-Wickelrohr	$\sigma_i^{2)}$			
	Scheitel	-0,5	/-1,05 = 0,48	/+2,32 = 0,22	/-1,30 = 0,38
	Kämpfer	-1,4	/-3,11 = 0,45	/-7,78 = 0,18	/-2,63 = 0,53
	Sohle	-1,1	/-1,04 = 1,06	/-4,19 = 0,26	/-1,86 = 0,59
Bauzustand (BZ)					
4	Betonrohr, Scheitel	$\sigma = +1,77$	/ 1,08 ¹⁾ = 1,64	/ 0,82 = 2,16	n. b.
5	duktiler Gussrohr, Scheitel	max $ \sigma $ = 80,4	/-34,4 ¹⁾ = 2,34	/-45,3 = 1,77	n. b.
6	PE-Wick.rrohr, Kämpfer	$\sigma_i = -5,3^{2)}$	/-6,28 ¹⁾ = 0,84	/-6,13 = 0,86	n. b.
Kantenpressung (KP)					
7	Betonrohr, Scheitel	$\sigma = +3,04$	n. b.	n. b.	n. b.
8	duktiler Gussrohr, Scheitel	max $ \sigma $ = 70,6	n. b.	n. b.	n. b.
9	PE-Wick.rrohr, Kämpfer	$\sigma_i = -4,0$	n. b.	n. b.	n. b.

Erläuterungen zu den Spalten 3 bis 5:

Ergebnis < 1: auf der sicheren Seite, > 1: auf der unsicheren Seite, n. b.: nicht berechnet

¹⁾ Spalte 3: Nenner = berechnete **Sohlspannung**; Zähler = max. gemessene Spannung im **Scheitel!**

²⁾ Beim PE-Wickelrohr treten die maximalen Druckspannungen auf der Scheitelaußenseite auf. Messwerte sind jedoch nur auf der Innenseite verfügbar, daher sind auch nur hierfür Vergleiche möglich.

Werte in Tabelle 7-4 größer als Eins weisen auf eine unsichere Bemessung des jeweiligen Rechenmodells hin. Für die Zeile 1 (Betonrohr) ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die maßgebende Spannung $\sigma = 1,58$ N/mm² im Rohrscheitel gemessen, der Nachweis aber in der Rohrsohle geführt wird (nach A 127 mit $\sigma = 1,47$ N/mm²).

Aus den Untersuchungen und Vergleichen folgt u. a., dass nur wenige Ergebnisse der Rechenmodelle für die normale Laststellung auf der unsicheren Seite liegen.

In Tabelle 7-5 wird eine Bewertung der Modelle anhand der Versuchsergebnisse vorgenommen.

Tab. 7-5 Bewertung der Berechnungsmodelle auf der Grundlage der Versuche

Nr.	Thema	Modell 1: Arbeitsblatt A 127	Modell 2: Elastisch gebettetes Stabwerk	Modell 3: Räumliches FE-Modell
1	Dimension	1 D	1,5 D	3 D
2	Profile	Kreis-, Eiprofile	beliebig	bisher Kreisprofil
3a	Ergebnisse: Spannungen Verformungen Stabilität	$\varphi = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ $\Delta d_v, \Delta d_h$ getrennte Gln.	$\sigma(\varphi)$ für $0^\circ \leq \varphi \leq 360^\circ$ $v_x(\varphi), v_z(\varphi)$ Theorie II. Ordnung	$\sigma(x,y,z)$ $v(x,y,z)$ nichtlineare Ber.
3b	Ort max. Kämpfermoment Betonrohr duktiler Gussrohr PE-Wickelrohr	$\varphi =$ $\pm 90^\circ$ $\pm 90^\circ$ $\pm 90^\circ$	$\varphi =$ $\pm 90^\circ$ $\pm 65^\circ$ $\pm 55^\circ$	$\varphi =$ $\pm 85^\circ$ $\pm 80^\circ$ $\pm 70^\circ$
4	Verformungskompatibilität	nur bei $\varphi = \pm 90^\circ$	$0^\circ \leq \varphi \leq 360^\circ$	$0^\circ \leq \varphi \leq 360^\circ$
5	Fahrbahnbefestigung: Asphalt Pflaster Bauzustand	Berücksichtigung durch p_K (-) durch p_K (-) +	Berücksichtigung durch p_K (-) durch p_K (-) +	+ (-) +
6	Längstragwirkung	Berücksichtigung durch p_K (-)	Berücksichtigung durch p_K (-)	+
7	Profiliertes PE-Rohr: örtliche Stabilität	(-)	(-)	(-)
8	Auflagerwinkel 2α	+	(-)	(-)
9	Aufwand	+	+	-

Erläuterung: + Vorteil, - Nachteil, (-) weitere Entwicklung erforderlich
 Zeile 3a, b: φ vom Rohrscheitel gemessen

Mit Hilfe der Zusammenstellung in Tabelle 7-5 können die Rechenmodelle wie folgt beurteilt werden:

- Der Auflagerwinkel 2α der Rohrle ist in den Modellen 2 und 3 nur bedingt darstellbar. Eine Verbesserungsmöglichkeit ist der Ansatz einer verringerten Bettungssteifigkeit im Bereich des Rohrauflegers oder der Rohrzwickel.
- Eine genauere Berücksichtigung der Längstragwirkung ist in den Modellen 1 und 2 nicht möglich. Dies hat zur Folge, dass auch keine Längsspannungen berechnet werden können, die jedoch bei größeren Nennweiten eine zunehmende Rolle spielen.
- Die Modelle 2 und 3 zeigen, dass bei biegeweichen Rohren die Stelle des maximalen Kämpferbiegemomentes nicht – wie im Modell 1 – bei $\varphi = \pm 90^\circ$ sondern höher liegen.
- Das Modell 1 enthält bisher keine Hilfen zur Berechnung der Querkräfte. Diese führen bei profilierten Kunststoffrohren mit dünnen Stegen zu Schubbeanspruchungen, die nicht vernachlässigt werden dürfen, vgl. ATV-A 127 [V1], Abschnitt 9.6.
- Mit der Anwendung des Modells 3 ist eine größere Parameterzahl verbunden; damit wird die Gefahr von Fehlern größer und die Vergleichbarkeit von Ergebnissen geringer.

Die Vorteile der beiden Modelle 2 und 3 sind wie folgt:

- Die Modelle 2 und 3 ermöglichen bei richtigem Vorgehen die Analyse des Spannungs- und des Stabilitätsproblems in *einem* Berechnungsgang.
 Dabei ist jedoch noch ungeklärt, wie das unterschiedliche Beulverhalten von Rohren unter *Erd- und Verkehrslasten* einerseits und *Wasseraußendruck* andererseits zu behandeln ist (Näheres hierzu siehe z. B. in [28]).

Bei den Versuchen im Rahmen des Projektes Mindestüberdeckungen wurde jedoch in keinem Fall eine Überschreitung der Stabilitätsgrenze der biegeweichen Rohre (Guss- und PE-Wickelrohr) oder der Rohrwand (Profilierung des PE-Wickelrohres) beobachtet.

8 Zusammenfassung

8.1 Forschungsprogramm

Die breit angelegten Belastungsversuche an Rohrleitungen DN 700 aus drei verschiedenen Werkstoffen

- Beton (biegesteif),
- duktiles Gusseisen (semiflexibel),
- Polyethylen (biegeweich, profiliert),

mit befestigten und unbefestigten Geländeoberflächen

- Asphalt BK III (zwei 30 mm dicke und ca. 3 m × 3 m große Stahlplatten),
- Asphalt BK V (eine 30 mm dicke Stahlplatte),
- Pflasterung,
- Boden (Bauzustand),
- beschädigte Fahrbahn (Kantenpressung),

mit verschiedenen Überdeckungen (min h vgl. Tab. 8-1) und mit unterschiedlichen Laststellungen ermöglichen eine bessere Einschätzung der Beanspruchungen von Rohrleitungen unter Verkehrslasten nach Eurocode 1 und DIN-Fachbericht 101 [V7].

Die Radlasten werden einzeln statisch und lastzyklisch mit 10^6 Lastspielen aufgebracht, in Form der Doppelachse nach DIN-Fachbericht 101 gruppiert und zur Beschreibung eines normalen und engen Begegnungsverkehrs mit unterschiedlichen Abständen angeordnet. Die statischen Einzellasten betragen je Rad 60, 90 und 120 kN, bei zyklischer Belastung 90 kN.

Tabelle 8-1 Untersuchte Mindestüberdeckungen min h einschließlich Fahrbahnbefestigung in m

Rohrwerkstoff	Asphalt			Pflaster statisch zyklisch	Bauzustand BZ statisch	Kantenpressung KP statisch
	BK III statisch	BK III zyklisch	BK V statisch			
Betonrohr, duktiler Gussrohr	0,48	0,88	0,40	0,80	0,42	0,40
PE-Wickelrohr	0,68	- ¹⁾	0,60	- ¹⁾	0,46	0,60

¹⁾ nicht durchgeführt

Bei den Versuchen wurden die folgenden *günstigen Einbaubedingungen* realisiert:

- Für die Verfüllung des Großversuchsstandes und die Rohreinbettung wird ein nicht bindiger und gut verdichtbarer Boden gewählt (Rheinsand, Bodengruppe 1 nach ATV-A 127 [V1], Tabelle 1), der bei Rohren unter flachen Überdeckungen und hohen Verkehrslasten üblicherweise zum Einsatz kommt. Die Verfüllung erfolgt lagenweise mit Verdichtungskontrolle, es werden ca. 95 – 97% Proctordichte erreicht.
- Der Asphaltoberbau wurde für zwei Bauklassen durch eine oder zwei Stahlplatten mit gleicher Biegesteifigkeit und ähnlicher Spannungsverteilung auf der Unterseite simuliert. Mit Stahlplatten kann jedoch ein plastisches Verhalten bei häufiger Befahrung unter höheren Temperaturen nicht abgebildet werden. Ebenso werden Spurrillen nicht näher betrachtet.

Andererseits wurden die folgenden *ungünstigen Bedingungen* versuchstechnisch umgesetzt:

- Pflasteroberbau mit ungünstiger Lastverteilung,
- Bauzustand ohne Fahrbahnbefestigung (allerdings mit vergrößerter Lasteinleitungsplatte),
- seitliche Belastung einer Stahlplatte (Kantenpressung),
- geringe Überdeckungen bis $h = 0,4$ m,
- zusätzlich zu statischen Lasten auch zyklische Belastung mit 10^6 Lastspielen.

Ausgewertet werden die Bodenspannungen in der Rohrumgebung, die Rohrspannungen im Scheitel, in den Kämpfern und in der Sohle sowie die Rohrverformungen.

8.2 Ergebnisse

Die **Übereinstimmung der Bodenspannungen** mit den Berechnungsverfahren nach Arbeitsblatt ATV-A 127, TR 1295-3 und der Finite Element Methode ist gut. Die gemessenen **Rohrverformungen und -spannungen sind bei normalen Laststellungen geringer** als es die Berechnungsverfahren erwarten lassen.

In den Vorschriften ATV-A 127 und TR 1295-3 werden nur die Umfangsspannungen ermittelt, die bei flachen Überdeckungen ebenfalls wichtigen **Spannungen in Rohrlängsrichtung** und die **Schubspannungen** bei profilierten Rohren werden nicht berücksichtigt – hierfür liefern die Versuche Ergebnisse und damit Ansätze für eine Verbesserung der Berechnungsmodelle. Für größere Nennweiten wird eine statische und/oder experimentelle Überprüfung der Längstragwirkung empfohlen, vgl. [33].

Bei allen Rohrwerkstoffen zeigen die Messwerte eine **zeitliche Veränderung der Rohrspannungen** (hier: Zunahme), d. h., nach Entlastung eines Versuchsabschnittes und Umbau der Belastungseinrichtung gehen die Messwerte nicht auf Null zurück, vgl. auch [1]. Daher können die resultierenden Rohrspannungen als Ergebnis einer „Belastungsgeschichte“ durch lang andauernde und zyklische Verkehrslasteinwirkung betrachtet werden. Die nach Ablauf des Versuchsprogramms gemessenen Rohrspannungen liegen in der Größenordnung der nach der gültigen Vorschrift ATV-A 127 [V1] ermittelten Werte.

Die Rohrspannungen unter einem Pflasterbelag sind höher als unter einem Asphaltoberbau der Bauklassen III oder V (zwei Stahlplatten bzw. eine Platte). Die Messungen für eine Oberfläche ohne Befestigung (**Bauzustand**) – zur Vermeidung eines Grundbruchs mit von 40 cm auf 70 cm vergrößerter Lasteinleitungsplatte – liefern wiederum deutlich höhere Spannungen. Zur Anpassung der Berechnungsmodelle an Bauzustände mit Überfahung der Rohrtrasse ohne Stahlplatte ist die Einführung eines **Konzentrationsfaktors** der Bodenspannung aus Verkehrslast erforderlich.

Die Maximalwerte für Boden- und Rohrspannungen wurden mit dem Lastfall „Kantenpressung“ erreicht, mit dem eine **beschädigte Fahrbahnbefestigung** oder Übergänge der Fahrbahnbefestigung simuliert wurde.

Der durch die Belastungsbilder des DIN-Fachberichtes 101 [V7] vorgegebene **enge Begegnungsverkehr** führt zu Mehrbelastungen, die nur zum Teil durch die bisherigen Bemessungsvorschriften abgedeckt sind.

Die untersuchten Rohrwerkstoffe zeigen eine unterschiedliche **Längstragwirkung**, bei profilierten Kunststoffrohren ist sie am geringsten. Wird die Längstragwirkung z. B. bei **geschädigten Rohren** durch einen Querriss unterbrochen, so kann dies bei Nachrechnungen durch höhere rechnerische Scheitelbelastungen berücksichtigt werden, vgl. Abschnitt 7.1 und das EDV-Programm [P7].

Die **zyklischen Belastungen** mit 75% der Höchstlast ($F_1 = 90 \text{ kN}$) und 10^6 Lastspielen haben eine deutliche Zunahme der Bodenspannungen zur Folge. Beim Ausbau der Rohre wird eine geringe Erhöhung der Bodenverdichtung festgestellt.

Weitere Untersuchungen gelten dem **Stoßfaktor** z. B. bei Fahrbahnschäden, der im Arbeitsblatt A 127 mit 1,2 (SLW 60) bis 1,5 (LKW 12) festgelegt ist. Mit dem Erscheinen des DIN-Fachberichtes 101 [V7] für den Brückenbau ist der Stoßfaktor bereits in der Gesamtlast des Fahrzeugs (Doppelachse mit $4F_1 = 480 \text{ kN}$) enthalten.

Ferner werden **dynamische Reaktionen** des Rohr-Bodensystems bei stoßartiger Belastung über dem Betonrohr und dem Kunststoffrohr verglichen.

Für die rechnerische Ermittlung der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene und des stützenden Seitendrucks wird ein **Lastausbreitungsmodell** vorgeschlagen, mit dem die verschiedenen Randbedingungen flexibel, transparent und leicht programmierbar berücksichtigt werden können. Damit können zukünftig sowohl für Überdeckungshöhen $> 0,5 \text{ m}$ genauere Lastermittlungen durchgeführt als auch Zusatzbelastungen für flache Überdeckungen abgeschätzt werden. Das Modell ist durch die Ergebnisse des Forschungsprojektes kalibriert und liegt auf der sicheren Seite. Eine Einbindung in die laufende Neufassung der Regelwerke für Rohrstatik (DWA-A 127, A 161 und M 127-2) ist vorgesehen.

8.3 Vorschläge und Ausblick

In der Tabelle 8-2 sind die wichtigsten Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben „Mindestüberdeckung“ zusammengestellt.

Tabelle 8-2 Neuerungen und Vorschläge für Rohrdimensionierungen nach ATV-A 127 [V1]

Nr.	Thema	3. Auflage	Vorschlag 4. Auflage	Begründung
1	Vertikale Bodenspannung aus Straßenverkehrslasten p_v	DIN 1072, Verteilung nach Boussinesq	DIN-Fachbericht 101, im Bereich der Verteilung 2:1 100%, daneben bis 1:1 50%, außerhalb 0	Neue Vorschrift mit geänderten Maßen, Begegnungsverkehr mit $F_2 = 80 \text{ kN}$, enge Fahrstreifen
2	Fahrbahnbefestigung aus Beton, Asphalt, Pflasterung	nicht berücksichtigt (Verteilung 2:1 wie Boden)	Verteilung 1:1 und $h_F = 20 \text{ cm}$ (Beton und Asphalt mind. BK III); Pflasterbelag: 2:1 oder steiler	Lastmindernder Einfluss nachgewiesen; Pflasterbelag jedoch ungünstig

Nr.	Thema	3. Auflage	Vorschlag 4. Auflage	Begründung
3	Maßgebende Stelle für Spannungsnachweis bei flacher Überdeckung	Sohle (beim Sand-/Kiesauflager)	Scheitel, Ergänzung von neuen Beiwerten m_{qv} für Lastöffnungswinkel $2\varphi < 180^\circ$	Bei flacher Überdeckung wird der Rohrscheitel maßgebend (s. Zeile 5)
4	Horizontale Bodenspannungen q_h aus Verkehrslasten p_v und konzentrierten Flächenlasten p_k	nicht berücksichtigt	$q_h(p_v) = f \cdot K_2 \cdot p_{v,k}$ s. Abschnitt 6.3	Lastmindernder Einfluss nachgewiesen
5	Spannungen in Rohrlängsrichtung σ_x	nicht berücksichtigt	Nachweis erforderlich bei großen Nennweiten (Hinweis: Es folgen entsprechend kleinere Umfangsspannungen)	Nachweis der Vergleichsspannung aus σ_φ und σ_x (s. Zeile 3)
6	Auflagerwinkel 2α für biegesteife Rohre	$2\alpha \leq 120^\circ$ ohne weitere Einschränkungen	Einbettungsbedingung B1 und B4: $2\alpha \leq 120^\circ$ B2: $2\alpha \leq 90^\circ$ B3: $2\alpha \leq 60^\circ$	flache Überdeckung: Nachweis ist bisher unabhängig von B1 bis B4 bzw. von E_2
7	Bauzustand (BZ)	i.d.R. gleiche Überdeckung h wie im Betriebszustand + Fahrzeug SLW 60, lastverteilende von Stahlplatten wird nicht berücksichtigt	gesonderte Berechnung mit Überdeckung h_{BZ} , a) keine Stahlplatte: Verteilung 2:1, b) mit Stahlplatte: Verteilung 1:1 (nur Platte), Ansatz für Baufahrzeug; kein Seitendruck aus p_v zulässig; Konzentrationsfaktor für Bodenspannungen > 1	BZ erweist sich in den Versuchen als maßgebender Lastfall
8	Beschädigte Kanäle und Sammler	in A 127 nicht berücksichtigt, vgl. Modell M 127-2	bei Querriss und Scherbenbildung: erhöhte Bodenspannung p_v	In Rohrlängsrichtung unterbrochene Lastverteilung
9	Modell elastisch gebetzter Ring	A 127, Abschnitt 9.5.4.1	Festlegung von Gültigkeitsgrenzen für das Modell	Erfolgreiche Kalibrierung durch Versuche
10	FE Modell	nicht berücksichtigt	Empfehlung für Sonderfälle	Parameterstudien und Vergleiche im Rahmen des Forschungsvorhabens

Zur Zeile 6 der Tabelle 8-2 ist Folgendes anzumerken: Im Modell des Arbeitsblattes A 127 haben die Einbaubedingungen (A/B) bei geringen Überdeckungen bisher keinen Einfluss auf die Rohrbeanspruchungen. D. h., ein sorgfältiger Rohreinbau mit lagenweiser Verdichtung und Verdichtungskontrolle (Einbettungsbedingung B4) liefert dieselben Rohrspannungen wie ein Einbau mit Bodenauflockerungen z. B. durch das Ziehen des Verbaus ohne wirksame Nachverdichtung (Einbettungsbedingung B3) oder Verbaugeräte (Einbettungsbedingung B2). Der Grund hierfür ist der Konzentrationsfaktor λ_R , der nur bei den Erdlasten berücksichtigt wird, die bei flacher Überdeckung gering und damit nicht maßgebend sind.

Die Vorschläge der Tabelle 8-2 werden in die laufende Normungsarbeit der DWA-Arbeitsgruppe ES 5.4 Rohrstatik und in den Normenausschuss Wasserwesen (NAW) beim DIN als Arbeitsvorlagen eingebracht.

Weitere Anstrengungen der aktuellen Forschung und Normung gelten u. a. den folgenden Themen:

- Beanspruchungen und Verformungen von profilierten (Groß-)Rohren bei der seitlichen Verfüllung und Verdichtung,
- Fahrbahnbeanspruchungen bei (Groß-)Rohren mit flacher Überdeckung,
- Sickerrohre aus Kunststoffen, die in Kies eingebettet und verdichtet werden,
- Rigolenentwässerungen mit sehr flacher Überdeckung, wobei in der Praxis auch Teilummantelungen aus Beton ausgeführt werden,
- Besondere Lagerungsbedingungen in Einkornkies und Flüssigboden,
- weitere Parameterstudien mit dem kalibrierten FE-Modell.

Sämtliche Rohre blieben nach Abschluss der zyklischen Beanspruchung unbeschädigt (vgl. die zugehörige Überdeckung in Tab. 8-1). Bei geringen Überdeckungen kommt jedoch dem Nachweis der Rohre für nicht vorwiegend ruhende Belastung eine besondere Bedeutung zu.

Danksagung

Die Autoren danken dem Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW für die Unterstützung der Forschungsarbeiten.

Dem Institut für Unterirdische Infrastruktur IKT in Gelsenkirchen gilt unser Dank für die sorgfältige Durchführung der Versuche, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus (Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Leibniz Universität Hannover) und Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg (Verkehrswegebau an der Ruhr-Universität Bochum) für die Beratung zur Bodenmechanik und zur Straßenbautechnik.

Für die Bereitstellung der Gussrohre und der PE-Wickelrohre möchten wir der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG und Frank & Krahe Wickelrohr GmbH danken.

Die während des Forschungsvorhabens durch Messungen im Großversuchsstand generierten Daten sind als Rohdaten auf CD gespeichert. Eine Komprimierung und Visualisierung dieser Daten steht im Anhang A bis C und ebenfalls auf CD für weiter gehende Auswertungen zur Verfügung.

Literatur

- [1] Ahlvin, R.G.: Effects of Heavy-Load Traffic in a Shallow-Buried Flexible Pipe. *Materials and Construction* (1960) 372-384
- [2] Watkins, R.K.; Ghavami, M.; Longhurst, G.H.: Minimum cover for buried flexible conduits. *J. of Pipeline Div., Proc. Of the ASCE* (1968) 155-171
- [3] Gaube, E.; Hofer, H.; Müller, W.: Kanalrohre aus Polyäthylen hart. Meßergebnisse über die Zeitabhängigkeit des Erddrucks und der Verformung. *Kunststoffe* (1971) 2.
- [4] Gumbel, J.: Analysis and design of buried flexible pipes. Dissertation 1983
- [5] Hornung, K.: Straßenverkehrsbelastung erdüberdeckter Rohre, *Korrespondenz Abwasser* 31 (1984) 532-541
- [6] Bulson, P.S.: Buried Structures. Static and Dynamic Strength. Chapman and Hall, London New York 1985
- [7] Watkins, R.K.; Schupe, O.K.; Osborn, L.E.: Contribution of Insitu pipe to the structural integrity of broken rigid buried pipes. Insituform of North America, Inc. 1988.
- [8] Hornung/Kittel: Statik erdüberdeckter Rohre, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1989
- [9] Falter, B.: Statikprogramme für Personalcomputer, 4. Aufl. 1992. Werner Ingenieur Texte, Düsseldorf
- [10] Nowack, R.E.: Abwasserkanäle und -leitungen aus Kunststoffen. Zeitstandverhalten, Meßergebnisse, Rohrstatik. awt – Abwassertechnik (1992).
- [11] Falter, B.; Lohse, M.; Brüggesch, G.; Gitzel, R.: Methoden zur Bauzustandserfassung und -bewertung begehrter Mauerwerkscanäle. *Korrespondenz Abwasser* 39 (1992) 368-376
- [12] Simmer, K.: Grundbau 1, Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen. 19. Auflage, (1994), Teubner-Verlag
- [13] Falter, B.: Standsicherheit von Rohren und Schächten – Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden. *Müll und Abfall* (1997) 668-680.
- [14] Stein, D.: Instandhaltung von Kanalisationen, 3., überarbeitete und erweiterte Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 1998
- [15] Alferink, F.; Janson, L.E.; Olliff, J.L.: Design of thermoplastic pipes: Prediction of pipe deflection versus field measured values. *Plastics Pipes X Göteborg, Sweden* (1998) 495.
- [16] Falter, B.; Hinrichs, H.; Lenz, J.; Schwerdt, B.: Erdüberdeckte Kunststoffrohre unter kombinierten Belastungen aus Verkehr und Innendruck, Versuche und Berechnungen. *Korr. Abwasser* 46 (1999) 233-238
- [17] Verkehrsprognose 2015 für die Bundesverkehrswegeplanung. Studie im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (FE-Nr. 96.578/1999). Schlussbericht 04.2001
- [18] FH Münster: Statische Untersuchungen zur Beanspruchung von Gussrohren aus Verkehrslasten bei geringen Erdüberdeckungen. Auftrag der Fachgemeinschaft Guss-Rohrsysteme e.V. (unveröff. Bericht vom 30.01.2001).

- [19] Davies, J.P.; Clarke, B.A.; Whiter, J.T.; Cunningham, R.J.; A statistical investigation of structurally unsound sewers. Underground Infrastructure Research: Municipal, Industrial and Environmental Applications. Knight & Thomson (eds), pp. 125 © 2001, Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 2651 820 X.
- [20] Bosseler, B.; Liebscher, M.: Endbericht zum Forschungsvorhaben „Unterirdischer Vortrieb von Stahlbetonrohren mit Rechteckquerschnitt – Teil II“; im Auftrag des Umweltministeriums NRW (MUNLV) sowie der Stadtentwässerung Köln, der Emschergenossenschaft, Gelsenkanal und dem Ruhrverband; 04/2002; download unter www.ikt.de.
- [21] Steffens, K. (Hrsg.); Falter, B.; Grunwald, G.; Harder, H. (2002): Abwasserkanäle und -leitungen, Statik bei der Substanzerhaltung und Renovierung (ASSUR). Kooperatives Forschungsprojekt 01RA 9803/8, gefördert durch BMBF. Abschlussbericht, Eigenverlag Institut für Experimentelle Statik, HS Bremen.
- [22] Baessler M., Ruecker W.: Track Settlement Due to Cyclic Loading with Low Minimum Pressure and Vibrations. Beitrag in System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade. Lecture Notes in Applied Mechanics, Springer 2002
- [23] Lühr, J.; Mälzer, D.; Schmidt, H.-G.: Erdverlegte Kunststoffrohrleitungen unter extremen Einbau- und Belastungsbedingungen. KA 2003 (50) 1012-1021.
- [24] IKT- Institut für Unterirdische Infrastruktur: Blitzumfrage unter den Kanalnetzbetreibern in NRW zu Abwasserrohren mit geringer Überdeckung; Dezember 2003.
- [25] Hu, Y., Gartung, E., Prühs, H., Müllner, B.: Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr, Beitrag aus Geotechnik 26 (2003)
- [26] Thepot, O.: Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés, Dissertation 2004, Paris
- [27] Heyer, M.; Jüriling, D.: Rohrbettung und Bodenverdichtung bei Kunststoffrohren mit profilierter Außenwandung. Diplomarbeit FH Oldenburg, Ostfriesland, Wilhelmshaven (2005)
- [28] Falter, B.: Rohrstatik und Bauausführung – Theorie und Praxis. Tagungsband der 2. Kanalbautage am 15./16.03.05 in Feuchtwangen, Veranstalter: DWA
- [29] Göbel C.: Geokunststoffbewehrte Erde unter dynamischer Belastung – Weiterentwicklung des Systems, Beitrag zum 7. sächsischen Bautextilien-Symposium Bautex, 26. Januar 2006
- [30] Knight, M.; Bayat, A.; Adedapo, A.: Validation of Earth Pressure Measurements Obtained below a Flexible Pavement. Univ. Waterloo, Canada. Paper submitted 2005
sowie Adedapo, A.: Dissertation 2008
- [31] Falter, B.; Bosseler, B.; Sokoll, O.; Holthoff, F.: Profilierte Großrohre aus Kunststoff: Praxiserfahrungen und Prüfkonzepte. bi UmweltBau 5 (2006) 40-46
- [32] Falter, B.: Statische Berechnung von erdbetteten Rohrleitungen (ATV-DVWK-A 127) und Rohr-sanierungen (ATV-M 127-2). In: Schneider – Bautabellen für Ingenieure, 18. Aufl. 2008. Werner-Verlag Düsseldorf
- [33] Bosseler, B.; Sokoll, O.: Endbericht zum Forschungsvorhaben „Profilierte Großrohre aus Kunststoff – Praxiserfahrungen und Prüfkonzepte“; im Auftrag des Umweltministeriums NRW (MUNLV); 2005

Unterlagen

- [U1] FH Münster: Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle. Forschungsantrag an das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW vom 13.01.2004
1. Bewilligung vom 22.04.2005
2. Erweiterung vom 19.03.2008
- [U2] Leibniz Universität Hannover, IGBE: Labortechnische Untersuchungen, Bestimmung der Bodenparameter des Versuchsstandes, Bericht 01.2008
- [U3] Ruhr-Universität Bochum, Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg: Berechnungs- und Beratungsleistungen im Forschungsvorhaben „MIBAK – Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle“, Gutachten vom 04.07.2008
- [U4] IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur Gelsenkirchen: Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle, Statische und lastzyklische Versuche, Bericht November 2008
- [U5] Frank & Krahe Wickelrohr GmbH: Lieferschein für die PKS-Wickelrohre DN 700 vom 03.04.2008
- [U6] Frank & Krahe Wickelrohr GmbH: Datenblatt PR 34-1.2, Email vom 18.08.2008

Vorschriften

- [V1] Arbeitsblatt ATV-A 127 (08.2000): Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen, 3. Auflage, Hennef
- [V2] Arbeitsblatt ATV-A 161 (01.1999): Statische Berechnung von Vortriebsrohren, Hennef
- [V3] Merkblatt ATV-M 127-2 (01.2000): Statische Berechnung zur Sanierung von Abwasserkanälen und -leitungen mit Lining- und Montageverfahren, Ergänzung zum Arbeitsblatt ATV-A 127, Hennef
- [V4] EN 1295-1: Structural design of buried pipelines under various conditions of loading
Teil 1: Allgemeine Anforderungen (09.1997)
Teil 2(E): Zusammenstellung der in den Mitgliedsstaaten eingeführten Berechnungsverfahren
TR 1295-3: Common method (CEN Technical Report, Draft 2007)
- [V5] DIN EN 1610 (1997): Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen, Beuth
- [V6] DIN 1072 (12.1985): Straßen- und Wegbrücken. Lastannahmen, Beuth
- [V7] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, 2. Aufl. 03.2003, Beuth.
- [V8] RStO 01 (2001): Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen
- [V9] DIN EN 598 (11.1994 und 01.2008): Rohre, Formstücke, Zubehörteile aus duktilem Gusseisen und ihre Verbindungen für die Abwasser-Entsorgung
- [V10] DIN EN ISO 9969 (03.2008): Thermoplastische Rohre – Bestimmung der Ringsteifigkeit
- [V11] DIN EN ISO 527-1 (04.1996): Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften,
Teil 1: Allgemeine Grundsätze

- [V12] DIN V 1201 (08.2004): Rohre und Formstücke aus Beton, Stahlfaserbeton und Stahlbeton für Abwasserleitungen und -kanäle, Beuth
- [V13] DIN 1045 (08.2008): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1 Bemessung und Konstruktion, Beuth
- [V14] DIN 18800-1 (11.1990): Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Beuth
- [V15] ÖNORM B 5012 (2005): Statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen für die Wasserversorgung und die Abwasser-Entsorgung
- [V16] Fascicule 70 (2004): Travaux de canalisations d'assainissement
- [V17] TL Pflaster-StB 06 (Ausgabe 2006): Technische Lieferbedingungen für Bauprodukte zur Herstellung von Pflasterdecken, Plattenbelägen und Einfassungen
- [V18] Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 139 (06.2001): Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen; Hennef

Hinzu kommen weitere Vorschriften zur Ermittlung der Bodenkennwerte, vgl. Abschnitt 5.2.

EDV-Programme

- [P1] BISAR 3.0, Shell Global Solutions (Frankreich) S.A.S, Petite-Couronne, Handbuch 1998
- [P2] PaDesTo 2006, primia GmbH, Dresden
- [P3] A127 7.12 – Programm zur Berechnung von erdbebeteten Rohrleitungen nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127, s. a. [V1]
- [P4] LINERB 7.20 – Programm zur Berechnung von Linern nach Merkblatt ATV-M 127-2, s. a. [V3]
- [P5] FEM3 5.87 – Programm zur Berechnung von ebenen Stabwerken nach Theorie I. und II. Ordnung, s. a. [9]
- [P6] Abaqus/Standard 6.6. Simulia, Providence RI, USA. Handbuch 2007
- [P7] VLast 1.2 – Programm zur Berechnung der vertikalen Scheitelbelastung und des horizontalen Erddrucks am Kämpfer für beliebige Radlasten, Radaufstandsflächen und Achsabstände, Vergleiche mit Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] und TR 1295-3 [V4]