

Die statische Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre unter besonderer Berücksichtigung der flexiblen Rohre

Autor(en): **Heierli, Werner / Yang, Fei-Loung**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 15

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73358>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Die statische Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre unter besonderer Berücksichtigung der flexiblen Rohre

Von Werner Heierli und Fei-Loung Yang, Zürich

Um ihre Aufgabe der Wasserableitung erfüllen zu können, müssen Kanalisationsrohre auch in statischer Hinsicht genügen, d.h. die auftretenden Belastungen im Boden während ihrer Verwendungsdauer aufnehmen können. Die neue Norm SIA 190 zeigt im Kapitel Statik, wie die Leitungen zu bemessen sind, so dass Schäden – beim Verlegen und Hinterfüllen und im Endzustand – vermieden werden können. Der im Verhältnis zu andern Bauwerken kleine Querschnitt von Kanalisationsrohren könnte dazu verleiten, die Bedeutung ihrer statischen Nachweise gering einzuschätzen. Die grosse Länge der Kanalisationsnetze und der Aufwand bei der Behebung von Schäden machen aber sofort klar, dass einer zuverlässigen Bemessung und der entsprechenden Ausführung auf der Baustelle – insbesondere bei der Materialverdichtung – grosse wirtschaftliche Bedeutung zukommt. Bei der Ausarbeitung der Norm wurde von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- Die Berechnung der starren und der flexiblen Rohre wurde unter den gleichen generellen statischen Voraussetzungen im gleichen Kapitel behandelt.
- Der Umfang der zur Verfügung stehenden Mittel erlaubte es nicht, eigene experimentelle Arbeiten anzustellen. Hingegen wurde – ähnlich wie bei anderen Normenbearbeitungen – die in- und ausländische Literatur sorgfältig ausgewertet.
- Nach einem Wunsch der Kommission für Tiefbaunormen soll die Norm kein Handbuch sein.

Das Kapitel Statik ist in zwei Teile gegliedert:

- Im Normteil werden die Belastungen und die erforderlichen statischen Nachweise festgelegt. Ferner sind die einzuhaltenden Sicherheitsfaktoren und die zulässigen Spannungen und Verformungen angegeben.
- Im Anhang werden Richtwerte und Formeln für die Berechnung dargestellt.

Die Trennung soll einer Einengung der weiteren material-technologischen und theoretischen Entwicklung vorbeugen.

Der vorliegende Artikel hat die Aufgabe, die Norm näher zu erläutern und durch die Darstellung von weiteren statischen Unterlagen, die aus verschiedenen Gründen in der Norm – sie sollte kein Handbuch werden – weggelassen wurden, ihre praktische Anwendung zu erleichtern.

1. Übersicht über die statische Berechnung

Erdverlegte Kanalisationsrohre sind komplexen Belastungs- und Lagerungsbedingungen unterworfen, die von der Art und den Bemessungen des Rohres, vom Baugrund und vom Bauvorgang stark abhängen. Im praktischen Anwendungsfall müssen und können Belastungen und Lagerung so stark vereinfacht werden, dass ein bestimmtes Profil rasch, sicher und wirtschaftlich berechnet werden kann. Sehr viele in- und ausländische Forschungen und ein grosses Erfahrungsvolumen ausgeführter Leitungen haben diese Vereinfachungen vertretbar gemacht.

Wie bei jedem statischen Nachweis sind bei den erdverlegten Rohren im Prinzip die notwendigen

- Spannungsnachweise,
- Deformationsnachweise und
- Stabilitätsnachweise (Beulen)

zu erbringen. Bei einer grossen Gruppe von Rohren, nämlich den «starren» Rohren, sind nur *Spannungsnachweise* (bzw. *Tragfähigkeitsnachweise*) notwendig, da durch allgemeine Überlegungen gezeigt werden kann, dass bei dieser Gruppe die Deformationen und das Beulen nicht kritisch werden können.

Entscheidend für das praktische Vorgehen bei der Berechnung ist die Frage, ob das Kanalisationsrohr im Vergleich zum Erdreich einen *starren* (bzw. *biegesteifen*) oder *flexiblen* (*biegeweichen*) Körper darstellt. Bild 1 zeigt ein Rohr unter verteilter Vertikalbelastung q_s^* und einen entsprechenden Bodenkörper unter der gleichen Belastung. Die Deformationen Y_1 des Rohres und Y_2 des Bodenkörpers sind dann gleich – wie eine Berechnung zeigt –, wenn die sogenannte Systemsteifigkeit SF

$$SF = \frac{2}{3} \cdot \frac{ER}{EB} \cdot \left(\frac{WD}{D} \right)^3$$

den Wert von 0,083 annimmt. Darin bedeuten:

ER = Verformungsmodul des Rohrmaterials

EB = Horizontaler Reaktionsmodul des Bodens in der Leitungszone (Bodensteifigkeit) = 0,6 ES

ES = Steifezahl

WD = Wanddicke

D = Mittlerer Rohrdurchmesser ($NW + WD$)

NW = Nennweite = innerer Rohrdurchmesser

q_s^* = Summe aller vertikalen Rohrbelastungen auf der Ebene des Rohrscheitels.

Als starre Rohrsysteme bezeichnet man solche, bei denen die Systemsteifigkeit SF – abhängig vom Rohr als solchem und vom Baugrund – grösser als 0,083 wird. Flexible Rohrsysteme weisen ein SF kleiner als 0,083 auf. Im folgenden wird – vereinfacht, wenn auch nicht ganz zutreffend – von starren und flexiblen Rohren gesprochen.

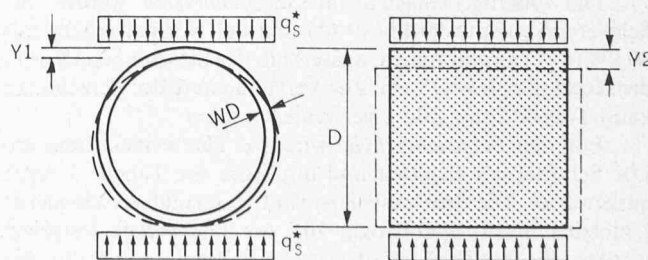


Bild 1. Systemsteifigkeit SF . Rohr (links) – Boden (rechts)

Es ist nun nicht so, dass z.B. Betonrohre grundsätzlich immer starr und Kunststoffrohre immer flexibel wären. Wird ein dünnes Betonrohr mit Bitumenbeton umhüllt, so ist es eindeutig als flexibel zu bezeichnen.

Auch ein 20 cm dickes Betongewölbe von 10 m Durchmesser – wie recht häufig ausgeführt – ist mit normaler Hinterfüllung ebenfalls flexibel. Andererseits wäre der – zugegebenermassen etwas theoretische Fall – eines Kunststoffrohres in einer gelatineartigen Umhüllung mit sehr kleinem E -Modul eindeutig den starren Rohren zuzuordnen.

Je nachdem, ob das Rohr aufgrund des Wertes SF als starr oder flexibel zu bezeichnen ist, wird ein anderer Berechnungsgang gewählt, weil das Tragverhalten, insbesondere die statische Wechselwirkung Rohr/Boden anders ist. Beim flexiblen Rohr werden durch dessen Deformationen infolge der Auflast seitliche Stützkkräfte aktiviert und auch die Vertikallasten modifiziert, während beim starren Rohr die seitliche Stützung gering bleibt und die Vertikallasten beim Einbau unter der Dammbedingung grösser sind als beim flexiblen Rohr.

Die *Verformungsmoduln von Kunststoffen* sind von *Temperatur, Spannungen und Beanspruchungsdauer* abhängig. Sie sind in Anhang 8 der Norm SIA 190 angegeben und lauten wie folgt (Tabelle 1):

Tabelle 1. Verformungsmoduln der Materialien für Kunststoffrohre. Richtwerte

Material	Einheit	Kurzzeitversuch EO		Kriechmodul EK ³⁾	
		allg. Zug ¹⁾	Querbiegung	allg. Zug ¹⁾	Querbiegung
PVC	N/mm ²	3 000	3 300	1 000	2 000
	(kg*/cm ²)	30 000	33 000	10 000	20 000
HPE	N/mm ²	1 000	1 100	100	300
	(kg*/cm ²)	10 000	11 000	1 000	3 000
GUP ²	N/mm ²	10 000	10 000	5 000	5 000
	(kg*/cm ²)	100 000	100 000	50 000	50 000

Alle Angaben gelten für eine Temperatur von + 20 °C

¹⁾ Empfohlen bei Längsbiegung, ²⁾ Glasgehalt: 45 Massen % ³⁾ Ermittelt an einem Probekörper, der aus der Querrichtung des Rohres entnommen wurde

2. Ermittlung der Belastungen und Reaktionen auf das Rohr

2.1 Auswirkung der Oberflächenlasten

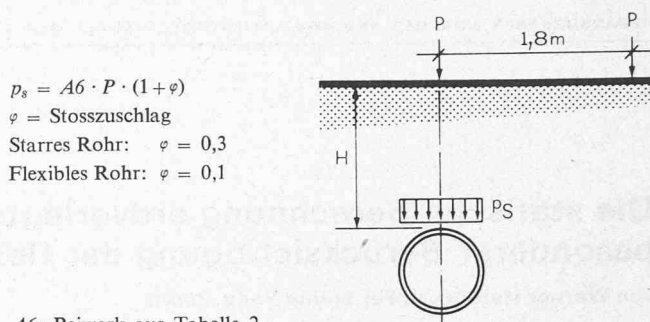
Als Oberflächenlasten werden insbesondere Strassenverkehrslasten, Schienenverkehrslasten und andere an der Terrainoberfläche angreifende Lasten (Deponien usw.) bezeichnet.

Die Wirkung der Oberflächenlasten kann für starre und flexible Rohre mit zulässiger Vereinfachung gleich behandelt werden. Im wesentlichen verwendet man die *Boussinesqschen Formeln*, entweder in ihrer direkten Form für die Radlasten des Strassenverkehrs oder integriert für bei UK Schotterbett verteilt wirkenden Schienenverkehrslasten bzw. für andere verteilte Belastungen.

Die Oberflächenlasten im *Strassenbereich* werden bei Schwerverkehr mit 90 kN (9 t*) und bei Normalverkehr mit 60 kN (6 t*) angenommen, ausserhalb des Strassenbereiches in der Regel mit 30 kN (3 t*). Zur Vereinfachung der Berechnung kann Tabelle 2 mit Bild 2 verwendet werden.

Für den *Schienenverkehr* wird die Flächenbelastung am UK Schotterbett ermittelt und mit Hilfe der Tabelle 3 rasch ausgewertet. Die Stosszuschläge sind, aufgrund verschiedener Untersuchungen, unabhängig von der *Verlegetiefe* festgelegt worden. Sie betragen für das starre Rohr $\varphi = 0,3$, für das flexible Rohr $\varphi = 0,1$.

Bild 2. Berechnung der Rohrbelastung infolge Oberflächenlast P



A6: Beiwert aus Tabelle 2

$$\text{für } H \geq 1,0 \text{ m : } A6 = \frac{3 \text{ m}}{2 \pi} \cdot \frac{1}{H^2} = \frac{\bar{c}}{H^2}$$

m-Werte sind [10] entnommen

für $0,5 \text{ m} \leq H < 1,0 \text{ m}$: $A6 = 0,478/H$

für $H < 0,5 \text{ m}$: $A6 = 1,0$

Tabelle 2. Beiwerte A6 in Abhängigkeit von der Überdeckungshöhe H

H (m)	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\bar{c}$	0,420	0,478	0,535	0,588	0,641	0,693	0,746	0,793
A_6 (1/m ²)	1,000	0,478	0,238	0,147	0,103	0,077	0,061	0,050

H (m)	4,5	5,0	5,5	6,0
$\bar{c}$	0,851	0,903	0,961	1,013
A_6 (1/m ²)	0,042	0,036	0,032	0,028

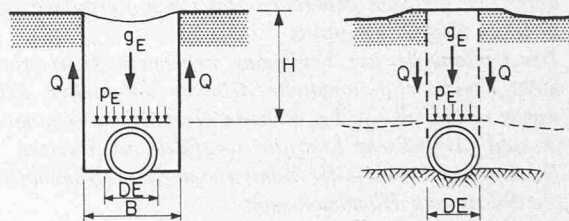


Bild 3 (links). Erdlast in Grabenbedingung

Bild 4 (rechts). Erdlast in Dammbedingung

Berechnung der Rohrbelastung infolge Oberflächenlasten p (kN/m²):

$$p_s = A6 \cdot [p (1 + \varphi)] \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p_s = vertikale Rohrbelastung auf der Ebene des Rohrscheitels (kN/m²).

Der Beiwert $A6$ kann z. B. Tabelle 3 (nach *Holl-Newmark*) entnommen werden.

Die Auswirkung der Oberflächenlasten wird im Sinne einer Vereinfachung nur als vertikal nach unten gerichtete, in Scheithöhe angreifende, gleichmässig verteilte Belastung angenommen. Sie lässt sich damit ohne weiteres mit den Erdlasten superponieren.

2.2 Erdlasten

2.2.1 Erdlasten auf starre Rohre

Von Bedeutung für die Belastung des Rohrs ist die Frage, wie sich das Material *über* dem Rohr und *neben* dem Rohr setzt. Wird das Rohr in einem Graben verlegt (Bild 3), so setzt sich normalerweise die *Grabenauffüllung* relativ zum umgebenden anstehenden Bodenmaterial. Deshalb wird ein Teil des Gewichtes der Grabenauffüllung über Reibung in die

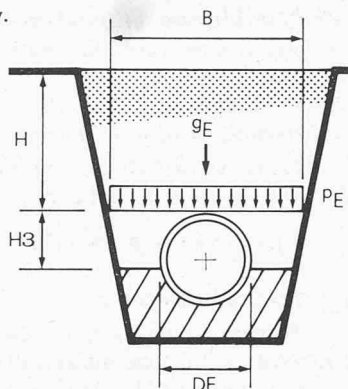
$$p_E = A2 \cdot \gamma_E \cdot H \text{ in kN/m}^2 \text{ bzw. } t^*/m^2$$

$$g_E = p_E \cdot DE \text{ in kN/m}^1 \text{ bzw. } t^*/m^1$$

Es bedeuten:

A2: Spannungsbeiwert in Dammbedingung

$$C1 = C2 \cdot C3$$



Die Setzungs-Durchbiegungsziffer C2 kann aufgrund zahlreicher Versuche wie folgt angegeben werden:

- Rohre auf Fels oder auf unnachgiebigem Boden 1,0
- Rohre auf gewöhnlicher Bodenunterlage 0,5...0,8
- Rohre auf nachgiebiger Unterlage als der anstehende natürliche Boden 0,0...0,5

Die Ausladungsziffer C3 der Rohrleitung kann wie folgt angenommen werden:

Normalverlegeprofil gemäss 5,75 der Norm	1	2	2A	3	4	4A	4B
C3	1,0	0,75	0,50	0,25	0,25*	0,25*	0,25*

* Die theoretischen Werte wären Null

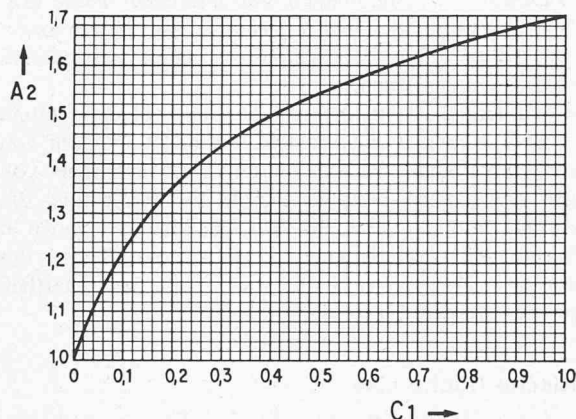


Bild 5. Beiwert A2 für Dammbedingung

Grabenwände eingeleitet, und das Rohr wird entlastet: man spricht von «Grabenbedingung». Wird das Rohr jedoch auf einer bestimmten Fläche verlegt und die ganze Fläche überschüttet, so setzt sich das Dammaterial links und rechts neben der Leitung relativ zur Auffüllung über der Leitung (Bild 4). Dies bedeutet: die Leitung wird stärker belastet, weil sich das Dammaterial links und rechts des Rohres an das über dem Rohr «via Reibung anhängt»: man spricht von einer «Dammbedingung». Diese bodenmechanische Erscheinung wurde erstmals bei der Entwicklung der Silotheorie genauer untersucht. Sie ist jedem Tiefbauer vom Phänomen der negativen Mantelreibung bei Pfählen her geläufig.

Die Norm SIA 190 hält sich im Blick auf die Berücksichtigung von Grabenbedingung und Dammbedingung an die Untersuchungen von Marston [1] und Wetzorke [2]. Die Berechnung der Auflast auf das Rohr infolge Erdüberschüttung wird in vereinfachter Weise, aber genügend zutreffend gemäss Wetzorke nach dem folgenden Ausdruck vorgenommen:

- Grabenbedingung:

$$p_E = A1 \cdot \gamma_E \cdot H \text{ in kN/m}^2 \text{ bzw. } (t^*/m^2)$$

$$g_E = p_E \cdot (B + DE)/2 \text{ in kN/m}^1 \text{ bzw. } (t^*/m^1)$$

- Dammbedingung:

$$p_E = A2 \cdot \gamma_E \cdot H$$

$$g_E = p_E \cdot DE$$

Der Beiwert A1, der die Entlastung durch den angrenzenden Erdkörper berücksichtigt, lässt sich mit Hilfe der am Ende des Artikels angegebenen Diagramme (1-8) entnehmen. Die für die Auswertung benötigten Werte K1 und Φ_1 berücksichtigen die Art der Verdichtung und der Grabenspriessung bzw. der Entfernung der Grabenspriessung beim Wiedereinfüllen. Aus der Tabelle 7 dieses Artikels lassen sich die Werte K1 und Φ_1 aufgrund des vorgesehenen Bauvorgangs leicht bestimmen. Je grösser K1 ist, um so grösser sind die entlastend wirkenden Reibungskräfte an den Grabenwänden und um so geringer die vertikalen Rohrbelastungen. Die Annahme von Marston, dass für K1 der aktive Erddruckbeiwert in Rechnung gestellt werden kann, war früher allgemein verbreitet. Nach der neuen Untersuchung von Wetzorke [2] stellt sich die untere Grenze nur ein, wenn sich der Boden seitlich

Tabelle 3. Beiwerte A0 (nach Holl-Newmark)

$\frac{L2}{2H}$	$\frac{L1}{2H}$														
	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0	
.1	.019	.037	.053	.067	.079	.089	.097	.103	.108	.112	.117	.121	.124	.128	
.2	.037	.072	.103	.131	.155	.174	.189	.202	.211	.219	.229	.238	.244	.248	
.3	.053	.103	.149	.190	.224	.252	.274	.292	.306	.318	.333	.345	.355	.360	
.4	.067	.131	.190	.241	.284	.320	.349	.373	.391	.405	.425	.440	.454	.460	
.5	.079	.155	.224	.284	.336	.379	.414	.441	.463	.481	.505	.525	.540	.548	
.6	.089	.174	.252	.320	.379	.428	.467	.499	.524	.544	.572	.596	.613	.624	
.7	.097	.189	.274	.349	.414	.467	.511	.546	.574	.597	.628	.650	.674	.688	
.8	.103	.202	.292	.373	.441	.499	.546	.584	.615	.639	.674	.703	.725	.740	
.9	.108	.211	.306	.391	.463	.524	.574	.615	.647	.673	.711	.742	.766	.784	
1.0	.112	.219	.318	.405	.481	.544	.597	.639	.673	.701	.740	.774	.800	.816	
1.2	.117	.229	.333	.425	.505	.572	.628	.674	.711	.740	.783	.820	.849	.868	
1.5	.121	.238	.345	.440	.525	.596	.650	.703	.742	.774	.820	.861	.894	.916	
2.0	.124	.244	.355	.454	.540	.613	.674	.725	.766	.800	.849	.894	.930	.956	

L1 = Breite der Oberflächenbelastung quer zur Rohraxe

L2 = Länge der Oberflächenbelastung längs der Rohraxe

H = Überdeckungshöhe

ausdehnen kann. Die Messung von *Wetzorke* zeigte, dass *KI* zwischen 0,5 und 1,0 liegen kann. Die nach der Norm SIA 190 berechneten Rohrbelastungen p_E sind aus diesem Grunde kleiner (60 bis 80%) als die nach *Marston* berechneten.

Die Beiwerte *A2*, welche die Belastung durch die angrenzenden Erdkörper berücksichtigen, können aus dem Diagramm in Bild 5 entnommen werden, das nach den Angaben von *Marston* aufgestellt wurde.

Für die Berechnung der Rohrbelastung infolge Erdlast wird bei starren Rohren zunächst die sogenannte *Grenzgrabenbreite BG* bestimmt. Ist der auszuführende Graben breiter als die Grenzgrabenbreite, liegt die Dammbedingung, im andern Fall die Grabenbedingung vor. Durch die Grenzgrabenbreite, die aufgrund von Bild 6 bestimmt werden kann, lassen sich also in Fällen mit breiten Gräben die Bedingungen (Gaben- oder Dammbedingung) bestimmen. Die Grenzgrabenbreite hängt von zwei Parametern ab: von der *Setzungs-Durchbiegungsziffer C2*, welche die Bettung des Rohres (z.B. Betonsohle) berücksichtigt und von der sogenannten *Ausladungsziffer C3*, welche die Höhe der Einbettung des Rohres im Graben berücksichtigt (Bild 5, 6).

Es bedeuten:

BG: Grenzgrabenbreite

B: Grabenbreite auf Scheitelhöhe

DE: Aussendurchmesser

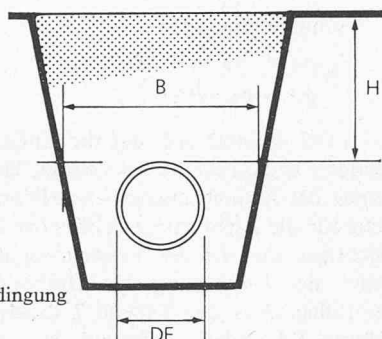
H: Überdeckungshöhe

C2: Setzungs-Durchbiegungsziffer

C3: Ausladungsziffer

$C1 = C2 \cdot C3$

Ausladungszahl in Dammbedingung



Bei $BG \geq B$ gilt Grabenbedingung

Bei $BG < B$ gilt Dammbedingung

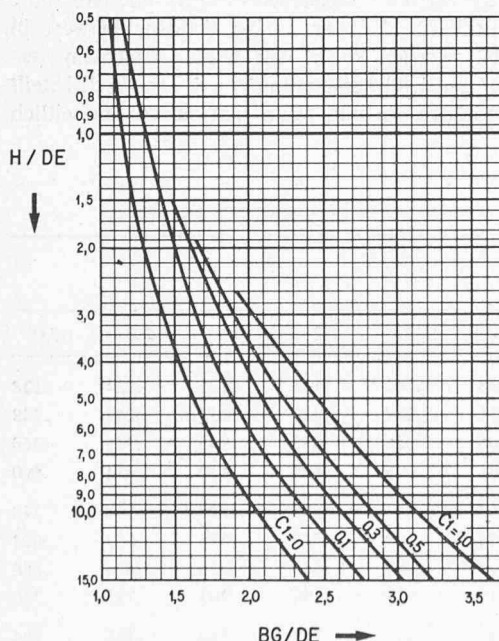


Bild 6. Bestimmung der Grenzgrabenbreite

2.2.2 Erdlasten auf flexible Rohre

Flexible Rohre ($SF \leq 0,083$) können sich definitions-gemäss unter den auftretenden Lasten mindestens so stark verformen wie der umgebende Boden. Der Unterschied zwischen

den Verhältnissen im Graben und im Damm ist daher bei flexiblen Rohren wesentlich geringer als bei starren Rohren. Er wird, auch im Blick auf die Frage des Seitendrucks, vernachlässigt, so dass *beim flexiblen Rohr zwischen Grabenbedingung und Dammbedingung nicht unterschieden wird*.

Damit vereinfacht sich die Bestimmung der Belastung der flexiblen Rohre auf die Formel

$$p_E = \gamma_E \cdot H \text{ in kN/m}^2 \text{ bzw. (t*/m}^2\text{)}$$

2.3 Weitere Belastungen

Weitere Belastungen – ausser den Oberflächen- und den Erdlasten – können auftreten in Form von *Grundwasserdrücken*, von *Quelldrücken* des anstehenden Baugrundes, von *Temperaturauswirkungen*, von *Explosionslasten*, von *seitlichen Drücken infolge von Baugrundverschiebungen*, von *Beanspruchungen beim Pressvortrieb* usw. Solche Lasten sind im Einzelfall sorgfältig nach den allgemeinen Regeln der Statik zu berücksichtigen; sie konnten in die Norm – mit Ausnahme des Grundwassers – nicht aufgenommen werden, weil damit das Werk zu unübersichtlich geworden wäre. Das Grundwasser wird nach der Norm SIA 190 nur bei der Lastannahme für flexible Rohre und nur in vereinfachter Weise berücksichtigt. Bei den starren Rohren ist die Auswirkung des Grundwassers normalerweise gering, weil durch den Wasserdruck eine weitgehend zentrische Druckspannung im Rohr induziert wird, welche sich auf die Tragfähigkeit normalerweise wenig auswirkt. Allerdings sind auch hier natürlich grosse Grundwasserdrücke – insbesondere der *Auftrieb* – einer gesonderten Betrachtung zu unterziehen.

Werden Kanalisationsleitungen in quellfähigem Gestein (Mergel, Ton, Anhydrit usw.) erstellt, besteht die Gefahr von Quelldrücken seitlich auf die Leitung und eventuell von Hebungen des ganzen Leitungsstranges (bei Entlastung des quellfähigen Materials). Die seitlichen Quelldrücke können in bestimmten Fällen durch eine geeignete Ausbildung des Umhüllungsbetons unter und über dem Rohr wirtschaftlich aufgenommen werden.

3. Statische Nachweise

Die aufgrund des vorhergehenden Abschnittes ermittelten Belastungen in Scheitelhöhe des Rohres werden, da sie gleichmässig verteilt anzunehmen sind, einfach addiert und ergeben damit im Normalfall die massgebende *Scheitelbelastung* des Rohrs.

3.1 Starre Rohre (Bild 7)

Durch Superposition der im vorhergehenden Abschnitt ermittelten Belastungen erhält man die massgebende Rohrbelastung im Rohrscheitel. Im üblichen Tragfähigkeitsnachweis werden die seitlichen Drücke auf das Rohr vernachlässigt, hingegen wird der Art der Bettung des Rohres (z. B. Sohlenbeton) durch die sogenannte *Einbauziffer ZE* klar Rechnung getragen. Sie basiert auf vielen Berechnungen und EMPA-Versuchen und ist im Kapitel 5 der Norm (Abschnitt 5.7.5) angegeben. Mit der Wahl einer Einbauziffer *ZE* kürzt man im Normalfall de facto die gesamte Ermittlung der inneren Kräfte ab und führt den Tragfähigkeitsausweis zurück auf die einfache Formel

$$CSI = \frac{ZE \cdot q_{Br}}{q_s}$$

Es bedeuten:

ZE = Einbauziffer nach 5.7.5 der Norm

Die Einbauziffer *ZE* berücksichtigt den Unterschied in der Kräfteverteilung zwischen der

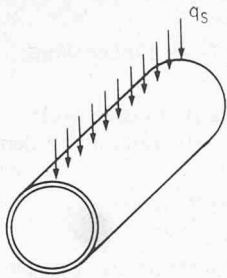


Bild 7. Tragfähigkeitsnachweis für starre Rohre

Linienlagerung bei der Scheiteldruckprüfung und der effektiven Lagerung.

q_{Br} = Scheiteldruckbruchlast nach Kap. 4 der Norm (kN/m) bzw. (t*/m)

$ZE \cdot q_{Br}$ = effektiver Bruchwiderstand

q_s = Summe aller vertikalen Rohrbelastungen auf der Ebene des Rohrscheitels (kN/m) bzw. (t*/m)

Bei nicht kreisförmigen Kanalleitungen ist der Bruchwiderstand nach Norm SIA 162 (Richtlinie 34) zu berechnen.

Bei starren Rohren kann dieser abgekürzte Weg auch durch eine normale statische Berechnung mit der Ermittlung der Schnittkräfte und der Berechnung der Spannungen ersetzt werden. Bei Vorliegen besonderer, in der Norm nicht berücksichtigter Verhältnisse muss dieser Weg eingeschlagen werden (vgl. 3.2.1).

Die Einbauziffern ZE sind in der Norm SIA 190 (Bild 27) festgelegt.

In Kapitel 4 der Norm SIA 190 sind Mindestwerte der Scheiteldruckbruchlasten angegeben. Diese Angabe soll verhindern, dass Rohre mit niedrigerer Tragfähigkeit zur Verwendung gelangen. Von einzelnen Lieferwerken werden in der Regel höhere Mindestschieiteldruckbruchlasten ausgewiesen als die in der Norm SIA 190 angegebenen. Für die Dimensionierung können die Angaben des Lieferwerkes berücksichtigt werden, sofern sie durch Versuche nachgewiesen sind.

3.2 Flexible Rohre

3.2.1 Spannungsnachweis

Für den Spannungsnachweis verweist die Norm lediglich auf die bekannten Verfahren der Festigkeitslehre und legt dabei nur die zulässigen Spannungen fest. Will man hingegen die Spannungen aus den Schnittkräften berechnen, muss man neben der bereits ermittelten Belastung noch die Auflagerungsverhältnisse, seitlich und unten, kennen.

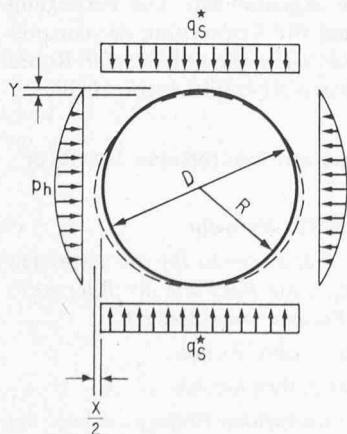


Bild 8. Belastungsannahme für flexible Rohre. Die horizontale Belastung wird parabolisch verteilt angenommen

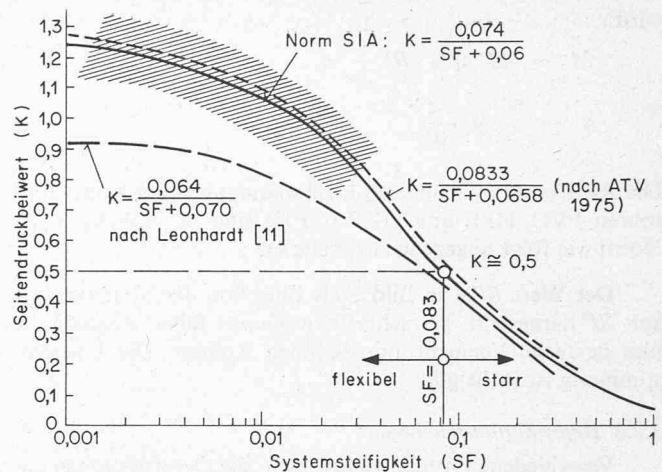


Bild 9. Seitendruckbeiwerte K in Funktion der Systemsteifigkeit SF . Vergleich verschiedener Forschungsergebnisse. In der schraffierten Fläche sind die im Ausland gemachten Versuchsergebnisse dargestellt

Tabelle 4. Richtwerte für zulässige Biegespannungen bei Kunststoffrohren PVC, HPE und GUP

Rohrmaterial	Zulässige Biegespannungen σ_{zul}	
	N/mm ²	(kg*/cm ²)
PVC	10	100
HPE	5	50
GUP	20	200

Die Angaben gelten für eine Materialtemperatur von + 20 °C

Wegen der Wechselwirkung zwischen Boden und Rohr ist diese Aufgabe recht komplex. Die Berechnung kann grundsätzlich wie die einer Tunnelauskleidung durchgeführt werden, wobei die stützende Wirkung des Erdmaterials durch Federn repräsentiert wird. Diese Federn haben je nach dem Bodenmaterial nichtlineare Charakteristiken und dürfen insbesondere nicht als Zugfedern, sondern nur als Druckfedern eingesetzt werden. Solche aufwendigen Berechnungen werden für grosse bogenförmige überschüttete Brückenbauwerke üblicherweise durchgeführt.

Eine vereinfachte Berechnung ergibt sich, wenn man mit den Lastverteilungsbildern arbeitet. Die Ermittlung der Biegemomente und Durchbiegungen des Rohrmantels unter diesen Lastfällen lässt sich mit Hilfe von Literatur [4] sehr einfach und rasch durchführen.

Noch weiter vereinfacht sich die Berechnung, wenn man die Belastung im Rohrscheitel und die Auflagerung an der Rohrsohle als *gleichmässig* verteilt und die seitliche Reaktion als *parabolisch* verteilt annimmt, wie dies in Bild 8 dargestellt ist. Die Grösse der seitlichen Reaktion wurde in grösseren (im Rahmen der Arbeiten für die Norm durchgeführten) Berechnungen bestimmt und ergibt sich als Funktion der Systemsteifigkeit SF im Sinne einer Näherung zu:

$$p_h = K \cdot q_s^*$$

$$K = \frac{0,074}{SF + 0,06} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Seitendruckbeiwert} \\ \text{für flexible Rohre.} \end{array} \right.$$

Mit dieser Annahme werden dann die massgebenden Momente und Normalkräfte bestimmt:

$$N = q_s^* \cdot R$$

$$M = (0,250 - 0,196 \cdot K) \cdot q_s^* \cdot R^2$$

mit

$$A5 = 0,250 - 0,196 \cdot K$$

wird

$$M = A_5 \cdot q^*_s \cdot R^2$$

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

Die Richtwerte für zulässige Biegespannungen bei Kunststoffrohren PVC, HPE und GUP (GFK) sind im Anhang 3 der Norm wie folgt angegeben (Tabelle 4):

Der Wert K ist in Bild 9 als Funktion der Systemsteifigkeit SF dargestellt. Ins schraffierte Gebiet fallen schwedische und deutsche Versuche mit flexiblen Rohren. Die Übereinstimmung ist recht gut.

3.2.2 Deformationsnachweis

Verschiedene Gründe veranlassen, die Deformationen auf einen Wert von 5% des Durchmessers zu begrenzen. Einmal wurde die *Statik* unter der *Voraussetzung der Theorie erster Ordnung* ausgeführt. Dann ist zu beachten, dass zu grosse Durchmesseränderungen bei Schachttanschlüssen und Hausanschlüssen Schwierigkeiten verursachen können. Der Wert von 5% geht übrigens auf die Arbeiten von Spangler [5] zurück. In Schweden werden allerdings für bestimmte Kunststoffrohre grössere Deformationen (bis 10%) zugelassen.

Aus der IOWA-Formel von Spangler

$$\frac{X}{D} \cong \frac{Y}{D} = C_4 \cdot C_5 \cdot \frac{q^*_s \cdot R^3}{ER \cdot I + 0,061 \cdot EB \cdot R^3}$$

wird nach einigen Umformungen die folgende SIA-Formel hergeleitet.

$$\frac{X}{D} \cong \frac{Y}{D} = A_3 \cdot \frac{q^*_s}{EB} \leq 0,05$$

Es bedeuten:

$$A_3 = \text{Deformationsbeiwert} = \frac{0,125}{SF + 0,061}$$

$$SF = \text{Systemsteifigkeit} = \frac{2}{3} \cdot \frac{ER}{EB} \cdot \left(\frac{WD}{D}\right)^3 \text{ mit } ER = EK$$

q^*_s = Summe aller vertikalen Rohrbelastungen auf der Ebene des Rohrscheitels (kN/m²) bzw. (t*/m²)

WD = Wanddicke

D = Mittlerer Durchmesser des Rohres

X, Y = Horizontale und vertikale Verformung des Rohrdurchmessers

EB = Horizontaler Reaktionsmodul des Bodens in der Leitungszone

ER = Verformungsmodul des Rohrmaterials

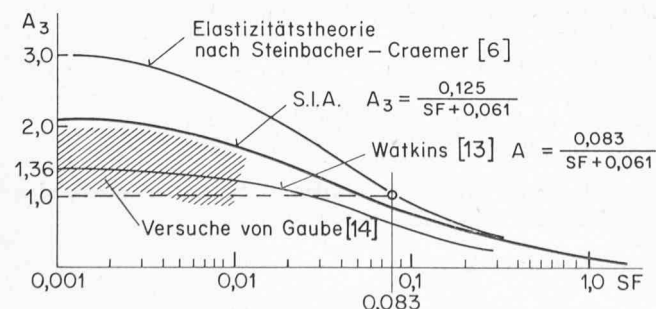


Bild 10. Deformationsbeiwerte A_3 in Funktion der Systemsteifigkeit. Vergleiche verschiedener Forschungsergebnisse

EK = Kriechmodul des Rohrmaterials

I = Trägheitsmoment der Rohrwand pro Einheitslänge = $(WD)^3/12$

C_4 = Faktor zur Berücksichtigung des Bettungswinkels. Bei einem Bettungswinkel von 180° nimmt C_4 den Wert von 0,083 an

C_5 = Faktor zur Berücksichtigung des Zeiteinflusses. Empirisch zu 1,5 angenommen.

Der Beiwert A_3 ist in Bild 10 in Funktion der Systemsteifigkeit dargestellt. Der obere Grenzwert von 3,0 ergibt sich bei verschwindender Rohrsteifigkeit nach der *Ableitung von Craemer/Steinbacher* [6] aus der Elastizitätstheorie. Die SIA-Formel verwendet einen Grenzwert von 2,0. Die – zum Teil noch im Gange befindlichen – Versuche von Gaube [7] ergeben etwas geringere Werte als die SIA-Formel.

3.2.3 Beulnachweis

Bekanntlich knicken dünne Stäbe unter bestimmten Axiallasten. Dünne Schalen versagen durch Beulen in ähnlicher Art und Weise beim Auftreten hoher Druckkräfte. Die entsprechenden *Knick- und Beulformen* sind

$$P_k = \frac{\pi^2 E \cdot I}{l^2} \text{ für Stäbe}$$

$$\text{bzw. } p_k = \frac{2}{(1 - \mu^2)} \cdot ER \cdot (WD/D)^3 \text{ für Kreisring.}$$

Werden Stäbe oder Rohre aber seitlich gestützt, erhöht sich die Knick- bzw. Beullast sehr stark. Dies ist eine Tatsache, die nicht nur theoretischen Berechnungen entspringt, sondern auf vielen Versuchen und Erfahrungen im Massstab 1:1 fusst.

Die Beulformel erdverlegter Rohre *ohne Grundwasser* kann aufgrund der Auswertung der Angaben vieler Forscher auf folgenden gemeinsamen Ausdruck gebracht werden [8, 9, 10]:

$$p_k = A_4 \cdot EB \cdot \sqrt{SF}$$

$$SF = \text{Systemsteifigkeit} = \frac{2}{3} \cdot \frac{ER}{EB} \cdot \left(\frac{WD}{D}\right)^3, \text{ mit } ER = EK$$

EB = Horizontaler Reaktionsmodul des Bodens in der Leitungszone

A_4 = Durchschlagsbeiwert oder Beulbeiwert

$$A_4 = -0,54 \cdot \log(SF) + 0,26$$

Die geforderte Beulsicherheit CS_2 muss mindestens drei betragen.

$$CS_2 = \frac{p_k}{q^*_s} \geq 3,0$$

q^*_s = Summe aller vertikalen Rohrbelastungen auf der Ebene des Rohrscheitels

Der Beulwert A_4 in dieser Formel ist in der Norm SIA 190 relativ klein, d.h. konservativ angenommen. Die Festlegung dieses Wertes A_4 stützt sich auf die Auswertung der entsprechenden Literatur [8]. Der Beulnachweis erdverlegter Rohre im Grundwasser wird im nächsten Abschnitt besprochen.

4. Hinweise für die statischen Nachweise flexibler Rohre

4.1 Empfindlichkeitsanalyse der SIA-Formeln

Aus der Betrachtung der drei Formeln für die statischen Nachweise ergibt sich rasch, dass die *Resultate der Rohrstatik* hauptsächlich von folgenden *Parametern* abhängen:

K = Seitendruckbeiwert für flexible Rohre

ER = Verformungsmodul des Rohrmaterials

EB = Reaktionsmodul des umgebenden Bodens

Aus der Formel für die Ermittlung des Biegemomentes wird deutlich, dass die Biegespannung sehr empfindlich auf Änderungen des K -Wertes ist. Es wird im folgenden gezeigt, dass die Resultate auf Änderungen des Moduls ER des Rohrmaterials verhältnismässig wenig reagieren. Bei Kunststoffen müssen allerdings grundsätzlich zwei E -Moduln unterschieden werden: Ein Anfangsmodul EO und ein Kriechmodul EK . Der Anfangsmodul wird für den Spannungsnachweis verwendet, hingegen ist der Kriechmodul für den Deformations- und Beulnachweis massgebend (beide im Sinne einer ungünstigen Annahme). Der Kriechmodul ist in der Grössenordnung je nach der Art der Kunststoffe drei- bis fünfmal kleiner als der Anfangsmodul.

Geht man zum Beispiel von einer Systemsteifigkeit von $SF = 0,040$ mit $ER = EO$ aus und hält dabei q^*_s und EB fest, so ergeben sich Abweichungen in der Biegespannung, Deformation und Beulspannung beim Einsetzen eines fünfmal kleineren ER -Wertes (EK) gemäss Tabelle 5. Aus dem Vergleich der zweiten und dritten Kolonne geht die geringe Empfindlichkeit der statischen Nachweise auf Änderungen des Moduls ER hervor.

Im Gegensatz zum Modul ER hat der Bodenmodul EB einen sehr grossen Einfluss auf die Ergebnisse. Die Deformationen und die Beulasten verändern sich fast linear mit dem einzusetzenden Reaktionsmodul EB .

4.2 Reaktionsmodul des Bodens EB

Leider konnte der Bodenmodul EB in der Norm 190 nicht angegeben werden. Es liegen nicht genügend Versuche und Forschungen vor, die es gestatten würden, aufgrund einfacher, praktisch durchführbarer Feldkontrollen festzustellen, ob der verlangte Modul EB tatsächlich vorhanden ist. Im folgenden soll versucht werden, für die Zwischenzeit bis zum Vorliegen geeigneter Resultate als Stütze einige ausländische Angaben [10, 12, 13, 14, 15] so darzustellen, dass doch einigermaßen vernünftige praktische Berechnungen durchgeführt werden können.

In Bild 11 stellt ATV-Entwurf 1977 den Bereich für die praktische Anwendung dar. Die EB -Werte, für den Spannungsbereich bis etwa $0,1 \text{ N/mm}^2$ (1 kg/cm^2), gelten an sich nur für die Spannungs- und Deformationsnachweise. Für den Beulsicherheitsnachweis liegen die EB -Werte höher, weil der EB -

Tabelle 5. Abweichungen von der Biegespannung, Deformation und Beulspannung bei verschiedenen EK -Werten

	$ER = EO$	$ER = 1/5 EO$	Abweichung
SF	0,040	0,008	
K	0,74	1,09	
M	0,105	0,037	
Spannung σ	100 %	35 %	— 65 %
$A3$	1,24	1,81	
Deformation	100 %	145 %	+ 45 %
$A4$	1,02	1,39	
$A4 \cdot \sqrt{SF}$	0,204	0,124	
Beulspannung	100 %	61 %	— 39 %

Tabelle 6. Der Stützfaktor α nach Gaube

Rohrklasse	mit Verdichtung	ohne Verdichtung
ND 3,2	3	1,5
ND 4	2,8	1,2
ND 6	2,3	1,0
ND 10	1,2	1,0

(Gilt nur für HPE-Rohre)

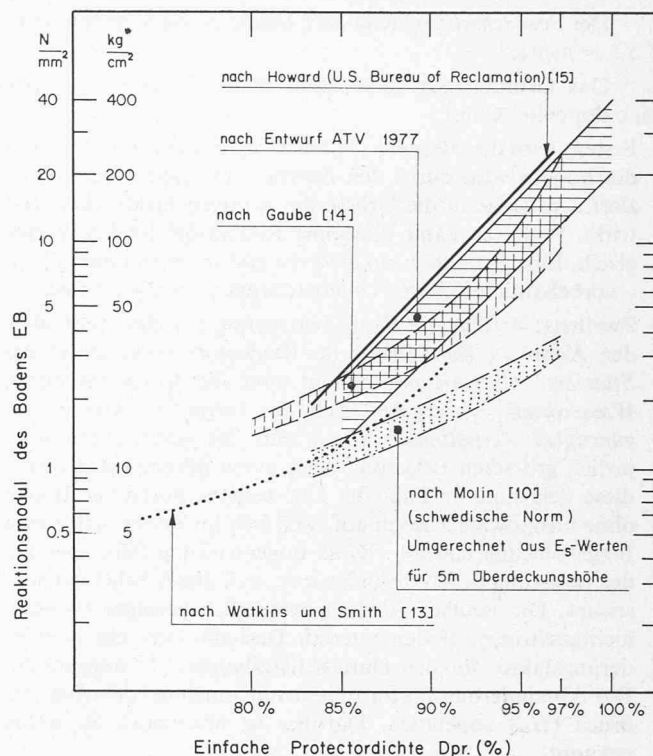


Bild 11. Reaktionsmodul des Bodens EB . Richtwerte gültig für Kies-Sand und für den Spannungsbereich von 0 bis $0,1 \text{ N/mm}^2$

Wert mit der Zunahme des Druckes wesentlich ansteigt. Zahlenmässige Angaben fehlen noch. Der Vergrösserungsfaktor des EB -Wertes für den Bereich $p = 0-0,3 \text{ N/mm}^2$ ($0-3 \text{ kg/cm}^2$) bei einer Proctordichte von 90 % dürfte um 1,5 bis 2,0 betragen.

Die Bedeutung einer gleichmässig guten Verdichtung im Rohrbereich, besonders beim flexiblen Rohr, geht aus diesen Darstellungen klar hervor. Selbstverständlich hat nicht nur der Verdichtungszustand des hinterfüllten, sondern auch der des anstehenden Materials einen wesentlichen Einfluss auf die Rohrstatik.

4.3 Beulnachweis im Grundwasser

4.3.1 Für das Normalverlegeprofil 1A

In der Norm wird lediglich die Belastungsannahme infolge des Grundwassers festgelegt, nicht aber die Ermittlung des Beuldruckes bei Grundwasser. Die Beulformel gilt, wie bereits erwähnt, nur für den Fall ohne Grundwasser. Der Einfluss des Grundwassers wird nach Molin [10] dadurch berücksichtigt, dass der EB -Wert reduziert wird. Auffallend ist dabei, dass diese Reduktion nicht gross ist.

Gaube [14] geht von einem allein durch Erdlast elliptisch verformten Rohr aus. Er berechnet zunächst den Beuldruck p_{kl} des verformten, aber ungestützten Rohres. Dieser wird dann mit einem sogenannten Stützfaktor, der der Stützwirkung des umgebenden Bodens Rechnung trägt, multipliziert. Daraus folgt die kritische Beullast p_k gegen den Wasserdruck p_w . Mit $\delta = Y/DO$ (bezogene Verformung infolge Erdlast);

DO = Rohrdurchmesser (unverformt);

$$\text{wird } DI = DO \frac{(1 + \delta)^2}{(1 - \delta)}$$

$$\text{und } p_{kl} = \frac{2 \cdot EK}{(1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{WD}{DI} \right)^3; \quad WD = \text{Wanddicke};$$

$$p_k = \alpha \cdot p_{kl};$$

$$\alpha = \text{Stützfaktor (Tabelle 6).}$$

Der *Beulsicherheitsfaktor nach Gaube* ist wie folgt definiert:
 $CS2 = p_k / p_w$.

Das Grundwasser spielt beim Beulverhalten des Rohrs eine doppelte Rolle:

- Erstens wird die *stützende Federwirkung* reduziert. Die Dichte des Bodens wird durch den Auftrieb um rund 1 t/m^3 reduziert, was sich auf die Grösse des passiven Erddruckes auswirkt. Praktisch käme dies einer Reduktion des *EB*-Wertes gleich. Eine *Reduktion auf etwa die Hälfte* sei an dieser Stelle - vorbehaltlich weiterer Untersuchungen - vorgeschlagen.
- Zweitens: Erfolgt die Kraftübertragung auf das Rohr über den *Korn- zu Korn-Druck* des Bodenmaterials, so ist die *Stützung voll wirksam*. Erfolgt aber die Belastung durch *Wasserdruck*, so ergeben sich aus folgendem Grund *ungünstigere Verhältnisse*: Wenn sich das Rohr unter einer örtlich grösseren Belastung nach innen durchbiegt, so hört diese Belastung im Falle der Übertragung durch den Boden ohne Grundwasser rasch auf, weil sich im Boden selbst eine Bogenwirkung einstellt. Diese Bogenwirkung fehlt aber bei der Belastung durch Grundwasser, weil dieses beliebig nachströmt. Die Beullast ist dann wesentlich geringer als beim nichtgesättigten Bodenmaterial. Deshalb wäre ein Abminderungsfaktor für den Durchschlagsbeiwert *A4* angebracht. Der Abminderungsfaktor müsste mit zunehmendem Wasserdruck (H_w) abnehmen. Darüber ist aber noch zu wenig bekannt.

4.3.2 Für die Normalprofile 4A und 4B (einbetonierte Kunststoffrohre)

Bei *einbetonierten* Kunststoffrohren können grosse unzulässige Verformungen auftreten, die sich nach dem heutigen Stand der Kenntnisse nicht zuverlässig erfassen lassen. Teilweise Ablösung des Kunststoffes vom Hüllbeton, ungleiche Verteilung des Wasseraussendruckes über den Umfang, Verformungen des Rohres beim Einbetonieren und die Bildung osmotischen Druckes zwischen Kunststoff und Hüllbeton sind mögliche Erklärungen dieser Erscheinungen, die vor allem bei gewissen Durchmesser aufzutreten dürften.

5. Bemessungsbeispiel

5.1 Annahmen:

Hart-PE-Rohr
 Nenndruck ND 3,2 oder Serie S 16

Rohr:

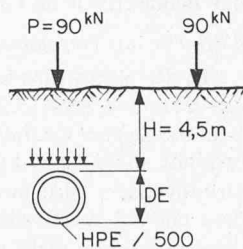
DI = 469,4 mm
 DE = 500,0 mm
 D = 484,7 mm
 WD = 15,3 mm
 EK = 300 N/mm^2
 (3000 kg*/cm²)
 EO = 1100 N/mm^2
 (11000 kg*/cm²)

Boden:

EB = 5 N/mm^2
 (50 kg*/cm²)
 = 5000 kN/m^2
 γ_E = 18 kN/m^3
 (trocken)
 γ_E = 11 kN/m^3
 (im Wasser)
 H = 4,5 m

Verlegeprofil: 1A

Grundwasser: nicht vorhanden



5.2 Bestimmung der Systemsteifigkeit SF

Mit $ER = EK = 300 \text{ N/mm}^2$

$$\text{wird } SF = \frac{2}{3} \cdot \frac{EK}{EB} \cdot \left(\frac{WD}{D} \right)^3 = \frac{2}{3} \cdot \frac{300}{5} \cdot \left(\frac{15,3}{484,7} \right)^3 = 1,26 \cdot 10^{-3} < 0,083$$

Mit $ER = EO = 1100 \text{ N/mm}^2$

$$\text{wird } SF = \frac{1}{3} \cdot \frac{1100}{5} \cdot \left(\frac{15,3}{484,7} \right)^3 = 4,61 \cdot 10^{-3} < 0,083$$

Für beide Fälle: Es liegt der Fall des flexiblen Rohrs vor.

5.3 Bestimmung der Belastung auf Rohrscheitelhöhe

Erdlast: $p_E = \gamma_E \cdot H = 18 \cdot 4,5 = 81,0 \text{ kN/m}^2$

Verkehrslast: $P = 90 \text{ kN}$

Stosszuschlag $\varphi = 0,1$

aus Tabelle 2 entnommen

$A6 = 0,042$

$$p_s = A6 \cdot (1 + \varphi) \cdot p = 0,042 \cdot 1,1 \cdot 90 = 4,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total } q^*_s = 85,2 \text{ kN/m}^2 = 0,0852 \text{ N/mm}^2$$

5.4 Spannungsnachweis

Mit $ER = EO = 1100 \text{ N/mm}^2$

$$SF = 4,61 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Seitendruckbeiwert: } K = \frac{0,074}{SF + 0,06} = \frac{0,074}{0,00461 + 0,06} = 1,14$$

$$\text{Momentenbeiwert: } A5 = 0,25 - 0,196 \cdot K = 0,026$$

Damit bestimmt sich das Biegemoment:

$$M = A5 \cdot q^*_s \cdot R^2$$

$$M = 0,026 \cdot 85,2 \cdot 242,4^2 \cdot 10^{-6} = 0,130 \text{ (kNmm/mm)}$$

$$\text{Widerstandsmoment: } w = 1/6 \cdot (WD)^2 \cdot 1,0 = 39 \text{ mm}^3/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Biegespannung: } \sigma &= M/w = \frac{0,130 \cdot 1000}{39} = \\ &= 3,33 \text{ N/mm}^2 < 5 \text{ N/mm}^2 \\ (\sigma_{zul} &= 5 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

5.5 Deformationsnachweis

Mit $ER = EK = 300 \text{ N/mm}^2$

$$SF = 1,26 \cdot 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \text{ergibt sich: } A3 &= \frac{0,125}{SF + 0,061} = \\ &= \frac{0,125}{0,00126 + 0,061} = 2,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{und als Resultat: } \frac{X}{D} &= \frac{Y}{D} = A3 \cdot q^*_s \cdot \frac{1}{EB} = \\ &= \frac{2,0 \cdot 85,2}{5000} = 0,034 < 0,05 \\ \left(\frac{X}{D} \text{ zulässig} &= 0,05 \right) \end{aligned}$$

5.6 Beulnachweis

Mit $ER = EK = 300 \text{ N/mm}^2$

$$SF = 1,26 \cdot 10^{-3}$$

ergeben sich: $A4 = -0,54 \cdot \log(SF) + 0,26 = 1,82$
 $p_K = A4 \cdot EB \cdot \sqrt{SF}$
 $= 1,82 \cdot 5 \cdot \sqrt{1,26 \cdot 10^{-3}} = 0,323 \text{ N/mm}^2$

Als Resultat:

Beulsicherheit $CS2 = \frac{p_K}{q^*_{s}} = \frac{0,323}{0,0852} = 3,8 > 3,0$

Damit sind die erforderlichen statischen Nachweise erbracht. In einem weiteren Schritt kann gezeigt werden, dass die max. Überdeckungshöhe $H_{\max}$ für diesen Fall rund 6 m beträgt, wobei der Beulnachweis massgebend ist.

Im folgenden werden die Resultate weiterer Beulberechnungen am gleichen Beispiel, jedoch mit Grundwasser zusammengefasst, um zu betonen, dass die Beulformel der SIA-Norm nur für den Fall ohne Grundwasser gilt.

Nehmen wir zum Beispiel einen Abminderungsfaktor von 0,8 für den EB-Wert und einen von 0,7 für den Durchschlagsbeiwert A4 im Falle mit Grundwasser an und führen den Beulnachweis mit der Beulformel nach Norm SIA 190 durch, ergeben sich Beulsicherheitsfaktoren von 2,3 bzw. 2,0 bei einem Wasserspiegel von 1 m bzw. 4,5 m über dem Rohrscheitel. Die entsprechenden Beulsicherheitsfaktoren nach Gaube betragen 3,2 bzw. 1,0. Die Diskrepanz der Berechnungsergebnisse ist sehr gross.

6. Schlussfolgerungen

Im Rahmen der Arbeiten für die Aufstellung der neuen Rohrnorm 190 wurden eine Grosszahl bestehender Berechnungsverfahren gesichtet und verglichen. Obwohl die Belastungen und das System – im Blick auf die Boden-Rohr-Wechselwirkung – komplex sind, konnten einfache und für den Normalfall genügend genaue Berechnungsformeln angegeben werden.

Tabelle 7. Annahme des Seitendruckbeiwerts $K1$ in bezug auf die Verdichtung des Auffüllmaterials

Fall	$K1$	Φ_1	Einbaubedingung
1	0,5	Φ	Lagenweise verdichtete Grabenauffüllung ohne Nachweis der Proctordichte, vertikale Spriessung sukzessive nachgezogen
2	0,7	Φ	Lagenweise verdichtete Grabenauffüllung mit Nachweis der Proctordichte von 90...97%, vertikale Spriessung sukzessive nachgezogen
3	0,5	$\frac{2}{3} \cdot \Phi$	Wie Fall 1 und 2, vertikale Spriessung erst nach der Grabenauffüllung nachgezogen

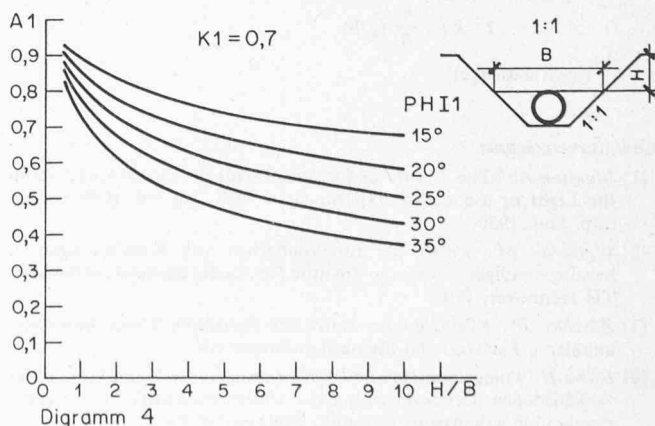
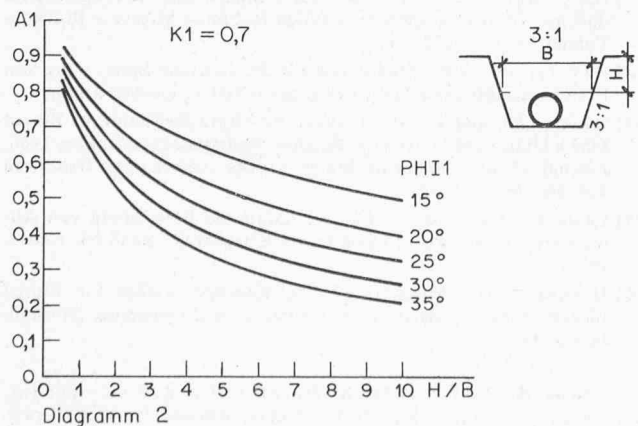
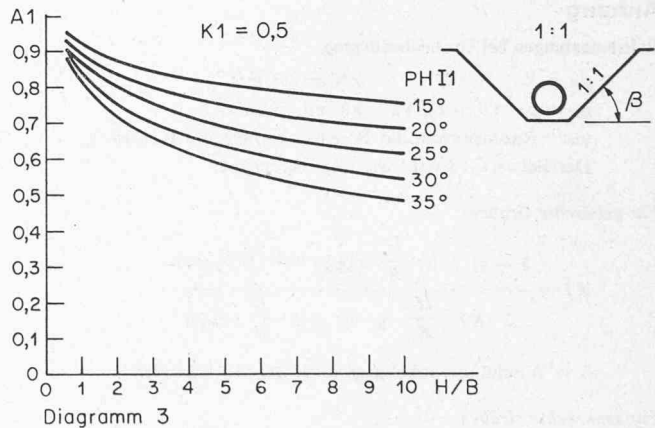
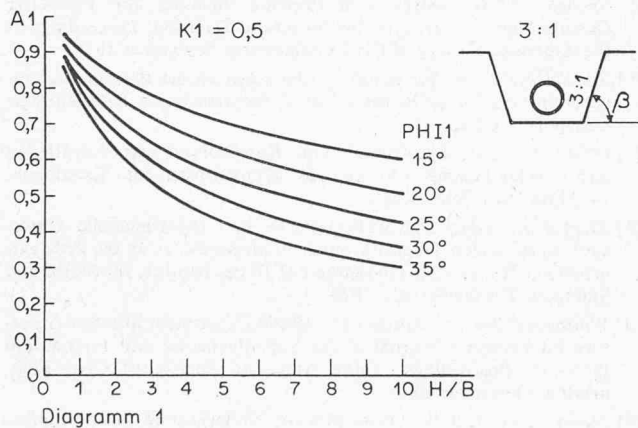
Φ_1 = Effektiver Wandreibungswinkel

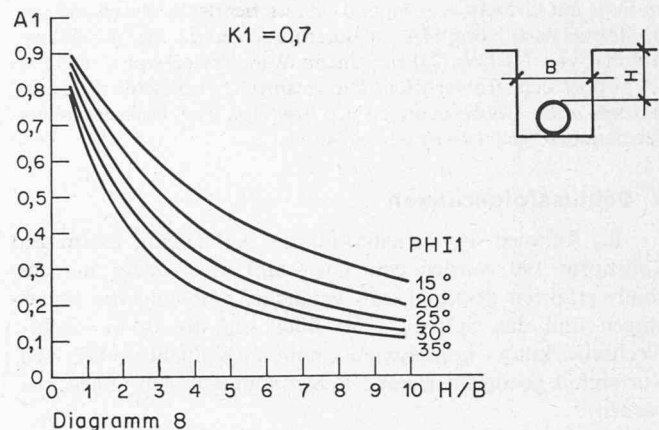
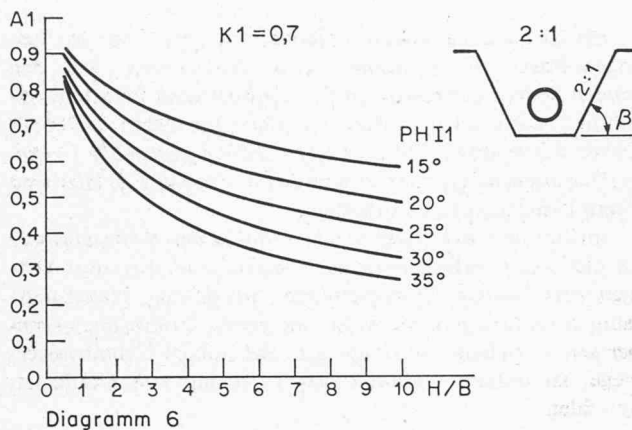
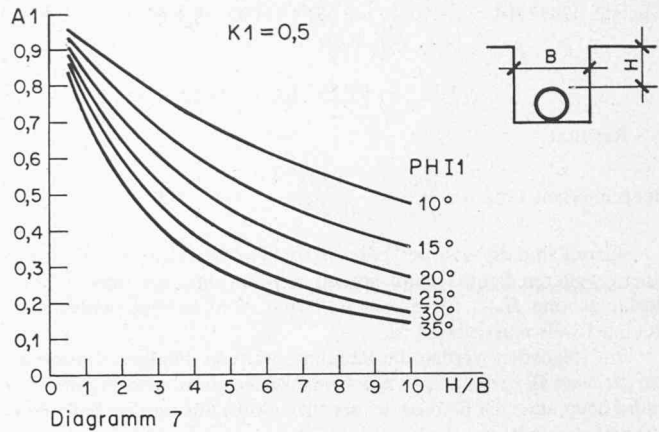
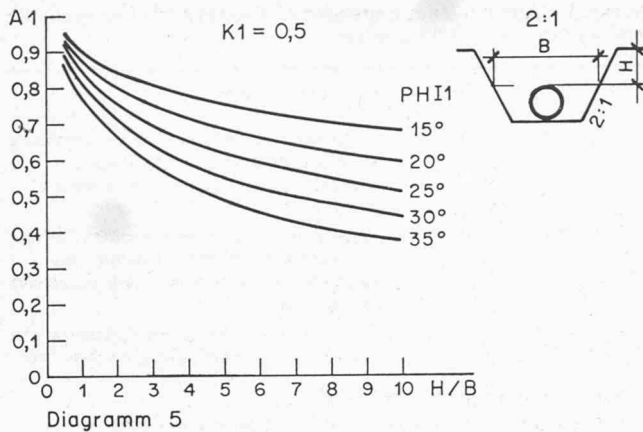
Φ = Innerer Reibungswinkel des Auffüllungsmaterials oder des gewachsenen Bodens
(dabei ist immer der kleinere Wert massgebend)

Bei den starren Rohren ergeben sich gegenüber der bisherigen Praxis keine nennenswerten Neuerungen. Bei den flexiblen Rohren ohne äusseren Wasserdruck sind Berechnungsverfahren zwar auch vorhanden, aber für deren technisch saubere Anwendung fehlen in vielen Fällen genügend Grundlagen für das Einsetzen des Bodenreaktionsmoduls EB. Hier sind weitere Untersuchungen dringlich.

Im Fall der Belastung flexibler Rohre durch Grundwasser sind die Beuluntersuchungen noch ungenügend. Bis zum Vorliegen zuverlässiger Untersuchungen wurde eine Näherungslösung vorgeschlagen. Sie weist eine grosse Diskrepanz gegenüber dem Vorschlag von Gaube auf. Bei hohem Grundwasserspiegel ist deshalb vorläufig der Vorschlag von Gaube zu empfehlen.

Diagramme für Beiwert A1 in Grabenbedingung





Anhang

Rohrbelastungen bei Grabenbedingung

$$p_E = A1 \cdot \gamma_E \cdot H \quad \text{kN/m}^2 \text{ (t*/m}^2\text{)}$$

$$g_E = p_E \cdot (B + DE)/2 \quad \text{kN/m}^1 \text{ (t*/m}^1\text{)}$$

γ_E : Raumgewicht des Bodens oberhalb des Rohres
Der Beiwert $A1$ wird wie folgt berechnet:

Für geböschte Gräben

$$A1 = \frac{1 - (1 + 2 \cdot \frac{H}{B} \cdot \text{ctg } \beta)^{1-K1} \cdot \text{tg } \Phi_1 \cdot \text{tg } \beta}{2 \cdot K1 \cdot \frac{H}{B} \cdot \text{tg } \Phi_1 - 2 \cdot \frac{H}{B} \cdot \text{ctg } \beta}$$

β = Böschungswinkel gegenüber der Horizontalen

Für senkrechte Gräben

$$A1 = \frac{(1 - e^{-2 \cdot K1 \cdot \frac{H}{B} \cdot \text{tg } \Phi_1})}{2 \cdot K1 \cdot \frac{H}{B} \cdot \text{tg } \Phi_1}$$

(nach Zäschke)

Literaturverzeichnis

- [1] Marston A.: «The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments.» Bull. No. 96, IOWA Eng. Exp. Stat. 1930.
- [2] Wetzorke M.: «Über die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in parallelwandigen Gräben.» Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TH Hannover, 1960.
- [3] Zäschke W.: «Tabellen zur statischen Berechnung von Abwasserkanälen.» Fachverband Steinzeugindustrie e.V.
- [4] Howe H.: «Biegemomente und Verformungen des Kreisringes unter verschiedenen Druckverteilungen.» Informationsheft Nr. 5, Beratungs- und Arbeitsstab Keramik, Frechen bei Köln, 1973.
- [5] Spangler M. G.: «Stresses in Pressure Pipelines and Protective Casting Pipes.» Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering, September 1956.
- [6] Steinbacher K.: «Über einige Forderungen an die Berechnung eingebetteter elastischer Rohre.» Rohre, Rohrleitungen, Rohrleitungstransport, Heft 4, 1971.
- [7] Gaube E.: «Die Berechnung von Kanalrohren aus Polyäthylen hart.» VDI-Tagung «Rohre aus Kunststoffen im Kanalbau», 14. März 1973, Nürnberg.
- [8] Klöppel K., Glock D.: «Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre.» Mitteilungsheft H 10 des Instituts für Statik und Stahlbau, TH Darmstadt, 1970.
- [9] Whitman Robert V., Lüscher U.: «Basic Experiment into Soil-Structure Interaction.» Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Dezember 1962.
- [10] Molin J.: «Calculation Principles for Underground Plastic Pipes.» Svenska Vatten-Och Avloppsverksföreningen, VAV P 16, Januar 1971.
- [11] Leonhardt G.: «Einfluss der Bettungssteifigkeit auf die Tragfähigkeit und die Verformungen von flexiblen Rohren.» Strasse – Brücke – Tunnel, Heft 3, 1972.
- [12] ATV-Entwurf 1976: «Richtlinien für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen.» Teil 1: Lastermittlung.
- [13] Watkins Reynold K., Smith Albert B.: «Ring Deflection of Buried Pipe.» Utah State University, Engineering Experiment Station, 1966, Journal of the American Water Works Association, Baltimore Vol. 59, Heft 3, 1967.
- [14] Gaube E., Müller W., Falcke F.: «Statische Berechnung von Abwasserrohren aus Polyäthylen hart.» Kunststoffe, Band 64, Heft 4, 1974.
- [15] Howard A. K.: «Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe.» Journal of the Geotechnical Engineering Division, Januar 1977.

Adresse der Verfasser: Dr. W. Heierli, und F. L. Yang, dipl. Ing. ETH, c/o Ingenieurbüro Heierli AG, Culmannstrasse 56, 8006 Zürich.