

J Standsicherheit von PE-HD Rohren als Schrägschacht

Dipl.-Ing. Armin Stegner, Nürnberg

1. Veranlassung / Beschreibung

Der Schrägschacht unter der Basisabdichtung einer Deponie, den Herr Frank aus konstruktiver Sicht dargestellt hat, wird aus statischer Sicht beschrieben. Nach allgemeinen Angaben zur Berechnung von flexiblen Kunststoffbauteilen im Deponiebau erfolgt eine Beschreibung der geführten Nachweise. Vergleichende Hinweise auf ein ebenfalls im Zuge dieser Maßnahme berechnetes Stahlbetonbauteil sollen Besonderheiten der Kunststoffbemessung aufzeigen.

Das Gesamtbauwerk besteht aus dem Schrägschacht, der am oberen Ende einen Einstiegsschacht DN 2000 erhält und im höchstüberdeckten Bereich in einem betonummantelten Schacht DN 3000 endet. Der Schacht wird in einem Graben im anstehenden Ton in einem Boden, der gemäß den statischen Anforderungen modifiziert und eingebaut wird, verlegt.

Aus statischer Sicht bedeutet dies:

Nachweise für eingeeerdete flexible, profilierte Rohre (der Schrägschacht besteht aus einem Rohr DN 1600)

Nachweise für ein überschüttetes Betonbauwerk

Nachweise für einen mit Wasser-/Betonierdruck beaufschlagten flexiblen Schacht

Nachweise für einen eingeeerdeten flexiblen Schacht

2. Allgemeines zur statischen Berechnung

Ein eingeeerdetes PE-HD Bauwerk ist statisch gesehen als ein aus Baugrund und PE-HD Bauteilen bestehendes Gesamtsystem zu betrachten. Durch das abgestimmte Zusammenwirken der beiden Bestandteile entsteht das standsichere Gesamtbauwerk. Das statische Verhalten ist durch eine Boden/PE-HD-Bauwerk Wechselwirkung gekennzeichnet. Im Gegensatz zu einem Betonbauwerk hat der Entwerfende hierbei in größerem Rahmen Möglichkeiten zur Variation. Je 'besser' der Einbau ist (rechnerisch hier im Wesentlichen durch einen höheren Elastizitätsmodul des Bodens erfasst – andere Parameter haben vergleichsweise geringeren Einfluss) desto schwächer kann die Kunststoffwandung bzw. die Rohrsteifigkeit gewählt werden und umgekehrt. Eingeschränkt werden die Einflussmöglichkeiten durch die Materialgrenzen für Boden und PE-HD sowie insbesondere auch durch Einbau- und Transportlastfälle. Dies zeigt

sich bei der Baumaßnahme deutlich am Beispiel des 'starr' eingebetteten – im vorliegenden Fall einbetonierten – unteren Kunststoffschachtes.

3. Einwirkungen

3.1 Allgemein

Der untenliegende Anschlussschacht DN 3000 wird vollständig mit Beton ummantelt. Die Betonummantelung wird für die Aufnahme aller äußeren Einwirkungen aus der darüberliegenden Deponie dimensioniert. Der innenliegende PE-HD Schacht wird für die Einwirkungen während des Betonierens der Wände der Ummantelung bemessen. Schachtboden, Schachtwand und Schachtwandung werden für Einwirkungen aus Wasserdruck bemessen.

Zum Einsatz für den Schrägschacht kommen profilierte PE-HD Wickelrohre mit Innendurchmesser 1600 mm. Die Wanddicke wird in 3 Stufen abgestuft, da sich die Überschüttungshöhe von ca. 3.00 m bis 31.00 m stark verändert. Der Einbau erfolgt in einem Graben im anstehenden Baugrund, der mit gemäß den statischen Anforderungen modifiziertem Material wiederverfüllt wird.

Der oberliegende PE-HD Schacht wird zur Aufnahme der Einwirkungen aus Erddruck in der 'im Deponiebau üblichen' Form ausgelegt. Seine Bemessung wird hier nicht weiter behandelt. Für die Bemessung von Schächten im Deponiebau wird auf die GDA Empfehlungen Geotechnik der Altlasten und Deponien hier E2-22 Vertikale Schächte in Deponien verwiesen.

3.2 Schrägschacht

Es werden 3 Bereiche untersucht. Der Nachweis erfolgt für die Überdeckungshöhen 31,00 m (28,0 m Müll und 3,0 m Bodenmaterial), 23,0 m (20,0 m Müll und 3,0 m Bodenmaterial) und 13,0 m (10,0 m Müll und 3,0 m Bodenmaterial). Die mittlere Wichte des Bodenmaterials (Oberflächenabdichtung, Kies) wird mit 20 kN/m³ die des Mülls mit 15 kN/m³ angenommen. Daraus resultiert die vertikale Bodenspannung in Höhe des Rohrscheitels.

$$\text{Maximale Überdeckung} \quad 3 * 20 + 28 * 15 = 480 \text{ kN/m}^2$$

Auflast im mittleren Schuss: $3 * 20 + 20 * 15 = 360 \text{ kN/m}^2$

Auflast im oberen Schuss: $3 * 20 + 10 * 15 = 210 \text{ kN/m}^2$

Für die Bemessung von Kunststoffbauteilen ist eine exakte Festlegung der vorgesehenen Lebensdauer und der Bemessungsdauer-temperatur erforderlich.

Beide Parameter haben entscheidenden Einfluss auf die bemessungsmaßgebenden Materialkennwerte für die Grenzspannungen und den Elastizitätsmodul (für Kunststoffe im Allgemeinen als Kriechmodul bezeichnet). Als maximale Dauertemperatur im Erdreich wird $\vartheta = 20^\circ \text{ C}$ angesetzt. Der Langzeitnachweis wird für 50 Jahre geführt.

Einfluss auf beide Materialkenngrößen hat außerdem ein möglicher Abminderungsfaktor für Medieneinfluss. Deponiesickerwasser wird bei PE-HD mit einem Abminderungsfaktor von 0.9 berücksichtigt. Medienangriffe auf Beton werden im Deponiebau normalerweise durch PE-HD Ummantelungen ausgeschlossen.

3.3 Betonbauteile

Der Nachweis des Deckels erfolgt für die Überdeckungshöhe 31.00 m. Die Wichte des Überschüttungsmaterials wird mit 20 kN/m^3 für 3.00 m Bodenmaterial (Oberflächenabdichtung, Kies) und mit 15 kN/m^3 für 28.00 m Müll angenommen. Angesetzt wird wegen der höheren Steifigkeit des Bauwerkes gegenüber dem umliegenden Erdreich ein Konzentrationsfaktor von $\lambda_R = 1.5$. Dieser Konzentrationsfaktor kann aus den unterschiedlichen Steifigkeiten der Materialien u.a. nach Unterlage 10.3 abgeschätzt werden.

Maximale Auflast $3 * 20 + 28 * 15 = 480 \text{ kN/m}^2$

Die Schachtwände werden für den horizontalen Erddruck in einer maximalen Einbautiefe von $31.00 \text{ m} + 6.00 \text{ m} = 37.00 \text{ m}$ bemessen:

Der minimale Reibungswinkel des Bodens im Schachtbereich beträgt $\varphi = 25^\circ$. Hieraus errechnet sich ein horizontaler Erddruckbeiwert von $k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.58$. Für die Auflast auf dem Deckel ergibt sich ein vertikaler Erddruck von $p_v = 480 + 6 * 20 = 600 \text{ kN/m}^2$, aus der sich mit dem Konzentrationsfaktor max. $\lambda_R = 1.5$ die Berechnungslast von $q_v = 600 * 1.5 = 900 \text{ kN/m}^2$ errechnet. Der horizontaler Erddruck auf die

Schachtwände ergibt sich zu $600 * 0.58 = 348 \text{ kN/m}^2$, wobei auf der sicheren Seite liegend keine Abminderung aus λ_B erfolgt.

3.4 PE-HD Bauteile des unteren Schachtes

Die Bemessung erfolgt für einen äußeren Wasserdruck auf den Schachtmantel mit Druckhöhe 3.00 m. Dieser Wasserdruck kann durch Aufstau von Wasser zwischen PE-HD und Stahlbetonschacht auftreten. Ein höherer Einstau wird durch Öffnungen im oberen Bereich, der nicht mit Sickerwasser gefüllt wird, konstruktiv verhindert. Dementsprechend ist auch der maximale äußere Wasserdruck auf den Schachtboden mit Druckhöhe 3.00 m anzusetzen. Der innere Überdruck, der auf den Zwischenboden wirkt, wird mit maximaler Druckhöhe 1.00 m angesetzt. Während des Einbaus ist der Schacht gegen Beulen aus Betonierdruck zu dimensionieren.

4. Baustoffe

Die Materialkenngrößen für Rohr und Schächte aus PE-HD PE 80 werden den Herstellerangaben bzw. Unterlage 10.1 entnommen.

Wichte				9,5 kN/m ³
Kriechmodul	kurzzeitig		E_k	800 N/mm ²
	langzeitig		E_l	170 N/mm ²
Grenzspannung	kurzzeitig	Biegezug	$\sigma_{bz,k}$	16,0 N/mm ²
	Langzeitig	Biegezug	$\sigma_{bz,l}$	9,6 N/mm ²
	kurzzeitig	Druck	$\sigma_{bd,k}$	19,2 N/mm ²
	langzeitig	Druck	$\sigma_{bd,l}$	12,8 N/mm ²

Obwohl ein direkter Kontakt Beton / Deponiesickerwasser bzw – gas nicht vorgesehen ist, wird Beton B 35 mit hohem Widerstand gegen chemische Angriffe gewählt. Diese Bezeichnung gemäß der ursprünglichen Berechnung müsste nach der neuen DIN 1045 geändert werden. Hier ist die Expositionsklasse festzulegen, aus der sich dann Mindestanforderungen an den Beton ergeben:

Gewählt XA2, Bauteile in betonangreifenden Böden daraus erforderlich ergibt sich Beton C 35/45, der nach bestimmten Regeln zusammengesetzt hergestellt werden muss.

Betonstahl BSt 500 S

5. Einbau / Bodenwerte

Im Berechnungsmodell werden Annahmen zur Einbaugeometrie und zu den Bodenkennwerten getroffen. Die Elastizitätsmodule bzw. Steifemodule für die Bodenmaterialien sind Mindestwerte und in jedem Fall zu gewährleisten. Da der Baugrund für die gewählte flexible **Schrägschacht**konstruktion einen entscheidenden Einfluss auf die Dimensionierung hat, ist im Zweifelsfall ein Bodenaustausch vorzusehen. Der Einbau muss von einem Baugrundsachverständigen überwacht werden. Insbesondere muss auch eine in Längsrichtung kontinuierliche Bettungsqualität sichergestellt sein.

Diese Anforderungen an die Qualität setzen eine enge Zusammenarbeit von Aufsteller der statischen Berechnung und Bodenmechaniker voraus. Diese Zusammenarbeit muss vor Beginn der Berechnungen beginnen. Sie soll zur Optimierung der Struktur unter Berücksichtigung der wirtschaftlichen Interessen des Bauherrn Rücksicht auf vorhandene oder regional leicht zu beschaffende Bodenmaterialien nehmen. Durch Variation der veränderbaren Parameter wie Einbauart, Grabenbreite, Wahl des Bodenmaterials oder Dimensionierung der PE-HD Bauteile muss das Gesamtsystem den spezifischen Anforderungen entsprechend gewählt werden.

Für das anstehende Dichtungsmaterial wird neben und über dem Rohr ein Elastizitätsmodul von $E = 20 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Für das Verfüllmaterial des Grabens insbesondere auch im Zwickelbereich des Auflagers wird mit $E = 40 \text{ MN/m}^2$ gerechnet (Breite $\geq 60 \text{ cm}$). Für das Material unter dem Graben wird ein Elastizitätsmodul von 20 MN/m^2 angesetzt. Die Anforderung eines gegenüber der anstehenden Bodens erhöhten Elastizitätsmoduls für die direkte Einbettung des Schrägschachts kann nicht durch den Einbau allein erfüllt werden. Das Material wird daher mit Zement 'verbessert'. Dies wurde in Abstimmung mit Bodenmechaniker und bauausführender Firma gemeinsam festgelegt.

Bei jeder Art von Zementzugaben beim Einbau von flexiblen Rohren ist zu beachten, dass ein starres Auflager, das heißt ein Betonaufleger, unzulässig ist. Dies widerspräche

dem Tragverhalten eines flexiblen Rohres. Die Zementzugaben müssen daher für das Erreichen der geforderten Festigkeiten ausreichen, dürfen jedoch nicht zu betonartigen Konsistenzen des Materiales führen. Im Allgemeinen werden hierfür Vorversuche durchgeführt.

Die Querdehnzahl des Dichtungsmaterials wird mit $\nu = 0,40$, die der Grabenverfüllung und des Materials unter dem Rohr mit $\nu = 0,3$ angenommen.

Über dem Graben folgen:

3.00 m anstehendes Material	$E_s = 20 \text{ MN/m}^2 \nu = 0.4$
0.75 m Mineralische Dichtung	$E_s = 15 \text{ MN/m}^2 \nu = 0.4$
0.15 m Sand	$E_s = 100 \text{ MN/m}^2 \nu = 0.3$
0.30 m Drainschicht	$E_s = 100 \text{ MN/m}^2 \nu = 0.2$

Diese Schichten wurden im FEM Modell ebenfalls abgebildet, da auch ihre eventuell günstig wirkende Lastverteilung erfasst werden sollte. Gegenüber dem Modell der Vorberechnungen, in dem sie nur als Auflast auf dem Modell angesetzt wurden, ergaben sich jedoch keine wesentlichen Änderungen.

6. Statische Berechnung PE-HD Rohr

6.1 System

Die Berechnungen werden mit dem Finite-Elemente-Programmsystem Nisa II von Engineering Mechanics Research Corporation (EMRC) Troy, Michigan, USA durchgeführt. Sie erfolgen unter Zugrundelegung von linear elastischen Materialgesetzen. Alle Einheiten leiten sich aus den Basiseinheiten Newton (Kraft) und Millimeter (Länge) ab.

Vom Programm werden Spannungen und Verformungen in den einzelnen Elementen ausgegeben. Der Stabilitätsnachweis wird als geometrisch nichtlineare Berechnung unter 2-facher Gebrauchslast geführt.

Die Abbildung der angenommenen Einbausituation erfolgt als Kontinuumsmodell. Hierbei werden Boden und Rohre als Flächenelemente diskretisiert. Bei einer linear-elastischen Berechnung werden die Parameter Elastizitätsmodul und

Querdehnzahl zur Beschreibung dieser Elemente benötigt. Der nicht im Modell abgebildete Müll wird als schlaife Auflast auf das Model angesetzt.

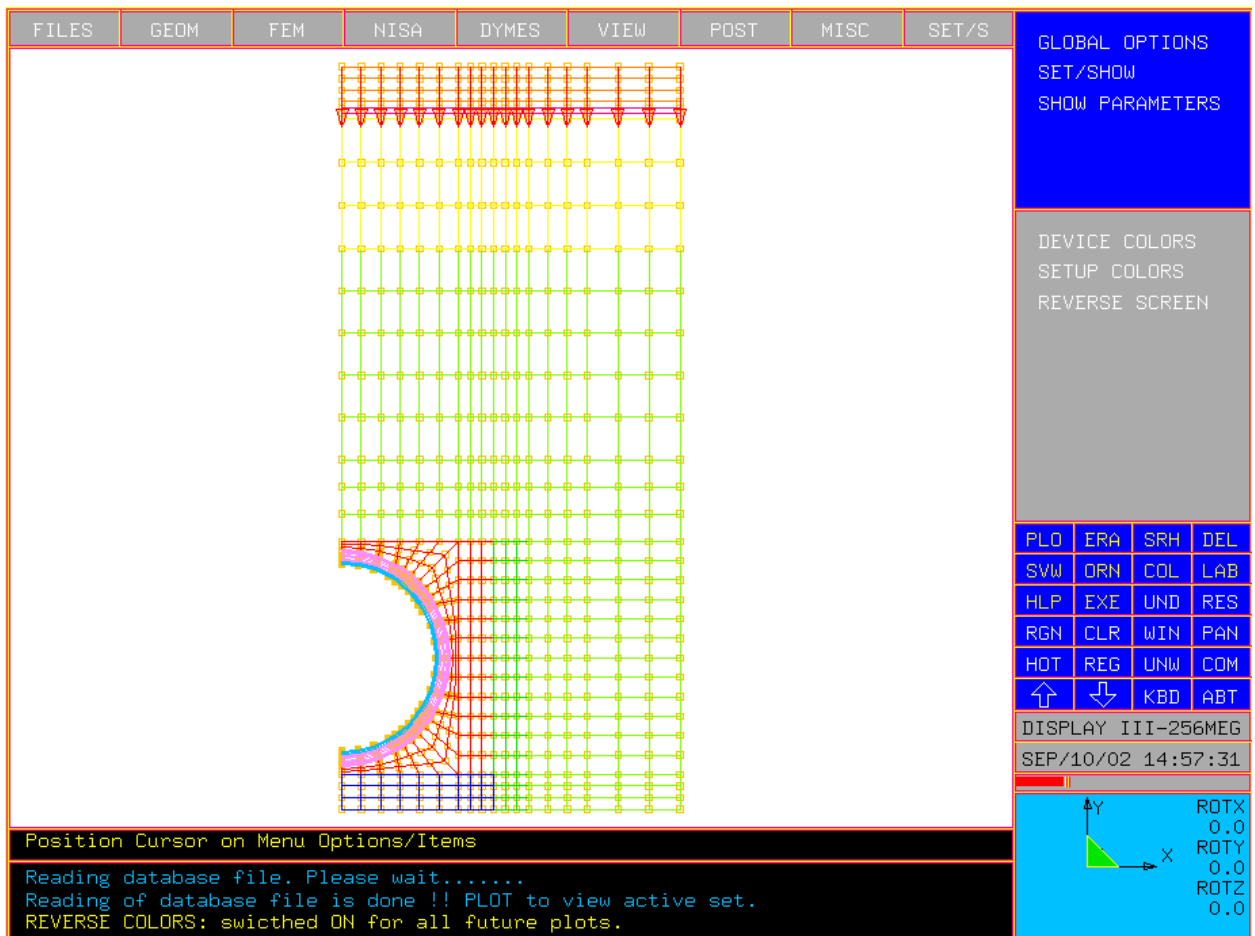


Bild 1 FEM Modell

Materialien und Elemente

Material Nr.	Elastizitätsmodul N/mm ²	Querdehnzahl	Farbe	Schicht
1	40	0.3	braun	Bettung
2	20	0.4	grün	anstehend
3	20	0.3	blau	unten
4	40	0.3	lila	direkt am Rohr
5	170	0.375	hellblau	PE-HD
6	15	0.4	gelb	Dichtung
7	20	0.4	hellgrün	anstehend
8	80	0.3	lila	Sand
9	80	0.2	braun	Kies

6.2 Berechnung für die maximale Überdeckunshöhe

Die Berechnung bei maximaler Auflast erfolgt für eine äquivalente Vollwanddicke von 67 mm. Spannungen und Verformungen unter einfacher Last sind für das gesamte System in den Bildern 2 /3 beispielhaft dargestellt.

6.2.1 Spannungen

Bemessungsmaßgebend ist der Rohrkämpfer. Die Vollwandrohre sind im Wesentlichen überdrückt, das heißt es treten keine bemessungsrelevanten Zugspannungen auf. Die maximale Druckspannung unter einfacher Last beträgt $5.69 \text{ N/mm}^2 < \text{zul.} = 12.8 / 1.5 = 8.5 \text{ N/mm}^2$ (Bild 2).

Diese Spannung, die für ein Rohr mit Vollwand berechnet ist, muss für das eingesetzte Profilrohr umgerechnet werden. Hierfür sind als Profilkennwerte die tatsächlich vorhandene Profilfläche und die Widerstandsmomente einzusetzen. Aus der Spannungsverteilung über den Vollwandquerschnitt können geometrisch die Schnittgrößen ermittelt werden. Die tatsächlich in den bemessungsrelevanten Profiltteilen vorhandenen Spannungen errechnen sich dann zu:

Umrechnung für Profilrohr:	$\sigma_i = -5,69 \text{ N/mm}^2 / \sigma_a = -2,85 \text{ N/mm}^2$
Daraus Schnittgrößen:	$m = 3195 \text{ Nmm} / n = -95,1 \text{ N}$
Gewähltes Profil:	SQ1 -26

$$W_{\text{Profil}} = 834,9 \text{ (innen)} / 625,6 \text{ (außen)} \text{ mm}^3 / A_{\text{Profil}} = 48,7 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\text{innen}} = -3195 / 834,9 - 95,1 / 48,7 = -5,8 \text{ N/mm}^2 < 8,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{außen}} = +3195 / 625,6 - 95,1 / 48,7 = 3,15 \text{ N/mm}^2 < 9,6 / 2.5 = 3.84$$

6.2.2 Verformung

Für die Ermittlung der Verformung ist nach Unterlage 10.3 der Ansatz der äquivalenten Wanddicke zulässig. Die Verformung kann daher direkt den Berechnungsergebnissen entnommen werden. Hierfür wird die Verformung im Rohrscheitel (abzüglich der Gesamtkörpersverschiebung) im Verhältnis zum mittleren Rohrdurchmesser berechnet. Diese Verformung muss langfristig, das heißt im vorliegenden Fall über 50 Jahre, kleiner als 6 % sein.

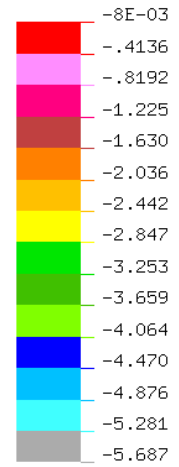
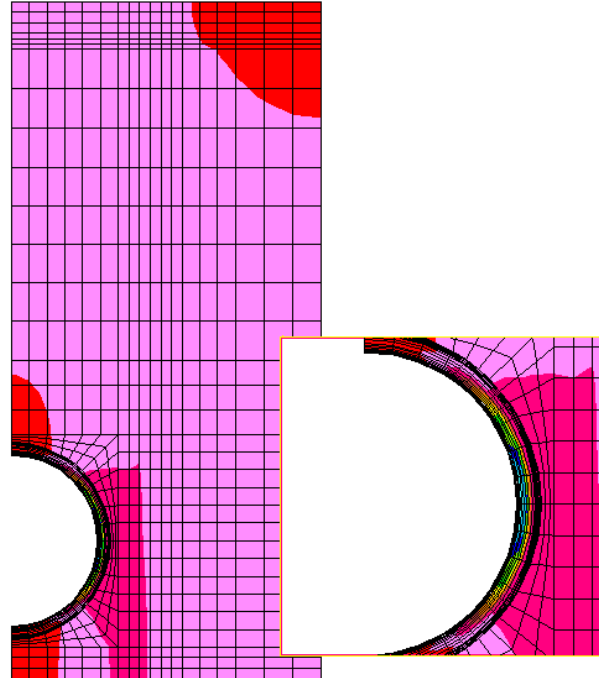
Verformung 67,5 mm entsprechend 4,1 % < zul. = 6 %

$$67,5 / (1600 + 67) * 100 = 4,05 \% \text{ (Bild 3)}$$

DISPLAY III - GEOMETRY MODELING SYSTEM (11.0.0) PRE/POST MODULE

SY - STRESSES

VIEW : -5.686821
RANGE : -.0079555



EMRC-NISA/DISPLAY
SEP/10/02 13:51:10



TIME: 0.50000E+00

ROT X 0.0
ROT Y 0.0
ROT Z 0.0

Bild 2 Spannungen unter 1-facher Last / volle Auflast

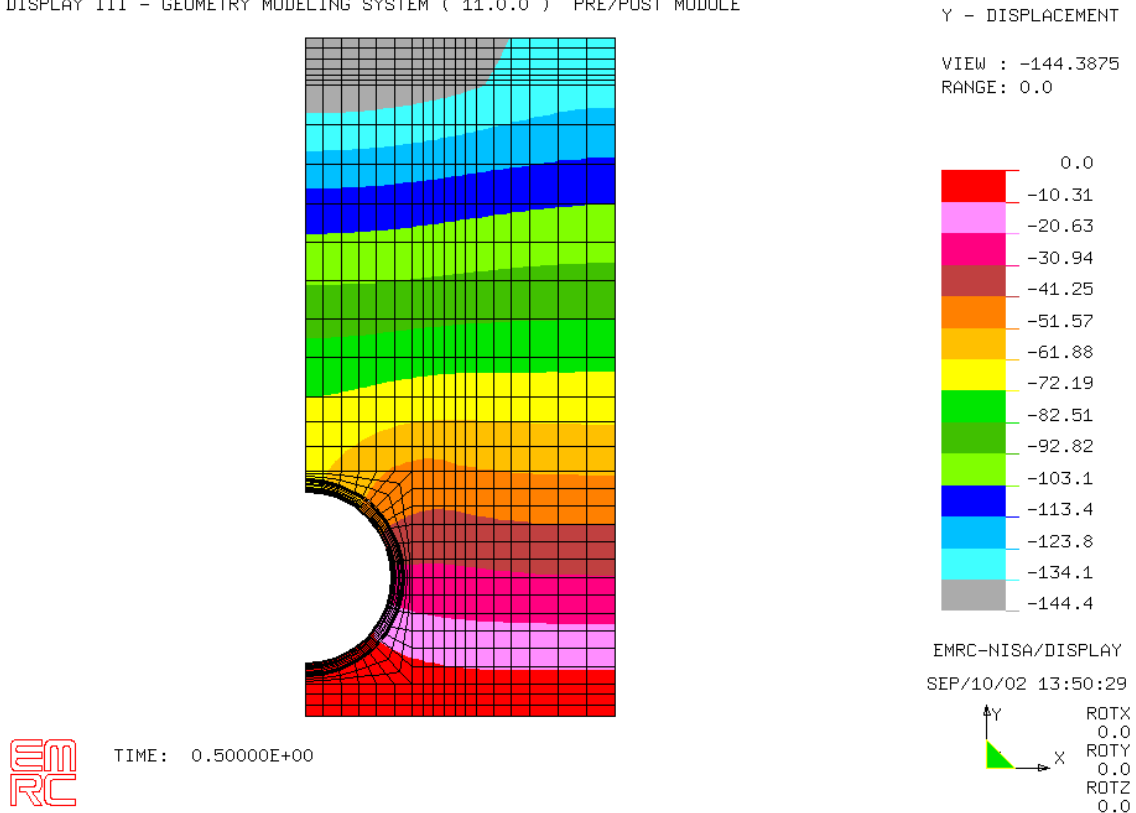


Bild 3 Verformungen unter 1-facher Last / volle Auflast

6.2.3 Stabilität

Die maximale Spannung unter 2-facher Last beträgt 11,89 N/mm²

$$< \sigma_{\text{grenz}} = 12.8 \text{ N/mm}^2$$

Umrechnung für Profilrohr: $\sigma_i = -11,89 \text{ N/mm}^2$ / $\sigma_a = -5,95 \text{ N/mm}^2$ (Bild 12)

Daraus Schnittgrößen: $m = 6673.6 \text{ Nmm}$ / $n = -199 \text{ N}$

Gewähltes Profil: SQ1 -26

$$\sigma_{\text{innen}} = -6673.6 / 834,9 - 199 / 48,7 = -12,1 \text{ N/mm}^2 < 12.8 \text{ N/mm}^2$$

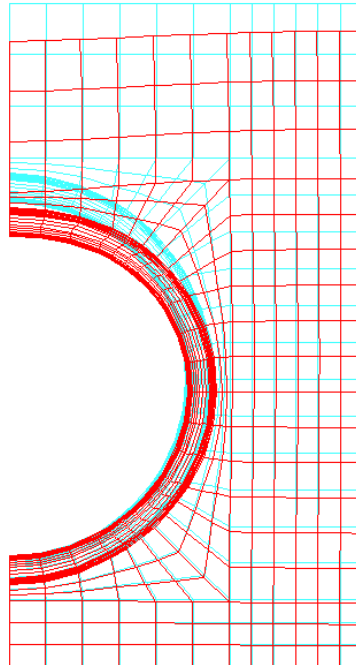
$$\sigma_{\text{außen}} = +6673.6 / 625,6 - 199 / 48,7 = 6,6 \text{ N/mm}^2 < 9.6 \text{ N/mm}^2$$

Die maximale Verformung unter 2-facher Last beträgt 143,6 mm
entsprechend

$$143,6 / (1600 + 67) = 8,6 \% < \text{zul.} = 12 \% \text{ (Bild 4)}$$

DISPLAY III - GEOMETRY MODELING SYSTEM (11.0.0) PRE/POST MODULE

DISPLACED-SHAPE
MX DEF= 1.72E+02
NODE NO.= 16
SCALE = 1.0
(ACTUAL SCALING)



EM
RC

TIME: 0.10000E+01

EMRC-NISA/DISPLAY
DEC/13/02 07:33:32

ROT X 0.0
ROT Y 0.0
ROT Z 0.0

Bild 4 Verformte Struktur unter 2-facher Last / System mit Gap/Friction Elementen

6.2.1 Berechnung der weiteren Schuesse

Die Berechnungen erfolgen analog den oben für das unterste Element beschriebenen Nachweisen. Es ergeben sich wegen der deutlich geringeren Auflast Profilabstufungen, die zu einer wirtschaftlicheren Dimensionierung führen.

7. Betonbauteile

Die Berechnung und die Bemessung der Stahlbetonbauteile werden nur kurz beschrieben.

7.1 Berechnung als runder Schacht

Die Berechnung erfolgte analytisch als mit einem Auflagerwinkel von 120° gebetteter Kreisring. Die maximale Belastung wird an 2 gegenüberliegenden Schachtseiten wirkend angenommen. Für die beiden um 90° versetzten Seiten, bei denen der Erddruck entlastend wirkt, wird nur der halbe Erddruck angesetzt. Der Schachtinnendurchmesser beträgt 3,00 m, die Wanddicke 40 cm. Als mittlerer Radius ergibt sich 1,70 m. Die Berechnung liegt gegenüber einer Berechnung als viereckiges Schachtbauwerk, die vergleichsweise durchgeführt wurde, auf der sicheren Seite.

7.2 Schachtdeckel und Schachtbodenplatte

Die Berechnung des Schachtdeckels erfolgt näherungsweise als runde frei gelagerte Platte für eine schräge Länge von $\text{SQRT}(0.872^2 + 3^2) = 3.12$ m. Aus dem Biegemoment und der Schubkraft errechnen sich dann die erforderlichen Bewehrungen. Wegen der Schräglage des Deckels erfolgt eine Verankerung in der Schachtwand.

Befestigung Deckel / Schacht

Horizontaler Erddruck: $0.60 \cdot 348 \cdot 3.8 = 793.4$ kN

Erf. As = $793.4 / 28.6 = 27.70$ cm² / m

Gewählt Dorne $\varnothing 16$ / 5 Stück / Seite vorh. As = 40.2 cm²/m

Falls der Deckel als Fertigteil ausgeführt wird, sind Vergusslöcher vorzusehen. Als Vergussmaterial muss zugelassener Mörtel eingesetzt werden.

7.3 Schachtboden

Die Berechnungen für den Schachtboden wurden mit einem Finite-Elemente-Programm durchgeführt. Sie erfolgen unter Zugrundelegung von linear elastischen Materialgesetzen.

Zwischen Boden und Schachtwänden wird biegesteifer Verbund angesetzt. Die Bemessungen werden hier nicht ausführlich behandelt.

8 PE-HD Bauteile des Schachtes

8.1 Allgemeines

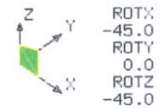
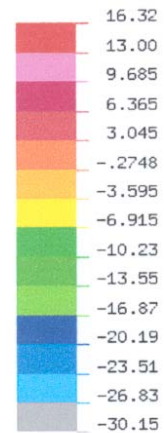
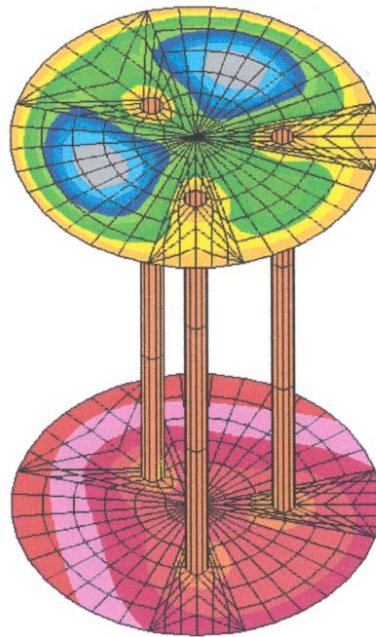
Um einen dauerhaften Wasserdruck auf die PE-HD Bauteile Boden und Wand wird konstruktiv zwischen PE-HD Schacht und Betonschacht abgedichtet. Die Nachweise erfolgen trotzdem für den angenommenen Wasserdruck von maximal 3.00 m Druckhöhe.

8.2 Schachtboden

Der Schachtboden wird als 40 mm dicke PE-HD Platte ausgebildet. Zwischen Boden und Zwischenboden werden 3 Rohre als Stützen eingebaut. Die Bemessung erfolgt für einen äußeren Wasserdruck von 30 kN/m². Der Boden wird konstruktiv mit dem Betonfundament verbunden. Hierzu werden Stege im Abstand von 500 mm auf den PE-HD Boden aufgeschweißt. In diese Stege werden im Abstand von 20 cm Löcher gebohrt, durch die Bewehrungsstäbe \varnothing 12 mm gesteckt werden. Die Stege werden 40 mm hoch ausgeführt, so dass sie auf der oberen Bewehrungslage aufgestellt werden können. Die Durchbiegung beträgt dann maximal 26.9 mm.

8.3 Zwischenboden

Die Bemessung erfolgt numerisch. Der Zwischenboden wird als 25 mm dicke PE-HD Platte ausgebildet. Zwischen Boden und Zwischenboden werden 3 Rohre $\geq \varnothing$ 100 mm als Stützen eingebaut. Die Berechnung erfolgt für einen Wasserdruck von 10 kN/m². Als Elastizitätsmodul wurde 200 N/mm² gewählt. Da der Lastfall kein Dauerlastfall ist liegt diese Annahme auf der sicheren Seite. Die maximale Spannung gemäß unsere FEM Berechnung ergibt sich zu 2.02 N/mm² $< 9,6 / 2.5 = 3.84$ (Langzeitwert und damit auf der sicheren Seite). Die Durchbiegung beträgt maximal 24.6 mm, d.h. $< l/100$.



Verformungen in den beiden verbundenen Platten unter Wasserdruck 30 kN/m²

Bild 5 Berechnung Zwischenboden

8.4 Schachtmantel

Zum Einsatz kommt Profil SQ1-54-35 für den Schacht mit Innendurchmesser DN 3000 mm.

Mit dem Profilträgheitsmoment $I = 34465.5 \text{ mm}^4/\text{mm}$, äquivalente Vollwanddicke $s_{\text{äqu}} = 74.2 \text{ mm}^2/\text{mm}$ und der radialen Profilfläche von $41.6 \text{ mm}^2/\text{mm}$ errechnet sich die ideale Beullast zu 26 kN/m^2 . Wird der Schacht während des Betonieren mit Wasser gefüllt, ergibt sich ein um 10 kN/m^2 höherer Druck von 36 kN/m^2 . Nach DIN 18218 wird dieser Druck für eine Steiggeschwindigkeit von 1.00 m/h bei einer Druckhöhe von 1.40 m erreicht. Da hierin keine Sicherheiten enthalten sind, kann diese Höhe nur ausgenutzt werden, wenn der innere Wasserdruck erhöht wird. Empfohlen wird eine Füllung des Schachtes bis mindestens 1.00 m über Betonierhöhe. Falls dies nicht möglich ist, wird eine maximale Betonierhöhe von 1.00 m empfohlen.

Die Beullast erhöht sich für den Lastfall Wasserdruck von außen, Druckhöhe 3.00 m durch die Bettung im dann erhärteten Beton (siehe z.B. ATV M127, T2). Sie vermindert sich jedoch um das Verhältnis der Kurz-/Langzeitkriechmodule

9 Sonstiges

9.1 Anschluss an das untere Stahlbetonbauwerk

Es ist vorgesehen das Fundament des unteren Schachtbauwerkes ohne Bodenüberstand herzustellen. Der Baugrund muss so gewählt und eingebaut sein, dass keine wesentlichen Setzungsdifferenzen zwischen Betonschacht und anschließendem Boden auftreten können. Im Zweifelsfall ist zum Beispiel eine Schleppplatte vorzusehen. Als tolerierbar kann nach Aussage des Schrägschachtherstellers Firma Frank Deponie Technik, Hr. Frank eine Setzungsdifferenz von ≤ 10 cm auf eine Länge von 50 cm festgelegt werden, die Dehnung von 2 % kann vom Material schadlos aufgenommen werden.

$$l = \text{Sqrt}(10^2 + 50^2) = 51 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = (51 - 50) / 50 * 100 = 2 \%$$

Der hierfür erforderliche Boden und die Einbauart sind vom Bodenmechaniker unter Berücksichtigung des Baugrundes unter den Gesamtkonstruktionen festzulegen und zu bestätigen. Für die im vorliegenden Fall vom Bodenmechaniker angegebenen maximalen berechneten Setzungsdifferenzen von ca. 5 mm auf eine Länge von 2.50 m sind die Anforderungen erfüllt. Eine Detailzeichnung des Anschussbereiches muss für die Bauausführung erstellt werden. Der Einbau an solchen kritischen Stellen muss immer überwacht werden. Die Überwachung ist durch ein Protokoll dem Bauherrn zu dokumentieren.

9.2 Anschluss an das obere Schachtbauwerk

Der obere Schuss des Schrägschachts wird an einen PE-HD Schacht angeschlossen. Da der Anschlussbereich nur ca. 2.00 m überdeckt ist, aber das gleiche Profil wie für eine Überdeckungshöhe von 13 m zum Einsatz kommt, werden keine besonderen Maßnahmen vorgesehen. Die Verformung aus Auflast wird wesentlich kleiner als die für 13 m berechnete Verformung von 44.8 mm d.h. 2.73 % sein, so dass am direkten

Anschluss eine Verformungsdifferenz im Millimeterbereich zu erwarten ist. Dies kann von PE-HD aufgenommen werden (siehe dazu auch die Angabe des Herstellers Fa. Frank unter 9.1).

9.3 Schrägschachteinbau

Der Einbau von Auflager und seitlicher Verfüllung im Rohrgraben muss überwacht und kontrolliert werden. Die exakte Herstellung des Rohraufagers und der seitlichen Bettung ist für die Gültigkeit der statischen Berechnung unbedingt erforderlich. Durch baubegleitende Versuche muss die Einhaltung der Bodenkennwerte der statischen Berechnung sichergestellt und dokumentiert werden.

10. Unterlagen

- 10.1** Vorläufige Bemessungsgrundsätze für Bauteile in Deponien – Rohrleitungen aus PE-HD für Basisentwässerungssysteme – Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin November 1995
- 10.2** Baugrundgutachten Bericht Sondervorschlag Schrägschacht – Ergänzende geotechnische Beratung, Institut für Geotechnik, Limburg-Staffel vom 04.10.2002
- 10.3** Statische Berechnung von Abwasserkanälen und –leitungen ATV-DVWK Regelwerk Arbeitsblatt A 127 3. Auflage, Hennef August 2000
- 10.4** Vortrag Philipp Frank zur Gesamtkonzeption und Konstruktion des Schrägschachts

