

DIPLOMARBEIT

Variantenuntersuchung der Druckrohrleitung eines Speicherkraftwerkes an einem Stausee

Ausgeführt zum Zweck der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom – Ingenieurs

von

Yuliya Dzhenkova

Matr. Nr. 0728508

unter Anleitung von

Univ.– Doz. Dr. – Ing. D. Kisliakov

am

Lehrstuhl für Wasserbau

an der UACG – Sofia
Hydrotechnische Fakultät

Sofia, Mai 2011

Diplomandin: Yulia Atanasova Dzhenkova

Wasserbau – deutschsprachige Ausbildung , Matr.Nr.: 676

Vergeben am: 04.10.2010 г.

Abgegeben am:

Diplomarbeit – Aufgabenstellung 2265

Es ist eine Variantenuntersuchung der Druckrohrleitung eines Speicherkraftwerkes an einem Stausee zu erarbeiten. Die Analyse soll der Anfertigung der Ausschreibungsunterlagen für das Projekt dienen.

Im Rahmen dieser Untersuchung soll die Anlage über die ganze Trasse der Druckrohrleitung geplant werden, wobei die vorgegebene Planungsunterlage gleichzeitig viele der möglichen Lösungskonzepte umfaßt: einen vertikalen Druckschacht, gepanzerte unterirdische Hochdruckstrecke und die Endstrecke vor dem Krafthaus mit eingerdeter Verlegung. Zu Vergleichszwecken soll die statische Bemessung der letzten genannten Teilstrecke nach den derzeit gültigen bulgarischen Normen sowie nach ÖNORM B5012 durchgeführt werden. Der Ausbaudurchfluß des Kraftwerkes ist:

- $Q_{\text{ausb}} = 70.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Alle Abmessungen sind der vorgegebenen Planungsunterlage zu entnehmen, wobei notwendige Änderungen mit entsprechender Begründung vorzunehmen sind.

Das Diplomprojekt muss enthalten:

1. Allgemeine Analyse des vorgegebenen Anlagenkonzeptes, darunter der vorgeschlagenen technischen Lösung für die Teilstrecken der zu planenden Druckrohrleitung.
2. Konzept, Varianten und Konstruktion der Druckrohrleitung im Schema eines Speicherkraftwerkes und Besonderheiten im gegebenen Fall.
3. Hydraulische Bemessung der Druckrohrleitung für stationäre und instationäre Strömungsverhältnisse – theoretische Grundlagen und konkrete Lösungen.
4. Statische Bemessung und Konstruktion der notwendigen Stützkonstruktionen und Auskleidungen des vertikalen Druckschachtes und der geeigneten gepanzerten Strecke.
5. Statische Bemessung der eingerdeten Teilstrecke nach den obengenannten Normen und Analyse der Ergebnisse.
6. Beschreibung der Bauverfahrenstechnik zur Ausführung der einzelnen Teilstrecken der zu planenden Druckrohrleitung.

Betreuer :

/Univ.-Doz. Dr.-Ing. D. Kisliakov/

Lehrstuhlvorstand Wasserbau:

/Univ.-Doz. Dr.-Ing. D. Toshev/



Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeine Analyse des vorgegebenen Anlagenkonzeptes	3
1.1. Projektbeschreibung	3
1.2. Angabedaten.....	4
1.3. Triebwasseranlagen	4
1.3.1. Niederdruckstollen	4
1.3.2. Druckschacht.....	4
1.3.3. Druckstollen	4
1.3.4. Erdverlegte Druckrohrleitung	4
1.4. Technische Lösung für die Teilstrecken	5
1.4.1. Niederdruckstollen	5
1.4.2. Druckschacht.....	5
1.4.3. Druckstollen	5
1.4.4. Eingegrabene Druckrohrleitung	6
2. Konzept, Varianten und Konstruktion der Druckrohrleitung	7
2.1. Beschreibung der Hauptbauwerke	7
2.1.1. Lotschacht	7
2.1.2. Druckstollen	7
2.1.3. Erdverlegte Druckrohrleitung	7
3. Hydraulische Bemessung	8
3.1. Untersuchung der stationären Vorgänge	8
3.1.1. Abschnitt von dem Niederdruckstollen vor dem Wasserschloß mit gepanzelter Auskleidung	8
3.1.2. Lotschacht	11
3.1.3. Druckstollen	12
3.1.4. Eingegrabene Druckrohrleitung	13
3.2. Untersuchung der instationären Vorgänge.....	18
3.2.1. Ausgangsdaten für die Triebwasserleitung	19
3.2.2. Geologische Bedingungen bei dem unterirdischen Teil der Druckrohrleitung.....	20
3.2.3. Ermittlung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle	32
3.2.4. Berechnung der instationären Vorgänge in der Druckrohrleitung	36
3.2.5. Wasserschloß.....	41
4. Statische Berechnung und Konstruktion der notwendigen Stützkonstruktionen und Auskleidungen des vertikalen Druckschachtes und der geeigneten gepanzerten Strecke	45
4.1. Statische Bemessung und Konstruktion der Stützauskleidung	45
4.1.1. Spritzbeton	45
4.1.2. Felsanker	45
4.2. Statische Bemessung und Konstruktion der Auskleidung	46
4.2.1. Spannungen infolge des Innenwasserdruckes	47
4.2.2. Spannungen infolge des Außenwasserdruckes	48
4.2.3. Normalspannungen.....	48
4.2.4. Vergleichsspannungen	49
4.3. Beulberechnung.....	50
4.3.1. Beulberechnung nach Amstutz.....	50



4.3.2.	Beulberechnung nach Montel.....	52
4.3.3.	Beulberechnung nach Jacobsen.....	52
5.	Statische Bemessung der eingeerdeten Teilstrecke nach den bulgarischen Normen und nach ÖNORM B5012	54
5.1.	Statische Bemessung nach den bulgarischen Normen.....	54
5.1.1.	Allgemeines.....	54
5.1.2.	Einwirkungen.....	54
5.1.3.	Lastkombinationen.....	55
5.1.4.	Bemessungsgrundlagen.....	56
5.1.5.	Grenzsustände.....	56
5.1.6.	Bezeichnung der Symbole.....	57
5.1.7.	Bemerkungen.....	59
5.1.8.	Berechnungsergebnisse.....	60
5.2.	Bemessung nach ÖNORM B5012.....	68
5.2.1.	Grundlagen des Berechnungsmodells.....	68
5.2.2.	Berechnungsergebnisse.....	71
5.3.	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	88
5.4.	Vergleich der beiden Normen.....	89
6.	Beschreibung der Bauverfahrenstechnik	91
6.1.	Ausbruchsarbeiten.....	91
6.1.1.	Ausbruch des Druckstollens.....	91
6.1.2.	Ausbruch des Druckschachtes.....	94
6.2.	Bauverfahrenstechnik bei der Felssicherung.....	95
6.2.1.	Spritzbeton.....	95
6.2.1.1.	Spritzbetontechnologie.....	96
6.2.1.2.	Vorgehensweise bei dem Einbau von Spritzbeton.....	96
6.2.2.	Systemankerung.....	97
6.3.	Auskleidung.....	100
6.3.1.	Baustahl.....	100
6.3.2.	Arbeitsvorgang.....	100
6.3.2.1.	Anfertigungs- und Montagearbeiten.....	100
6.3.2.2.	Schweißvorgang.....	100
6.3.2.3.	Hinterfüllbeton.....	101
6.3.2.4.	Injektionsarbeiten.....	102
6.4.	Bauverfahrenstechnik bei der eingegrabenen Druckrohrleitung.....	104
6.4.1.	Allgemeines.....	104
6.4.2.	Beschreibung der Bauvorgänge.....	104
6.4.2.1.	Vorbereitungsarbeiten.....	104
6.4.2.2.	Grabenaushub.....	104
6.4.2.3.	Rohrtransport und –einbau.....	106
6.4.2.4.	Schweißarbeiten.....	107
6.4.2.5.	Korrosionsschutz.....	107
6.4.2.6.	Verfüllung des Rohrgrabens.....	107
6.4.2.7.	Verdichtungsarbeiten.....	108
6.4.2.8.	Druckprobe.....	108
Literatur	110



1. Allgemeine Analyse des vorgegebenen Anlagenkonzeptes

Speicherkraftwerke sind eine Art von Wasserkraftwerken, bei denen die Energie des Wassers während der verbrauchsarmen Zeiten in einem Stausee gespeichert und bei Bedarf bzw. hoher Leistungsnachfrage gezielt und zeitversetzt abgegeben werden kann. Sie sind besonders für die Deckung der Spitzenbelastung und im Rahmen der Netzregelung für die Bereitstellung von Regelleistung geeignet. Sie haben eine wesentliche Rolle, weil die elektrische Stromnetze keine elektrische Energie speichern können und daher der Verbrauch und die Energiegewinnung in Kraftwerken immer im Gleichgewicht sein müssen. Eine Abweichung von diesem Gleichgewichtszustand führt zu Netzstörungen, wobei im Extremfall auch einen Netzzusammenbruch entstehen kann.

Die üblichen Wasserkraftwerke brauchen mehr Zeit, um an die Verbrauchsschwankungen sich anzupassen und können nicht bei kurzzeitigen hohen Verbrauchsspitzen schnell genug Leistung zur Verfügung stellen. Diese Aufgabe wird von den Speicherkraftwerken erfüllt. Die Grundidee bei ihnen ist in einer möglichst kürzeren Zeit, die den Bereich zum Hochfahren (innerhalb von einigen Minuten) umfasst, je nach Bedarf eine elektrische Leistung zu liefern. Diese Leistung kann in einem weiteren Bereich flexibel geregelt werden. Dies ist besonders vom Vorteil gegenüber den Mittel- und Grundlastkraftwerken, deren Leistung sich nur im Bereich von mehreren Stunden bzw. gar nicht regulieren lässt. Durch diese wesentliche Eigenschaft wird es möglich, den Strombedarf in Spitzenzeiten zu decken.

Die Speicherkraftwerke sind zusätzlich schwarzstartfähig und können daher bei totalen Stromausfällen zum Anfahren anderer Kraftwerken eingesetzt werden. Als Schwarzstartfähigkeit wird die Fähigkeit eines Kraftwerkes bezeichnet unabhängig vom Stromnetz vom abgeschalteten Zustand ausgehend hochzufahren. Auf diese Weise kann das Netz wieder in Betrieb genommen werden.

Bei den Speicherkraftwerken erfolgt die Triebwasserzuführung von dem Stausee bis zum Krafthaus üblich mittels eines Druckstollens und einer Druckrohrleitung. Wenn die Entfernung zwischen dem Speicher und dem Krafthaus zu groß ist, wird sehr oft in dem Übergangsbereich zwischen den beiden Anlagen ein Wasserschloß erforderlich.

1.1. Projektbeschreibung

Das geplante Speicherkraftwerk „A“ wird im Ausland errichtet. Es wird eine mittelgroße Hochdruckanlage mit einer Fallhöhe von ungefähr 700 m sein. Der Ausbaudurchfluß beträgt $70 \text{ m}^3/\text{s}$ und die installierte Leistung – 320 MW.

Für die maschinelle Ausrüstung wurden drei Francis – Turbinen vorgesehen, die in der vorliegenden Studie durch zwei Pelton – Turbinen mit stehender Welle ersetzt sind. Diese Entscheidung wurde bezüglich der Fallhöhe und des Einsatzbereiches der beiden Turbinentypen getroffen. Normalerweise werden die Francis – Turbinen bei Speicherkraftwerken bis einer Fallhöhe von 350 m eingesetzt. Ab einer Höhe mehr als 350 m werden vorwiegend Pelton – Turbinen verwendet.

Die Achsenlage hängt von der Anzahl der Düsen ab. Bei einer horizontalen Welle sind nur zwei Düsen technisch sinnvoll, weil bei höherer Düsenzahl das Abwasser auf das Laufrad zurückfallen würde. Zusätzlich kann jede Düse maximal etwa $10 \text{ m}^3/\text{s}$ verarbeiten. Unter diesen Bedingungen und hinsichtlich der großen Durchflußmenge in dem vorliegenden Projekt, müssen die zwei Pelton – Turbinen mit vertikaler Achse gebaut und mit vier Düsen ausgelegt werden.



Der zuführende Triebwasserweg besteht aus Niederdruckstollen, Wasserschloß, Lotschacht, Druckstollen und eingegrabene Druckrohrleitung. Die letzten drei Teile gehören zu der Druckrohrleitung des Speicherkraftwerkes, die nach der Aufgabenstellung entworfen werden muss. Jede von diesen drei Anlagen (Druckschacht, Druckrohrleitung und erdverlegte Druckrohrleitung) arbeitet unter verschiedenen Betriebsbedingungen, was eine eigene Vorgehensweise bei ihrer Bemessung bedingt. Die wesentlichen Besonderheiten der einzelnen Teile beziehen sich auf die konstruktive Ausführung, statische Bemessung und die Bauverfahrenstechnik. Die werden in den entsprechenden Punkten ausführlich behandelt.

Zur Zeit der Ausarbeitung dieser Diplomarbeit ist das Projekt des Wasserkraftwerkes noch in der Ausschreibung. Aus diesem Grunde basieren die durchgeführten Berechnungen auf die anfänglich angegebenen Daten und Anforderungen, die bei einer weiteren detaillierten Entwurfsphase gewissen Veränderungen unterliegen.

1.2. Angabedaten

Oberbecken	
– Stauziel	786,50 m
– Absenkziel	760,00 m
Unterbecken	
– Stauziel	95,00 m
– Absenkziel	88,50 m
Max. Bruttofallhöhe	698,00 m
Min. Bruttofallhöhe	665,00 m

1.3. Triebwasseranlagen

1.3.1. Niederdruckstollen

– Länge	13574,40 m
– Durchmesser	5,20 m

1.3.2. Druckschacht

– Länge	485,35 m
– Durchmesser	4,60 m

1.3.3. Druckstollen

– Länge	1660,00 m
– Durchmesser	4,60 m

1.3.4. Erdverlegte Druckrohrleitung

– Länge	741,95 m
– Durchmesser	4,00 m



1.4. Technische Lösung für die Teilstrecken

1.4.1. Niederdruckstollen

In dem vorliegenden Projekt ist am Anfang des zu führenden Triebwasserweges ein leicht geneigter Niederdruckstollen situiert, der ein Gefälle von 0,266 % aufweist. Am Ende des Niederdruckstollens und vor dem Druckschacht wird ein Wasserschloß angeordnet, das die Funktion einer hydraulischen Trennung zwischen der Niederdruckleitung von der Falleitung erfüllt. Es wird als Zweikammer – Wasserschloß ausgeführt, wobei die beiden Kammern mit einem senkrechten Schacht miteinander verbunden werden. Dieser Teil gehört nicht zu der angegebenen Aufgabenstellung, deshalb ist er nur im Allgemeinen informativ vorgestellt.

1.4.2. Druckschacht

Der Druckschacht wird als Lotschacht ausgeführt. Die wichtigsten Vorteile im Vergleich zu einem Schrägschacht sind folgenden: [2]

- die hydraulischen Verluste werden auf ein Minimum reduziert
- er liegt in einem günstigeren Spannungsfeld (ringsum gleichmäßige horizontale Spannung)
- bei den Lotschächten fehlt der überhängende First, was einen positiven Einfluß auf den Sicherungsaufwand hat

Von entscheidender Bedeutung bei der Wahl zwischen einem Lot- und Schrägschacht können auch die Gebirgs- und Bergwasserverhältnisse sein. Bezüglich der Geologie spielen die Schichtenlagerung und Klüftung eine wichtige Rolle.

Der Lotschacht befindet sich in mittelfestem Gebirge. Diese Bedingung erfordert eine Ausführung von vorläufiger Sicherung des Aushubsprofils vor dem Einbau der endgültigen Auskleidung. Die beste und technologisch leichteste Variante stellt im konkreten Fall die Sicherung mit Spritzbeton dar. Wegen der großen Fallhöhe des Wasserkraftwerkes und den daraus sich ergebenden hohen Innendrücker muss der Druckschacht eine gepanzerte Auskleidung erhalten. Ihre Hauptaufgabe ist die Aufnahme der Belastung infolge des Innendruckes im Betriebszustand und des Bergwasserdruckes im entleerten Zustand. Es wurde ein hochfester Stahl gewählt, der in Abhängigkeit von der Größe des Innendruckes eine variierende Dicke hat. Am Anfang im oberen Teil des Druckschachtes ist sie 30 mm und erreicht einen Wert von 50 mm in den Bereichen mit den höchsten Drücken am Ende des Schachtes.

1.4.3. Druckstollen

Der Übergang zwischen dem Lotschacht und dem Druckstollen erfolgt mittels eines Krümmers, der mit einem Radius von 12,0 m ausgeführt wird. Diese Ausrundung verringert die Strömungsablösungen bei der Veränderung der Strömungsrichtung, was sich positiv auf die in der Rohrleitung auftretenden örtlichen Verluste auswirkt.

Normalerweise wird für Druckstollen eine minimale Neigung bestrebt, die von Bedeutung für den optimalen Schienenbetrieb ist. In dem vorliegenden Projekt beträgt sie 0,5 % über die ganze Länge des Druckstollens, was den obengenannten Anforderungen nicht widerspricht.

Aufgrund der hohen Drücke erhält der ganze Druckstollen auch eine gepanzerte Auskleidung, die eine konstante Dicke von 50 mm hat. Aus bautechnischen Gründen und in Abhängigkeit von den Gebirgsverhältnissen wurde eine kombinierte Sicherung durch Felsanker und Spritzbeton gewählt.



Die Sicherung und die Auskleidung werden in den Punkten 3 und 6 behandelt. Das Ende des Druckstollens tritt fast an der Oberfläche aus, wo der Anschluß an die erdverlegte Druckrohrleitung erfolgt.

1.4.4. Eingegrabene Druckrohrleitung

In der letzten Teilstrecke wird die erdverlegte Druckrohrleitung in einem Graben mit einem äußeren Böschungswinkel von 70° angeordnet. Die Überschüttung über dem Rohrscheitel beträgt 1,0 m. Als geologische Verhältnisse für diese Teilstrecke liegen zwei wesentlich verschiedene Schichten vor. An der Oberfläche befindet sich eine Deluviumschicht und darunter in der Höhe der Grabensohle eine Schicht von dichtem Kalkstein. Als Baustoff wird der gleiche hochfeste Stahl wie bei dem Druckschacht und dem Druckstollen verwendet. Die Abmessungen und alle Parameter sind in dem Kapitel 5 und Plan 6 angegeben. Ihre Bemessung wird nach den bulgarischen [16] und österreichischen [3] Normen durchgeführt, wobei die erhaltenen Ergebnisse verglichen werden.

Die in diesem Projekt ausgewählte Trassenführung ist ähnlich der klassischen alpinen Lösung, die sich mit einem langen hochliegenden Druckstollen und wesentlich kurzem Kraftabstieg zum Krafthaus auszeichnet. Der einzige Unterschied in diesem Fall ist die eingegrabene Druckrohrleitung zwischen dem Druckstollen und Krafthaus. Diese Anordnung der Anlagen hat folgenden Vorteile: [2]

- die längste Strecke von der Triebwasserleitung ist ein Druckstollen mit der geringsten Bergdruck- und Innendruckbelastung, was eine Betonauskleidung begünstigt.
- am Ende des Druckstollens ist ein Wasserschloß angeordnet, das den Stollen bei Entwicklung von instationären Vorgängen vor dem Druckstoß schützt.
- die Teilstrecke mit dem wesentlich höheren Innendruck ist kurz und
- eine Verminderung der Reflexionszeit der Druckwelle zwischen der Turbine und dem Wasserschloß. Als Resultat erhält man eine bessere Regelung des Kraftwerkes und einen geringeren Druckstoß.



2. Konzept, Varianten und Konstruktion der Druckrohrleitung

2.1. Beschreibung der Hauptbauwerke

2.1.1. Lotschacht

Die Anordnung eines Lotschachtes anstelle von einem steilen Druckschacht erlaubt die Überwindung des Höhenunterschiedes auf dem möglichst kürzesten Weg. Diese konstruktive Ausführung zeichnet sich aber auch mit einer raschen Zunahme des Innendruckes aus, deshalb ist hier für die Auskleidung eine Stahlpanzerung gewählt. Die Länge des Druckschachtes ist von der Geologie und den Festigkeitseigenschaften des Stahles begrenzt. Im Allgemeinen hängt sie von der Größe der Zugkraft ab, die mit einer vorliegenden Gebirgsmitwirkung von der Stahlpanzerung aufgenommen werden kann. Aus diesem Grunde kommt meist eine Kombination zwischen Lotschacht bzw. stark geneigten Druckschacht und fast horizontalen Strecken bei der Trassenführung einer Druckrohrleitung vor. Diese Lösung hat auch gewisse Vorteile bei der Organisation der Transportarbeiten.

2.1.2. Druckstollen

Die unterirdische Ausführung stellt aus Sicherheitsgründe eine bessere Lösung im Vergleich zu einer frei verlegten Druckrohrleitung dar. Es gibt keine Gefahr von Steinschlägen, Temperatureinflüssen, Hangrutschungen, sowie kriegerische Ereignisse. Die Landschaft bleibt unbeeinträchtigt und die Erhaltungskosten sind niedriger. Im Falle eines Rohrbruches kann nur Wasseraustritt an der Oberfläche auftreten. Zusätzlich wird bei den Druckstollen bzw. Druckschächten ein Teil des Innendruckes von dem Gebirge aufgenommen. Bei einer frei verlegten Druckrohrleitung wird der Innendruck nur von dem Stahlrohr aufgenommen. Das ermöglicht die Ausführung von dünneren Auskleidungen und eine Erhöhung der Leistung, die von einer Druckrohrleitung realisiert werden kann. Ihre Länge ist auch kleiner, weil die Verbindung zwischen dem Stausee und dem Krafthaus je nach örtlichen Gegebenheiten und Geologie auf der möglichst kürzesten Strecke erfolgt. Das führt zu einer Verminderung der hydraulischen Verluste und Verbesserung des allgemeinen Wirkungsgrades sowie einer Ersparnis von den Aushubarbeiten und dem Materialaufwand.

2.1.3. Erdverlegte Druckrohrleitung

Die Trasse der erdverlegten Druckrohrleitung paßt sich dem Gefälle des Felsgeländes an und folgt deshalb im Längsschnitt einer geknickten Linie. Bei dieser technischen Lösung von dem letzten Teil der Druckrohrleitung ist das Rohr vor Temperatur- und mechanischen Einwirkungen durch die Überschüttung geschützt. Dank der Überschüttung sind auch Temperaturveränderungen in dem Betriebszustand unwesentlich. Ein Vorteil bei diesen Anlagen sind die Kosten gegenüber der oberirdischen Lösung. Sie sind nicht so groß und können relativ genau erfaßt werden. Nachteilig für die erdverlegte Druckrohrleitung im Vergleich zu einer freien Druckrohrleitung ist die Instandhaltung. Aufgrund der Überschüttung sind die Schäden nicht ersichtlich.



3. Hydraulische Bemessung

Die hydraulischen Berechnungen werden für die stationären und instationären Vorgänge durchgeführt. Die Untersuchung der stationären Zustände erfasst die Ermittlung der kontinuierlichen Verluste in der Druckrohrleitung infolge der Flüssigkeitsreibung (Wandreibungsverluste) und der örtlichen Widerstände wie z.B. Rohrverengungen oder –erweiterungen. Danach wird die Verlusthöhe entlang der betrachteten Strecke als Summe aller einzelnen Verluste ermittelt. Bei den instationären Strömungsvorgängen wird die maximale Erhöhung des statischen Druckes infolge einer Druckstoßentwicklung untersucht. Sie ist von Bedeutung für die statische Bemessung der Auskleidung und muss als maßgebende Größe betrachtet werden.

3.1. Untersuchung der stationären Vorgänge

3.1.1. Abschnitt von dem Niederdruckstollen vor dem Wasserschloß mit gepanzelter Auskleidung

A. Ermittlung der Längsverluste

$$\Delta h_l = \frac{L \cdot v^2}{c^2 \cdot R} \text{ m}$$

L = 75,0 m Länge des Rohrabschnittes

$V = \frac{Q_a}{F}$ – Fließgeschwindigkeit in dem betrachteten Stollenabschnitt

$Q_a = 70 \text{ m}^3/\text{s}$ – Ausbaudurchfluß des Wasserkraftwerkes

$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} [\text{m}^2]$ – Fläche des Rohrquerschnittes

D – Durchmesser des Rohres, D = 4,60 m

$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = 85,25 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ – Manning's Beiwert

R = D/4 – hydraulischer Radius

n = 0,012 – Rauigkeitsbeiwert für Stahl nach Manning

$$\Delta h_l = \frac{L \cdot v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{75 \cdot 4,21^2}{85,25^2 \cdot 1,15} = 0,159 \text{ m}$$

B. Ermittlung der örtlichen Verluste

- Verluste infolge allmählicher Verengung vor der Drosselklappe:

Die Querschnittsänderung erfolgt mittels eines Konfusorteils.

$$\Delta h_{Konf.} = \xi_{konf.} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = k \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$$



$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,045}{1,1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}} \text{ - Beiwert}$$

$\xi_{\text{Konf.}}$ – Widerstandsbeiwert für den Konfusorteil

$k = 0,4$ – Beiwert, abgelesen für $\alpha = 9^\circ$ [12]

$\alpha = 9^\circ$ – Winkel bei der Verengung **Bild 3. 1**

ω_1 – Querschnittsfläche des Rohres vor der Verengung

ω_2 – Querschnittsfläche des Rohres nach der Verengung

v_2 – Fließgeschwindigkeit in dem verengten Abschnitt

$$D_1 = 4,60\text{m}, F_1 = \omega_1 = 16,61 \text{ m}^2$$

$$D_2 = 3,40\text{m}, F_2 = \omega_2 = 9,08 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q_a}{D_2} = \frac{70}{3,40} = 7,71 \text{ m/s}$$

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,045}{1,1 - 0,55} = 0,65$$

$$\Delta h_{\text{Konf.}} = \xi_{\text{Konf.}} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = 0,4 \cdot \left(\frac{1}{0,65} - 1 \right)^2 \cdot \frac{7,71^2}{2 \cdot 9,81} = 0,35 \text{ m}$$

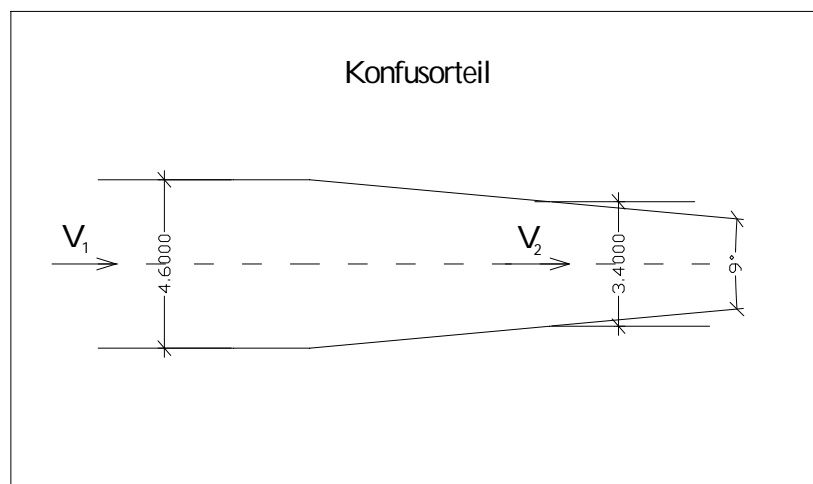


Bild 3. 1 Konfusorteil vor der Drosselklappe

- Örtliche Verluste infolge der Drosselklappe

$$\Delta h_{\text{Drosselkl.}} = \xi_{\text{Drosselkl.}} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = 0,05 \cdot \frac{7,71^2}{2 \cdot 9,81} = 0,15 \text{ m}$$

$\xi_{\text{Drosselkl.}}$ – Widerstandsbeiwert für örtliche Verluste infolge der Drosselklappe [9]

v_2 – Fließgeschwindigkeit in dem verengten Abschnitt



- Örtliche Verluste infolge allmählicher Erweiterung nach der Drosselklappe:
 Dieser Übergang wird durch einen Diffusorteil realisiert.

$$\Delta h_{\text{Diff.}} = \xi_{\text{Diff.}} \frac{(v_1 - v_2)^2}{2 \cdot g}$$

$\xi_{\text{Diff.}}$ – Widerstandsbeiwert, $\xi_{\text{Diff.}} = 0,158$ (abgelesen für $\alpha = 9^\circ$ [9])

α – Winkel bei der Erweiterung

v_1 – Fließgeschwindigkeit des Wassers im Stollen

v_2 – Fließgeschwindigkeit in dem verengten Abschnitt

$$\Delta h_{\text{Diff.}} = \xi_{\text{Diff.}} \frac{(v_2 - v_1)^2}{2 \cdot g} = 0,158 \cdot \frac{3,49^2}{2 \cdot 9,81} = 0,098 \text{ m}$$

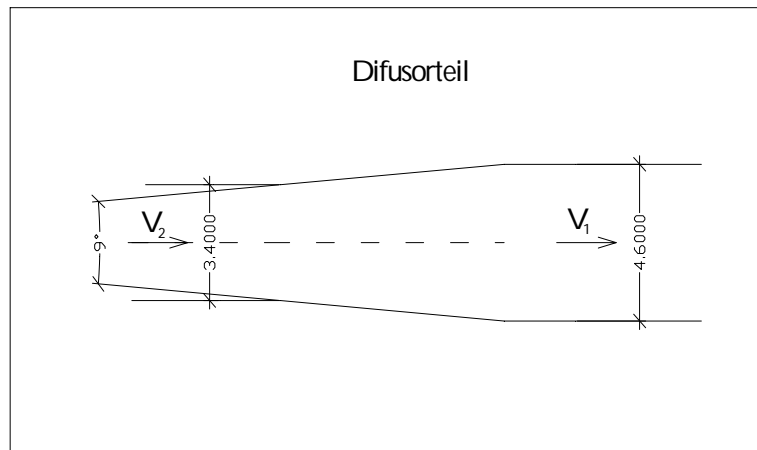


Bild 3. 2 Diffusorteil nach der Drosselklappe

- Örtliche Verluste infolge des Bogens 1 (Übergang zwischen Niederdruckstollen und Lotschacht)

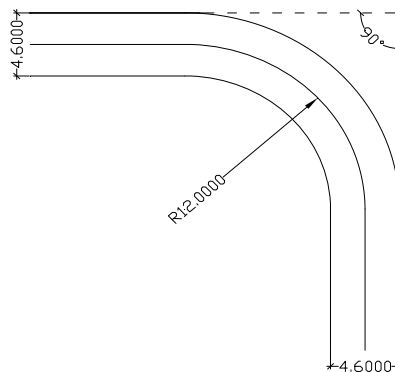


Bild 3. 3 Bogen 1



$$\Delta h_{B1} = \xi_{B1} \frac{v_{B1}^2}{2 \cdot g}$$

$$\xi_{B1} = \left[0,131 + 2,54 \cdot \left(\frac{d}{2r_o} \right)^{2,5} \right] \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} = 0,172 \text{ – Widerstandsbeiwert für Bogen 1}$$

d = D – Durchmesser des Rohres, d = 4,60 m

r_o – Bogenradius, r_o = 12,0m

α – Bogenwinkel, α = 90°

$$\Delta h_{B1} = \xi_{B1} \frac{v_{B1}^2}{2 \cdot g} = 0,172 \cdot \frac{4,21^2}{2 \cdot 9,81} = 0,155 \text{ m}$$

➤ Gesamtverluste in der Abschnitt vor dem Schacht

$$\sum h = \Delta h_l + \Delta h_{Konf.} + \Delta h_{Drosslekl.} + \Delta h_{Diff.} + \Delta h_{B1} = 0,159 + 0,35 + 0,15 + 0,098 + 0,155 = 0,912 \text{ m}$$

3.1.2. Lotschacht

A. Ermittlung der Längsverluste

$$\Delta h_{l,Sch} = \frac{L_{Sch} \cdot v^2}{c^2 \cdot R} \text{ [m]}$$

L_{Sch.} – Länge des Lotschachtes, L_{Sch.} = 485,35 m

V = $\frac{Q_a}{F}$ – Fließgeschwindigkeit in dem Lotschacht

Q_a = 70 m³/s – Ausbaudurchfluß des Wasserkraftwerkes

$$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{ [m}^2\text{]} \text{ – Fläche des Rohrquerschnittes}$$

D – Durchmesser des Rohres, D = 4,60 m

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = 85,25 \text{ m}^{1/2}/\text{s} \text{ – Manning's Beiwert}$$

R = D/4 – hydraulischer Radius

n = 0,012 – Rauigkeitsbeiwert für Stahl nach Manning

$$\Delta h_{l,Sch} = \frac{L_{Sch} \cdot v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{485,35 \cdot 4,21^2}{85,25 \cdot 1,15} = 1,03 \text{ m}$$



B. Ermittlung der örtlichen Verluste

- Örtliche Verluste infolge des Bogens 2 (Übergang zwischen Lotschacht und Druckstollen)

Da dieser Übergang identisch mit dem bei Bogen 1 ist, sind die Verluste infolge des Bogens 2 gleich den Verlusten beim Bogen 1.

$$\Delta h_{B2} = \xi_{B2} \frac{v_{B2}^2}{2 \cdot g}$$

$$\xi_{B2} = \left[0,131 + 2,54 \cdot \left(\frac{d}{2r_o} \right)^{2,5} \right] \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} = 0,172 \text{ m – Widerstandsbeiwert}$$

d = D – Durchmesser des Rohres, d = 4,60 m

r_o – Bogenradius, r_o = 12,0m

α – Bogenwinkel, α = 90°

$$\Delta h_{B2} = \xi_{B2} \frac{v_{B2}^2}{2 \cdot g} = 0,172 \cdot \frac{4,21^2}{2 \cdot 9,81} = 0,155 \text{ m}$$

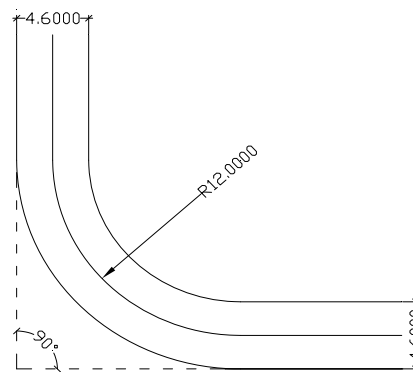


Bild 3. 4 Bogen 2

- Gesamtverluste in dem Lotschacht:

$$\sum h_{Sch} = \Delta h_{l,sch} + \Delta h_{B2} = 1,03 + 0,155 = 1,185 \text{ m}$$

3.1.3. Druckstollen

A. Ermittlung der Längsverluste

$$\Delta h_{l,st} = \frac{L_{st} \cdot v^2}{c^2 \cdot R}$$



L_{St} – Länge des Druckstollens, $L_{St} = 1660$ m

$V = \frac{Q_a}{F}$ [m/s] – Fließgeschwindigkeit in dem Druckstollen

$Q_a = 70$ [m³/s] – Ausbaudurchfluß des Wasserkraftwerkes

$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ [m²] – Fläche des Rohrquerschnittes

D – Durchmesser des Rohres, $D = 4,60$ m

$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = 85,25$ m^{1/2}/s – Manning's Beiwert

$R = D/4$ – hydraulischer Radius

$n = 0,012$ – Rauigkeitsbeiwert für Stahl nach Manning

$$\Delta h_{l,St} = \frac{L_{St} \cdot v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{1660 \cdot 4,21^2}{85,25^2 \cdot 1,15} = 3,52 \text{ m}$$

B. Ermittlung der örtlichen Verluste

$$\Delta h_{D,\bar{A}} = \xi_{D,\bar{A}} \cdot \frac{v_{v,DRL}^2}{2 \cdot g} = 0,20 \cdot \frac{5,57^2}{2 \cdot 9,81} = 0,31 \text{ m}$$

$v_{v,DRL}$ – Geschwindigkeit in der verlegten Druckrohrleitung

$\xi_{D,\bar{A}}$ – Widerstandsbeiwert für örtliche Verluste infolge Querschnittsänderung. Es ist ein allmählicher konischer Übergang mit einem Winkel $\alpha = 20^\circ$ angenommen [11]

➤ Gesamtverluste in dem Druckstollen:

$$\sum h_{St} = \Delta h_{l,St} + \Delta h_{D,\bar{A}} = 3,52 + 0,31 = 3,83 \text{ m}$$

3.1.4. Eingegrabene Druckrohrleitung

A. Ermittlung der Längsverluste

$$\Delta h_{l,v,DRL} = \frac{L_{v,DRL} \cdot v^2}{c^2 \cdot R} \text{ m}$$

$L_{v,DRL}$ – Länge der verlegten Druckrohrleitung, $L = 741,95$ m

$V = \frac{Q_a}{F}$ [m/s] – Fließgeschwindigkeit in der verlegten Druckrohrleitung

$Q_a = 70$ [m³/s] – Ausbaudurchfluß des Wasserkraftwerkes

$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ [m²] – Fläche des Rohrquerschnittes

$D = 4,00$ m – Durchmesser des Rohres



$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = 83,33 \text{ m}^{1/2}/\text{s} - \text{Manning's Beiwert}$$

$R = D/4 = 1,0 \text{ m}$ – hydraulischer Radius

$n = 0,012$ – Rauigkeitsbeiwert für Stahl nach Manning

$$\Delta h_{l,v.DRL} = \frac{L_{v.DRL} \cdot v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{741,95 \cdot 5,57^2}{83,33^2 \cdot 1,0} = 3,315 \text{ m}$$

B. Ermittlung der örtlichen Verluste

- Örtliche Verluste infolge Knickung

$$\xi_{Kn} = 0,946 \cdot \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2,047 \cdot \sin^4\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$\Delta h_{Kn} = \xi_{Kn} \frac{v_{v.DRL}^2}{2 \cdot g} \text{ m}$$

Tabelle 3. 1 Längs- und örtliche Verluste in der Druckrohrleitung

Teil der DRL	L [m]	D [m]	V [m/s]	R [m]	c	Δh_l [m]	α°	ξ_{Kn}	Δh_{Kn} [m]
I	21,85	4,00	5,57	1,00	83,33	0,098	14,84	0,0160000	0,0253
II	98,25	4,00	5,57	1,00	83,33	0,439	3,54	0,0008400	0,0013
III	51,00	4,00	5,57	1,00	83,33	0,228	1,65	0,0001978	0,0003
IV	43,70	4,00	5,57	1,00	83,33	0,195	1,15	0,0000953	0,0002
V	82,90	4,00	5,57	1,00	83,33	0,370	1,75	0,0002207	0,0003
VI	125,90	4,00	5,57	1,00	83,33	0,563	5,56	0,0022360	0,0035
VII	25,50	4,00	5,57	1,00	83,33	0,114	2,75	0,0005450	0,0009
VIII	126,75	4,00	5,57	1,00	83,33	0,566	2,64	0,0005030	0,0008
IX	105,80	4,00	5,57	1,00	83,33	0,473	3,18	0,0007300	0,0012
X	60,30	4,00	5,57	1,00	83,33	0,269	3,83	0,0010580	0,0017
Σ	741,95					3,31		0,02243	0,0355

- Örtliche Verluste bei der Verzweigung

Anstatt jede Turbine eines Wasserkraftwerkes mit einer eigenen Rohrleitung zu versehen, erfolgt kurz vor dem Krafthaus eine Triebwasserverteilung auf die einzelnen Turbinen mit Hilfe einer Rohrverzweigung, die eine gleichmäßige Anströmung der hydraulischen Maschinen sicherstellt. Wegen seiner symmetrischen Y – Form ist dieses Übergangsstück auch als Hosenrohre bekannt. Bei dieser Ausbildung wird das Hauptrohr in zwei gleich große Querschnitte aufgeteilt, die mit kegelstumpfförmigen Übergangskonussen auf die halbe Fläche des Hauprohrquerschnittes reduziert werden. Diese technische Lösung hat große wirtschaftliche Vorteile, weil in diesem Fall die Investitionskosten und die hydraulischen Verluste bei einer Rohrleitung wesentlich geringer sind. Die konstruktive Ausführung ist auf **Bild 3. 5** dargestellt.

$$\Delta h_{Verzw} = \xi_{Verzw} \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

$$\xi_{Verzw} = 0,946 \cdot \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2,047 \cdot \sin^4\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \text{Widerstandsbeiwert}$$



$$\xi_{Verzwh.} = 0,946 \cdot \sin^2 \frac{60}{2} + 2,047 \cdot \sin^4 \frac{60}{2} = 0,36$$

$$\Delta h_{Verzwh.} = \xi_{Verzwh.} \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,36 \cdot \frac{5,57^2}{2 \cdot 9,81} = 0,57 \text{ m}$$

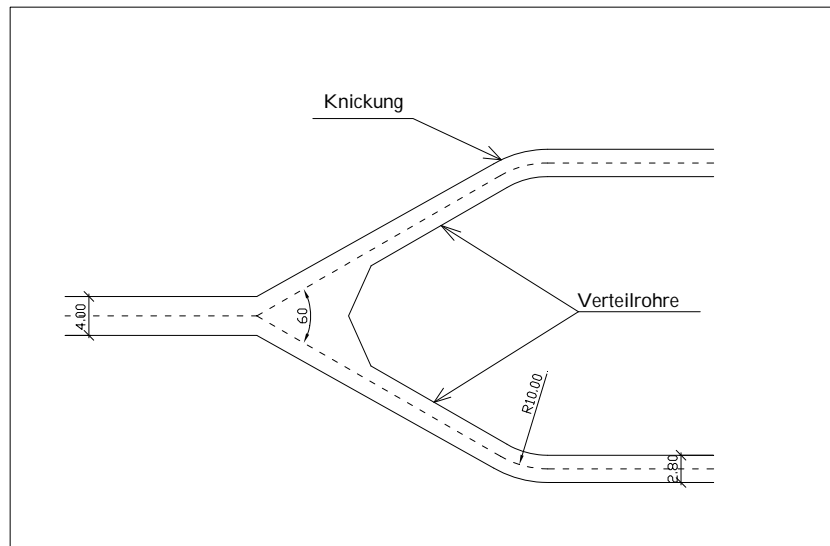


Bild 3. 5 Hosenrohr

- Längsverluste im Hosenrohr

$$\Delta h_{l.Hosenr} = \frac{L_{Verteiltr.} \cdot v_{Verteiltr.}^2}{2 \cdot g}$$

$L_{Verteiltr.} = 10 \cdot D_{v.DRL} = 10 \cdot 4,0 = 40,0$ m Länge der Verteilrohre. Diese Länge ist näherungsweise bestimmt da es keine genaue Angaben darüber in dem Projekt vorliegen.

$$F_{v.DRL} = 12,56 \text{ m}^2 \rightarrow F_{Verteiltr.} = 0,5 \cdot F_{v.DRL} = 6,28 \text{ m}^2$$

$V_{Verteiltr.}$ – Fließgeschwindigkeit in den Verteilrohren

$$V_{Verteiltr.} = \frac{Q_a / 2}{F_{Verteiltr.}}$$

$Q_a = 70$ [m³/s] – Ausbaudurchfluß des Wasserkraftwerkes

$$V_{Verteiltr.} = \frac{Q_a / 2}{F_{Verteiltr.}} = \frac{35}{6,28} = 5,57 \text{ m/s}$$

$$D_{Verteiltr.} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{Verteiltr.}}{\pi}} \text{ [m]} - D_{Verteiltr.} - \text{Durchmesser des Verteilrohres, } D_{Verteiltr.} = 2,80 \text{ m}$$



$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \text{ – Manning's Beiwert, } c = 78,53 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

R – hydraulischer Radius des Verteilrohres, $R = D_{\text{Verteilr}}/4 = 0,7 \text{ m}$

n = 0,012 – Rauigkeitsbeiwert für Stahl nach Manning

$$\Delta h_{l, \text{Verteilr.}} = \frac{L_{\text{Verteilr.}} \cdot v_{\text{Verteilr.}}^2}{c^2 \cdot R} = \frac{40 \cdot 5,57^2}{78,53^2 \cdot 0,7} = 0,287 \text{ m}$$

- Örtliche Verluste im Hosenrohr bei dem Knickpunkt

$$\Delta h_{\text{Knickp.}} = \xi_{\text{Knickp.}} \cdot \frac{v_{\text{Verteilr.}}^2}{2 \cdot g} \text{ [m]}$$

$$\xi_{\text{Knickp.}} = \left[0,131 + 2,54 \cdot \left(\frac{d}{2r_o} \right)^{2,5} \right] \cdot \frac{\alpha}{90^\circ} \text{ m – Widerstandsbeiwert}$$

d = D – Durchmesser des Rohres, d = 2,80 m

r_o – Bogenradius, r_o = 10,0m

α – Bogenwinkel, α = 30°

$$\xi_{\text{Knickp.}} = \left[0,131 + 2,54 \cdot \left(\frac{2,8}{2 \cdot 10} \right)^{2,5} \right] \cdot \frac{30}{90^\circ} = 0,049$$

$$\Delta h_{\text{Knickp.}} = \xi_{\text{Knickp.}} \cdot \frac{v_{\text{Verteilr.}}^2}{2 \cdot g} = 0,049 \cdot \frac{5,57^2}{2 \cdot 9,81} = 0,08 \text{ m}$$

- Örtliche Verluste im Hosenrohr bei dem Konfusorteil vor dem Kugelschieber
 Die Verengung vor dem Kugelschieber wird mittels eines Konfusors ausgeführt.

$$\Delta h_{\text{Konf.}} = \xi_{\text{konf.}} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = k \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$$

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,045}{1,1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}} \text{ - Beiwert}$$

ξ_{Konf.} – Widerstandsbeiwert für den Konfusorteil

k = 0,4 – Beiwert, abgelesen für α = 9° [12]

α = 9° Winkel bei der Verengung

ω₁ Querschnittsfläche des Rohres vor der Verengung, ω₁ = 6,15 m²

ω₂ Querschnittsfläche des Rohres nach der Verengung, ω₂ = 3,14 m²

$$\omega_2 = \frac{\pi \cdot D_2^2}{4} \text{ [m}^2\text{]} \text{ – Fläche des Rohrquerschnittes}$$

D₂ – Durchmesser des Rohres in dem verengten Abschnitt der Rohres (bei dem Kugelschieber).
 Es ist angenommen: D₂ = 2,0 m.



$$v_2 = \frac{Q_a / 2}{\omega_2} = \frac{35,0}{3,14} = 11,14 \text{ m/s} - \text{Fließgeschwindigkeit in dem verengten Abschnitt}$$

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,045}{1,1 - 0,51} = 0,65 - \text{Beiwert}$$

$$\Delta h_{Konf.} = \xi_{Konf.} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = 0,4 \cdot \left(\frac{1}{0,65} - 1 \right)^2 \cdot \frac{11,14^2}{2 \cdot 9,81} = 0,75 \text{ m}$$

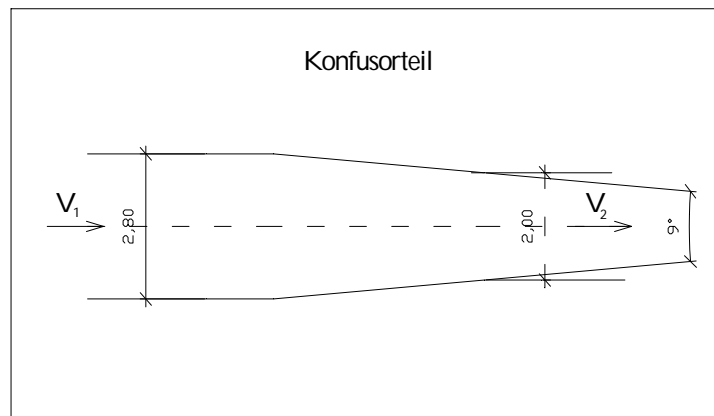


Bild 3. 6 Konfuser vor dem Kugelschieber

- Örtliche Verluste infolge des Kugelschiebers

Sie werden vernachlässigt, da $\xi_{Kugelsch} = 0$

$$\Delta h_{Kugelsch.} = \xi_{Kugelsch.} \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} \text{ m}$$

$\xi_{Kugelsch.}$ – Widerstandsbeiwert für örtliche Verluste infolge des Kugelschiebers

- Gesamtverluste in der eingerdeten Druckrohrleitung

$$\sum h_{V.DRL.} = \Delta h_{l.V.DRL.} + \Delta h_K + \Delta h_{Verzw} + \Delta h_{Hosenr} + \Delta h_{Knickp.} + \Delta h_{Konf.} + \Delta h_{Kugelsch.} \text{ [m]}$$

$$\sum h_{V.DRL.} = 3,315 + 0,036 + 0,57 + 0,287 + 0,08 + 0,75 + 0 = 5,03 \text{ [m]}$$

Gesamtverluste in der Triebwasserleitung

$$\sum h_{Triebwasserl} = \sum \Delta h + \sum \Delta h_{Sch} + \sum \Delta h_{St.} + \sum \Delta h_{V.DRL.}$$

$$\sum h_{Triebwasserl} = 0,912 + 1,185 + 3,83 + 5,03 \approx 11,00 \text{ m}$$



3.2. Untersuchung der instationären Vorgänge

Die Speicherkraftwerke zeichnen sich mit einer guten Regelbarkeit aus, deshalb werden sie oft als Regelkraftwerke eingesetzt. Der Zeitraum zwischen Vollast und Leerlauf muss 10 bis 20 s dauern, wobei die Überhöhung des statischen Druckes nicht mehr als 30 % betragen soll. Die maximale dynamische Druckänderung (Druckanstieg) in der Rohrleitung bei einer Änderung des Durchflusses wird als Druckstoß bezeichnet. Diese Erscheinung ist generell in den technischen Anlagen unvermeidbar, weil sie durch die Durchflußänderung bedingt ist.

Bei einem Druckstoß wird das Fluid komprimiert. Da das Wasser einen hohen Kompressionsmodul hat und fast inkompressibel ist, entstehen bei der Volumenänderungsarbeit hohe Drücke. Daraus folgt, dass je kürzer der Schließ- bzw Öffnungszeit ist, umso höhere Drücke auftreten.

Während der instationären Strömungsvorgänge bilden sich Unter- bzw. Überdruckwellen. Sie laufen mit einer Schallgeschwindigkeit „a“ von der Armatur weg in das Rohr hinein, werden reflektiert, überlagern sich und klingen infolge Dämpfungseffekte ab. Üblicherweise reflektieren die Druckwellen zum größten Teil an der ersten freien Wasseroberfläche. Wenn eine Wasserschloßanlage als Teil der Triebwasserleitung vorgesehen ist, findet dieser Vorgang dort statt. Aus diesem Grunde wird die Funktion des Wasserschloßes klar. Es wird angeordnet, um eine Druckstoßentwicklung in dem Niederdruckstollen zu verhindern oder vermindern. Daraus folgt auch, dass das Wasserschloß die Größe des Druckstoßes in dem Druckschacht beeinflusst.

Wenn das Absperrorgan innerhalb der Zeit T_s schließt, bildet sich eine Druckwelle mit einem Wellenkopf der Länge $a \cdot T_s$, die stromaufwärts läuft und vom Behälter reflektiert wird. An der geschlossenen Armatur angekommen, erfolgt eine weitere Reflexion, so dass hier hin und herlaufende Druckwellen entstehen, die mit der Zeit infolge Dämpfungseffekten wie z.B. Reibung abklingen. Ist die Schließzeit T_s der Armatur kleiner als die Reflexionszeit, entsteht der volle Joukowsky Stoß. Ist dagegen die Schließzeit des Absperrorgans größer als die Reflexionszeit, wird durch die zurückkommende Unterdruckwelle der volle Joukowsky Stoß reduziert.

- voller Joukowsky Stoß: $\Delta p = \rho \cdot a \cdot \Delta v$
- nicht voller Joukowsky Stoß: $\Delta p = \rho \cdot a \cdot \Delta v \cdot T_R / T_S$, wobei:

Δp – Druckerhöhung

ρ – Wasserdichte

Δv – Geschwindigkeitsänderung

T_R – Reflexionszeit, als Reflexionsweg wird die Länge zwischen der Turbine und Wasserschloß bzw. Speicher und zurück bezeichnet.

Als Zusammenfassung kann man sagen, dass die Größe des Druckstoßes von der Schließzeit, Druckwellenausbreitungsgeschwindigkeit und Länge des Reflexionsweges abhängig ist.

Die Verhinderung oder Verminderung der Druckstoßbelastung sind die wichtigsten Voraussetzungen für einen dauerhaften und sicheren Betrieb der Anlage. Ursachen für die Druckstöße sind sowohl in den erforderlichen betrieblichen Schaltvorgängen als auch in den unbeabsichtigten Fehlbedienungen und Störungen zu suchen.



Ein Beispiel dafür kann die Änderung des Bedarfes an elektrischer Energie im Stromnetz sein, wenn der Durchfluß durch die Turbinen reguliert werden muss. Infolge dieser Regelung können starke Druckstöße entstehen, die sich mit einer hohen Geschwindigkeit in der Rohrleitung fortpflanzen und im schlimmsten Fall zum Bruch führen.

Die Druckstöße und ihre Folgen sind häufig für die maßgebenden Belastungen von Rohrleitungen und deren Einbauten verantwortlich. Um eine mögliche Gefährdung auszuschließen, sind bei der Anlageplanung sorgfältige Untersuchungen der erwarteten Druckstoßvorgänge durchzuführen.

Im Rahmen dieser Vorprojektstudie werden die hydraulischen Berechnungen für den direkten und indirekten Druckstoß durchgeführt. Das Ziel ist die Untersuchung der Druckänderung beim Schließen der Absperrorgane und die Ermittlung des maximalen Rohrinwendruckes, der als maßgebender Parameter für die Bemessung der Auskleidung betrachtet werden muss.

3.2.1. Ausgangsdaten für die Triebwasserleitung

Oberbecken

$$STZ = 786,50 \text{ m}$$

$$ASZ = 760,00 \text{ m}$$

$$Q_A = 70 \text{ m}^3/\text{s} - \text{Ausbaudurchfluß}$$

$$D_{\text{Schacht}} = 4,60 \text{ m} \rightarrow F_{\text{Schacht}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 16,61 \text{ m}^2$$

$$D_{\text{Druckstollen}} = 4,60 \text{ m} \rightarrow F_{\text{Druckstollen}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 16,61 \text{ m}^2$$

$$D_{V.DRL} = 4,00 \text{ m} \rightarrow F_{V.DRL} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 12,56 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{gesamt}} = 3002,30 \text{ m}$$

Unterbecken

$$STZ = 95,00 \text{ m} \quad / \text{Stauziel} /$$

$$ASZ = 88,50 \text{ m} \quad / \text{Absenkziel} /$$

$$\left| \begin{aligned} V_{Sch} = V_{St} &= \frac{Q_A}{F} = \frac{70}{16,61} = 4,21 \text{ m/s} \\ V_{V.DRL} &= \frac{Q_A}{F_{V.DRL}} = \frac{70}{12,56} = 5,57 \text{ m/s} \end{aligned} \right.$$

Die Größe der Nutzfallhöhe bei den Pelton – Turbinen ergibt sich aus dem Höhenunterschied zwischen dem Stauziel bzw. Absenkziel und der Achse der Düse. Nach den bulgarischen Normen muss das Laufrad bei den vertikalen Pelton – Turbinen auf einer Höhe gleich dem Laufraddurchmesser über dem maximalen Unterwasserspiegel montiert werden. Der ist analog zu anderen Wasserkraftwerken mit 4,0 m angenommen. Die Entscheidung für einen kleineren Überhang muss nach einer wirtschaftlichen Begründung getroffen werden, weil in diesem Fall die Erhöhung der Fallhöhe zu einer Abminderung des Wirkungsgrades der Turbine führt. [10]

$$H_{BR,max} = 786,50 - 95,00 - 4,00 = 687,50 \text{ m}$$

$$H_{BR,min} = 760,00 - 95,00 - 4,00 = 661,00 \text{ m}$$



$$H_{NT} = H_{BR, \max} - \sum h_{\text{triebwasserleitung}} - \text{Nettofallhöhe}$$

$$H_{NT} = 687,50 - 11,00 = 676,50 \text{ m}$$

Mittlere Werte

$$v_{\text{mittl.}} = \frac{\sum v_i \cdot L_i}{L_{\text{gesamt}}} \text{ [m/s]} - \text{mittlere Fließgeschwindigkeit in der Triebwasserleitung}$$

$$F_{\text{mittl.}} = \frac{Q_A}{v_{\text{mittl.}}} = \frac{70}{4,56} = 15,35 \text{ m}^2, \quad D_{\text{mittl.}} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{\text{mittl.}}}{\pi}} = 4,42 \text{ m}$$

Tabelle 3. 2

	L [m]	v [m/s]	$\Sigma v_i \cdot L_i$
Abschnitt vor dem Schacht	75,00	4,21	315,75
Lotschacht	485,35	4,21	2043,32
Druckstollen	1660,00	4,21	6988,60
Verlegte DRL	781,95	5,57	4355,46
Σ	3002,30		13703,14

$$v_{\text{mittl.}} = \frac{13703,14}{3002,30} = 4,56 \text{ m/s}$$

Damit man die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle berechnen kann, müssen erst die Sicherung und die Auskleidung für die Druckrohrleitung bestimmt werden, weil die Schnelligkeit der Druckwelle von ihrer Dicke und Festigkeit beeinflusst ist.

3.2.2. Geologische Bedingungen bei dem unterirdischen Teil der Druckrohrleitung

Sie sind von besonderer Bedeutung für die Bestimmung der Vortriebsart, Sicherungsmaßnahmen und die Auskleidung der Druckrohrleitung. Nach den Angabedaten liegen in dem betrachteten Abschnitt von der Triebwasserleitung drei Gebirgsklassen vor. Das Wasserschloß befindet sich in einem Mergel. Der Lotschacht liegt in zwei geologischen Schichten mit ähnlichen Festigkeitseigenschaften, wobei die obere Hälfte des Schachtes in einem geklüfteten Sandstein und der untere Teil sowie der ganze Druckstollen – in einem dichten Kalkstein liegt.

A. Beschreibung der felsmechanischen Bedingungen

- Lotschacht

Er liegt in dem geklüfteten Sandstein von Kote 703,90 m bis Kote 500,00 m. Die Festigkeitsparameter für dieses Medium sind folgende:

$f = 4$ – Festigkeitsbeiwert nach Protodiakonov – entspricht Gebirgsklasse D nach Lauffer

$\nu = 0,28$ Poisson'scher Beiwert für den gegebenen Fels



$\varphi = 70^\circ$ innerer Reibungswinkel des Felses

$$\gamma_{\text{fels}} = 2,4 \text{ t/m}^3 = 24,0 \text{ kN/m}^3$$

$k_o = 1600 \text{ N/cm}^3$ – Kennzahl für die Verformbarkeit des Felses. Sie stellt das Verhältnis zwischen der Belastung und den entstandenen absoluten Verformungen infolge dieser Belastung dar. Der Wert ist in Abhängigkeit von f , aus einer Graphik abgelesen. [13]

Von Kote 500,00 bis zum Ende des Druckstollens liegt die Druckrohrleitung in dem festen Kalkstein. Er hat folgende felsmechanischen Eigenschaften:

$f = 5$ – Festigkeitsbeiwert nach Protodiakonov – entspricht Gebirgsklasse C nach Lauffer

$\nu = 0,25$ Poisson'scher Beiwert für den gegebenen Fels

$\varphi = 73^\circ$ innerer Reibungswinkel des Felses

$$\gamma_{\text{fels}} = 2,5 \text{ t/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

$k_o = 2000 \text{ N/cm}^3$ – abgelesen

B. Ermittlung der notwendigen Felssicherung

Da es das Gebirge mit einer mittleren Festigkeit ist, soll eine Aussteifung vor dem Einbau der endgültigen Auskleidung erfolgen. In Abhängigkeit von den örtlichen felsmechanischen Verhältnissen werden für die Untertagebauten verschiedene Stützkonstruktionen entwickelt. Die Unterschiede bestehen in ihrer Konstruktion und Wirkungsweise. Bei einem standfesten Gebirge kann man keine Sicherung oder nur eine dünne ausgleichende Schicht von Spritzbeton zur Reduktion der hydraulischen Verlusten auftragen. Dagegen muss bei einem Fels mit mittlerer Festigkeit diese Schicht dicker und mit Felsankern oder Stahlbögen kombiniert werden. Allerdings hängt die Sicherung von der Gebirgsfestigkeit und der Größe der Belastung infolge des Gebirgs- und Bergwasserdruckes ab. Diese beiden Kräfte sind maßgebend für die Ermittlung der Aussteifungselemente des Druckschachtes und des Druckstollens, weil die Standfestigkeit des Aushubsprofils in dem Bauzustand von ihrer Wirkung beeinflusst ist.

Da genaue Daten für den Bergwasserspiegel fehlen, wird er mit 50 % von der Überlagerungshöhe angenommen. Die Berechnungen werden entsprechend für die beiden geologischen Schichten des Lotschachtes und für den Druckstollen getrennt durchgeführt. Diese Abgrenzung zwischen den Anlagen ist notwendig, weil die Lastverteilung um das Aushubsprofil für den beiden Teile der Druckrohrleitung unterschiedlich ist. Während bei dem Lotschacht die maßgebende Belastung von einem horizontalen Gebirgsdruck und Bergwasserdruck kommt, ist bei dem Druckstollen die Belastung infolge des vertikalen Gebirgsdruckes entscheidend für die Bestimmung der Felssicherung. Aus diesem Grunde werden auch verschiedenen Methodiken bei der statischen Bemessung angewandt. Zusätzlich wird auch ein Spannungsnachweis für den Lotschacht in dem Bauzustand durchgeführt.

- Lotschacht mit $f = 4$ und $f = 5$

→ Horizontale Belastung infolge des Gebirgsdruckes – P_h [kN/m^2], gleichmäßig verteilt

$$P_h = (\rho \cdot g) \cdot h \cdot \lambda$$

I Schicht $f_{pr.} = 4$, $\lambda_1 = 0,025$, $\gamma_{r.m.} = 24,0 \text{ kN/m}^3$, $\varepsilon_1 = 6,3$ $h_1 = 203,90 \text{ m}$

II Schicht $f_{pr.} = 5$, $\lambda_2 = 0,019$, $\gamma_{r.m.} = 25,0 \text{ kN/m}^3$, $\varepsilon_2 = 7,1$ $h_2 = 485,35 \text{ m}$



(Die Werte für λ and ε sind in Abhängigkeit von f aus einer Tabelle abgelesen [14])

$$P_{h,1} = 0$$

$$P'_{h,1} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot \lambda_1 = 24.203,90 \cdot 0,025 = 122,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{\gamma}_2 = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (h_2 - h_1)}{h_2} = \frac{24.203,90 + 25.281,45}{485,35} = 24,58 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{h,2} = \bar{\gamma}_2 \cdot h_1 \cdot \lambda_2 = 24,58 \cdot 203,90 \cdot 0,019 = 95,22 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{h,2} = \bar{\gamma}_2 \cdot h_2 \cdot \lambda_2 = 24,58 \cdot 485,35 \cdot 0,019 = 226,67 \text{ kN/m}^2$$

→ Horizontale Belastung infolge des Gebirgsdruckes $P_{h,max}$ [kN/m²], $P_{h,max} = \chi \cdot P_h$,
 (ungleichmäßige Verteilung)

$$\chi = f(\nu, n)$$

n – Belastungsbeiwert

$n = 1,0$ – Beiwert für Lotschacht ohne Abzweigungen für Fensterstollen

$n = 1,5$ – Beiwert für Lotschacht mit Abzweigungen für Fensterstollen oder anderer

ν – Beiwert für die ungleichmäßige Verteilung der Belastung

- Für I Schicht

$$n = 1,0, \nu = 0,4, (0 \div 10^\circ)$$

$$\chi_1 = 0,22r_2 + 1,54 = 0,22 \cdot (2,30 + 0,10 + 0,30 + 0,03) + 1,54 = 2,14$$

r_2 – Außenradius des Aushubsprofils [m]

$$P'_{h,1,max} = \chi_1 \cdot P'_{h,1} = 2,14 \cdot 122,34 = 261,80 \text{ kN/m}^2$$

- Für II Schicht

$$n = 1,5, \nu = 0,8, (0 \div 10^\circ)$$

$$\chi_2 = 0,51r_2 + 3,57 = 0,51 \cdot (2,3 + 0,30 + 0,70 + 0,05) + 3,57 = 5,27$$

$$P_{h,2,max} = \chi_2 \cdot P_{h,2} = 5,27 \cdot 95,22 = 502,60 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{h,2,max} = \chi_2 \cdot P'_{h,2} = 5,27 \cdot 226,67 = 1196,47 \text{ kN/m}^2$$

(Die Werte für ν und n sind in Abhängigkeit von der örtlichen Bedingungen aus einer Tabelle abgelesen [14])

→ Zusätzliche horizontale Belastung infolge Baumaschinen, die sich an der Oberfläche über dem Lotschacht befinden, – P_q [kN/m²]

$$P_q = q \cdot \lambda \cdot \left(1 - \frac{z}{b \cdot \varepsilon}\right)$$



Angenommene Werte:

$q = 65 \text{ kN/m}$ – Oberflächenlast, die auf Länge b einwirkt.
 $b = 10 \text{ m}$

$$P_{q,1} = \lambda_1 \cdot q = 0,025 \cdot 65 = 1,625 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{h,1} = \lambda_1 \cdot q \cdot \left(1 - \frac{h_1}{b \cdot \varepsilon_1}\right) = 1,625 \cdot \left(1 - \frac{203,90}{10 \cdot 6,3}\right) = -3,63 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{q,2} = \lambda_2 \cdot q \cdot \left(1 - \frac{h_1}{b \cdot \varepsilon_2}\right) = 1,235 \cdot \left(1 - \frac{203,90}{10 \cdot 7,1}\right) = -2,31 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{h,2} = \lambda_2 \cdot q \cdot \left(1 - \frac{h_2}{b \cdot \varepsilon_2}\right) = 1,235 \cdot \left(1 - \frac{485,35}{10 \cdot 7,1}\right) = -7,21 \text{ kN/m}^2$$

Das Vorzeichen „-“ bedeutet, dass die Einwirkung dieser Belastung kann vernachlässigt werden.

→ Eigengewicht

Es wird vernachlässigt, da $f \geq 2$, $RMR > 0$ → die Kohäsion zwischen Gebirge und Auskleidung ist groß genug, so dass das Eigengewicht der Auskleidung vernachlässigt werden kann.

→ Bergwasserdruck P_e [kN/m²], $P_e = \gamma_w \cdot H_e$

$$H_{e,1} = 33,75 \text{ m}$$

$$P_{e,1} = \gamma_w \cdot H_{e,1} = 10 \cdot 33,75 = 337,5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{e,2} = 310,60 \text{ m}$$

$$P_{e,2} = \gamma_w \cdot H_{e,2} = 10 \cdot 310,60 = 3106,0 \text{ kN/m}^2$$

C. Ermittlung der Dicke der Spritzbetonschicht – $d_{\text{Spritzbet}}$ [m]

Mit der Zunahme des Bergwasserdruckes nimmt auch die Belastung auf den Schacht zu. Entsprechend muss die Spritzbetonstärke mit zunehmender Tiefe erhöht werden. Für die Berechnungen wurde angenommen, dass die Spritzbetondicke von 10 cm am Anfang des Schachtes bis 30 cm an seinem Ende für die höchstbeanspruchten Teile anwachsen wird. Diese Annahmen wurden auch von der Bemessungsformel für die Ermittlung einer Spritzbetonsicherung bestätigt.

$$d_{\text{erf}} = p_A \cdot \frac{r_i}{\beta_{DB}} \text{ [mm] [2]}$$

d_{erf} – erforderliche Spritzbetondicke [mm]

p_A – Ausbauwiderstand, [N/mm²]

β_{DB} – Druckfestigkeit des Spritzbetons [N/mm²]



Die erforderliche Spritzbetondicke hängt von dem Ausbauwiderstand und der Druckfestigkeit des Spritzbetons ab. Der Ausbauwiderstand ergibt sich aus der Summe aller Kräfte, die während des Bauzustandes wirken und dem Bergwasserdruck. Die Ermittlung der Spritzbetondicke wird für zwei Querschnitte durchgeführt. An der Grenze, wo sich die geologischen Bedingungen ändern und am Ende des Schachtes, wo der Bergwasserdruck seinen höchsten Wert erreicht.

$$d_{\text{erf},1} = p_{A,1} \cdot \frac{r_i}{\beta_{DB}} = 0,5995 \cdot \frac{2300}{15} = 91,92 \rightarrow 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

$$d_{\text{erf},2} = p_{A,2} \cdot \frac{r_i}{\beta_{DB}} = 4,302 \cdot \frac{2300}{35} = 282,7 \rightarrow 300 \text{ mm}$$

Die erhaltenen Ergebnisse werden auch mit einem Nachweis nach den bulgarischen Normen bestätigt. Die entsprechende Formel lautet: [14]

$$d_{\text{Spritzbet}} = 1,25 \cdot r_o \cdot \left[\sqrt{\frac{1,25 \cdot R_{\text{Spritzbet}}}{1,25 \cdot R_{\text{Spritzbet}} - 2 \cdot q}} - 1 \right] - 50 \text{ [mm]}$$

r_o – Innendurchmesser des Schachtes [mm]

$R_{\text{Spritzbet}}$ – Druckfestigkeit des Spritzbetons [N/mm^2]

q – Summe des horizontalen Gebirgsdruckes und des Bergwasserdruckes

$$d_{\text{Spritzbet}} = 1,25 \cdot 2300 \cdot \left[\sqrt{\frac{1,25 \cdot 35}{1,25 \cdot 35 - 4,302}} - 1 \right] - 50 = 282,66 \text{ mm}$$

Um die Spritzbetondicke zu reduzieren kann man einen Spritzbeton mit höherer Druckfestigkeit verwenden. Diese Entscheidung muss mit einer wirtschaftlichen Begründung, bezogen auf die Ausbruchskosten und den Materialaufwand, getroffen werden. Als Alternative könnte noch der Spritzbeton mit Felsankern kombiniert werden. Diese Lösung ist aber nicht zu empfehlen, weil sie mit gewissen technologischen Schwierigkeiten verbunden ist.

Spannungsnachweis für den Bauzustand:

I – Schicht

$$S = P_{h,\text{max}} + P_q + P_e \text{ (gewöhnliche Einwirkungen)}$$

$$S^* = P_{h,\text{max}} + P_q + P_e + e_s \text{ (außergewöhnliche Einwirkungen)}$$

→ Seismische Einwirkungen – e_s

$$e_s = 2 \cdot k_s \cdot P_h^i \cdot \text{tg} \varphi$$



$$e_{s,1} = 2.0,27.122,34.2,747 = 181,50 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{s,2} = 2.0,27.226,67.3,27 = 400,36 \text{ kN/m}^2$$

k_s – seismischer Beiwert, $k_s = 0,27$ nach der MSK Skale, für IX Seismizitätstufe.

$$S_{(P_{e,1})} = 261,80 + 337,5 = 599,30 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{(P_{e,1})}^* = 599,30 + 181,50 = 780,80 \text{ kN/m}^2$$

➤ Schubspannungen

$$\left| \begin{aligned} \sigma_{t,1}^c &= S \cdot \frac{2a^2}{a^2 - 1} = S.6,89 \\ \sigma_{t,2}^c &= S \cdot \frac{r_1^2 + r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} = S.5,89 \end{aligned} \right. , \text{ wobei:}$$

$$a = \frac{r_2}{r_1} = 1,187$$

r_1 – Innenradius des Rohres, $r_1 = 2,30 \text{ m}$

r_2 – Radius des Aushubsprofils, $r_2 = 2,73 \text{ m}$ ($2,30 + 0,10 + 0,30 + 0,3$)

→ Gewöhnliche Einwirkungen:

$$\sigma_{t,1}^c = S.6,89 = 599,30.6,89 = 4129,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,2}^c = S.5,65 = 599,30.5,89 = 3529,87 \text{ kN/m}^2$$

→ Außergewöhnliche Einwirkungen:

$$\sigma_{t,1}^{*c} = S.6,89 = 780,80.6,89 = 5379,71 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,2}^{*c} = S.5,89 = 780,80.5,89 = 4598,91 \text{ kN/m}^2$$

➤ Axiale Spannungen

→ Infolge Poisson'schen Effekts:

$$\sigma_v = \nu_c \cdot \sigma_{t,mittl}$$

$$\sigma_{t,average} = 0,5 \cdot (\sigma_{t,1}^{*c} + \sigma_{t,2}^{*c}) = 4989,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v = 0,2.4989,31 = 997,86 \text{ kN/m}^2$$

→ Temperaturspannungen:

$$\sigma_{\Delta t} = \alpha_c \cdot \Delta t \cdot E_c = 1.10^{-5} \cdot 15.32500 = 4875 \text{ kN/m}^2$$



→ *Summe der axialen Spannungen:*

$$\sigma_{axial} = \sigma_v + \sigma_{\Delta r} = 997,86 + 4875 = 5872,86 \text{ kN/m}^2$$

Vergleichsspannungen

$$\sigma_{eq1,2} = \sqrt{\sigma_{t1,2}^{*2} + \sigma_{axial}^2 - \sigma_{t1,2}^* \cdot \sigma_{axial}} \leq \frac{\gamma_c \cdot R_{B,Druck}}{\gamma_n}$$

$R_{B,Druck}$ – Druckfestigkeit des Betons B30 → $R_{B,Druck} = 17,0 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1,0$ – Beiwert für Betriebsbedingungen

$\gamma_n = 1,25$ – Sicherheitsbeiwert für Werkklasse I

$$\frac{\gamma_c \cdot R_{B,Druck}}{\gamma_n} = \frac{1,0 \cdot 17,0}{1,25} = 13,6 \text{ MPa (für Betonauskleidung)}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot R_{Spritzbet}}{\gamma_n} = \frac{1,0 \cdot 15,0}{1,25} = 12,0 \text{ MPa (für Spritzbetonsicherung)}$$

$$\sigma_{eq1} = \sqrt{5379,71^2 + 5872,86^2 - 5379,71 \cdot 5872,86} \leq 13,6 \text{ (12,0)}$$

$$\sigma_{eq1} = 5642,57 \text{ kN/m}^2 = 5,64 \text{ MPa} < 13,6 \text{ (12,0) MPa}$$

$$\sigma_{eq2} = \sqrt{4598,91^2 + 5872,86^2 - 4598,91 \cdot 5872,86} \leq 13,6 \text{ (12,0)}$$

$$\sigma_{eq2} = 5350,86 \text{ kN/m}^2 = 5,35 \text{ MPa} < 13,6 \text{ (12,0) MPa}$$

II – Schicht

$S = P_{h,max} + P_q + P_e$ (gewöhnliche Einwirkungen)

$S^* = P_{h,max} + P_q + P_e + e_s$ (außergewöhnliche Einwirkungen)

$$S_{(P_{e,2})} = 1196,47 + 3106 = 4302,47 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{(P_{e,2})}^* = 4302,47 + 400,36 = 4702,83 \text{ kN/m}^2$$

➤ Schubspannungen

$$\left| \begin{aligned} \sigma_{t,1}^c &= S \cdot \frac{2a^2}{a^2 - 1} = S \cdot 5,09 \\ \sigma_{t,2}^c &= S \cdot \frac{r_1^2 + r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} = S \cdot 4,09 \end{aligned} \right. , \text{ wobei:}$$

$$a = \frac{r_2}{r_1} = 1,283$$



r_1 – Innenradius des Rohres, $r_1 = 2,30$ m

r_2 – Radius des Aushubquerschnittes, $r_2 = 2,95$ m ($2,30 + 0,30 + 0,30 + 0,5$)

→ Gewöhnliche Einwirkungen:

$$\sigma_{t,1}^c = S \cdot 5,09 = 4302,47 \cdot 5,09 = 21899,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,2}^c = S \cdot 2,78 = 4302,47 \cdot 2,78 = 11960,87 \text{ kN/m}^2$$

→ Außergewöhnliche Einwirkungen:

$$\sigma_{t,1}^{*c} = S \cdot 5,09 = 4702,83 \cdot 5,09 = 23937,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,2}^{*c} = S \cdot 4,09 = 4702,83 \cdot 4,09 = 19234,57 \text{ kN/m}^2$$

➤ Axiale Spannungen

→ *Infolge Poisson'schen Effekts:*

$$\sigma_v = \nu_c \cdot \sigma_{t,mittel}$$

$$\sigma_{t,average} = 0,5 \cdot (\sigma_{t,1}^{*c} + \sigma_{t,2}^{*c}) = 21585,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v = 0,2 \cdot 21585,98 = 4317,19 \text{ kN/m}^2$$

→ *Temperaturspannungen:*

$$\sigma_{\Delta t^\circ} = \alpha_c \cdot \Delta t \cdot E_c = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 15 \cdot 32500 = 4875 \text{ kN/m}^2$$

→ *Summe der axialen Spannungen:*

$$\sigma_{axial} = \sigma_v + \sigma_{\Delta t^\circ} = 4317,19 + 4875 = 9192,19 \text{ kN/m}^2$$

Vergleichsspannungen

$$\sigma_{eq1,2} = \sqrt{\sigma_{t,1,2}^{*2} + \sigma_{axial}^2} - \sigma_{t,1,2}^* \cdot \sigma_{axial} \leq \frac{\gamma_c \cdot R_{B,Druck}}{\gamma_n}$$

$R_{B,Druck}$ – Druckfestigkeit des Betons B30 → $R_{B,Druck} = 17,0$ MPa

$\gamma_c = 1,0$ – Beiwert für Betriebsbedingungen

$\gamma_n = 1,25$ – Sicherheitsbeiwert für Werkklasse I

$$\frac{\gamma_c \cdot R_{B,Druck}}{\gamma_n} = \frac{1,0 \cdot 17,0}{1,25} = 13,60 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot R_{Spritybet}}{\gamma_n} = \frac{1,0 \cdot 35,0}{1,25} = 28,00 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{eq1} = \sqrt{23937,40^2 + 9192,19^2} - 23937,40 \cdot 9192,19 \leq 15,6 \text{ (28,00)}$$

$$\sigma_{eq1} = 20915,55 \text{ kN/m}^2 = 20,92 \text{ MPa} > 15,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq1} = 20915,55 \text{ kN/m}^2 = 20,92 \text{ MPa} < 28,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq2} = \sqrt{19234,57^2 + 9192,19^2} - 19234,57 \cdot 9192,19 \leq 15,6 \text{ (28,00)}$$

$$\sigma_{eq2} = 16663,05 \text{ kN/m}^2 = 16,67 \text{ MPa} > 15,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq2} = 16663,05 \text{ kN/m}^2 = 16,67 \text{ MPa} < 28,00 \text{ MPa}$$

Bei dem Spannungsnachweis sind die Vergleichsspannungen mit den beiden Festigkeiten (des Spritzbetons und des Hinterfüllbetons) verglichen. Für die erste Schicht des Lotschachtes hat man eine genügende Sicherheit. Bei dem unteren höchstbeanspruchten Teil des Lotschachtes sind die Bedingungen nur dann erfüllt, wenn man die Festigkeit des Spritzbetons mitberücksichtigt. Das bedeutet, dass ohne die Spritzbetonsicherung, würde der Hinterfüllbeton noch im Bauzustand Rissen erhalten.

- Druckstollen mit $f = 5$

Als Stützauskleidung für diesen Abschnitt der Triebwasserleitung sind Spritzbeton und Felsanker (Mörtelanker) vorgesehen.

Bei einem Festigkeitsbeiwert von $f = 5$ wirkt auf die Anlage nur vertikaler Gebirgsdruck [13]

→ Belastung infolge Vertikalkräfte – q [kN/m]

$$q = \beta \cdot h_{pl} \cdot \rho \cdot g = \beta \cdot h_{pl} \cdot \gamma_{fels}$$

$$h_{pl} = k_a \cdot D_{Aushub} = 0,15 \cdot 5,4 = 0,81 \text{ m}$$

$$D_{Aushub} = D_{Stollen} + d_{Spritzbeton} + d_{Auskleidung} + d_{Panzerung} = 4,6 + 2 \cdot (0,05 + 0,30 + 0,05) = 5,40 \text{ m}$$

$$q = 0,7 \cdot 0,81 \cdot 25 = 14,20 \text{ kN/m}$$

β – Beiwert der Querschnittsgröße

k_a – Beiwert für die Gebirgsklüftigkeit abhängig von f

→ Ermittlung der Dicke der Spritzbetonschicht – $d_{Spritzbet}$ [m]

$$d_{Spritzbet} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{q}{\gamma_{Spritzbet} \cdot R_{Spritzbet}^{Zug}}} = 0,44 \cdot \sqrt{\frac{14,20}{0,6 \cdot 2000}} = 0,048, \text{ angenommen: } d_{Spritzbet} = 0,05 \text{ m}$$

$\gamma_{Spritzbet}$ – Beiwert für unbewehrten Spritzbeton

$R_{Spritzbet}^{Zug}$ – Zugfestigkeit des unbewehrten Spritzbetons [kN]

→ Ermittlung der Ankerlänge – L_{Ank} [m]

$$L_{Ank} = h_{pl} + l_{Verank.}$$



$$l_{Verank} \geq \frac{\frac{R_a \cdot d_a}{4 \cdot \tau_a}}{\frac{R_a \cdot d_a^2}{4 \cdot d_{Bl} \cdot \tau_{fels}}} \quad [\text{m}]$$

$R_a = 375 \text{ MPa}$ – Zugfestigkeit des Stahles AIII

$d_a = 20 \text{ mm}$ – Ankerdurchmesser

$d_{Bl} = d_a + 15 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$ – Bohrlochdurchmesser

$\tau_a = (2,5 \text{ bis } 3,5)$ – Kohäsion zwischen dem Ankerstab und dem Mörtel, $\tau_a = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_{fels} = (1,8 \text{ bis } 2,3)$ – Kohäsion zwischen dem Mörtel und dem Bohrloch, $\tau_{fels} = 2,0 \text{ MPa}$

$$l_{Verank} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_a \cdot d_a}{4 \cdot \tau_a} = \frac{375 \cdot 20}{4 \cdot 2,5} = 750 \\ \frac{R_a \cdot d_a^2}{4 \cdot d_{Bl} \cdot \tau_{fels}} = \frac{375 \cdot 20^2}{4 \cdot 35 \cdot 2,5} = 536 \end{array} \right. \rightarrow \text{angenommen } L_{Verank.} = 750 \text{ mm} = 75 \text{ cm}$$

$$L_{Ank} = 0,81 + 0,75 = 1,56 \text{ m}$$

$$L_{Ank} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,00 \text{ m} \\ (0,20 \div 0,40) \cdot D_{Aushub} = 1,08 \div 2,16 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{angenommen } L_{Ank.} = 1,56 + 0,14 = 1,70 \text{ m}$$

→ Abstand zwischen den Ankern – a [m]

$$a = 1,80 - 0,184 \cdot L_{Ank} = 1,80 - 0,31 \approx 1,50 \text{ m}$$

→ Tragfähigkeit des Ankers [kN]

$$P_{Ank} = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} \cdot R_a$$

$$P_{Ank} = 0,7 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} \cdot 375000 = 82,45 \text{ kN} = 82,45 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

→ Anzahl der Anker – N [Stk]

$$N = \frac{\pi \cdot D_{Aushub}}{2 \cdot a} = \frac{3,14 \cdot 5,4}{2 \cdot 1,50} = 5,65 \rightarrow \text{angenommen: 6 Ankers}$$



D. Bemessung der Rohrblechdicke

Sie wird auch bei der Ermittlung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle benötigt. Es wird eine Blechdicke angenommen, mit der die maximale zulässige Wasserdruckhöhe H_{max} überprüft wird. [14]

$$d_{Panz.} = r_m \left[\frac{\gamma_n \cdot (P_{max.} + 0,0003 \cdot k'_o)}{\gamma_c \cdot R} - 4,33 \cdot 10^{-6} \cdot k'_o \right], \text{ [cm] – Blechstärke} \tag{Gl.(1)}$$

$P_{max.} = \gamma_w \cdot H_{max}$, [MPa] – maximaler Innenwasserdruck

$r_m = r_i + \frac{d_{Panz.}}{2}$, [cm] – Achsenradius der Panzerung

$r_i = \frac{D_i}{2}$, [cm] – innerer Radius des Rohres

$k'_o = \frac{1}{\frac{1}{E_{Bet}} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_i}\right) + \frac{1}{k_o}}$, [N/cm²] – abgeminderter Felswiderstand

$r_2 = r_i + d_{Spritzbwt.} + d_{Panz.} + d_{Hinterfüllbet.}$ [cm] – Radius des Aushubsprofils

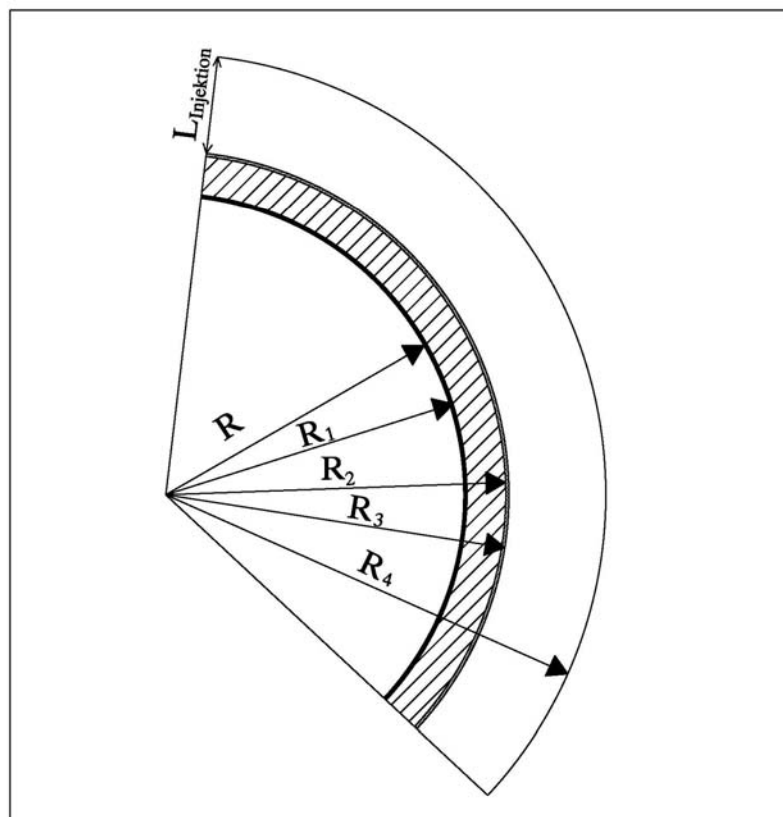


Bild 3. 7 Rohrradien



$R = 0,77R_u$, [MPa] – Bemessungsfestigkeit des Stahles

R_u [MPa] – temporäre Stahlwiderstand

$R_u = 700$ MPa – entspricht Stahl 14X2ГМПБ – nach den russischen Normen GOST [11]

$\gamma_c = 0,75$ – Beiwert für Betriebsbedingungen

$\gamma_n = 1,25$ – Beiwert für Anlagen der Werkklasse I

Aus Gl.(1) folgt:

$$H_{\max.} = \frac{\gamma_c \cdot R \cdot (d_{\text{Panz.}} + 4,33 \cdot 10^{-6} \cdot k'_o \cdot r_m) - 0,0003 \cdot r_m \cdot k'_o \cdot \gamma_n}{r_m \cdot \gamma_n \cdot \gamma_w}, \text{ [m]} \quad \text{Gl.(2)}$$

- Lutschacht mit $f = 4$ und $k = 1600$

$d_{\text{Pan.}} = 3,0$ cm, angenommen

$$r_m = r_i + \frac{d_{\text{Pan.}}}{2} = 230 + \frac{3,0}{2} = 231,5 \text{ cm}$$

$$k'_o = \frac{1}{\frac{1}{E_{\text{Bet}}} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_i}\right) + \frac{1}{k_o}} = 1586,60 \text{ kN/cm}^2$$

$E_{\text{bet}} = 32500$ MPa – Elastizitätsmodul des Betons B30

$$r_2 = r_i + d_{\text{Spritzbet.}} + d_{\text{Pan.}} + d_{\text{Hinterfüllbet.}} = 230 + 10 + 3 + 30 = 273 \text{ cm}$$

$$R = 0,77R_u = 0,77 \cdot 700 = 539 \text{ MPa}$$

$$H_{\max.} = 604,53 \text{ m}$$

- Lutschacht mit $f = 5$ und $k = 2000$

$d_{\text{Pan.}} = 5,0$ cm, angenommen

$$r_2 = r_i + d_{\text{Spritzbet.}} + d_{\text{Pan.}} + d_{\text{Hinterfüllbet.}} = 230 + 30 + 5 + 30 = 295 \text{ cm}$$

$$r_m = r_i + \frac{d_{\text{Pan.}}}{2} = 230 + \frac{5,0}{2} = 232,5 \text{ cm}$$

$$k'_o = \frac{1}{\frac{1}{E_{\text{Bet}}} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_i}\right) + \frac{1}{k_o}} = 1969,83 \text{ kN/cm}^2$$

$E_{\text{bet}} = 32500$ MPa – Elastizitätsmodul des Betons B30

$$H_{\max.} = 911,10 \text{ m}$$



- Druckstollen mit $f = 5$ und $k = 2000$

$$r_2 = r_i + d_{\text{Spritzbwt.}} + d_{\text{Panz.}} + d_{\text{Hinterfüllbet.}} = 230 + 5 + 5 + 30 = 270 \text{ cm}$$

$$r_{m.} = r_i + \frac{d_{\text{Panz.}}}{2} = 230 + \frac{5,0}{2} = 232,5 \text{ R} = 0,77R_u = 0,77 \cdot 700 = 539 \text{ MPa}$$

$$k_o' = \frac{1}{\frac{1}{E_{\text{Bet}}} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_i}\right) + \frac{1}{k_o}} = 1980,45$$

$$H_{\text{max.}} = 924,75 \text{ m}$$

3.2.3. Ermittlung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle

$$a = \frac{c_{\text{Schallg.}}}{\sqrt{1 + \frac{k_{W.}}{k_{Tr.}}}}, \text{ [m/s]}$$

c_{Schall} – Schallgeschwindigkeit in ruhendem Wasser, $c_{\text{Schall}} = 1425 \text{ m/s}$.

k_W – Beiwert der Volumenelastizität des Wassers, $k_W = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/cm}^2$

k_{Tr} [N/cm^2] – Beiwert für die Elastizität der Triebwasserleitung inkl. Fels. Dieser Beiwert wird mittels der Formel von Dipl. Ing. L.N. Kurek berechnet. Gl.(3) [18]

$$k_{Tr} = 0,5 \cdot (A_o + B_1 + B_2 + C + N), \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Gl.(3)}$$

$$A_o = \frac{E_S \cdot d_{\text{Panz.}}}{r_1}, \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Beiwert der Panzerung}$$

$$B_1 = \frac{E_{\text{Bet}} \cdot \ln \frac{r_2}{r_1}}{1 - \mu_{\text{Bet}}^2}, \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Beiwert des Hinterfüllbetons}$$

$$B_2 = \frac{E_{\text{Bet}} \cdot \ln \frac{r_3}{r_2}}{1 - \mu_{\text{Bet}}^2}, \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Beiwert des Spritzbetons}$$

$$C = \frac{E_{\text{inj.Fels}} \cdot \ln \frac{r_4}{r_3}}{1 - \mu_{\text{inj.Fels}}^2}, \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Beiwert des injizierten Felses}$$

$$N = \frac{E_{\text{Fels}}}{1 + \mu_{\text{Fels}}^2} \text{ [N/cm}^2\text{]} – \text{Beiwert des natürlichen Felses}$$



- Lotschacht mit $f = 4$ und $k = 1600$

$E_S = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$ – Elastizitätsmodul des Stahles

$E_{\text{Bet}} = 32,5 \cdot 10^5 \text{ N/cm}^2$ – Elastizitätsmodul des Betons

$E_{\text{Fels}} = 100 \cdot k_o \cdot (1 + \mu_{\text{Fels}})$, N/cm^2 – Elastizitätsmodul des Felses

μ_{Fels} – Poisson'scher Beiwert für den Fels

μ_{Bet} – Poisson'scher Beiwert für den Beton

$\mu_{\text{inj.Fels}}$ – Poisson'scher Beiwert für injizierten Fels

Es ist angenommen: $\frac{E_{\text{inj.Fels}}}{E_{\text{Fels}}} = 1,2$

$E_{\text{inj.Fels}} = 1,2 \cdot E_{\text{Fels}}$, N/cm^2 – Elastizitätsmodul des injizierten Felses

$D = 460 \text{ cm}$

$r = 230 \text{ cm}$

$d_{\text{panz.}} = 3 \text{ cm}$

$r_1 = r + d_{\text{panz.}} = 233 \text{ cm}$

$d_{\text{Hintefüllbet}} = 30 \text{ cm}$

$r_2 = r_1 + d_{\text{Hintefüllbet}} = 263 \text{ cm}$

$d_{\text{Spritzbet}} = 10 \text{ cm}$

$r_3 = r_2 + d_{\text{Spritzbet}} = 273 \text{ cm}$

$L_{\text{inj}} = 250 \text{ cm}$

$r_4 = r_3 + L_{\text{inj}} = 523 \text{ cm}$

$E_{\text{Fels}} = 100 \cdot k_o \cdot (1 + \mu_{\text{Fels}}) = 204800 \text{ N/cm}^2$

$\mu_{\text{inj.Fels}} = 0,22$ (angenommen)

$A_o = 270386,27$

$B_1 = 410026,70$

$B_2 = 126336,177$

$C = 167897,18$

$N = 160000$

$k_{Tr} = 0,5 \cdot (A_o + B_1 + B_2 + C + N) = 567323,16 \text{ N/cm}^2$

$$a = \frac{c_{\text{Schal.}}}{\sqrt{1 + \frac{k_w}{k_{Tr.}}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2,1 \cdot 10^5}{567323,16}}} = 1217,428 \text{ m/s}$$



Tabelle 3. 3

Abschnitte	L_i [m]	a_i [m/s]	L_i/a_i
75+203,90	278,90	1217,43	0,23
281,45	281,45	1268,92	0,22
1660+21,85	1681,85	1241,60	1,35
720,10+40	760,10	1084,06	0,73
Σ	3002,30		2,54

$$a_{\text{mittl.}} = \frac{\sum L_i}{\sum L_i / a_i} = \frac{3002,30}{2,536} = 1183,5 \text{ m/s}$$

$$T_R = \frac{2 \cdot \sum L_i}{a_{\text{mittl.}}} \text{ [s]} - \text{Reflexionszeit}$$

$$T_R = \frac{2 \cdot \sum L_i}{a_{\text{mittl.}}} = \frac{2 \cdot 3002,30}{1183,50} = 5,07 \text{ s} - \text{Reflexionszeit}$$

3.2.4. Berechnung der instationären Vorgänge in der Druckrohrleitung

Die wirklichkeitsnahe Untersuchung der instationären Vorgänge in der Triebwasserleitung erfordert die gemeinsame Betrachtung des Druckstoßes in der Druckrohrleitung und der Schwingungsvorgänge in dem System Wasserschloß – Niederdruckstollen, die physikalisch gleichzeitig verlaufen. Da der Berechnungsvorgang unter diesen Bedingungen sehr aufwendig ist, werden die beiden Prozesse getrennt und unabhängig voneinander untersucht. Bei dieser Vorgehensweise werden einige Annahmen gemacht, womit eine Annäherung der erhaltenen Ergebnisse aus der Berechnungsmethode zu den realen Parametern des Druckstoßes erzielt werden.

Erst wird der Druckstoß bei einem plötzlichen Ausschalten des Wasserkraftwerkes in der Druckrohrleitung untersucht, um die Schließzeit des Absperrorgans zu ermitteln, der sich am Ende der Druckrohrleitung befindet. Der maximale Druckanstieg in diesem Fall soll innerhalb von 30 % aus dem maximalen statischen Druck sein.

Die Grenzbedingung am Anfang der Druckrohrleitung entspricht einem Speicher mit konstantem Wasserspiegel. In diesem Fall spielt das Wasserschloß die Rolle des Speicheres, wobei der konstante Wasserspiegel dem Schwall gleichgesetzt wird. Er ist mit 819,00 m angenommen, und entspricht einem Wasserniveau in der oberen Kammer. Die Arbeitsdruckhöhe der Druckrohrleitung ergibt sich aus dem Höhenunterschied zwischen dem angenommenen Schwall und der Kote der Turbinendüse und beträgt 720,00 m. Die Grenzbedingung am Ende der Druckrohrleitung berücksichtigt die Gesamtverluste in der betrachteten Strecke von dem Triebwasserweg.

Die instationäre Berechnung wurde mit dem an der UACG erarbeiteten Berechnungsprogramm HIUD nach der Charakteristickenverfahren durchgeführt.



Eingangsdaten für die Druckstoßberechnung:

Anzahl der Berechnungspunkte, die die Druckrohrleitung in Teilabschnitten einteilen – 101
Anzahl der Zeitschritte für den Ausdruck der Ergebnisse – 5
Grenzbedingung für die DRL im OW – Speicher mit konstantem Wasserspiegel – 5
Grenzbedingungen am Ende der DRL – Pelton – Turbine – 3
Länge der DRL – 3002,30 m
mittlerer Durchmesser der DRL – 4,42 m
mittlere Druckwellengeschwindigkeit in der DRL – 1183,50 m/s
Rauhigkeitsbeiwert nach Manning – 0,012
Anfangsdurchfluß – 70 m³/s
maximale Bruttofallhöhe – 720 m
maximale Nettofallhöhe – 709 m
Höhenlage der Turbinenachse in Bezug auf UW – Spiegel 0
Berechnungsperiode – 25
Anzahl der Punkte vom Schließgesetz des Leitapparates – 3

Schließgesetz

Zeit	T [s]
	0,00 1,00
	20,00 0,00
	25,00 0,00

Die Schließzeit ist für die erste Untersuchung gleich 20 s angenommen. Die Dauer der Berechnungsperiode ist 25 s., was sich als Summe der Schließzeit und der Reflexionszeit ergibt. Sie dient zur Ermittlung der größten Druckerhöhung (Druckabminderung) nach der Beendigung des Schließ- bzw. Öffnungsvorganges.

Als Ergebnis liefert das Programm die Werte von der Druckhöhe, Geschwindigkeit und dem Durchfluß in jedem Berechnungspunkt für jeden Zeitschritt. Zusätzlich werden die einzelnen Werte für die maximale und minimale Druckhöhe (H_{\max} und H_{\min}) in jedem Punkt angegeben, die man in der **Tabelle 3. 4** sehen kann.

Die Änderungen der Druckhöhe, Geschwindigkeit und des Durchflusses in Abhängigkeit von der Zeit sind auf **Bild 3. 8** bis **Bild 3. 10** dargestellt.



Tabelle 3. 4: Minimale bzw. maximale Druckhöhe

S [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]	S [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]
0,00	720,00	720,00	1533,06	684,15	777,25
30,06	718,96	721,19	1563,12	683,54	778,31
60,12	717,92	722,37	1593,18	682,93	779,36
90,18	716,88	723,55	1623,24	682,32	780,41
120,24	715,85	724,73	1653,30	681,72	781,46
150,30	714,83	725,91	1683,36	681,12	782,51
180,36	713,80	727,08	1713,42	680,52	783,56
210,42	713,11	728,25	1743,48	679,92	784,60
240,48	712,41	729,42	1773,54	679,33	785,64
270,54	711,72	730,58	1803,60	678,74	786,68
300,60	711,03	731,75	1833,66	678,15	787,72
330,66	710,34	732,91	1863,72	677,56	788,75
360,72	709,65	734,06	1893,78	676,98	789,78
390,78	708,97	735,22	1923,84	676,40	790,81
420,84	708,28	736,37	1953,90	675,82	791,84
450,90	707,60	737,52	1983,96	675,25	792,86
480,96	706,91	738,67	2014,02	674,68	793,88
511,02	706,23	739,81	2044,08	674,11	794,90
541,08	705,55	740,96	2074,14	673,54	795,92
571,14	704,88	742,10	2104,20	672,98	796,93
601,20	704,20	743,23	2134,26	672,42	797,94
631,26	703,52	744,37	2164,32	671,87	798,95
661,32	702,85	745,50	2194,38	671,31	799,96
691,38	702,18	746,63	2224,44	670,76	800,96
721,44	701,51	747,76	2254,50	670,22	801,97
751,50	700,84	748,88	2284,56	669,67	802,97
781,56	700,18	750,00	2314,62	669,14	803,96
811,62	699,51	751,12	2344,68	668,60	804,96
841,68	698,85	752,24	2374,74	668,07	805,95
871,74	698,19	753,36	2404,80	667,54	806,94
901,80	697,53	754,47	2434,86	667,01	807,93
931,86	696,87	755,58	2464,92	666,49	808,92
961,92	696,22	756,68	2494,98	665,97	809,90
991,98	695,56	757,79	2525,04	665,46	810,88
1022,04	694,91	758,89	2555,10	664,95	811,86
1052,10	694,26	759,99	2585,16	664,44	812,84
1082,16	693,61	761,09	2615,22	663,94	813,81
1112,22	692,97	762,18	2645,28	663,44	814,79
1142,28	692,32	763,27	2675,34	662,94	815,75
1172,34	691,68	764,36	2705,40	662,45	816,72
1202,40	691,04	765,45	2735,46	661,96	817,69
1232,46	690,40	766,54	2765,52	661,48	818,65
1262,52	689,77	767,62	2795,58	661,00	819,61
1292,58	689,13	768,70	2825,64	660,52	820,57
1322,64	688,50	769,78	2855,70	660,05	821,52
1352,70	687,87	770,85	2885,76	659,58	822,48
1382,76	687,25	771,92	2915,82	659,12	823,43
1412,82	686,62	772,99	2945,88	658,69	824,38
1442,88	686,00	774,06	2975,94	658,68	825,33
1472,94	685,38	775,12	3002,30	658,68	826,27
1503,00	684,77	776,19			

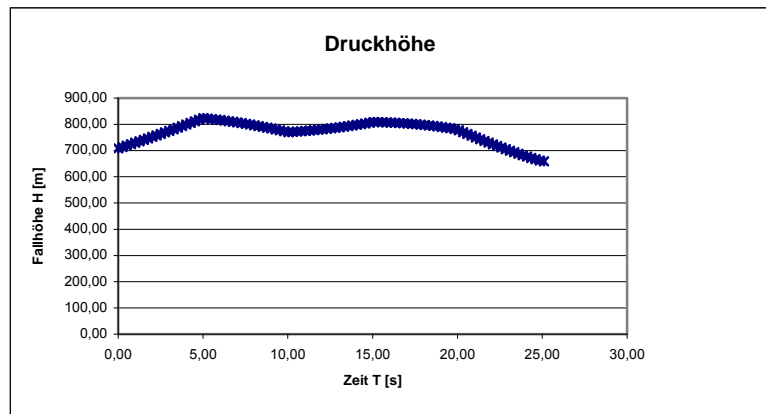


Bild 3. 8

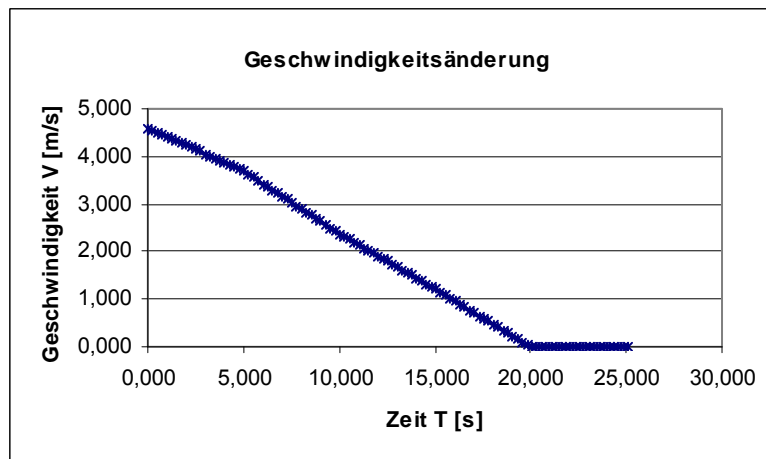


Bild 3. 9

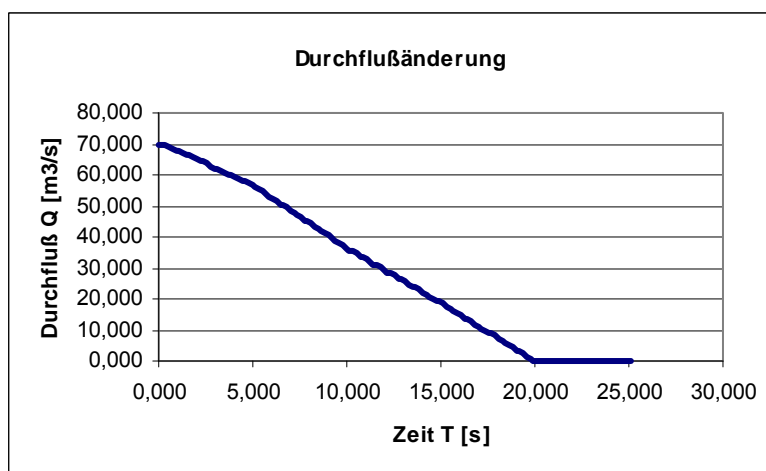


Bild 3. 10



Mit den oben beschriebenen Daten wurde die maximale Erhöhung der Drucklinie in $T = 5,08$ s erreicht und entspricht $H_{\max.} = 826,27$ m. Dieser Wert beträgt 20 % von der zulässigen 30 % Überhöhung des statischen Druckes (893,75 m). In diesem Fall liegt noch die Drucklinie des minimalen Druckes höher als die Trasse der Druckrohrleitung. Das bedeutet, dass kein Vakuum bei irgendwelchem Punkt von der Druckrohrleitung entsteht und daher keine Entlüftungsmaßnahmen erforderlich sind.

Weiters wurden die instationären Vorgänge für $Q_{25\%}$ und $Q_{10\%}$ untersucht. Entsprechend dem Durchfluß wurde auch die Schließzeit abgemindert. Für $Q_{25\%} = 17,5$ m³/s beträgt sie 5s., was kleiner als die Reflexionszeit ist ($T_{\text{Schließ}} < T_{\text{Reflexion}}$). Unter diesen Bedingungen liegt ein direkter Druckstoß vor (der volle Joukowski – Stoß). Die maximale Druckerhöhung wurde wieder in $T = 5,08$ s erreicht und beträgt 871,84 m. In diesem Fall ist ein allmählicher Anstieg der Druckhöhe bis zum Erreichen von H_{\max} und danach eine allmähliche Abnahme bis zum $H_{\min} = 573,86$ zu beobachten. Die maximale Drucklinie liegt wieder unter der zulässigen $1,3 \cdot H_{\text{stat.}}$, wobei die verfügbare Reserve ungefähr 20 m beträgt. Die graphische Darstellung der Druckänderung im Laufe der Zeit ist auf **Bild 3. 11** dargestellt.

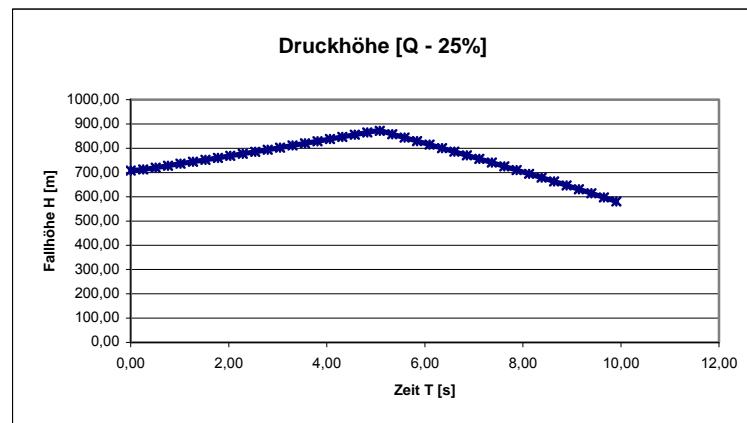


Bild 3. 11 [Q-25%]

Die letzte Untersuchung für $Q_{10\%} = 7$ m³/s und Schließzeit ist $T_{\text{Schließ}} = 2,0$ s liefert die folgenden Ergebnisse:

- $H_{\max.} = 789,92$ m in $T = 5,08$ s,
- $H_{\min} = 651,08$ m.

Die grafische Darstellung der Druckhöhenänderung kann man auf **Bild 3. 12** sehen.

Schlussfolgerung:

Da in den drei untersuchten Fällen die maximale Druckerhöhung weniger als $1,3 \cdot \max H_{\text{stat.}}$ beträgt, ist die Auskleidung gut gewählt und kann die auftretenden Drücke von den untersuchten Fällen problemlos aufnehmen.

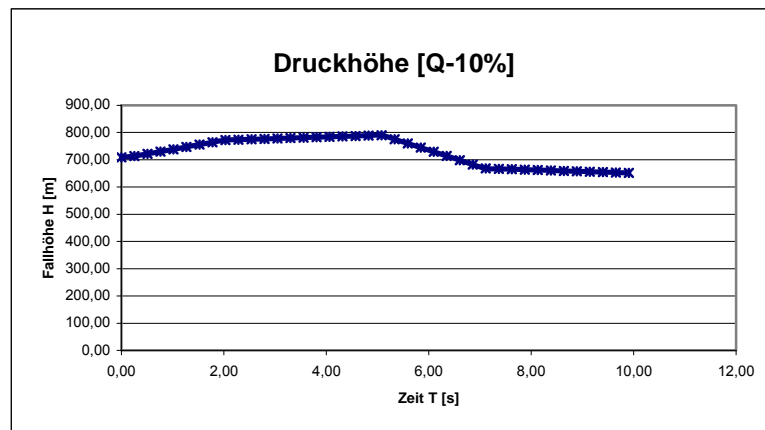


Bild 3. 12 [Q – 10%]

3.2.5. Wasserschloß

Da die zuführende Triebwasserleitung eine große Länge aufweist, ist die Anordnung eines Wasserschloßes zwischen dem Niederdruckstollen und dem Lotschacht erforderlich. Es wird als ein wasserdichter Schacht ausgeführt. Für die bauliche Konstruktion wurden verschiedene Varianten entwickelt, die von den konkreten Bedingungen und Anforderungen an der Anlage abhängig sind. In dem vorliegenden Projekt ist ein Zweikammer – Wasserschloß geplant, wobei die untere und obere Kammer mit einem senkrechten Schacht verbunden werden. Der enge Verbindungsschacht bedingt einen raschen Aufbau der Druckunterschiede, aus denen schnelle Beschleunigungen und Verzögerungen resultieren.

Die wichtigste Funktion eines Wasserschloßes ist wie schon erwähnt wurde, die Druckstoßdämpfung, indem es das schnell fließende Wasser auffängt und umleitet. Das Wasser, das sich durch das Druckrohr bewegt, weicht beim Schließen in den Schacht aus. Dort beginnt der Wasserspiegel auf und ab zu pendeln, bis er allmählich wieder zur Ruhe kommt. Bei diesem Vorgang wird die kinetische Energie des fließenden Wassers im Druckstollen in die potentielle Energie des erhöhten Wasserspiegels im Wasserschloß umgewandelt.

Aus diesen Eigenschaften ergibt sich die große Bedeutung der Anlage für den Verlauf der instationären Vorgängen. Sie schützt die von der Talsperre kommende Niederdruckleitung vor dem Druckstoß und dient gleichzeitig zur Begrenzung und zum Ausgleich der Druckschwankungen in der Druckrohrleitung infolge der Beschleunigung oder Verzögerung des strömenden Wassers. Die letzten entstehen, wenn die Verschlüsse geschlossen oder geöffnet werden, wodurch sich die Durchflußgeschwindigkeiten in den Druckrohren ändern.

Bei den instationären Vorgängen entstehen verschiedene Druckwellen, die kurzweilig oder langweilig sein können. Die ersten entstehen infolge der Kompressibilität des Wassers und der Verformungsfähigkeit des Rohrmaterials und dauern am meisten Sekunden oder Minuten. Die langweiligen Druckschwankungen sind von der Massenträgheit des Wassers hervorgerufen und dauern Stunden. Von Bedeutung sind hier die kurzweiligen Druckschwankungen. Sie werden an der großen Wassermasse im Wasserschloß vollständig oder teilweise reflektiert, dann wieder zu der Störungsquelle zurücklaufen und durch eine Druckwellenüberlagerung gedämpft. [1]

Bei einem Wasserkraftwerk, das mit Pelton – Turbinen ausgerüstet ist, kann die mögliche Durchflußänderung mit dem Verhältnis 1: (n.m), abgemindert werden, wobei: [2]



- n – ist die Anzahl der Turbinen
- m – ist die Anzahl der Düsen

A. Untersuchung der Schwingungsvorgänge

Die Prozesse werden mit dem an der UACG erarbeiteten Berechnungsprogramm VODKUL überprüft. Es werden zwei Fälle untersucht:

- Schwall mit folgenden Voraussetzungen:
 - Wasserspiegel im Wasserschloß entspricht dem Stauziel
 - Durchflußänderung von 100 bis 0 % beim vollen Schließen des Absperrorgans
 - Es wird mit dem minimalen Rauigkeitsbeiwert des Niederdruckstollens = 0,012 gerechnet
- Sunk:
 - Wasserspiegel im Wasserschloß entspricht dem Absenkziel
 - Eine Durchflußerhöhung von 50 bis 100 %, was das Anfahren des zweiten Maschinensatzes entspricht
 - Es wird mit dem maximalen Rauigkeitsbeiwert des Niederdruckstollens = 0,014 gerechnet

Die Schwingungsvorgänge werden mit der Änderung des Wasserspiegels in dem Wasserschloß und die Geschwindigkeitsänderung in dem Niederdruckstollen im Laufe der Zeit untersucht.

$$\Delta H = f(t)$$

$$\Delta V = f(t)$$

Es wird ein numerisches Verfahren verwendet, wobei die beiden Funktionen mittels der Kontinuitäts- und der instationären Bernoulli Gleichung beschrieben werden.

Eingangsdaten für die Druckstoßberechnung:

Zeitintervall, für das die Schwingungsvorgänge untersucht werden – 498 s

Kote der hydrostatische Drucklinie – 786,50 m

Ausbaudurchfluß – $Q_A = 70,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Durchmesser des Niederdruckstollens $D_{NDSt} = 5,20 \text{ m}$

Länge des Niederdruckstollens $L_{NDSt} = 13574,4 \text{ m}$

Summe der Widerstandsbeiwerte der örtlichen Verluste – 2,5

Rauhigkeitsbeiwert des Systems $n = 0,012$

Kote für bestimmte Wasserschloßquerschnitte [m]

Flächen für die bestimmten Wasserschloßquerschnitte [m^2]

Die Daten für die letzte zwei Bedingungen sind in der darunter liegenden **Tabelle 3. 5** dargestellt.

Die Ergebnisse aus der Berechnung der Erhöhung und der Absenkung des Wasserspiegels sind im **Bild 3. 14** dargestellt. Der erste maximale Spiegelausschlag ist in $T = 160 \text{ s} - 819,81 \text{ m}$ und der minimale in $T = 156 \text{ s} - 722,29 \text{ m}$. Auf dem **Bild 3. 14** ist auch eine zweite große Erhöhung zu sehen, die leider nicht vollständig dargestellt ist. Der Grund dazu ist das Programm, das gewisse Einschränkungen bezüglich der Berechnungsperiode hat. Ab einem Wert für den Zeitintervall über 500 s sind die Ergebnisse nicht mehr zuverlässig.



Trotzdem ist der maximale Wert bei der zweiten Wasserspiegelerhöhung niedriger als bei dem ersten Schwall. Mit diesen Resultaten könnte man vermuten, dass es eine allmähliche Abklingung und Dämpfung erfolgt.

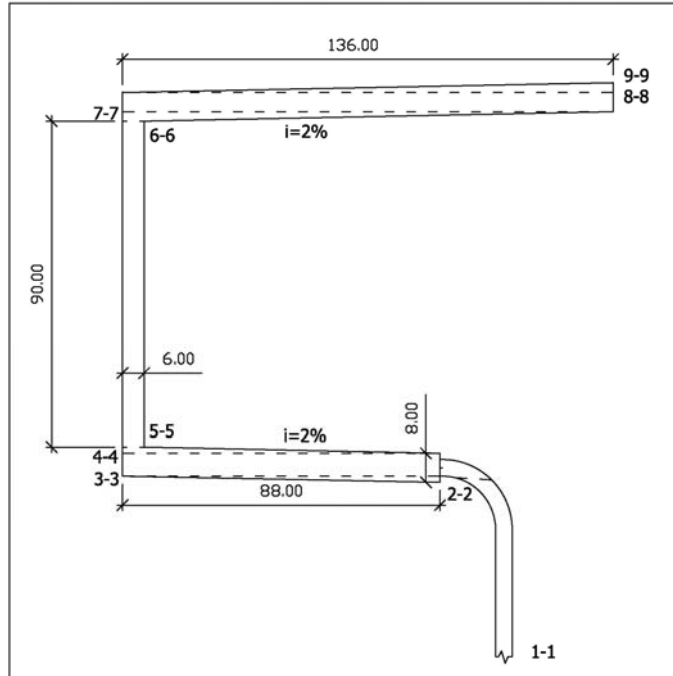


Bild 3. 13 Wasserschloß

Tabelle 3. 5

Querschnitt	Fläche [m ²]	Kote [m]
1	16,61	707,05
2	126,50	715,30
3	534,06	717,00
4	534,06	723,30
5	28,27	725,00
6	28,27	815,00
7	816,79	817,60
8	816,79	823,00
9	1,00	825,60

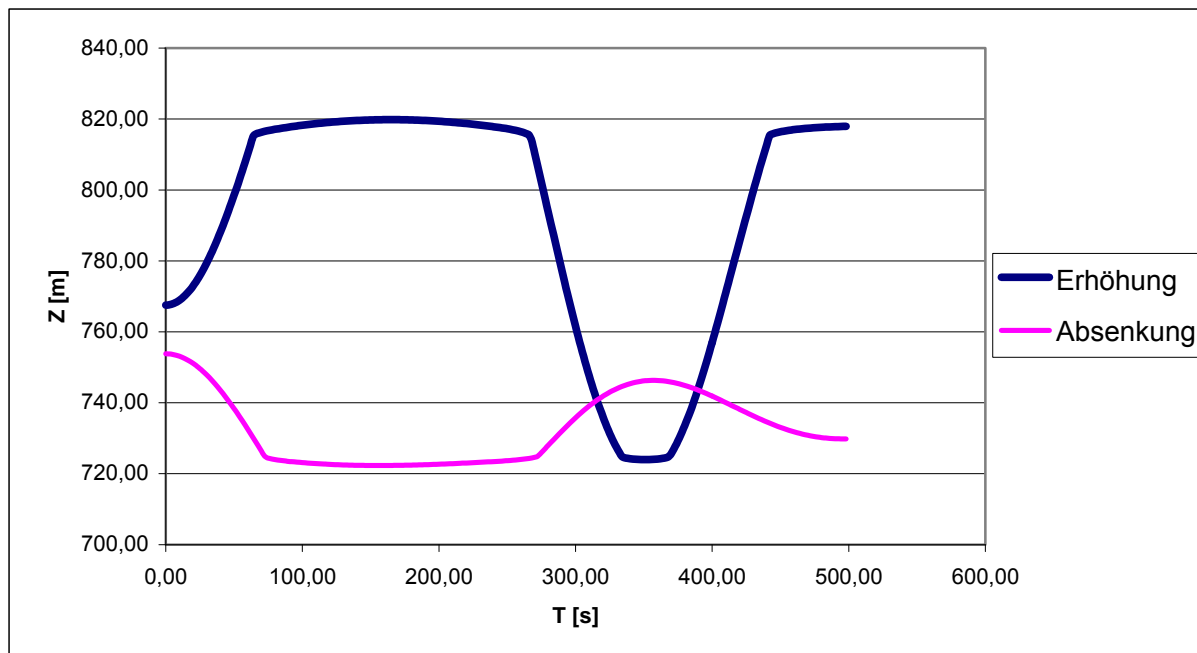


Bild 3. 14 Schwingungsvoränge in dem Wasserschloß



4. Statische Berechnung und Konstruktion der notwendigen Stützkonstruktionen und Auskleidungen des vertikalen Druckschachtes und der geneigten gepanzerten Strecke

Die Felssicherung stellt eine Baukonstruktion dar, die sich der Gebirgsdruckbelastung widersetzt. Die Anforderungen an diese Konstruktionen sind auf ihre Standfestigkeit und ihre Fähigkeit zur Aufnahme des Gebirgsdruckes sowie eine plötzliche Änderung der Belastung infolge z.B. Ausbruchsarbeiten bezogen. Je nach der statischen Wirkung des Systems Gebirge – Stützung sind die Stützmittel in zwei Gruppen unterteilt. Die ersten werden zur Absteifung des Hohlraumes benutzt. Sie bestehen meist aus einer Kombination zwischen Spritzbeton und Stahlbögen und nehmen einen Teil von dem Aushubsquerschnitt ein. Zur zweiten Gruppe gehört die Sicherung mit Felsankern, die in das Gebirge eingebaut werden und meist auch mit einer Spritzbetonschicht kombiniert sind.

4.1. Statische Bemessung und Konstruktion der Stützauskleidung

Die statische Bemessung der Felssicherung für den unterirdischen Teil der Druckrohrleitung wurde schon in dem vorigen Punkt durchgeführt. Für den Lotschacht wurde aus bautechnischen Gründen nur eine Spritzbetonsicherung und für den Druckstollen eine kombinierte Stützauskleidung aus Spritzbeton und Felsanker gewählt. Die Besonderheiten und die Wirkungsweise der beiden Bauelemente werden im Folgenden beschrieben.

4.1.1. Spritzbeton

Die Stützauskleidung aus Spritzbeton stellt eine Betonschicht dar, die gleich nach dem Aushub an der Stollenwand aufgebracht wird. Wenn das Gebirge relativ gute felsmechanische Eigenschaften aufweist, wird unbewehrter Spritzbeton verwendet. Bei Gebirge mit mittlerer bzw. geringer Festigkeit, erhält der Spritzbeton eine Bewehrung mit Stahlfasern und wird auch über einem Stahlgitter aufgebracht. Die Stützwirkung des Spritzbetons ist seiner räumlichen Schalenwirkung, hohen Zugfestigkeit und guten Haftung an der Felsoberfläche zu verdanken. Aus diesem Grunde wirkt die Spritzbetonschicht auf den Fels ähnlich der Bewehrung bei dem Stahlbeton. Der auf dem Fels aufgebraute Spritzbeton hat zusätzlich einen Befestigungseffekt, der von der Ausfüllung der größeren Felsklüften bedingt ist. Er reduziert auch die Größe der Sekundärspannungen und hält den abgeschwächten Fels fest. Je nach seiner Wirkungsweise kann der Spritzbeton wegen seiner räumlichen Schalenwirkung zu der Stützauskleidung aber auch zu der endgültigen Auskleidung wegen seiner Zusammenwirkung mit dem Gebirge gezählt werden.

4.1.2. Felsanker

Die Anker sind Bauelemente, die mittels Zugglieder Kräfte in den Fels übertragen. Mit der Verankerung wird eine Überführung von den Zugkräften in den anstehenden Fels realisiert, der dabei als mittragende Masse herangezogen wird. Sie werden meistens aus Stahl in Form von einem Stab, Rohr, Litze oder Drahtbündel erzeugt. Der Stabdurchmesser liegt üblich zwischen 20 bis 30 mm. Der Anker besteht grundsätzlich aus drei Teilen:

- Ankerkopf
- Zugglied und
- Verankerungskörper



Jeder von diesen drei Teilen hat eine bestimmte Funktion. Mit dem Ankerkopf wird der Anker an dem zu verankernden Bauteil fixiert. Das Zugglied überträgt die Ankerkraft vom Ankerkopf auf den Verankerungskörper. Der Verankerungskörper überträgt seinerseits die Kräfte des Zuggliedes auf den anstehenden Fels. Er besteht aus Mörtel, Kunstharz oder aus einem Spreizelement. [5]

Der Vorteil eines Ankersystems gegenüber der Spritzbetonsicherung ist die sofortige Stützwirkung der Anker nach ihrem Einbau. Daraus folgt, dass bei einer Kombination zwischen den beiden Elementen die volle Belastung ursprünglich von den Ankern aufgenommen werden muss, bis der Spritzbeton seine Festigkeit erreicht. Die Wirkungsweise der Felsanker ist folgende: Aus den Sprengarbeiten und daraus resultierendem sekundären Spannungszustand entsteht eine plastische Zone um den Ausbruchsquerschnitt herum. In dieser Zone hat der Fels abgeminderte Festigkeitseigenschaften. Infolge der verursachten Auflockerungen erfolgt eine Erhöhung der relativen Verschiebungen und Verminderung der Kohäsion. Die Felsanker behindern diese Relativverschiebungen und machen die Zunahme des Gebirgsdruckes fast unmöglich. Sie üben einen direkten Ausbauwiderstand auf den Hohlraumrand aus, wobei dieser Ausbauwiderstand eine Reduktion der tangentialen und Erhöhung der radialen Spannungen und der Gesteinsfestigkeit bewirkt. Es ist leicht zu schließen, dass je gebräucher der Fels ist, desto größer ist die Ankerwirkung.

Damit die Anker ihre Aufgabe akkurat erfüllen können, müssen sie die entfestigte Zone überbrücken und in den ungestörten Fels (elastische Zone) verankert werden. Deshalb muss die Größe der plastischen Zone genau ermittelt werden, weil sie einen direkten Einfluß auf die Ankerlänge hat.

4.2. Statische Bemessung und Konstruktion der Auskleidung

Das Speicherkraftwerk aus dem vorliegenden Projekt hat eine große Fallhöhe und der Betrieb bei solchen hohen Drücken und bei Gebirge mit mittleren felsmechanischen Eigenschaften erfordert eine gepanzerte Auskleidung, die die Aufnahme der großen Innendruckbelastung sicherstellt. Ihre Dicke und Festigkeit wurden schon im vorigen Kapitel mit einer Vorbemessung bestimmt, damit man die instationären Vorgänge untersuchen kann. In diesem Punkt wird die statische Bemessung durchgeführt, womit die Auskleidung unter der Belastung von Innenwasserdruck, Außenwasserdruck (Bergwasserdruck), Temperaturänderungen u.a. geprüft wird.

Die verschiedenen felsmechanischen Bedingungen für den Lotschacht und den Druckstollen werden mit einer Aufteilung der Anlagen in Abschnitten berücksichtigt. Sie sind am Anfang des Lotschachtes (1), an der Grenze zwischen den beiden Schichten mit unterschiedlicher Geologie (2), am Ende des Lotschachtes (Anfang des Druckstollens) (3), Mitte des Druckstollens (4) und Ende des Druckstollens (5) gewählt.

Bei der Ermittlung der Spannungen sollen die auftretenden Schub- bzw. Normalspannungen in der Stahlpanzerung die zulässigen Spannungen des Materials nicht überschreiten. Die Stahlpanzerung hat zwei Hauptaufgaben zu erfüllen:

- Aufnahme des Innendruckes im Betriebszustand
- Aufnahme des Bergwasserdruckes bei eintleerter Druckrohrleitung z.B. bei Revision.



Normalerweise werden die Belastungen (Gebirgsdruck und Bergwasserdruck) in dem Bauzustand von der Betonauskleidung aufgenommen. Im Betriebszustand erhält diese Auskleidung Risse und überträgt die Innendruckbelastung von dem Stahlrohr zum Gebirge. Deshalb muss im Revisionsfall bei entleertem Rohr die äußere Belastung nur von dem Stahlrohr aufgenommen werden. Für diesen Zustand erfolgt die Bemessung durch einen Nachweis der Beulsicherheit.

In dem Betriebszustand sind drei Arbeitsphasen bezüglich der allmählichen Erhöhung bis zum Erreichen der maximalen Innendruckbelastung zu unterscheiden. Die erste Phase erfasst die Verformung des Stahlrohres als ein „freies“ Rohr bis ihre vollständige Berührung mit dem Hinterfüllbeton. Ab diesem Moment wird die Belastung infolge des Innendruckes von dem Stahlrohr, der Betonauskleidung und dem Gebirge aufgenommen. In dieser zweiten Phase sind die Radialspannungen wegen des guten Kontaktes zwischen den einzelnen Elementen wesentlich geringer. In der letzten dritten Phase entstehen in dem Betonring tangentielle Spannungen, die die Zugfestigkeit des Betons überschreiten und zur Rissbildung in der Betonauskleidung führen. Die Verformungen steigen rasch und der Innendruck wird nur von dem Stahlrohr und dem Gebirge aufgenommen.

Die statische Bemessung erfolgt für den vollen dynamischen Druck, der als 30 % von dem statischen Druck angenommen ist.

4.2.1. Spannungen infolge des Innenwasserdruckes σ_z (1)

$$\sigma_z = \frac{P_i \cdot r_m + a_r \cdot k_{o,r}}{t + 4,33 \cdot 10^{-6} \cdot r_m \cdot k_{o,r}} \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n}$$

P_i – Innenwasserdruck [MPa]

r_m – mittlerer Radius des Stahlrohres [mm], $r_m = r_i + t / 2$

r_i – innerer Radius des Stahlrohres [cm]

t – Blechstärke [mm]

a_r – Spaltweite zwischen Stahlrohr und Hinterfüllbeton [cm], $a_r = 3 \cdot 10^{-4} \cdot r_m$

$k_{o,r}$ – reduzierten Felswiderstand N/cm³

$$\rightarrow k_{o,r} = \frac{1}{\frac{1}{E_{Bet}} \cdot \ln\left(\frac{r_e}{r_m}\right) + \frac{1}{k_o}}$$

E_c – Elastizitätsmodul des Betons [MPa], $E_{Bet} = 32500$ MPa (Beton B30)

r_e – Außendurchmesser des Hinterfüllbetons [cm], $r_e = r_i + t + d_{con}$

$R = \frac{R_u}{\gamma_u}$ [MPa] – Bemessungsfestigkeit des Stahles

R_u – temporäre Stahlfestigkeit

$R_u = 700$ MPa – entspricht Stahl 14X2GMRB – nach russischen Normen GOST

$\gamma_c = 0,75$ – Beiwert für Betriebsbedingungen

$\gamma_n = 1,25$ – Beiwert für Anlagen der Werkklasse I



$$R = 0,77R_u = 0,77 \cdot 700 = 539 \text{ MPa}$$

$$\frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n} = \frac{539 \cdot 0,75}{1,25} = 323,40 \text{ MPa}$$

Die Ergebnisse sind in **Tabelle 4. 1** dargestellt.

Tabelle 4. 1

Abschnitt	P_i [MPa]	t [mm]	r_m [cm]	a_r [cm]	k_o [N/cm ³]	$k_{o,r}$ [N/cm ³]	σ_z [MPa]	$R \cdot \gamma_c / \gamma_n$ [MPa]
1	1,7374	30	231,50	0,06945	1600	1586,60	111,663	< 323,40
2	3,7764	30	231,50	0,06945	1600	1586,60	214,50	< 323,40
3	6,5909	50	232,50	0,06975	2000	1969,83	240,34	< 323,40
4	6,6856	50	232,50	0,06975	2000	1969,83	242,20	< 323,40
5	6,791	50	232,50	0,06975	2000	1980,45	245,72	< 323,40

4.2.2. Spannungen infolge des Außenwasserdruckes σ_z (2)

$$\sigma_z = \frac{P_{w,e} \cdot r_m}{t} \leq \frac{R \cdot \gamma_c}{\gamma_n}$$

$P_{w,e}$ – Außenwasserdruck [MPa], $P_{w,e} = 0,5 \cdot H_{\text{Überd.}} \cdot \gamma_w$

Tabelle 4. 2

Abschnitt	H [m]	$P_{w,e}$ [MPa]	t [mm]	r_m [cm]	σ_z [MPa]	$R \cdot \gamma_c / \gamma_n$ [MPa]
1	0,00	0,000	30	231,50	0,00	< 323,40
2	33,75	0,338	30	231,50	26,04	< 323,40
3	310,50	3,105	50	232,50	144,38	< 323,40
4	393,00	1,965	50	232,50	91,37	< 323,40
5	13,60	0,068	50	232,50	3,16	< 323,40

4.2.3. Normalspannungen

A. *Spannungen infolge Temperaturänderungen $\sigma_{x,1}$*

$$\sigma_{x,1} = \beta_{st} \cdot E_{st} \cdot \Delta t = 2,52 \cdot \Delta t \text{ [MPa]},$$

β_{st} – Beiwert für Temperaturdehnung des Stahles, $\beta_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5}$

E_{st} – Elastizitätsmodul des Stahls [MPa], $E_{st} = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

$\Delta t^\circ = \pm 10 \div 20^\circ C \rightarrow$ angenommen $\Delta t^\circ = \pm 15^\circ C$

\rightarrow für die innere Wandoberfläche: $\sigma_{x,1} = 2,52 \cdot \Delta t = 2,52 \cdot 15 = 37,8$ MPa

\rightarrow für die äußere Wandoberfläche: $\sigma_{x,1} = -2,52 \cdot \Delta t = -2,52 \cdot 15 = -37,8$ MPa

B. *Spannungen infolge Poisson'schen Effekts $\sigma_{x,2}$*

$$\sigma_{x,2} = -\nu_{st} \cdot \sigma_z = -0,3 \cdot \sigma_z \text{ [MPa]}$$

ν_{st} – Poisson'sche Querdehnzahl für Stahl, $\nu_{st} = 0,3$

σ_z – von Innenwasserdruck (1) und von Außenwasserdruck (2)



→ $\sigma_{x,2}$ (1) [MPa]

→ $\sigma_{x,2}$ (2) [MPa]

Tabelle 4.3

Abschnitt	σ_z [MPa]	$\sigma_{x,2}$ (1) [MPa]	σ_z [MPa]	$\sigma_{x,2}$ (2) [MPa]
1	111,663	-33,50	0,00	0,00
2	214,50	-64,35	33,75	-10,13
3	240,34	-72,10	144,38	-43,31
4	242,20	-72,66	91,37	-27,41
5	245,72	-73,72	3,16	-0,95

C. Spannungen infolge des Eigengewichtes $\sigma_{x,3}$

Die Normalspannungen infolge des Eigengewichtes werden vernachlässigt.

Die Summe der Normalspannungen für alle Abschnitte sind in der **Tabelle 4.4** dargestellt. Mit dem Index (1) ist die Summe von den Normalspannungen infolge Poisson'schen Effekts und den entsprechenden Spannungen von dem Innenwasserdruck bezeichnet. Der Index (2) gilt für die Normalspannungen infolge Poisson'schen Effekts, die mit den entsprechenden Spannungen von dem Außenwasserdruck addiert sind.

Tabelle 4.4 Summe der Normalspannungen

Abschnitt	$\sigma_{x,1}$ (1) [MPa]	$\sigma_{x,2}$ (1) [MPa]	$\sigma_{x,3}$ (1) [MPa]	$\Sigma\sigma_x$ (1) [MPa]	$\sigma_{x,1}$ (2) [MPa]	$\sigma_{x,2}$ (2) [MPa]	$\sigma_{x,3}$ (2) [MPa]	$\Sigma\sigma_x$ (2) [MPa]
1	-37,80	-33,50	0,00	-71,30	-37,80	0,00	0,00	-37,80
2	-37,80	-64,35	0,00	-102,15	-37,80	-10,13	0,00	-47,93
3	-37,80	-72,10	0,00	-109,90	-37,80	-43,31	0,00	-81,11
4	-37,80	-72,66	0,00	-110,46	-37,80	-27,41	0,00	-65,21
5	-37,80	-73,72	0,00	-111,52	-37,80	-0,95	0,00	-38,75

4.2.4. Vergleichsspannungen

$$\sigma = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_x^2} - \sigma_z \cdot \sigma_x \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}$$

A. Vergleichsspannungen für Innenwasserdruck

$$\sigma_{eq,1} = \sqrt{111,663^2 + 71,30^2} - 111,663 \cdot 71,30 = 97,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,2} = \sqrt{214,50^2 + 102,15^2} - 214,50 \cdot 102,15 = 185,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,3} = \sqrt{240,34^2 + 109,90^2} - 240,34 \cdot 109,90 = 208,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,4} = \sqrt{242,20^2 + 110,46^2} - 242,20 \cdot 110,46 = 210,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,5} = \sqrt{245,72^2 + 111,52^2} - 245,72 \cdot 111,52 = 213,10 \text{ MPa}$$



B. Vergleichsspannungen für Außenwasserdruck

$$\sigma_{eq,1} = \sqrt{0^2 + 37,80^2 - 0.37,30} = 37,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,2} = \sqrt{26,04^2 + 47,93^2 - 26,04 \cdot 47,93} = 38,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,3} = \sqrt{144,38^2 + 81,11^2 - 144,38 \cdot 81,11} = 125,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,4} = \sqrt{91,37^2 + 65,21^2 - 91,37 \cdot 65,21} = 81,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq,5} = \sqrt{3,16^2 + 38,75^2 - 3,16 \cdot 38,75} = 37,26 \text{ MPa}$$

4.3. Beulberechnung

4.3.1. Beulberechnung nach Amstutz

Das Einbeulen entsteht, wenn der Bergwasserdruck einen kritischen Wert erreicht. Da das Stahlrohr einen kleinen Biege­widerstand hat, erfolgt eine lokale Verflachung des Rohres und Trennung von dem Hinterfüllbeton. Es bildet sich eine einzige Beule, die parallel der Stollenachse verläuft. Im Allgemeinen entsteht ein Einbeulen bei einer Normalspannung im Rohr, die wesentlich kleiner als die Fließgrenze des Stahles ist. Eine Ausnahme stellen die Rohre mit einem sehr kleinen relativen Spalt und einer großen Dicke dar. Am meisten tritt die Beule an der Stelle mit der größten Imperfektion auf. Eine Behinderung der Rohrverschiebung gegenüber dem Hinterfüllbeton kann mittels Schubdübel erreicht werden. Mit dieser bautechnischen Maßnahme bedingt man das Auftreten von mehreren Wellen und eine Erhöhung der Beul­festigkeit.

$$(\sigma_N - \sigma_v) \cdot \left[\left(\frac{r}{i} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_N}{E^*} \right]^{3/2} \approx (\sigma_F - \sigma_N) \cdot 1,73 \cdot \left(1 - 0,225 \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E^*} \right) \quad [17]$$

Kritischer Außendruck:

$$P_{crit.} = \frac{F \cdot \sigma_N}{r \cdot \left(1 + 0,175 \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E^*} \right)}$$

➤ Linke Seite der Gleichung:

$$(\sigma_N - \sigma_v) \cdot \left[\left(\frac{r}{i} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_N}{E^*} \right]^{3/2}$$

➤ Rechte Seite der Gleichung:

$$(\sigma_F - \sigma_N) \cdot 1,73 \cdot \left(1 - 0,225 \cdot \frac{r}{e} \cdot \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E^*} \right)$$



Parameter der Gleichung:

E^* - Modul, der die versteifende Wirkung der Querkontraktion einbezieht [MPa]

$$E^* = \frac{E_s}{1-\nu^2} = \frac{210000}{1-0,3^2} = 230769,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = -\frac{k_o}{r} \cdot E^* = -\frac{a_r}{r_m} \cdot E^* = -3 \cdot 10^{-4} \cdot 230769,23 = -69,23$$

σ_F – Fließgrenze des Stahles [MPa]

σ_N – kritische Spannung im Rohr [MPa]

t – Blechstärke [m]

$$i = \frac{s}{\sqrt{12}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{0,03}{\sqrt{12}} = 0,00866 \quad (1)$$

$$i = \frac{s}{\sqrt{12}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{0,05}{\sqrt{12}} = 0,0144 \quad (2)$$

$$e = \frac{s}{2} = \frac{t}{2} = \frac{0,03}{2} = 0,015 \quad (1)$$

$$e = \frac{s}{2} = \frac{t}{2} = \frac{0,05}{2} = 0,025 \quad (2)$$

$$F = s \cdot 1 = t \cdot 1 = 0,03 \quad (1)$$

$$F = s \cdot 1 = t \cdot 1 = 0,05 \quad (2)$$

$$\sigma_F^* = \frac{\mu \cdot \sigma_F}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} = \frac{1,00 \cdot 600}{\sqrt{1-0,3+0,3^2}} = 759,50, \text{ (for } \mu=1 \rightarrow \sigma_F^* = 423,077 \text{)};$$

$$r = r_{ex} = r_i + t = 2,30 + 0,03 = 2,33$$

$$r = r_{ex} = r_i + t = 2,30 + 0,05 = 2,35$$

Tabelle 4. 5 Beulberechnung nach Amstutz

Abschnitt	σ_N [MPa]	linke Seite	rechte Seite	P_{cr} [MPa]	$P_{cr}/1,5$ [MPa]	$P_{w,e}$ [MPa]
1	201,463	135992,598	135592,895	2,433	1,622	> 0,000
2	201,463	135992,598	135592,895	2,433	1,622	> 0,3375
3	298,848	74552,817	74552,826	6,154	4,103	> 3,105
4	298,848	74552,817	74552,826	6,154	4,103	> 1,965
5	298,848	74552,817	74552,826	6,154	4,103	> 0,068



4.3.2. Beulberechnung nach Montel

Die von Montel entwickelte Beulformel ist semi – empirisch und ist für ein glattes einbetoniertes Panzerrohr gültig. Im Vergleich zu der Beulformel von Amstutz, führt Montel bei der Ermittlung des Einbeulens auch die Unrundheit als Parameter in seiner Formel ein. Sie berücksichtigt die Radiusabweichung, die gegen eine 50° – Schablone gemessen wird. [2]

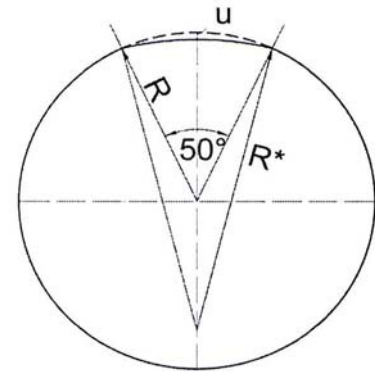


Bild 4. 1 Montelschablone

$$P_{cr.} = \frac{5 \cdot \sigma_s}{\left(\frac{a}{t}\right)^{1,5} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot (\eta + 2 \cdot \Delta a_o) \cdot \frac{1}{t}\right)}$$

σ_s – Fließgrenze des Stahles [MPa]

a – Außenradius des Stahlrohres [mm]

t – Blechstärke [mm]

$$\eta = w_1 - v = w_1 \cdot (1 - \cos 50^\circ)$$

$$w_1 \approx \frac{5}{1000} \cdot a \text{ [mm]}$$

$$\Delta a_o = 3 \cdot 10^{-4} \cdot a \text{ [mm]}$$

Tabelle 4. 6 Beulberechnung nach Montel

Abschnitt	a [mm]	t [mm]	σ_s [MPa]	$P_{cr.}$ [MPa]	$P_{cr./1,5}$ [MPa]	$P_{w,e}$ [MPa]
1	2330	30	600	3,74	2,49	> 0,000
2	2330	30	600	3,74	2,49	> 0,3375
3	2350	50	600	8,43	5,62	> 3,105
4	2350	50	600	8,43	5,62	> 1,965
5	2350	50	600	8,43	5,62	> 0,068

4.3.3. Beulberechnung nach Jacobsen

Bei dieser Methode wird der Nachweiß mittels drei nicht linearen Gleichungen durchgeführt. Sie müssen gleichzeitig befriedigt werden. Es stehen drei Parameter $\rightarrow \alpha, \beta$ und p zur Verfügung, mit denen man den kritischen Beuldruck berechnen kann. Diese Methode ist manchmal bevorzugt, weil sie oft die niedrigsten Werte für den kritischen Außendruck liefert. [17]



$$\frac{r}{t} = \sqrt{\frac{\left[\left(\frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot \beta^2} \right) - 1 \right] \cdot \left[\pi - \alpha + \beta \cdot \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \right)^2 \right]}{12 \cdot \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \right)^3 \cdot \left[\alpha - \left(\frac{\pi \cdot \Delta}{r} \right) - \beta \cdot \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan^2(\alpha - \beta)}{4} \right) \right]}}$$

$$\frac{p}{E_m} = \frac{(9/4) \cdot (\pi/\beta)^2 - 1}{12 \cdot (r/t)^3 \cdot (\sin \alpha / \sin \beta)^3}$$

$$\frac{\sigma_y}{E_m} = \left(\frac{t}{2r} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \right) \right] + \frac{p \cdot r \cdot \sin \alpha}{E_m \cdot t \cdot \sin \beta} \cdot \left[1 + \frac{4 \cdot \beta \cdot r \cdot \sin \alpha \cdot \text{tg}(\alpha - \beta)}{\pi \cdot t \cdot \sin \beta} \right]$$

r – innerer Radius des Stahlrohres

t – Blechstärke

σ_y – Fließgrenze des Stahles [MPa]

$$E_m = \frac{E_s}{1 - \nu^2} = \frac{210000}{1 - 0,3^2} = 230769,23$$

$\Delta/r = 3 \cdot 10^{-4}$ Spaltweite zwischen Beton und Stahl

P – kritischer Außendruck

α – ½ Winkel bezogen auf dem Zentrum des Stahlrohres von der Beule

β – ½ Winkel zwischen dem neuen mittleren Radius durch eine Hälfte der Beule.

Tabelle 4. 7 Beulberechnung nach Jacobsen

Abschnitt	r/t	σ_y [kPa]	α [rad]	β [rad]	P_{cr} [MPa]	$P_{cr./1,5}$ [MPa]	$P_{w,e}$ [MPa]
1	76,67	600	0,4398	0,324	1,83	1,22	> 0,000
2	76,67	600	0,4398	0,324	1,83	1,22	> 0,3375
3	38,33	600	0,5400	0,28	5,00	3,33	> 3,105
4	38,33	600	0,5400	0,28	5,00	3,33	> 1,965
5	38,33	600	0,5400	0,28	5,00	3,33	> 0,068

Ein Vergleich der Ergebnisse ist in der **Tabelle 4. 8** angegeben. Man kann sehen, dass die niedrigsten Werte des kritischen Außendruckes nach der Methode von Jacobsen erhalten werden.

Tabelle 4. 8 Vergleich zwischen den verschiedenen Methoden

Methode	Kritischer Außendruck				
	Abschnitt				
	1	2	3	4	5
Jacobsen	1,220	1,220	3,330	3,330	3,330
Amstutz	1,662	1,662	4,103	4,103	4,103
Montel	2,500	2,500	5,620	5,620	5,620

Die Anwendung von den drei Bemessungsmethoden und die erhaltenen Ergebnisse haben bewiesen, dass die gewählte Auskleidung die Beanspruchungen infolge Außenwasserdruckes aufnehmen kann. Da gewisse Reserven vorliegen, kann die Panzerungsdicke nach ausführlichen Berechnungen für die entsprechenden Querschnitte vermindert werden.



5. Statische Bemessung der eingegrabenen Teilstrecke nach den bulgarischen Normen und nach ÖNORM B5012

5.1. Statische Bemessung nach den bulgarischen Normen

5.1.1. Allgemeines

Die bulgarischen Normen sind für erdverlegte Wasserversorgungsleitungen in besiedelten und unbesiedelten Gebieten mit einem Durchmesser von 630 bis 2020 mm und einer Scheitelüberdeckung von 0,8 bis 2,0 m gültig. Diese Anlagen gehören zu der Werkklasse I, die sich auf den Umfang der Erkundungsarbeiten, die Qualität der Materialien, ihre Prüfung und die angewandten Bemessungsmethoden auswirkt.

Als Baumaterial wird Stahl eingesetzt. Bei der Stahlrohrstärke unterscheidet man zwischen einer Konstruktiv- und Bemessungsstärke, wobei die konstruktive Dicke sich von der Bemessungsdicke mit einem Korrosionszuschlag von 2 mm ergibt. Je nach der Größe des Rohrdurchmessers wurden minimale Werte für die Rohrwanddicke entwickelt, die aus einer Tabelle in den Normen entnommen werden können.

5.1.2. Einwirkungen

Die Belastungen, die auf die Anlage wirken, sind in drei Gruppen eingeteilt:

A. Ständige Lasten

- Eigengewicht des Stahlrohres
- vertikale Belastung infolge der Überschüttung
- horizontale Bodenbelastung

B. Veränderliche Lasten

- Wasserfüllung
- Innenwasserdruck
- äußerer Wasserdruck
- Verkehrslasten
- Temperatureinwirkungen

C. Außergewöhnliche Lasten

- seismische Einwirkungen
- Druckstoß und/oder Vakuumscheinungen
- erhöhte vertikale Belastung infolge Anhäufung von Boden oder Baumaterialien

Für die Rohrverlegung liegen zwei Möglichkeiten vor. Die Rohrleitung kann in einem Graben oder unter Dammbedingung eingebaut werden. Diese Abgrenzung wirkt sich auf die Ermittlung der vertikalen Bodenbelastung aus und wird mit einem Beiwert in der Bemessungsformel berücksichtigt. Je nach der Einbauart wird dieser Beiwert von verschiedenen Größen beeinflusst. Für Rohre, die in einem Graben verlegt sind, hängt er von der Kohäsion, Wichte des Bodens, Grabenbreite, Überdeckungshöhe, dem inneren Reibungswinkel und Seitendruckbeiwert ab.



Bei den Rohren, die unter Dammbedingung eingebaut sind, werden dagegen die Verhältnisse zwischen den Elastizitätsmodulen des Bodens und Stahles, und dem mittleren Radius und der Blechstärke berücksichtigt. Die entsprechenden Formeln sind in der **Tabelle 5. 2** angegeben. Zu den ständigen vertikalen Einwirkungen gehört noch das Eigengewicht des Rohres, das als gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge des Rohres angenommen wird.

In Bezug auf ihre Verformbarkeit werden die Rohre in biegesteife oder biegeweiche eingeteilt. Je nach der Rohrverformung und den Bodeneigenschaften kann sich die horizontale Bodenbelastung als aktiver oder passiver Erddruck auswirken. Die aktive Bodenbelastung hängt von der Überdeckungshöhe, Grabenbreite und dem inneren Reibungswinkel ab. Die Belastung infolge der Wasserfüllung wird für 1,0 m Länge bestimmt und steigt mit zunehmendem Rohrradius. Der Innenwassertdruck verursacht in der Rohrwand nur Zugspannungen und wird auch als gleichmäßig verteilt angenommen. Der äußere Wasserdruck infolge des Kapilar- und Gravitationswassers wird hier nicht betrachtet.

Die Verkehrslasten werden für den Bauzustand infolge der Baumaschinen als gleichmäßig verteilte Belastung in der horizontalen Ebene berücksichtigt, deren Intensität von der Überdeckungshöhe und den Verkehrsmitteln abhängig ist. Die entsprechenden Werte können auch aus einer Tabelle in den Normen entnommen werden.

Die außergewöhnlichen Lasten wie Erdbeben können die Rohrleitungen infolge Zugeinwirkungen in der Rohrlängsrichtung zerstören. Die größten Schäden in solchen Fällen entstehen, wenn die Fortpflanzungsrichtung der seismischen Wellen mit der Rohrachse zusammenfällt. Bei einem Nachweis erfolgt die Bemessung auf die seismischen Einwirkungen unter der Voraussetzung, dass das Rohr auf seine ganze Länge im Boden eingespannt ist.

Für die Druckstoßbelastung wird der maximale Arbeitsdruck bei positivem Druckstoß untersucht. Der minimale Wert des Vakuums für die Bemessung der Rohrleitung beträgt $5,0 \text{ t/m}^2$.

5.1.3. Lastkombinationen

Bei der statischen Bemessung müssen zwei Zustände untersucht werden:

A. Gewöhnliche Betriebsbedingungen

Dazu gehören die folgenden Einwirkungen:

- vertikaler Wasserdruck
- horizontaler Wasserdruck
- Verkehrslasten
- innerer Wasserdruck
- äußerer Wasserdruck
- Temperatureinwirkungen
- Vakuum in der Rohrleitung



B. Druckprobe

Dazu zählen die Belastungen:

- infolge des Innenwasserdruckes
- die axiale Kraft infolge Temperatureinwirkung
- die axiale Kraft infolge Stöpsel

Die axiale Kraft infolge Temperatureinwirkungen wird nach den bulgarischen Normen für $\Delta t = \pm 15^\circ$ ermittelt.

Die axiale Kraft infolge Stöpsel muss nur für diese Abschnitte geprüft werden, in denen sie wirkt.

5.1.4. Bemessungsgrundlagen

Die erdverlegten Druckrohrleitungen werden nach der Methode der Grenzzustände bemessen. Unter diesen Bedingungen ist der normale Betrieb der Rohrleitung erschwert. Sie können z.B. beim Überschreiten der Streckgrenze des Stahles, Verlust der Tragfähigkeit oder beim Auftreten von unzulässigen Verformungen erreicht werden. Bei der Bemessung wird die Interaktion zwischen Rohr und Boden berücksichtigt, wobei der Boden gleichzeitig als Belastung und Untergrund wirkt. Die Wechselwirkung zwischen den beiden Elementen hängt von der Überdeckungshöhe, Größe der Rohrleitung, den Festigkeitseigenschaften des Bodens, der Rohrverlegung u.a. ab. Die Rohrwandstärke muss so gewählt werden, dass sie den normalen Betrieb der Anlage sicherstellt. Als maßgebende Belastung muss die ungünstigste mögliche Lastkombination angenommen werden, die auf die Rohrleitung wirkt.

5.1.5. Grenzsustände

A. Tragfähigkeit

Die Berechnung ist auf die Bemessungsfestigkeit bezogen, die von den Spannungen in der Rohrwand mit Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes nicht überschritten werden darf. Es muss noch ein Nachweis der Tragfähigkeit in Querrichtung durchgeführt werden.

B. Gebrauchstauglichkeit

Für diesen Nachweis darf die Verkürzung des vertikalen Rohrdurchmessers (ΔD) den zulässigen Wert nicht überschreiten. Die zulässige Verkürzung beträgt 3% von dem Rohrdurchmesser ($\Delta D \leq 0,03 \cdot D$).



5.1.6. Bezeichnung der Symbole

Tabelle 5. 1

Symbol	Einheit	Bedeutung
B	-	Beiwert für den relativen Bodenwiderstand
A	-	relative Steifigkeit des Stahlrohres
$P_{кп}$	$[t/m^2]$	kritische Belastung beim Verlust der Elastizität des Rohres
N_{BB}	$[t]$	Normalkraft
F_e	$[m^2]$	Querschnittsfläche
σ_{BB}	$[t/m^2]$	Spannung infolge des Bergwassers
k	-	Beiwert bei der Berechnung von M_{1cm} M_{2cm} N_{1cm} N_{2cm}
n_k	-	Beiwert bei der Berechnung von M_{1cm} M_{2cm} N_{1cm} N_{2cm}
M_{1cm}	$[t/m]$	Biegemoment infolge des Wassers bis Rohrscheitel
M_{2cm}	$[t/m]$	Biegemoment infolge des Wassers bis Rohrscheitel
N_{1cm}	$[t/m]$	Normalkraft infolge des Wassers bis Rohrscheitel
N_{2cm}	$[t]$	Normalkraft infolge des Wassers bis Rohrscheitel
$W_{д}$	$[m^3]$	Widerstandsmoment der Rohrwand
σ_{10mi}	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{1cm} N_{1cm}
σ_{10ma}	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{1cm} N_{1cm}
σ_{20mi}	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{2cm} N_{2cm}
σ_{20ma}	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{2cm} N_{2cm}
S	-	Beiwert bei der Berechnung von M_{1P_v} M_{2P_v} N_{1P_v} N_{2P_v}
M_{1P_v}	$[t/m]$	Biegemoment infolge Verkehrslast
M_{2P_v}	$[t/m]$	Biegemoment infolge Verkehrslast
N_{1P_v}	$[t]$	Normalkraft infolge Verkehrslast
N_{2P_v}	$[t]$	Normalkraft infolge Verkehrslast
$\sigma_{1P_v,i}$	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{1P_v} N_{1P_v}
$\sigma_{1P_v,0}$	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{1P_v} N_{1P_v}
$\sigma_{2P_v,i}$	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{2P_v} N_{2P_v}
$\sigma_{2P_v,0}$	$[t/m^2]$	Spannungen infolge M_{2P_v} N_{2P_v}
Ψ	-	Beiwert bei der Berechnung der vertikalen Bodenlast
H	$[m]$	Höhe der Rohrüberschüttung
B_c	$[m]$	Grabenbreite auf Tiefe $0,5.H_0$
K_{TP}	-	Beiwert für Siloeffekt
P'_y	$[t/m^2]$	vertikale Bodenbelastung
P_y	$[t/m^2]$	vertikale Bodenbelastung
P_s	$[t/m^2]$	vertikale Bemessungsbodenbelastung
P_x	$[t/m^2]$	horizontale Bodenbelastung, gleichmäßig verteilt
$\square P_x$	$[t/m^2]$	horizontale Bodenbelastung, asymmetrisch verteilt
$\square D$	$[m]$	Verformung des vertikalen Rohrdurchmesser
M_{1P_v}	$[t/m]$	Biegemoment infolge vertikaler Bodenbelastung
M_{2P_v}	$[t/m]$	Biegemoment infolge vertikaler Bodenbelastung
N_{1P_v}	$[t]$	Normalkraft infolge vertikaler Bodenbelastung
N_{2P_v}	$[t]$	Normalkraft infolge vertikaler Bodenbelastung



Fortsetzung Tabelle 5. 1

M_{1P_x}	[t/m]	Biegemoment infolge horizontaler Bodenlast gleichmäßig
M_{2P_x}	[t/m]	Biegemoment infolge horizontaler Bodenlast gleichmäßig
N_{1P}	[t]	Normalkraft infolge horizontaler Bodenlast gleichmäßig
N_{2P_x}	[t]	Normalkraft infolge horizontaler Bodenlast gleichmäßig
$M_{1\Box P_x}$	[t/m]	Biegemoment infolge horizontaler Bodenlast ungleichmäßig
$M_{2\Box P_x}$	[t/m]	Biegemoment infolge horizontaler Bodenlast ungleichmäßig
$N_{1\Box P_x}$	[t]	Normalkraft infolge horizontaler Bodenlast ungleichmäßig
$N_{2\Box P_x}$	[t]	Normalkraft infolge horizontaler Bodenlast ungleichmäßig
M_{bak}	[t/m]	Biegemoment infolge des Vakuums
N_{bak}	[t]	Normalkraft infolge des Vakuums
$\sigma_{1\text{bak}i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{\text{bak}} N_{\text{bak}}$
$\sigma_{1\text{bak}a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{\text{bak}} N_{\text{bak}}$
$\sigma_{2\text{bak}a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{\text{bak}} N_{\text{bak}}$
$\sigma_{2\text{bak}i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{\text{bak}} N_{\text{bak}}$
$\sigma_{1P_v i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1P_v} N_{1P_v}$
$\sigma_{1P_v a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1P_v} N_{1P_v}$
$\sigma_{2P_v i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2P_v} N_{2P_v}$
$\sigma_{2P_v a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2P_v} N_{2P_v}$
$\sigma_{1P_x i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1P_x} N_{1P_x}$
$\sigma_{1P_x a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1P_x} N_{1P_x}$
$\sigma_{2P_x i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2P_x} N_{2P_x}$
$\sigma_{2P_x a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2P_x} N_{2P_x}$
$\sigma_{1\Box P_x i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1\Box P_x} N_{1\Box P_x}$
$\sigma_{1\Box P_x a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{1\Box P_x} N_{1\Box P_x}$
$\sigma_{2\Box P_x i}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2\Box P_x} N_{2\Box P_x}$
$\sigma_{2\Box P_x a}$	[t/m ²]	Spannungen infolge $M_{2\Box P_x} N_{2\Box P_x}$
$A_1 a_3$	-	Zwischenvariable
$A_1 a_4$	-	Zwischenvariable
$B_1 a_2$	-	Zwischenvariable
$\sigma_{1\text{cpb},a}$	[t/m ²]	Vergleichsspannung für den Zugfestigkeitsnachweis mit Innerwasserdruck
$A_2 i_3$	-	Zwischenvariable
$A_2 i_4$	-	Zwischenvariable
$B_2 i_2$	-	Zwischenvariable
$\sigma_{2\text{cpb}2}$	[t/m ²]	Vergleichsspannung für den Druckfestigkeitsnachweis ohne Vakuum
$A_1 a_5$	-	Zwischenvariable
$A_1 a_6$	-	Zwischenvariable
$B_1 a_3$	-	Zwischenvariable
$\sigma_{1\text{cpb},\text{bak},a}$	[t/m ²]	Vergleichsspannung für den Druckfestigkeitsnachweis mit Vakuum



Fortsetzung Tabelle 5. 1

A_{2i_5}	-	Zwischenvariable
A_{2i_6}	-	Zwischenvariable
B_{2i_3}	-	Zwischenvariable
$\sigma_{1cpb, bak, i}$	[t/m ²]	Vergleichsspannung für den Druckfestigkeitsnachweis mit Vakuum
A_{i1}	-	Zwischenvariable
A_{i2}	-	Zwischenvariable
B_{i1}	-	Zwischenvariable
C_1	-	Zwischenvariable
C_2	-	Zwischenvariable
C_3	-	Zwischenvariable
$\sigma_{\theta ka}$	[t/m ²]	Zulässige Spannung infolge Innenwasserdruck
P_{zul}	[t/m ²]	Zulässiger Wasserdruck über dem Rohrscheitel, der von dem Rohr bei einer Wasserprobe aufgenommen werden kann

5.1.7. Bemerkungen

- Bei der Bemessung wird das trapezförmige Diagramm der horizontalen Belastung in zwei einfache Diagramme aufgeteilt. Sie sind auf dem **Bild 5. 1** dargestellt.

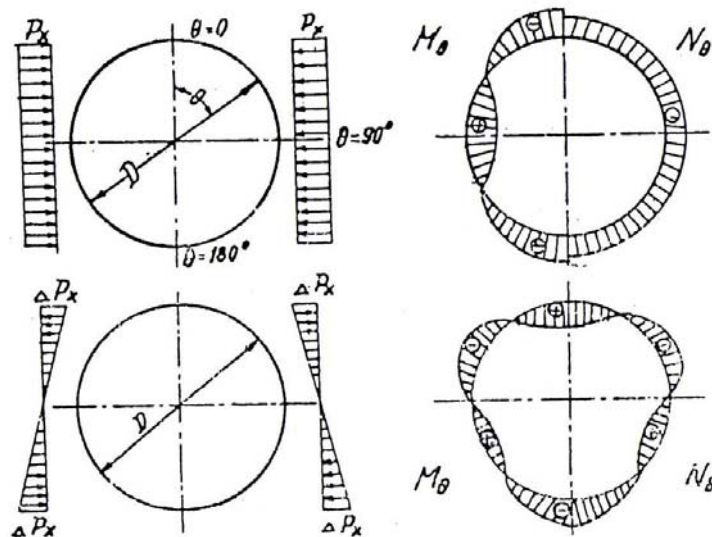


Bild 5. 1 horizontale Bodenbelastung [16]

- Bei der Ermittlung der Spannungen wird eine Unterscheidung bezüglich der inneren und äußeren Rohrwandoberfläche durch das Vorzeichen „+“ und „-“ gemacht:
 - „+“ gilt für innere Punkte des Rohres
 - „-“ gilt für äußere Punkte des Rohres



- Ringspannungen werden für zwei Rohrquerschnitte ermittelt:
 - $\theta = 0^\circ$ entspricht einem inneren Punkt des Rohrscheitels
 - $\theta = 90^\circ$ entspricht einem äußeren Punkt des horizontalen Rohrdurchmessers
- Alle Berechnungen müssen mit der Bemessungsdicke der Rohrwand durchgeführt werden
- Bei der statischen Bemessung der erdverlegten Druckrohrleitung wurden der Druckstoß- und Druckprobenachweis nicht durchgeführt
- Die Bemessung auf Druckprobe ist nicht maßgebend für die Bestimmung der endgültigen Rohrwanddicke
- Die Abmessungen des Grabenprofils werden nach dem **Bild 5. 2** und den folgenden Formeln bestimmt:

$$\begin{aligned}
 b &= 0,5 \cdot D \\
 b_1 &= 0,06 \cdot D + 1,2 \cdot a \\
 b_2 &= 0,19 \cdot D - 0,2 \cdot a \\
 h_1 &= 0,10 \cdot D \\
 h_2 &= 0,15 \cdot D \\
 h_3 &= 0,35 \cdot D \\
 h_4 &= 0,6 \cdot D \\
 h_5 &= 0,03 \cdot D + 0,6 \cdot a \\
 h_6 &= 0,57 \cdot D - 0,6 \cdot a \\
 h_7 &= 0,5 \cdot D + H_0 \\
 h_8 &= 1,10 \cdot D + H_0
 \end{aligned}$$

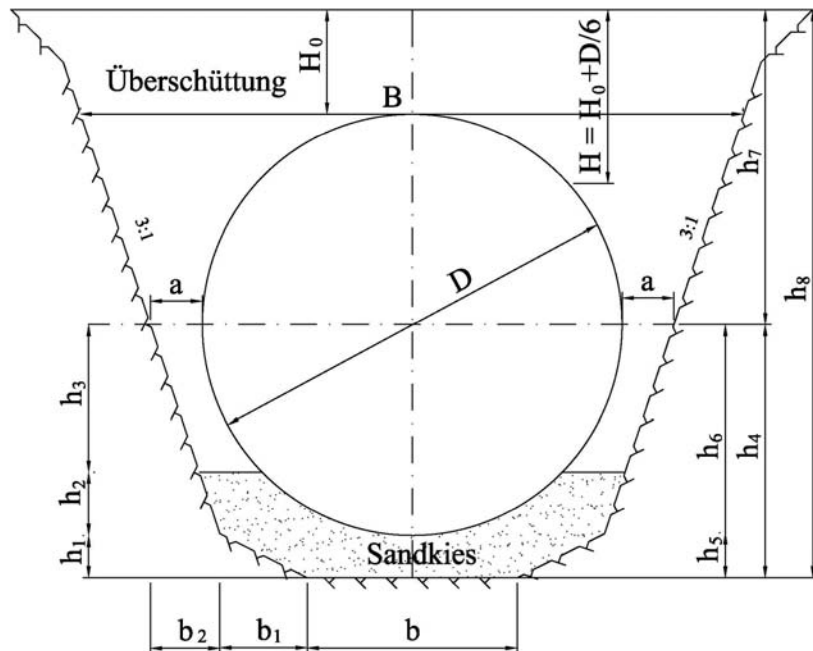


Bild 5. 2 Grabenabmessungen

5.1.8. Berechnungsergebnisse

Sie sind in Form von einer Tabelle (**Tabelle 5. 2**) mit den entsprechenden Bemessungsformeln dargestellt.



Tabelle 5. 2 Berechnungsergebnisse

Symbol	Bedeutung, Einheit, Formel	Wert	gewöhnliche Bedingungen	
			Wichte γ_1	Wichte unter Auftrieb γ_2
1	2	3	4	5
D_1	Außendurchmesser (m)	4,1		
S_1	konstruktive Blächstärke. (m)	0,05		
σ_{st}^{zul}	zulässige Zugspannung des Stahles (t/m ²)	60000		
σ_{st}^{zul}	zulässige Druckspannung des Stahles (t/m ²)	60000		
P_{vak}	Vakuum (t/m ²)	10		
H_0	Scheitelüberdeckung (m)	1		
H_{**}	Höhe des Grundwassers über dem Scheitel (m)	0		
B	Grabenbreite in Höhe des Rohrscheitels (m)	8,35		
E_0	Bodenmodul des Verfüllmaterials (t/m ²)	3000		
μ_0	Poisson'scher Beiwert des Bodens	0,25		
γ_1	Wichte (t/m ³)	1,8		
γ_2	Wichte unter Wasser (t/m ³)	1,1		
φ	Innerer Reibungswinkel (°)	35		
C	Kohäsion (t/m ²)	0		
K_s	Seitendruckbeiwert	0,24		
T_1	Temperaturerhöhung (°)	15		
T_2	Temperaturabsenkung (°)	-15		
DP_v	Verkehrslast (t/m ²)	3		
D_0	Innerer Durchmesser (m)	4		
D	Mittlerer Durchmesser (m)	4,05		
σ_{ul}	$= \eta \alpha E_a T_1$ (t/m ²)	$= -1,1 \cdot 1,12 \cdot 10^{-5} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 15$	-3880,8	
σ_{ul}	$= \eta \alpha E_a T_2$ (t/m ²)	$= -1,1 \cdot 1,12 \cdot 10^{-5} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot (-15)$	3880,8	
S	Bemessungsblechstärke $S = S_1 - 0,002$	0,05-0,002	0,048	
$\left(\frac{D}{S}\right)^3$		$\left(\frac{4,10}{0,048}\right)^3$	600677,4902	
B	$\frac{E_a \cdot \eta}{1 + \mu_0}$	$\frac{3000 \cdot 0,5}{1 + 0,25}$	1200	
A	$\frac{2E_a}{3(1-\mu_0)} \left(\frac{D}{S}\right)^3$	$\frac{2 \cdot 21 \cdot 10^6}{3 \cdot (1 - 0,25)} \cdot 600677,49$	25,61210572	μ für Stahl
P_{xp}	$P_{xp} = (\gamma^2 - 1)A + \frac{B}{(\gamma^2 - 1)}$	$(3^2 - 1)A + \frac{B}{(3^2 - 1)}$	354,8968458 P	es wird der min. Wert von P → für $\gamma =$ ganze Zahl



N_{BB}	$-N_{BB} \cdot r_1$		$-0,02,05$	0
F_e	S.b		$0,048 \cdot 1,00$	0,048
σ_{BB}	$\frac{N_{BB}}{Fe} - \sigma_{6m}$		$\frac{-0,00}{0,048} - \sigma_{6m}$	0
k	$\frac{E_0}{r_{cp} \cdot 17 \cdot h_0}$		$\frac{3000}{2,05 \cdot 17,0 \cdot 25}$	348,583878
n_k	$\frac{1}{0,064160 + \frac{E_{ct}}{12 \cdot k \cdot r_{cp}} \left(\frac{S}{r_{cp}} \right)^3}$		$\frac{1}{0,064160 + \frac{21000000}{12 \cdot 348,58 \cdot 2,025} \cdot \left(\frac{0,048}{2,025} \right)^3}$	10,29
M_{1CM}	$(0,17240 - 0,01097 n_k) \gamma_B r_0^2 r_{cp} \cdot \eta$ aus Wasser bis Scheitel		$(0,17240 - 0,01097 \cdot 10,29) \cdot 1,2 \cdot 0^2 \cdot 2,025 \cdot 1,1$	0,530311617
M_{2CM}	$(-0,19638 - 0,01294 n_k) \gamma_B r_0^2 r_{cp} \cdot \eta$		$(-0,19638 - 0,01294 \cdot 10,29) \cdot 1,2 \cdot 0^2 \cdot 2,025 \cdot 1,1$	-2,936135466
N_{1cm}	$(0,58385 - 0,03294 n_k) \gamma_B r_0^2 \cdot \eta$		$(0,58385 - 0,03294 \cdot 10,29) \cdot 1,2 \cdot 0^2 \cdot 1,1$	1,07754856
N_{2cm}	$(0,21460 - 0,00903 n_k) \gamma_B r_0^2 \cdot \eta$		$(0,21460 - 0,00903 \cdot 10,29) \cdot 1,2 \cdot 0^2 \cdot 1,1$	0,53539772
W_H	$\frac{B \cdot S^2}{6}$		$\frac{1 \cdot 0,048^2}{6}$	0,000384
σ_{10mi}	$\frac{N_{1cm}}{Fe} + \frac{M_{1cm}}{W_0}$		$\frac{1,0775}{0,048} + \frac{0,5303}{0,000384}$	1403,468764
σ_{10ma}	$\frac{N_{1cm}}{Fe} - \frac{M_{1cm}}{W_0}$		$\frac{1,0775}{0,048} - \frac{0,5303}{0,000384}$	-1358,570908
σ_{20mi}	$\frac{N_{2cm}}{Fe} + \frac{M_{2cm}}{W_0}$		$\frac{0,5353}{0,048} + \frac{-2,9361}{0,000384}$	-7635,03199
σ_{20ma}	$\frac{N_{2cm}}{Fe} - \frac{M_{2cm}}{W_0}$		$\frac{0,5353}{0,048} - \frac{-2,9361}{0,000384}$	7657,340229
S	$\frac{B}{12A}$		$\frac{1200}{12 \cdot 25 \cdot 61}$	3,904403687
M_{10Py}	$\frac{\Delta P \cdot D^2}{16} \left\{ \frac{\cos 2\theta}{2 \left(1 + \frac{3-2k_0}{3-4k_0} S \right)} + \frac{1}{15\pi} \left[\frac{3 \cos 3\theta}{5-4k_0} \frac{S}{6} + \frac{7}{7} \left(\frac{9-8k_0}{3-4k_0} \frac{S}{30} + \frac{\cos 5\theta}{43} \left(1 - \frac{13-12k_0}{3-4k_0} \frac{S}{196} \right) \right) \right] \right\}$ $\theta = 0^\circ \cos 2\theta = 1; \cos 3\theta = 1; \cos 5\theta = 1; \cos 7\theta = 1$		$\frac{3,0 \cdot 10^5}{16} \left\{ \frac{1}{2 \left(1 + \frac{3-2 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \cdot 3,90 \right)} + \frac{1}{15,314} \left[\frac{3 \cdot 1}{5-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{6} + \frac{7}{7} \left(\frac{9-8 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{30} + \frac{1}{43} \left(1 - \frac{13-12 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{196} \right) \right) \right] \right\}$	0,622
M_{20Py}	dieselbe Formel nur: $\theta = 90^\circ \cos 2\theta = -1; \cos 3\theta = \cos 5\theta = \cos 7\theta = 0$		$\frac{3,0 \cdot 10^5}{16} \left\{ \frac{-1}{2 \left(1 + \frac{3-2 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \cdot 3,90 \right)} + \frac{1}{15,314} \left[\frac{3 \cdot 1}{5-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{6} + \frac{7}{7} \left(\frac{9-8 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{30} + \frac{1}{43} \left(1 - \frac{13-12 \cdot 0,25}{3-4 \cdot 0,25} \frac{3,90}{196} \right) \right) \right] \right\}$	-0,46



$N_{\text{нр}y}$	$\frac{\text{нр}D}{8} \left[\frac{3-4\mu_0 \cdot \cos 2\theta - 1}{3-2\mu_0} + \frac{2\text{нр}D}{15\pi} \left[-1,25 \cdot \cos \theta + \frac{4-5\mu_0}{3-4\mu_0} \cdot \cos 3\theta - \frac{6-7\mu_0}{7 \cdot (9-8\mu_0)} \right] \right]$	$\frac{3,00 \cdot 4,05}{8} \left \frac{3-4,0,25}{3-2,0,25} - 1 \right + \frac{2,3,0,4,0,5}{15\pi}$ $\left -1,25 + \frac{4-5,0,25}{3-4,0,25} - \frac{6-7,0,25}{7(9-8,0,25)} \right $	-0,287
$N_{2\text{нр}y}$	dieselbe Formel nur: $\theta=90^\circ$	$\frac{3,0,4,0,5}{8} \left \frac{3-4,0,25}{3-2,0,25} - 1 \right $	-2,766
$\sigma_{\text{нр}y,i}$	$\frac{N_{\text{нр}y}}{Fe} + \frac{M_{\text{нр}y}}{W_a}$	$\frac{-0,287}{0,048} + \frac{0,622}{0,000384}$	1613,8125
$\sigma_{\text{нр}y,\theta}$	$\frac{N_{\text{нр}y}}{Fe} - \frac{M_{\text{нр}y}}{W_e}$	$\frac{-0,287}{0,048} - \frac{0,622}{0,000384}$	-1625,770833
$\sigma_{2\text{нр}y,i}$	$\frac{N_{2\text{нр}y}}{Fe} + \frac{M_{2\text{нр}y}}{W_a}$	$\frac{-2,766}{0,048} + \frac{-0,46}{0,000384}$	-1255,541667
$\sigma_{2\text{нр}y,\theta}$	$\frac{N_{2\text{нр}y}}{Fe} - \frac{M_{2\text{нр}y}}{W_e}$	$\frac{-2,766}{0,048} - \frac{-0,46}{0,000384}$	1140,291667
Ψ	$\frac{1}{1 + \frac{E_0}{E_s} \cdot \frac{B-D_1}{\lambda \cdot D_1} \left(\frac{r}{s} \right)^3}$	$\frac{3000 \cdot 8,35 - 4,1 \cdot (2,05)^3}{21,10^6 \cdot 0,85 \cdot 4,1 \cdot (0,048)}$	$\Psi = \frac{D_1}{B}$ 0,06
H	$H_0 + \frac{D_1}{6}$	$1,0 + \frac{4,10}{6}$	1,683333333
B_c	$B + \frac{H_0}{3}$	$8,35 + \frac{1,0}{3}$	8,683333333
$K_{\text{нр}}$	$\frac{1-2C}{\gamma \cdot B_c} \left(1 - e^{-\frac{2H_0}{B_c} \xi_1 \text{tg} \varphi'} \right) \frac{B_c}{H_0}$	$\frac{1-0}{0,70} \left(1 - e^{-\frac{1}{8,683}} \right) \frac{8,683}{1,00}$	0,96074881
P_y	$\frac{\eta \cdot K_{\text{нр}} \cdot \gamma \cdot B \cdot H \cdot \Psi}{D_1}$	$\frac{1,20,96,1,88,35,1,683,0,49}{4,1}$	3,482633706
P'_y	$\eta \gamma_s K_{\text{нр}} H$	$12,18 \cdot 1,0 \cdot 1,683$	3,636
P_s	es wird der kleinere Wert angenommen		3,48
P_x	$\eta \gamma_s (H_0 + 0,5D_1) k_x$	$0,9,1,80(1,0+0,50,4,10)0,24$	1,18584
$\square P_x$	$\frac{\eta \gamma_s 0,5D_1 k_x}{(P_s + \text{нр}P_y - P_x) D_{\text{сп}}}$	$\frac{0,9 \cdot 1,80 \cdot 5,4 \cdot 1,0 \cdot 24}{(3,48 + 3,0 - 1,185) \cdot 4,05}$	0,72468
$\square D$	$12A + B \frac{3-2\mu_0}{3-4\mu_0}$	$\frac{12,25,61 + 1200 \cdot \frac{3-2,0,25}{3-4,0,25}}$	0,79704
			0,011863449



M_{1P_y}	$\frac{P_y D^2 \cos 2\theta}{16} \left(\frac{3-2\mu_0 S}{3-4\mu_0} \right)$	$\theta = 0^\circ$	$\frac{3,48,4,10^2 \cos 0}{16} \left(\frac{3-2,0,25}{3-4,0,25} \cdot 4,05 \right)$	0,607132202	0,371025234
M_{2P_y}	$\frac{P_y D^2 \cos 2\theta}{16} \left(\frac{3-2\mu_0 S}{3-4\mu_0} \right)$	$\theta = 90^\circ$	$\frac{3,48,4,10^2 \cos 90}{16} \left(\frac{3-2,0,25}{3-4,0,25} \cdot 4,05 \right)$	-0,607132202	-0,371025234
N_{1P_y}	$\frac{P_y D}{4} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos 2\theta - 1}{3-2\mu_0} \right)$	$\theta = 0^\circ$	$\frac{3,48,4,10}{4} \left(\frac{3-2,0,25 \cos 0^\circ - 1}{3-4,0,25} \right)$	0,881541657	0,538719901
N_{2P_y}	$\frac{P_y D}{4} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos 2\theta - 1}{3-2\mu_0} \right)$	$\theta = 90^\circ$	$\frac{3,48,4,10}{4} \left(\frac{3-2,0,25 \cos 180^\circ - 1}{3-4,0,25} \right)$	-7,933874912	-4,848479113
M_{1P_x}	$\frac{P_x D^2 \cos 2\theta}{16} \left(\frac{3-2\mu_0 S}{3-4\mu_0} \right)$	$\theta = 0^\circ$	$\frac{1,185,4,10^2 \cos 0}{16} \left(\frac{3-2,0,25}{3-4,0,25} \cdot 3,90 \right)$	-0,206729077	-0,126334436
M_{2P_x}	$\frac{P_x D^2 \cos 2\theta}{16} \left(\frac{3-2\mu_0 S}{3-4\mu_0} \right)$	$\theta = 90^\circ$	$\frac{1,185,4,10^2 \cos 180}{16} \left(\frac{3-2,0,25}{3-4,0,25} \cdot 3,90 \right)$	0,206729077	0,1263344
N_{1P_x}	$\frac{P_x D}{4} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos 2\theta - 1}{3-2\mu_0} \right)$	$\theta = 0^\circ$	$\frac{1,185,4,1}{4} \left(\frac{3-2,0,25 \cos 0^\circ + 1}{3-4,0,25} \right)$	-2,1611934	-1,3207293
N_{2P_x}	$\frac{P_x D}{4} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos 2\theta - 1}{3-2\mu_0} \right)$	$\theta = 90^\circ$	$\frac{1,185,4,10}{4} \left(\frac{3-2,0,25 \cos 180^\circ + 1}{3-4,0,25} \right)$	-0,2401326	-0,1467477
M_{10P_x}	$\frac{\square P_x D^2 \cos 3\theta}{96} \left(\frac{5-4\mu_0 S}{3-4\mu_0 \cdot 6} \right)$	$\theta = 0^\circ$	$\frac{0,797,4,10^2 \cos 0}{96} \left(\frac{5-4,0,25 \cdot 3,90}{3-4,0,25 \cdot 6} \right)$	0,059171695	0,03616048
M_{20P_x}	$\frac{\square P_x D^2 \cos 3\theta}{96} \left(\frac{5-4\mu_0 S}{3-4\mu_0 \cdot 6} \right)$	$\theta = 90^\circ$	$\frac{0,797,4,10^2 \cos 270^\circ}{96} \left(\frac{5-4,0,25 \cdot 3,90}{3-4,0,25 \cdot 6} \right)$	0	0
N_{10P_x}	$\frac{\square P_x D}{8} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos \theta + \frac{3-4\mu_0}{5-4\mu_0} \cos 3\theta}{\cos \theta + \frac{3-4\mu_0}{5-4\mu_0} \cos 3\theta} \right)$	$\cos \theta = \cos 90^\circ = 0 = \cos 3\theta = \cos 270^\circ$	$\frac{0,797,4,10}{8} \left(\frac{3-4,0,25}{\cos 0 + \frac{3-4,0,25}{5-4,0,25} \cos 0} \right)$	0,60525225	0,369876375
N_{20P_x}	$\frac{\square P_x D}{8} \left(\frac{3-4\mu_0 \cos \theta + \frac{3-4\mu_0}{5-4\mu_0} \cos 3\theta}{\cos \theta + \frac{3-4\mu_0}{5-4\mu_0} \cos 3\theta} \right)$	$\cos \theta = \cos 90^\circ = 0 = \cos 3\theta = \cos 270^\circ$	$\frac{0,797,4,10}{8} \left(\frac{3-4,0,25}{\cos 90 + \frac{3-4,0,25}{5-4,0,25} \cos 90} \right)$	0,000	0
M_{BAK}	$\frac{0,5 \square \square \square P_{BAK} \cdot r}{\left(1 - \frac{P_{BAK}}{P_{exp}} \right)}$		$\frac{0,5 \cdot 0,01186 \cdot 10 \cdot 2,05}{\left(1 - \frac{10}{354,896} \right)}$	0,125126052	0,125126052
N_{BAK}	$-P_{BAK} \cdot r$		$-10 \cdot 2,05$	-20,5	-20,5



$\sigma_{1\text{Bak}i}$	$\frac{N_{\text{Bak}}}{Fe} + \frac{M_{\text{Bak}}}{W_6}$	$-\frac{20,5}{0,048} + \frac{0,1251}{0,000384}$	-101,2342399	
$\sigma_{1\text{Bak}a}$	$\frac{N_{\text{Bak}}}{Fe} - \frac{M_{\text{Bak}}}{W_6}$	$-\frac{20,5}{0,048} - \frac{0,1251}{0,000384}$	-752,9324267	
$\sigma_{2\text{Bak}i}$	$= \sigma_{1\text{Bak}a}$		-752,9324267	
$\sigma_{2\text{Bak}a}$	$= \sigma_{1\text{Bak}i}$		-101,2342399	
$\sigma_{1P_y i}$	$\frac{N_{1P_{y1}}}{Fe} + \frac{M_{1P_{y1}}}{W_6}$	$\frac{0,8815}{0,048} + \frac{0,607}{0,000384}$	1599,438893	977,4348792
$\sigma_{1P_y a}$	$\frac{N_{1P_{y1}}}{Fe} - \frac{M_{1P_{y1}}}{W_6}$	$\frac{0,8815}{0,048} - \frac{0,607}{0,000384}$	-1562,707991	865,2015665
$\sigma_{2P_y i}$	$\frac{N_{2P_y}}}{Fe} + \frac{M_{2P_y}}}{W_6}$	$-\frac{7,933}{0,048} + \frac{-0,607}{0,000384}$	-1746,362503	-1067,221529
$\sigma_{2P_y a}$	$\frac{N_{2P_y}}}{Fe} - \frac{M_{2P_y}}}{W_6}$	$-\frac{7,933}{0,048} - \frac{-0,607}{0,000384}$	1415,784382	865,2015665
$\sigma_{1P_x i}$	$\frac{N_{1P_x}}}{Fe} + \frac{M_{1P_x}}}{W_6}$	$-\frac{2,1611}{0,048} + \frac{-0,206}{0,000384}$	-583,3818328	-356,51112
$\sigma_{1P_x a}$	$\frac{N_{1P_x}}}{Fe} - \frac{M_{1P_x}}}{W_6}$	$-\frac{2,1611}{0,048} - \frac{-0,206}{0,000384}$	493,3321078	301,4807325
$\sigma_{2P_x i}$	$\frac{N_{2P_x}}}{Fe} + \frac{M_{2P_x}}}{W_6}$	$-\frac{0,24}{0,048} + \frac{0,206}{0,000384}$	533,3542078	325,9385896
$\sigma_{2P_x a}$	$\frac{N_{2P_x}}}{Fe} - \frac{M_{2P_x}}}{W_6}$	$-\frac{0,24}{0,048} - \frac{0,206}{0,000384}$	-543,3597328	-332,0530771
$\sigma_{10P_x i}$	$\frac{N_{10P_x}}}{Fe} + \frac{M_{10P_x}}}{W_6}$	$\frac{0,605}{0,048} + \frac{0,059}{0,000384}$	166,7023775	101,8736751
$\sigma_{10P_x a}$	$\frac{N_{10P_x}}}{Fe} - \frac{M_{10P_x}}}{W_6}$	$\frac{0,605}{0,048} - \frac{0,059}{0,000384}$	-141,4835337	-86,4621595
$\sigma_{20P_x i}$	$\frac{N_{20P_x}}}{Fe} + \frac{M_{20P_x}}}{W_6}$	$\frac{0,00}{0,048} + \frac{0,00}{0,000384}$	0	0
$\sigma_{20P_x a}$	$\frac{N_{20P_x}}}{Fe} - \frac{M_{20P_x}}}{W_6}$	$\frac{0,00}{0,048} - \frac{0,00}{0,000384}$	0	0



$A_1 a_3$	$\sigma_{1pva} + \sigma_{1pxa} + \sigma_{1\text{ppxa}} + \sigma_{1\text{bbHa}} + \sigma_{1\text{bMa}}$	$865,20 + 301,48 - 86,462 + 0,00 - 1358,57 + 1358,57$	1080,220139
$A_1 a_4$	$A_1 a_3 + \sigma_{1\text{ppxa}}$	1080,22 - 1625,77	-545,5506938
$B_1 a_2$	$\mu A_1 a_3 + \sigma t_2$	$0,3 \cdot 1080,22 + 3880,80$	4204,866042
$\sigma_{1\text{cpB}2}$	$\sqrt{A_4^2 + B_2^2 - A_4 \cdot B_2}$	$\sqrt{545,55^2 + 3556,73^2 - 545,55 \cdot 3556,73}$	4502,49837
$A_2 i_3$	$\sigma_{2pva} + \sigma_{2pxi} + \sigma_{2\text{ppxi}} + \sigma_{2\text{bbHi}} + \sigma_{2\text{bMi}}$	$-1067,22 + 325,93 + 0 + 0 - 7635,03 + 7635,03$	-741,2829399
$A_2 i_4$	$A_1 i_3 + \sigma_{2\text{ppxi}}$	-741,28 - 1255,54	-1996,824607
$B_2 i_2$	$\mu A_2 i_3 + \sigma t_2$	$-0,3 \cdot 741,28 + 3880,80$	3658,415118
$\sigma_{2\text{cpB}2}$	$\sqrt{A_4^2 + B_2^2 - A_4 \cdot B_2}$	$\sqrt{(-1996,82)^2 + 3658,41^2 + 1996,82 \cdot 3658,41}$	4967,546982
$A_1 a_5$	$\sigma_{1pva} + \sigma_{1\text{ppxa}} + 0,8\sigma_{1\text{bbHa}} + 0,8\sigma_{1\text{bMa}} + 0,8\sigma_{\text{BPKa}}$	$865,20 + 301,48 - 86,46 + 0,8 \cdot (0 + 1358,57 - 1358,57 - 732,93)$	477,8741981
$A_1 a_6$	$A_1 a_5 + 0,8\sigma_{1\text{ppxa}}$	477,87 - 0,8 \cdot 1625,77	-822,7424686
$B_1 a_3$	$\mu A_1 a_5 + 0,8\sigma t_2$	$0,3 \cdot 477,87 + 0,8 \cdot 3880,80$	3248,002259
$\sigma_{1\text{cpB}1}$	$\sqrt{A_6^2 + B_2^2 - A_6 \cdot B_2}$	$\sqrt{(-822,74)^2 + 3248,00^2 + 822,74 \cdot 3248,00}$	3728,095123
$A_2 i_5$	$\sigma_{2pxi} + \sigma_{2\text{ppxi}} + 0,8\sigma_{2\text{bbHi}} + 0,8\sigma_{2\text{bMi}} + 0,8\sigma_{2\text{BPKa}}$	$-1067,22 + 325,93 + 0,00 + 0,8 \cdot (0,00 + 7635,03 + 7635,03 - 752,93)$	-1343,628881
$A_2 i_6$	$A_2 i_5 + 0,8\sigma_{2\text{ppxi}}$	-1343,62 - 0,8 \cdot 1255,54	-2348,062215
$B_2 i_3$	$\mu A_2 i_5 + 0,8\sigma t_2$	$-0,3 \cdot 1343,62 + 0,8 \cdot 3880,80$	2701,551336
$\sigma_{2\text{cpB}1}$	$\sqrt{A_6^2 + B_2^2 - A_6 \cdot B_2}$	$\sqrt{(-2348,06)^2 + 2701,55^2 + 2348,06 \cdot 2701,55}$	4376,663843
$A_1 i_1$	$\sigma_{1pva} + \sigma_{1\text{ppxi}} + \sigma_{1\text{ppxi}}$	1599,43 - 583,38 + 166,70	1182,759438
$A_1 i_2$	$A_1 i_1 + \sigma_{1\text{ppxi}}$	1182,75 + 1613,81	2796,571938
$B_1 i_1$	$\mu A_1 i_1 + \sigma_{1\text{ppxi}}$ oder $\mu A_1 i_1 + \sigma_{1\text{ppxi}}$	$0,3 \cdot 1182,75 + 3880,80$	-3525,972169
C_1	$1 + \mu^2 - \mu$	$1 + 0,3^2 - 0,3$	0,79
C_2	$2A_{2i} + 2B_{1i} \mu - \mu A_{2i} - B_{1i}$	$2 \cdot 2796,57 - 0,3 \cdot 2 \cdot 3525,97 - 0,3 \cdot 2796,57 + 3525,97$	6164,561162
C_3	$A_{2i}^2 + B_{1i}^2 - A_{2i} \cdot B_{1i}$	$2796,57^2 + (-3525,97)^2 + 2796,57 \cdot 3525,97$	30113929,16
	$C_1 \sigma_{\text{BPKa}}^2 + C_2 \sigma_{\text{BPKa}} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\text{BPKa}}}{\sigma_{\text{BPKa}}}\right)^2$	$0,79 \cdot \sigma_{\text{BPKa}}^2 + 6164,56 \cdot \sigma_{\text{BPKa}} + 30113929,16 = 16500^2$	
	$-C_2 \pm \sqrt{C_2^2 - 4C_1(C_3 - (\sigma_{\text{BPKa}})^2)}$	$-6164,56 \pm \sqrt{6164,56^2 - 4 \cdot 0,79(30113929,16 - (16500)^2)}$	
	$2C_1$	2 \cdot 0,79	14035,045
σ_{BPKa}	$\frac{2s \cdot \sigma_{\text{BPKa}}}{\eta D_0}$	$\frac{2 \cdot 0,048 \cdot 14035,045}{1,1 \cdot 4,0}$	306,22
A_{e1}	$\sigma_{2pva} + \sigma_{2pxa} + \sigma_{2\text{ppxa}} + \sigma_{2\text{bMa}}$	$1415,78 - 543,35 + 0,00 + 7657,34$	8529,764878
A_{e2}	$A_{e1} + \sigma_{2\text{ppxa}}$	$8529,76 + 1140,29$	9670,056544
B_{e1}	$\mu A_{e1} + \sigma_{2t_1}$	$0,3 \cdot 8529,76 - 3880,80$	-1321,870537
C_1	$1 + \mu^2 - \mu$	$1 + 0,3^2 - 0,3$	0,79
C_2	$1,7A_{e2} - 0,4B_{e1}$	$1,7 \cdot 9670,05 + 0,4 \cdot 1321,87$	16967,84434
C_3	$(A_{e2})^2 + B_{e1}^2 - A_{e2} \cdot B_{e1}$	$9670,05^2 + (-1321,87)^2 + 9670,05 \cdot 1321,87$	108039898,1



$\sigma_{\theta ka}$	$C_1 \sigma_{\theta ka}^2 + C_2 \sigma_{\theta ka} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\theta ka}^{ort}}{\sigma_{\theta ka}^{nom}} \right)^2$ $-C_2 \pm \sqrt{C_2^2 - 4C_1 \left(C_3 - \left(\frac{\sigma_{\theta ka}^{ort}}{\sigma_{\theta ka}^{nom}} \right)^2 \right)}$ $\frac{2C_1}{-}$	$0,79 \sigma_{\theta ka}^2 + C_2 \sigma_{\theta ka} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\theta ka}^{ort}}{\sigma_{\theta ka}^{nom}} \right)^2$ $-16967,84 \pm \sqrt{16967,84^2 - 4 \cdot 0,79 (108039898,1 - (16500)^2)}$ $\frac{2 \cdot 0,79}{-}$	7238,3456
P_{zul}	$\frac{2s \cdot \sigma_{\theta ki}}{\eta D_0}$	$\frac{2 \cdot 0,048 \cdot 7238,34}{1,1 \cdot 4,0}$	157,9275404
A_{11}	$\sigma_{1pxi} + \sigma_{1dpi} + \sigma_{1bbHi} + \sigma_{1eM}$	$977,43 - 356,51 + 10187 + 0,00 - 1403,63 + 1403,63$	722,7974343
A_{12}	$A_{11} + \sigma_{1pvi}$	$722,79 + 1613,81$	2336,609934
B_{11}	$\mu A_{11} + \sigma_{1t1}$	$0,3 \cdot 722,79 - 3880,80$	-3663,96077
C_1	$1 + \mu^2 - \mu$	$1 + 0,3^2 - 0,3$	0,79
C_2	$1,7A_{12} - 0,4B_{11}$	$1,7 \cdot 2336,60 + 0,4 \cdot 3663,96$	5437,821196
C_3	$A_{12}^2 + B_{11}^2 - A_{12} \cdot B_{11}$	$2336,60^2 + (-3663,96)^2 + 2336,60 \cdot 3663,96$	27445601,64
$\sigma_{\theta ki}$	$C_1 \sigma_{\theta ki}^2 + C_2 \sigma_{\theta ki} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\theta ki}^{ort}}{\sigma_{\theta ki}^{nom}} \right)^2$ $-C_2 \pm \sqrt{C_2^2 - 4C_1 \left(C_3 - \left(\frac{\sigma_{\theta ki}^{ort}}{\sigma_{\theta ki}^{nom}} \right)^2 \right)}$ $\frac{2C_1}{-}$	$C_1 \sigma_{\theta ki}^2 + C_2 \sigma_{\theta ki} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\theta ki}^{ort}}{\sigma_{\theta ki}^{nom}} \right)^2$ $-5437,82 \pm \sqrt{5437,82^2 - 4 \cdot 0,79 (27445601,64 - (16500)^2)}$ $\frac{2 \cdot 0,79}{-}$	14495,007
P_{1zul}	$\frac{2s \cdot \sigma_{\theta ki}}{\eta D_0}$	$\frac{2 \cdot 0,048 \cdot 14495,007}{1,1 \cdot 4,0}$	316,2546982
A_{21}	$\sigma_{2pxa} + \sigma_{1pxa} + \sigma_{1bbHa} + \sigma_{1eMa}$	$865,20 - 332,05 + 0 + 1358,57 - 1358,57$	533,1484894
A_{22}	$A_{21} + \sigma_{2pva}$	$533,14 + 1140,29$	1673,440156
B_{21}	$\mu A_{21} + \sigma_{2t1}$	$0,3 \cdot 533,14 - 3880,80$	-3720,855453
C_1	$1 + \mu^2 - \mu$	$1 + 0,3^2 - 0,3$	0,79
C_2	$1,7A_{22} - 0,4B_{21}$	$1,7 \cdot 1673,44 + 0,4 \cdot 3720,85$	4333,190447
C_3	$A_{22}^2 + B_{21}^2 - A_{22} \cdot B_{21}$	$1673,44^2 + (-3720,85)^2 + 1673,44 \cdot 3720,85$	22871796,19
$\sigma_{\theta ka}$	$C_1 \sigma_{\theta ka}^2 + C_2 \sigma_{\theta ka} + C_3 = \left(\frac{\sigma_{\theta ka}^{ort}}{\sigma_{\theta ka}^{nom}} \right)^2$ $-C_2 \pm \sqrt{C_2^2 - 4C_1 \left(C_3 - \left(\frac{\sigma_{\theta ka}^{ort}}{\sigma_{\theta ka}^{nom}} \right)^2 \right)}$ $\frac{2C_1}{-}$	$0,79 \sigma_{\theta ka}^2 + 4333,19 \sigma_{\theta ka} + 22871796,19 = 16500^2$ $-4333,19 \pm \sqrt{4333,19^2 - 4 \cdot 0,79 (22871796,19 - (16500)^2)}$ $\frac{2 \cdot 0,79}{-}$	15234,96
P_{1zul}	$\frac{2s \cdot \sigma_{\theta ka}}{\eta D_0}$	$\frac{2 \cdot 0,048 \cdot 15234,96}{1,1 \cdot 4,0}$	332,3991273



5.2. Bemessung nach ÖNORM B5012 [3]

5.2.1. Grundlagen des Berechnungsmodells

Die Interaktion zwischen Rohr und Boden wird mittels eines vereinfachten physikalischen Modells dargestellt. Mit diesem Modell können die wesentlichen Wechselwirkungen zwischen den beiden Parametern erfasst werden, wobei die Berechnungen in der vertikalen Richtung auf das Modell des „schubsteifen Balkens“ und in horizontaler Richtung auf das Prinzip der Kontinuumsmechanik in einem elastischen Halbraum basieren. Die Bemessung muss sowohl für die kurzzeitigen, als auch für die langzeitigen Belastungen durchgeführt werden, wobei die ungünstigere von den beiden maßgebend ist. Bei den kurzzeitigen Belastungen, die von den Verkehrslasten verursacht sind, unterscheidet man folgenden Arten:

- Straßenverkehrslast
- Eisenbahnverkehrslast
- Flugzeugverkehrslast.

In diesem Projekt ist angenommen, dass keine von diesen Lasten auftreten werden. Es muss aber in der Bauphase die Belastung infolge Baumaschinen berücksichtigt werden. Das ist eine Aufgabe der Planer. Er muss die Tragfähigkeit der Rohrleitung für diese Schwerlasten überprüfen und die entsprechenden Bemessungen durchführen. In diesen Normen fehlen solche Vorschriften, deshalb werden nur die langzeitigen Belastungen betrachtet.

Weiters hat die bauliche Ausführung auch einen Einfluß auf das Rohrverhalten. Dazu gehören z.B. die Wahl der Grabenbreite, die Höhe der Scheitelüberdeckung, die Verdichtungsart, das verwendete Verfüllmaterial, die Vorbereitung der Grabensohle u.a.. Die Tragfähigkeit der Rohrleitung hängt noch von der Rohrfestigkeit und der von der Einbettung gelieferten Stützung ab. Grundsätzlich liegen unter diesen Bedingungen zwei Ausführungsmöglichkeiten vor:

- Kombination von biegeweichen Rohren mit schwach nachgiebiger Einbettung oder
- Kombination von biegesteifen Rohren mit stark nachgiebiger Einbettung.

Die optimale Lösung einer Kombination von Rohr und Einbettung kann nicht nur von der Tragfähigkeit bestimmt werden. Die Rohrleitungseinbettung und die Bettung unter dem Rohr sind von gleicher Bedeutung für die Größe der Rohrleitungssetzung. Die Einbettungsart beeinflusst noch die Lastverteilung am Rohrumfang. Die letztere wirkt sich auf den vertikalen und den horizontalen Auflagerwinkel, die relative Ausladung sowie auf das Erddruckverhältnis aus. Je nach der Verdichtungsqualität des Bodens sind drei Verdichtungsklassen zu unterscheiden:

- Verdichtungsklasse W → entspricht einem gut verdichteten Material
- Verdichtungsklasse M → für ein mäßig verdichtetes Material
- Verdichtungsklasse N → bei nicht verdichtetem Material (geschüttetes Material)



Der Verdichtungsgrad hängt grundsätzlich von der Anzahl der Übergänge des Verdichtungsgerätes und von der Art des Grabenverbau ab. Wenn der Grabenverbau nach der Verdichtung entfernt wurde, erfolgt eine Abnahme des ursprünglich erreichten Verdichtungsgrades und einer Zunahme der Ausladung. In solchen Fällen muss dieser Effekt bei den Berechnungen unbedingt mit einer Abminderung der Verdichtungsklasse berücksichtigt werden.

➤ **Angaben zur Rohrform**

Rohrform: Kreisprofil	
Rohrmaterial: Stahl	
Nennweite	4000 mm
Innendurchmesser	4000 mm
Wanddicke	50 mm
Außendurchmesser	4100 mm

➤ **Materialkennwerte für das Rohr**

Elastizitätsmodul	210000 N/mm ²
Wichte des Rohrmaterials	78,50 kN/m ³

➤ **Rohreinbau**

Scheitelüberdeckung	1,00 m
Grabenbreite in Höhe des Rohrscheitels	8,35 m
Spaltbreite an Grabenwand	0,00 m
Böschungswinkel der Grabenböschung	70°
Höhe des Grundwassers über dem Scheitel	0,00 m
Einbettungsfall	ET 1b

Bei dieser Einbettungsart ist das Rohr direkt auf eine speziell vorbereitete aufgelockerte Grabensohle verlegt. Eine Darstellung ist auf **Bild 5.3** zu sehen.

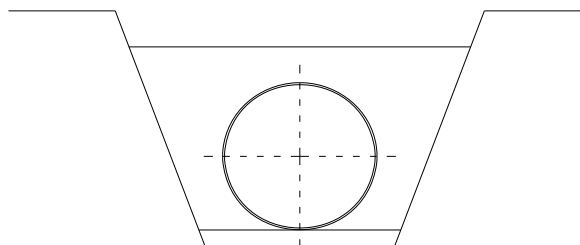


Bild 5.3 – Einbettungsart ET 1b



➤ **Bodenparameter**

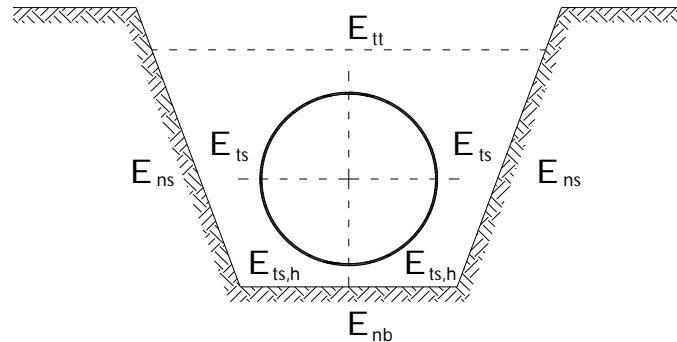


Bild 5. 4 – Bodenmodule für die verschiedenen Bodenzonen

- E_{tt} – Bodenmodul für Widerverfüllungszone (über dem Rohrscheitel)
- E_{ts} – Bodenmodul für die Grabenverfüllung neben dem Rohr nach mehreren Abminderungen
- $E_{ts,h}$ – Bodenmodul für Grabenverfüllung neben dem Rohr in Höhe des Rohrscheitels
- E_{ns} – Bodenmodul für gewachsenen Boden neben dem Rohr
- E_{nb} – Bodenmodul für gewachsenen Boden unter dem Rohr

	Zone tt	Zone ts	Zone ns	Zone sn	
Bodengruppe	$G_S = 3$	$G_S = 2$	$G_S = 2$	$G_S = 2$	
Einbaubedingung	I1				
Verdichtung	W	M			
Steifemodul $E_{jj,1}$	5,66	3,57	10		N/mm^2
Exponent z	5	5			
Exponent u	0,5	0,5	0,5		
Wichte	18	18	18		kN/m^3
Wichte im Grundwasser	11	11	11		kN/m^3
Innerer Reibungswinkel	35		35		°
Proctordichte	97	93			%
Wandreibungswinkel	23,3		23,3		°
Korrekturfaktor f_c		0,70			
Reduktionsfaktor $f_{R,T}$	1,00	1,00			
Reduktionsfaktor $f_{R,GW}$	1,00				
Erddruckverhältnis (K_1 , bzw. K_2)	0,50	0,40			

Die Böden sind in 7 Bodengruppen eingeteilt, wobei die Gruppe $G_S = 1$ mit den besten und die $G_S = 7$ mit den schlechtesten Eigenschaften ist. Zu der letzten Gruppe gehören die organischen Böden wie Ton, Schlämme u.a..



Angenommene Bodenart

- Zone tt – G₃ – entspricht schwachbindigen Mischböden mit höherem Feinanteil (z.B. schluffige Kies – Sand – Mischungen, tonige Kies–Sand – Mischungen;)
- Zone ts, ns, sn – G₂ entspricht gut abgestuftem Kies, Kies – Sand Mischungen, grobkörnigen Böden, gut abgestuftem Sand;

Angenommene Verdichtungsklassen

- Zone tt – Verichtungsklasse W (gut verdichtetes Material)
- Zone ts – Verichtungsklasse M (mäßig verdichtetes Material)

➤ **Einwirkungen auf das Rohr**

- keine Oberflächenlasten
- keine Verkehrslasten

➤ **Weitere Lasten**

- Eigengewicht des Rohres
- Belastung durch Innendruck
- Die Bemessung ist für eine Druckrohrleitung durchgeführt
- Wasserfüllung nicht berücksichtigt

5.2.2. Berechnungsergebnisse

Annahmen zur Berechnung

- Berechnung auf Langzeitbelastungen
- Berücksichtigung der Silotheorie
- Spannungsnachweis

• **Vertikalspannungen in der Scheitelebene**

Die vertikalen Spannungen sind mit einer Berücksichtigung der Interaktion zwischen Rohr und Boden ermittelt.

A. Einwirkung von Erdlasten

$p_s = \gamma_s \cdot (h - h_w) + \gamma_{s,w} \cdot h_w$ – Vertikalspannung infolge des Erddruckes ohne Rohr und Graben

h – Höhe der Scheitelüberdeckung [m]

h_w – Höhe des Wasserspiegels über Rohrscheitel [m], $h_w = 0,00$

$\gamma_{s,w}$ – Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m³]

γ_s – Wichte des Bodens [kN/m³]

$$p_s = 18 \cdot (1,0 - 0,0) = 18,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ kN/mm}^2 = 0,018 \text{ N/mm}^2$$



$p_{S,v} = k_{\beta} \cdot p_S$ – Vertikalspannung infolge Erddruck im Graben ohne Rohr

$k_{\beta} = 1 - \frac{\beta}{90} + \left(\frac{\beta}{90}\right) k_{90}$ – Beiwert für Siloeffekt an geböschten Grabenwänden

$k_{90} = \frac{1 - e^{-Z1}}{Z1}$ – Beiwert für Siloeffekt an vertikalen Grabenwänden

e – Euler'sche Zahl, ($e \approx 2,72$)

$Z1 = 2 \cdot \left(\frac{h}{b}\right) \cdot K_1 \cdot \tan \Phi_t$

$K_1 = 0,5$ – Erddruckverhältnis für Zone tt, abhängig von der Bodengruppe und der Verdichtungsklasse

Φ_t – Reibungswinkel zwischen Grabenwand und Verfüllmaterial, abhängig von der Einbaubedingung. Für I1 $\rightarrow \Phi_t = 2/3 \cdot \Phi_i$, wobei Φ_i – der innere Reibungswinkel ist.

Die Einbaubedingung berücksichtigt den Kontakt zwischen dem Überschüttungsmaterial und gewachsenem Boden. Die Einbaubedingung I1 entspricht einem guten Kontakt zwischen Überschüttungsmaterial und gewachsenem Boden.

$Z1 = 2 \cdot \left(\frac{1,0}{8,35}\right) \cdot 0,5 \cdot \tan(23,33^\circ) = 0,05$

$k_{90} = \frac{1 - e^{-0,05}}{0,05} = 0,975 \rightarrow k_{\beta} = 1 - \frac{70^\circ}{90^\circ} + \left(\frac{70^\circ}{90^\circ}\right) \cdot 0,975 = 0,98$

$p_{S,v} = 0,98 \cdot 18,0 = 17,64 \text{ kN/mm}^2$

B. Einwirkung von Oberflächenlasten

$p_{A,vl}$ – auf begrenzte Fläche (A) wirkende Oberflächenlast, $p_{A,vl} = 0,0 \text{ kN/mm}^2$

$p_{A,vu}$ – auf unbegrenzte Fläche wirkende Oberflächenlast, $p_{A,vu} = 0,0 \text{ kN/mm}^2$

C. Einwirkung von Verkehrslasten

Bei dieser Anlage sind keine Verkehrslasten zu erwarten.

$p_{T,v} = 0,0 \text{ kN/mm}^2$

• Bestimmung der Bodenparameter

A. Bodenmodul für die Grabenverfüllung neben dem Rohr nach mehreren Abminderungen –
 E_{ts}



$$E_{ts} = f_{R,GW} \cdot f_{R,TW} \cdot f_{R,T} \cdot E_{ts,h}$$

$$E_{ts,h} = \left(\frac{P_{S,v}}{20} \right)^u \cdot E_{ts,1}$$

$$E_{ts,h} = \left(\frac{17,64}{20} \right)^{0,5} \cdot 3,57 = 3,35 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_{R,GW} = \frac{D_{Pr} - 68}{20} \leq 1 - \text{Abminderung des Bodenmoduls infolge des Grundwasserspiegels.}$$

D_{Pr} – (%) Proctordichte, $D_{Pr} = 93 \%$

$$f_{R,GW} = \frac{93 - 68}{20} = 1,25 > 1,0 \rightarrow f_{R,GW} = 1,0$$

$f_{R,TW} = 1 - 0,33 \cdot \left(4 - \frac{b}{d_e} \right) \cdot (1 - f_c)$ – Abminderungsbeiwert, der die Verdichtungsschwierigkeiten bei schmalen Grabenbreiten berücksichtigt.

f_c – Abminderungsbeiwert abhängig von der Verdichtungsstufe (VK), $f_c = 0,7$ für VK M

$$f_{R,TW} = 1 - 0,33 \cdot \left(4 - \frac{b}{d_e} \right) \cdot (1 - f_c) = 1 - 0,33 \cdot \left(4 - \frac{8350}{4100} \right) \cdot (1 - 0,7) = 0,80$$

$f_{R,T}$ – Abminderungsbeiwert für den Boden infolge Zeitwirkungen, abhängig von der Bodengruppe, $f_{R,T} = 1,0$ für $G_S = 2$

$$E_{ts} = 1,0 \cdot 0,80 \cdot 1,0 \cdot 3,35 = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

B. Bodenmodul für die Widerverfüllungszone (über dem Rohrscheitel) – E_{tt}

$$E_{tt} = f_{R,GW} \cdot f_{R,T} \cdot E_{tt,h}$$

$$E_{tt,h} = \left(\frac{P_{S,v}}{20} \right)^u \cdot E_{tt,1} = \left(\frac{17,64}{20} \right)^{0,5} \cdot 5,66 = 5,31 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{R,GW} = \frac{97 - 68}{20} = 1,45 > 1,0 \rightarrow f_{R,GW} = 1,0$$

$f_{R,T}$ – Abminderungsbeiwert für den Boden infolge Zeitwirkungen, abhängig von der Bodengruppe, $f_{R,T} = 1,0$ für $G_S = 3$

$$E_{tt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 5,31 = 5,31 \text{ N/mm}^2$$

C. Bodenmodul für den gewachsenen Boden neben dem Rohr – E_{ns}

$$E_{ns} = E_{ns,h}$$



$$E_{ns,h} = \left(\frac{17,64}{20} \right)^{0,5} \cdot 10 = 9,39 \text{ N/mm}^2$$

D. Bodenmodul für den gewachsenen Boden unter dem Rohr – E_{nb}

$$E_{nb} = 10 \cdot E_{tt,h}$$

$$E_{nb} = 10 \cdot 5,31 = 53,10 \text{ N/mm}^2$$

- **Lastverteilung**

Sie hängt von dem Verhalten des Rohres und des umgebenden Bodens ab. Diese Interaktion wird von der Verdichtung des Bodens über und neben dem Rohr und von der Rohrauflagerung beeinflusst. Die von der ungleichen Verformbarkeit des Rohres und des Bodens verursachten Vertikalspannungen in Höhe des Rohrscheitels werden umgelagert. Die Spannungsumlagerungen werden durch die Lastkonzentrationsfaktoren λ beschrieben.

A. Vertikale Einwirkungen

Obwohl viele Untersuchungen und Berechnungen nach der FEM gezeigt haben, dass die Verteilung der resultierenden vertikalen und horizontalen Drücke nicht gleichmäßig ist, wird hier diese Vereinfachung angenommen, um die statische Bemessung leichter durchzuführen.

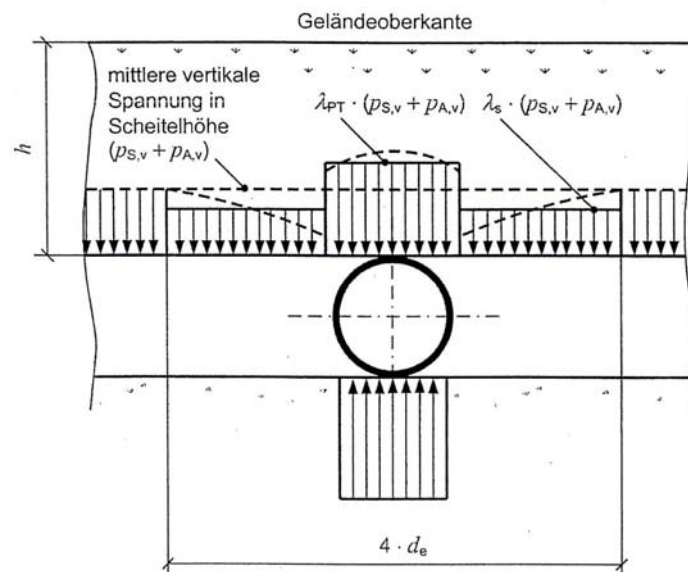


Bild 5.5 – Verteilung der vertikale Bodenspannungen bei biegesteifen und semiflexiblen Rohren [3]

– *Verformungsverhältnis χ*

Das ist das Verhältnis zwischen den vertikalen Durchbiegungen des Rohres δ_P und des Bodens seitlich neben dem Rohr δ_S unter gleichen Belastungsbedingungen, wobei der horizontale Reaktionsdruck nicht berücksichtigt wird. Eine Veranschaulichung dieser Verformung stellt **Bild 5.6** dar.

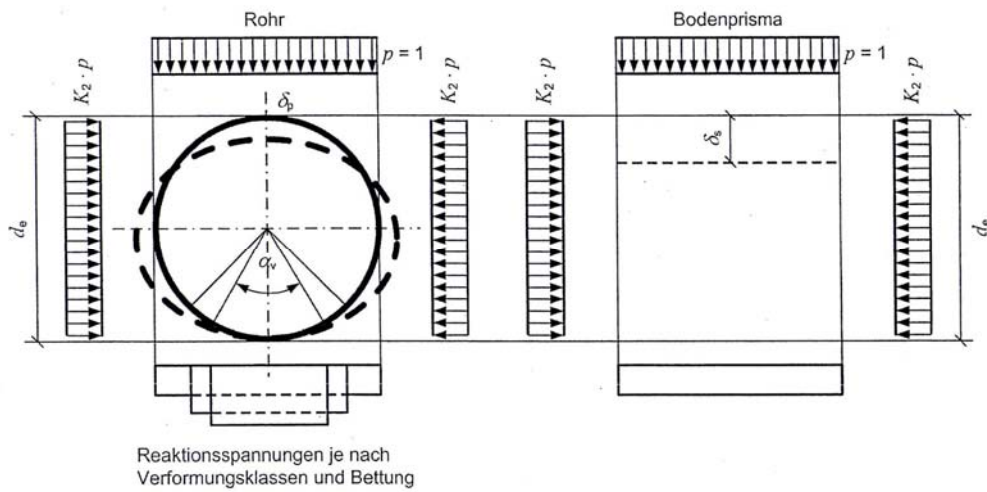


Bild 5.6 – Belastungsannahmen zur Berechnung des Verformungsverhältnisses [3]

$$\chi = \frac{\delta_p}{\delta_s}, \quad \chi = (1 - K_2) \cdot |c_{vv}| \cdot \frac{S_{Bv}}{8 \cdot S_p}$$

c_{vv} – vertikaler Verformungsbeiwert abhängig von a_v

a_v – Auflagerwinkel in Abhängigkeit von der Verdichtungs-klasse und der Einbettungsart, $a_v = 60^\circ$ (abgelesen für semiflexible und steife Rohre) $\rightarrow c_{vv} = -0,10529$

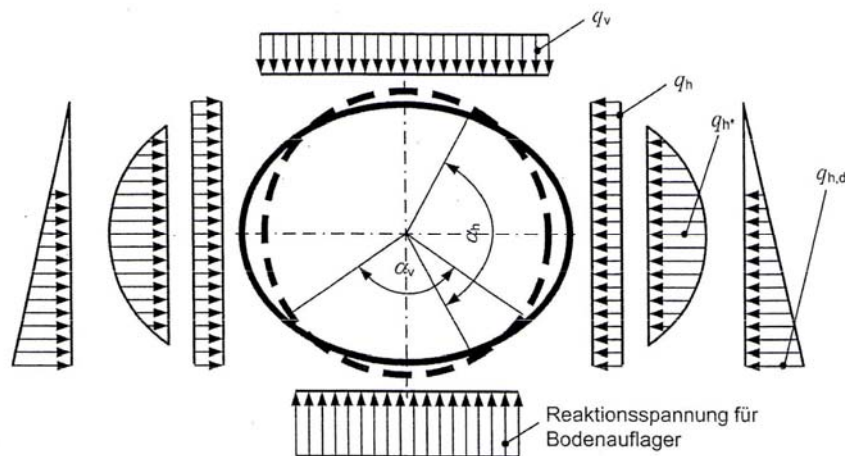


Bild 5.7 - Vertikaler Auflagerwinkel und Erddruckverteilung am Rohrumfang [3]



S_{Bv} – vertikale Bettungssteifigkeit

$$S_{Bv} = \frac{E_{ts}}{a}$$

a – relative Ausladung

Sie stellt das Verhältnis zwischen der Höhe der Bodensäule neben dem Rohr, die der Setzung unterworfen ist, und dem Rohraußendurchmesser d_e in vertikaler Richtung dar. Für kreisförmige Rohrquerschnitte und Einbettungsart 1 → $a = 1,0$. Eine Darstellung ist auf **Bild 5. 8** gezeigt

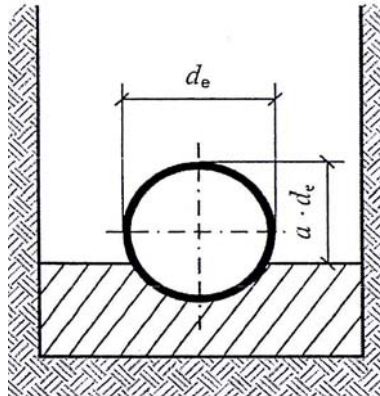


Bild 5. 8– relative Ausladung [3]

$$S_{Bv} = \frac{2,68}{1,0} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

K_2 – Erddruckverhältnis, abhängig von der Verdichtungsklasse und Bodengruppe, $K_2 = 0,4$

$$S_p = \frac{E_p \cdot t^3}{12 \cdot d_m^3} \text{ – Rohrsteifigkeit}$$

E_p – Elastizitätsmodul des Rohres

In diesem Fall ist nur der Elastizitätsmodul des Rohres bekannt, deshalb muss die Rohrsteifigkeit ermittelt werden.

t – Rohrwanddicke, $t = 50\text{mm}$

d_m – mittlerer Rohrdurchmesser $d_m = 4050 \text{ mm}$

$$S_p = \frac{E_p \cdot t^3}{12 \cdot d_m^3} = \frac{210000 \cdot 50^3}{12 \cdot 4050^3} = 0,033 \text{ N/mm}^2$$

$$\chi = (1 - 0,4) \cdot | -0,10529 | \cdot \frac{2,68}{8,0,033} = 0,64 < 1,0 \rightarrow \text{das Rohr ist semiflexibel, das gewählte}$$

Verformungskriterium ist bestätigt.



B. Horizontale Einwirkungen

Die verformungsabhängigen Horizontalspannungen q_h und $q_{h,d}$ sind bei Rohren mit großen Durchmessern von der Überdeckungshöhe abhängig. Das kann aus **Bild 5. 7** abgeschätzt werden.

– *Horizontaler Auflagerwinkel a_h*

a_h – ist abhängig von den Verhältnissen:

$$\frac{b}{d_e} \text{ und } \frac{E_{ts}}{E_{ns}}$$

$$\frac{b}{d_e} = \frac{8350}{4100} = 2,04, \quad \frac{E_{ts}}{E_{ns}} = \frac{2,68}{9,39} = 0,28 \rightarrow a_h = 120^\circ \text{ (abgelesen aus der Tabelle 14 [3])}$$

- **Lastkonzentrationsfaktoren**

– *λ_{max} – maximaler Lastkonzentrationsfaktor*

Diese Berechnung erfolgt unter der Voraussetzung eines absolut starren Rohres, das in einem breiten Graben in einem nachgiebigen Boden eingebaut ist.

$$\lambda_{max} = 1 + \frac{\frac{h}{d_e}}{\frac{3,5}{a_{eff}} + \frac{2,2}{Z5} + \left(\frac{0,62}{a_{eff}} + \frac{1,6}{Z5} \right) \cdot \frac{h}{d_e}} \leq 3$$

$$a_{eff} = a \frac{E_{tt}}{E_{ts}} \geq 0,26$$

$$a_{eff} = 1,0 \frac{5,31}{2,68} = 1,98 > 0,26$$

$$Z5 = (1,98 - 0,25) \frac{53,10}{5,31} = 17,30$$

$$\lambda_{max} = 1 + \frac{\frac{1000}{4100}}{\frac{3,5}{1,98} + \frac{2,2}{17,30} + \left(\frac{0,62}{1,98} + \frac{1,6}{17,30} \right) \cdot \frac{1000}{4100}} = 1,123 < 3$$

– *λ_s – Lastkonzentrationsfaktor neben dem Rohr*

$$\lambda_s = \frac{4 - \lambda_p}{3}$$



Dieser Parameter wird für die Ermittlung der Vertikalspannung neben dem Rohr verwendet. Für biegesteife Rohre ist $\lambda_p = \lambda_{max}$ anzunehmen.

$$\lambda_s = \frac{4 - 1,123}{3} = 0,959$$

– λ_{pT} – Lastkonzentrationsfaktor in engem Graben

$$\frac{b}{d_e} = \frac{8350}{4100} = 2,03 < 4,0 \rightarrow \text{der Graben ist schmal}$$

Bei biegesteifen Rohren ist für $\lambda_{pT} = \lambda_{max}$ einzusetzen.

$$\lambda_{pT} = \frac{\lambda_p - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_e} + \frac{4 - \lambda_p}{3} \leq \lambda_{up}$$

für $h = 1,0\text{m} < 10\text{ m} \rightarrow \lambda_{up} = 4,0 - 0,15 \cdot h$, $\lambda_{up} = 4,0 - 0,15 \cdot 1,0 = 3,85$

λ_{up} – obere Grenze des Lastkonzentrationsfaktors

$$\lambda_{pT} = \frac{1,123 - 1}{3} \cdot \frac{8350}{4100} + \frac{4 - 1,123}{3} = 1,043 < 3,85 = \lambda_{up}$$

• Auf das Rohr wirkende Lasten

A. Vertikale Belastung q_v

Sie wird durch die Setzung des Bodens beeinflusst, wobei diese Wirkung mit der Theorie des schubsteifen Balkens erfasst wird.

$$q_{v1} = q_{S,v} + q_{W,v} (+q_{A,v})$$

$$q_{v2} = q_{T,v} (+q_{A,v})$$

– Vertikale Belastung infolge Erdauflast – q_{Sv}

$$q_{Sv} = \lambda_{pT} \cdot p_{S,v} = 1,043 \cdot 0,01764 = 0,0184 \text{ N/mm}^2$$

– Vertikale Belastung infolge Oberflächenlast – $q_{A,v}$

$$q_{A,v} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

– Vertikale Belastung infolge äußeren Wasserdruckes – $q_{W,v}$

$$q_{W,v} = \gamma_W \cdot h_W = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

– Vertikale Belastung infolge Verkehrslast – $q_{T,v}$

$$q_{T,v} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$



– *Gesamte wirkende vertikale Belastung – q_v*

$$q_v = 0,0184 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{v1} = 0,0184 + 0,00 + 0,00 = 0,0184 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{v2} = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

B. Horizontale Belastung

Sie wird in drei Teile aufgeteilt, was auf **Bild 5. 7** zu sehen ist:

- q_h – hängt nicht von der Verformung ab
- $q_{h,d}$ – hängt von Überdeckungshöhe ab (wird bei biegeeweiche Rohre berücksichtigt)
- q_{h*} – hängt von der Verformung ab (wird berücksichtigt nur bei breiten Gräben oder Rohreinbau unter Dammbedingung)

– *Ständige Lasteinwirkung q_{h1}*

$$q_{h1} = q_{S,h} + q_{A,h} + q_{W,h}$$

$$q_{S,h} = K_2 \cdot \lambda_S \cdot p_{S,v} = 0,4 \cdot 0,959 \cdot 0,01764 = 0,0068 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{A,h} = K_2 \cdot \lambda_S \cdot p_{A,v} = 0,4 \cdot 0,959 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{W,h} = \gamma_W \cdot h_W = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{h1} = 0,0068 \text{ N/mm}^2$$

– *Horizontale Verschiebung*

$$\Delta_{h0} = \Delta_{h0,1} + \Delta_{h0,2} \text{ – Verschiebung unter Langzeitbedingung}$$

$$\Delta_{h0,1} \text{ – Verschiebung infolge Dauerbelastung}$$

$$\Delta_{h0,2} \text{ – Verschiebung infolge Kurzzeitbelastung}$$

$$\Delta_{h0,1} = \Delta_{h0,v1} + \Delta_{h0,h1} + \Delta_{h0,hd} + \Delta_{h0,ow} + \Delta_{h0,W}$$

$$\Delta_{h0,2} = \Delta_{h0,v2} + \Delta_{h0,h2} + \Delta_{h0,io}$$

$$Z6 = \frac{r_m}{8 \cdot S_p} = \frac{2025}{8 \cdot 0,033} = 7670,45 \text{ – Zwischenvariable, die für die Berechnungen verwendet wird.}$$

$$\Delta_{h0,v1} = Z6 \cdot c_{hv} \cdot q_{v1} = 7670,45 \cdot 0,10258 \cdot 0,0184 = 14,47 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,h1} = Z6 \cdot c_{hh} \cdot q_{h1} = 7670,45 \cdot (-0,08363) \cdot 0,0068 = -4,36 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,ow} = Z6 \cdot c_{h,ow} \cdot t \cdot \gamma_p = 7670,45 \cdot 0,1950 \cdot 50 \cdot 78,5 \cdot 10^{-6} = 5,87 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,W} = Z6 \cdot c_{h,W} \cdot r_m \cdot \gamma_W = 7670,45 \cdot 0,09475 \cdot 2025 \cdot 9,81 \cdot 10^{-6} = 14,43 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,1} = 14,47 + (-4,36) + 5,89 + 14,43 = 30,43 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,v2} = Z6 \cdot c_{hv} \cdot q_{v2} = 7670,45 \cdot 0,10258 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ mm}$$

$$\Delta_{h0,h2} = Z6 \cdot c_{hh} \cdot q_{h2} = 7670,45 \cdot (-0,08363) \cdot 0,00 = 0,00 \text{ mm}$$



$$\Delta_{h0,io} = Z6 \cdot c_{hh} \cdot q_{io} = r_m \cdot \frac{c_{hh}^*}{c_{vh}^*} \cdot \delta_{v,io}$$

$$\text{Für } S_p > 10000 \text{ N/m}^2 \rightarrow \delta_{i,o} = 0,00 \rightarrow q_{io} = \delta_{v,io} \cdot \frac{8 \cdot S_p}{c_{vh}^*} = 0,00$$

$$S_p = 0,033 \text{ N/mm}^2 = 0,033 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 33000 \text{ N/m}^2$$

$$\Delta_{h0,io} = Z6 \cdot c_{hh} \cdot q_{io} = 7670,45 \cdot (-0,08363) \cdot 0,00 = 0,00$$

$$\Delta_{h0,2} = \Delta_{h0,v2} + \Delta_{h0,h2} + \Delta_{h0,io} = 0,00 + 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ mm}$$

– *Horizontale Verschiebung infolge Gesamtlast Δh_o*

$$\Delta_{h0} = \Delta_{h0,1} + \Delta_{h0,2} = 30,43 + 0,00 = 30,43 \text{ mm}$$

– *Horizontale Verschiebung des Kämpfers unter Langzeitbedingungen*

$$\Delta_h = \Delta_{h,1} + \Delta_{h,2}$$

$$\Delta_{h,1} = \frac{\Delta_{h0,1}}{1 - R_S \cdot C_{p^*}}$$

$$\Delta_{h,2} = \frac{\Delta_{h0,2}}{1 - R_S \cdot C_{p^*}}$$

$$C_{p^*} = r_m \cdot \frac{c_{hh}^*}{8 \cdot S_p} = Z6 \cdot c_{hh}^*$$

$$R_S = \frac{S_{Bh}}{r_m \cdot \sin\left(\frac{\alpha_h}{2}\right)}$$

$S_{Bh} = 0,53 \cdot \zeta \cdot E_{ts}$ – horizontale Bettungssteifigkeit des Rohres, hängt von dem Grad seiner horizontalen Bettung ab.

$$\zeta = \frac{1,9}{\Delta_f + (1,9 - \Delta_f) \cdot \frac{E_{ts}}{E_{ns}}} \text{ – Korrekturfaktor, der die verschiedenen Bettungssteifigkeiten}$$

berücksichtigt.

$$\Delta_f = \frac{\frac{b}{d_e} - 1}{0,9 \cdot \sin(\alpha_{h/2}) + 0,3 \cdot \left(\frac{b}{d_e} - 1\right)} \text{ – Faktor zur Berechnung von } \zeta$$



$$\Delta_f = \frac{\frac{8350}{4100} - 1}{0,9 \cdot \sin\left(\frac{120}{2}\right) + 0,3 \cdot \left(\frac{8350}{4100} - 1\right)} = 0,95$$

$$\zeta = \frac{1,9}{0,95 + (1,9 - 0,95) \cdot \frac{2,68}{9,39}} = 1,55$$

$$S_{Bh} = 0,53 \cdot 1,55 \cdot 2,68 = 2,20 \text{ N/mm}^2$$

$$R_s = \frac{S_{Bh}}{r_m \cdot \sin\left(\frac{a_h}{2}\right)} = \frac{2,20}{2025 \cdot \sin\left(\frac{120^\circ}{2}\right)} = 0,00125$$

$$C_{P^*} = r_m \cdot \frac{c_{hh^*}}{8 \cdot S_p} = Z6 \cdot c_{hh^*} = 7670,45 \cdot (-0,06592) = -505,63$$

$$\Delta_h = \Delta_{h,1} + \Delta_{h,2}$$

$$\Delta_h = \frac{30,43}{1 + 0,00125 \cdot 505,63} = \frac{30,43}{1,632} = 18,64 \text{ mm}$$

• Rohrverformungen

A. Vertikale Verformung

$$\delta_v = \delta_{v,io} + \delta_{v,ow} + \delta_{v,W} + \delta_{v,ext}$$

$$\delta_{v,\%} = \delta_v \cdot 100\%$$

$$\delta_{v,io} = 0,00$$

– Vertikale Verformung infolge Eigengewichts

$$\delta_{v,ow} = \frac{c_{v,ow} \cdot t \cdot \gamma_p}{8 \cdot S_p}$$

$$\delta_{v,ow} = \frac{c_{v,ow} \cdot t \cdot \gamma_p}{8 \cdot S_p} = \frac{-0,19830 \cdot 50 \cdot 78,50 \cdot 10^{-6}}{8 \cdot 0,033} = -0,0029$$

– Vertikale Verformung infolge Wasseefüllung

$$\delta_{v,W} = \frac{c_{v,w} \cdot d_m \cdot \gamma_W}{16 \cdot S_p}$$



$$\delta_{v,W} = \frac{c_{v,w} \cdot d_m \cdot \gamma_W}{16 \cdot S_p} = \frac{-0,09892 \cdot 4050 \cdot 9,81 \cdot 10^{-6}}{16 \cdot 0,033} = -0,00744$$

– *Vertikale Verformung infolge äußerer Belastung*

$$\delta_{v,ext} = \delta_{v1} + \delta_{v2}$$

$$\delta_{v1} = \frac{1}{8 \cdot S_p} \cdot (c_w \cdot q_{v1} + c_{vh} \cdot q_{h1} + c_{vh^*} \cdot q_{h1^*})$$

q_{h1^*} – horizontaler Bettungsreaktionsdruck, q_{h1^*} wird von der Rohrverformung herangerufen → für biegesteife Rohre wird vernachlässigt.

$$\delta_{v1} = \frac{1}{8 \cdot 0,033} \cdot (-0,10529 \cdot 0,0184 + 0,08358 \cdot 0,0068) = -0,00518$$

Der Anteil δ_{v2} deckt den Einfluß der Verkehrslasten. In dem betrachteten Beispiel wirken keine Verkehrslasten. → $\delta_{v2} = 0$

$$\delta_v = 0,00 - 0,0029 - 0,00744 - 0,00518 = -0,0155$$

$$\delta_{v,\%} = -1,552$$

– *Vertikale Verformung infolge Gesamtbelastung*

$$\Delta_v = \delta_v \cdot d_m = -0,01552 \cdot 4050 = -62,85 \text{ mm}$$

B. Horizontale Verformung

$$\delta_h = 2 \cdot \frac{\Delta d_h}{d_m}$$

$$\delta_h = 2 \cdot \frac{18,64}{4050} = 0,0092$$

$$\delta_{h,\%} = \delta_h \cdot 100 \%$$

$$\delta_{h,\%} = 0,92 \%$$

$$\Delta_{dh} = 18,64 \text{ mm}$$

- **Ermittlung der Biegemomente und Normalkräfte.**

BEMERKUNG: Die benutzten Formeln sind gültig für kreisförmige Rohre mit einem konstanten Trägheitsmoment über dem Umfang.

Die Schnittkräfte mit der Richtung und den Vorzeichen sind in dem **Bild 5. 8** dargestellt.

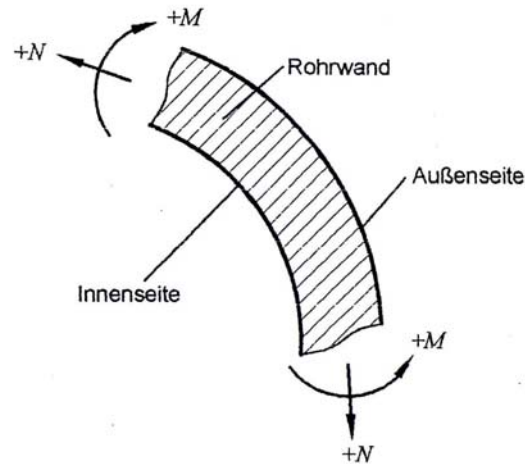


Bild 5.9 Vorzeichendefinition der Momente und Normalkräfte [3]

- Schnittkräfte infolge des resultierenden vertikalen Druckes infolge Bodenlast, Oberflächenlast und äußerem Wasserdruck auf das Rohr

$$N_{qv1} = n_{qv} \cdot q_{v1} \cdot r_m$$

- Schnittkräfte infolge des resultierenden horizontalen Druckes durch Bodenlast und Oberflächenlast

$$N_{qh1} = n_{qh} \cdot q_{h1} \cdot r_m$$

- Schnittkräfte infolge des resultierenden horizontalen Bettungsreaktionsdruckes durch Boden- und Oberflächenlasten

$$N_{qh1^*} = n_{qh^*} \cdot q_{h1^*} \cdot r_m$$

- Schnittkräfte infolge des Rohreigengewichtes

$$N_{ow} = m_{ow} \cdot \gamma_P \cdot t \cdot r_m$$

- Schnittkräfte infolge der Wasserfüllung des Rohres

$$N_W = n_W \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$$

- Schnittkräfte infolge der Rohrverformung

$$N_{io} = n_{io} \cdot q_{io} \cdot r_m$$

- Schnittkräfte infolge des inneren und äußeren Wasserdruckes

$$N_{pi} = 0,5 \cdot p_i \cdot d_i$$



Die Ergebnisse sind in der **Tabelle 5. 3** und **Tabelle 5. 4** dargestellt.

Tabelle 5. 3

	N_{qv1}	N_{qh1}	N_{ow}	N_w	N_{pi}
C	2,981	-13,770	3,314	28,481	17875,000
S	-37,260	0,000	-12,487	8,649	17875,000
B	-2,981	-3,443	-3,314	51,973	17875,000

Tabelle 5. 4

Rohrstelle	C	S	B
Kraft/Dimension	N [N /mm]	N [N /mm]	N [N /mm]
Σ_1	21,006	-41,098	42,236

Der Index „1“ bezieht sich auf langzeitige Einwirkungen.

- **Ermittlung der Randspannungen nach Theorie I. Ordnung für das Druckrohr**

Die Druckrohre sind durch innere und äußere Belastungen beansprucht, die gleichzeitig oder getrennt einwirken können. Die äußeren Belastungen verursachen Biegemomente und Normalkräfte, während der gleichmäßig verteilte Innenwasserdruck bei nicht verformten Rohren nur Normalkräfte verursacht. Wenn die Rohre einer äußeren Belastung unterliegen, ergeben sich aus dem Innendruck zusätzlich Biegemomente und Verformungen, wobei im Allgemeinen eine Reduktion der Spannungen und Dehnungen erfolgt. Der Grund dazu sind die entgegengesetzten Einwirkungsrichtungen der Belastungen. Diese Erscheinung ist als Rückrundungseffekt bekannt. Er kann nur mit Hilfe der Theorie II. Ordnung erfasst werden, die nur bei biegeweichen Rohren auftritt und entsprechend untersucht wird. Bei biegesteifen Rohren ist die Verformung infolge aller Lasten außer Innendruck so gering, dass es zu keinem Rückrundungseffekt führen kann. Die Ermittlung der Spannungen nach der Theorie I. Ordnung für Druckrohre wird nach den folgenden Formeln berechnet.

$$\sigma_{t,j,i} = \sigma_{t,j,o} = \frac{N_j}{A} = \frac{N_j}{t}$$

Die Zugspannungen infolge inneren Wasserdruckes werden für dünnwandige Rohre ($t / d_m \leq 0,05$) mit der folgenden Formel bestimmt.

$$\sigma_{t,pi,i} = \sigma_{t,pi,o} = p_i \frac{r_i}{t} = \frac{N_{pi}}{t}$$

$$\sigma_{t,pi,o} = 8,9375 \cdot \frac{2000}{50} = 357,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{t}{d_m} = \frac{50}{4050} = 0,0123$$



Tabelle 5. 5

	Scheitel	Kämpfer	Sohle	Innendruck
σ_1 [N/mm ²]	0,420	-0,822	0,845	357,500

Maximale Spannung in der Sohle $\sigma_{\text{tot}} = 357,50 + 0,845 = 358,345 \text{ N/mm}^2$

• **Stabilitätsnachweis mit Beul- und Durchschlaglasten**

Der Stabilitätsnachweis gilt nur für Langzeitbelastungen. Er stellt einen Nachweis an dem verformten Tragwerk, wobei die Berechnung des Versagenszustandes direkt durchgeführt wird. Bei dem Stabilitätsnachweis werden Sicherheitsbeiwerte verwendet, die mit einem speziellen mechanischen Modell verbunden sind. Dieses Modell wurde auf der Beultheorie aufgebaut. Für den Sicherheitsnachweis müssen auch die Imperfektionen berücksichtigt werden. Sie stellen anfängliche Verformungen dar, die durch Produktionstoleranzen, Transportwirkungen Rohrverlegung u.a. verursacht sind.

– *Vertikale Lasten*

$$q_{v,krit} = 8 \cdot k_v \cdot S_p \cdot [3 + 1/(3 \cdot V_{PS})], \text{ für } V_{PS} \leq 0,1$$

$q_{v,krit}$ – kritische Beullast für Boden

$$V_{PS} = \frac{8 \cdot S_p}{S_{Bh}} \text{ – Systemsteifigkeit}$$

$$V_{PS} = \frac{8 \cdot 0,033}{2,20} = 0,12$$

k_v – Abminderungsfaktor für elastisch – plastisches Bodenmaterialverhalten und für Imperfektionen

$$k_v = \chi_{KV} + 0,36 \cdot (\lg V_{PS} + 4) \leq 0,9$$

χ_{KV} – Parameter für Imperfektionen und nicht – lineares Verhalten von Bodenmaterial, abhängig von dem inneren Reibungswinkel

für $\Phi_i = 35^\circ \rightarrow \chi_{KV} = 0,52$, abgelesen aus Tabelle 28 [3]

$$k_v = 0,52 + 0,36 \cdot (\lg 12 + 4) = 1,62 \rightarrow k_v = 0,9$$

$$q_{v,krit} = 8 \cdot k_v \cdot S_p \cdot [3 + 1/(3 \cdot V_{PS})]$$

$$q_{v,krit} = 8 \cdot 0,9 \cdot 0,033 \cdot [3 + 1/(3 \cdot 0,12)] = 1,3728 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_{1,KV} = \frac{q_{v,krit}}{q_v}$$

$$\eta_{1,KV} = \frac{1,3728}{0,0184} = 74,608$$



– Äußerer Wasserdruck p_w

$$P_{wkrit} = 8 \cdot k_w \cdot a_D \cdot S_P$$

a_D – Durchschlagsbeiwert, abhängig von der Systemsteifigkeit V_{PS} und dem Verhältnis t/d_m

$$a_D = 4,0$$

k_w – Abminderungsfaktor für zweiwellige Imperfektionen

$$k_w = a_a \cdot (\lg V_{PS})^2 + b_b \cdot \lg V_{PS} + k_o$$

$$a_a = \frac{(k_1 - 2 \cdot k_3 + k_5)}{8}$$

$$b_b = \frac{(3 \cdot k_1 - 4 \cdot k_3 + k_5)}{4}$$

$$k_o = 0,9856 + 0,0256 \cdot \delta_v + 0,0408 \cdot (0,005 \cdot d_m / t - 1)^6$$

$$k_1 = 0,9722 + 0,0222 \cdot \delta_v + 0,0544 \cdot (0,005 \cdot d_m / t - 1)^6$$

$$k_3 = 0,8567 + 0,0667 \cdot \delta_v + 0,204 \cdot (0,005 \cdot d_m / t - 1)^6$$

$$k_5 = 0,9833 + 0,0633 \cdot \delta_v + 0,0222 \cdot (1 - \delta_v) \cdot (0,005 \cdot d_m / t - 1)^2$$

$$\frac{d_m}{t} = \frac{4050}{50} = 81$$

$$k_o = 0,9477$$

$$k_1 = 0,9402$$

$$k_3 = 0,7623$$

$$k_5 = 0,8651$$

$$a_a = \frac{(0,9402 - 2 \cdot k_3 + 0,8651)}{8} = 0,035$$

$$b_b = \frac{(3 \cdot 0,9402 - 4 \cdot k_3 + 0,8651)}{4} = 0,159$$

$$k_w = 0,8308$$

$$P_{wkrit} = 8 \cdot 0,8308 \cdot 4 \cdot 0,033 = 0,8773 \text{ N/mm}^2$$

$$p_w = \gamma_w \cdot \left(h_w + \frac{d_e}{2} \right)$$

$$p_w = 9,81 \cdot 10^{-6} \cdot \left(0 + \frac{4100}{2} \right) = 0,0201 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_{1,pw} = \frac{P_{w,krit}}{p_w} = \frac{0,8773}{0,0201} = 43,64$$



- Gleichzeitige Einwirkung von vertikalen Lasten und äußerem Wasserdruck

$$\eta_{1,qp} = \frac{1}{\frac{q_v}{q_{v,krit}} + \frac{p_w}{P_{w,krit}}} = \frac{1}{\frac{0,0184}{1,3728} + \frac{0,0201}{0,8773}} = 27,53$$

• Sicherheitsnachweis

Die äußeren Belastungen und die Innendrüke rufen einen veränderlichen Spannungs- und Verformungszustand um den Rohrumfang hervor. Diese Spannungen oder Dehnungen stellen eine Überlagerung von Zug- und Biegespannungen oder Verformungen dar. Bei dem Sicherheitsnachweis für Druckrohre muss die Kombination von äußeren Belastungen und Innenwasserdruck in Kauf genommen werden. Wenn die Kurz- und Langzeitfestigkeit des Materials nicht gleich sind, wird die Berechnung des Sicherheitsbeiwertes η_R mit den folgenden Formeln bestimmt.

$\sigma_{grenz,L} = 600$ MPa – Langzeitfestigkeit des Stahles (= Streckgrenze des Stahles)

$\sigma_{grenz,K} = 700$ MPa – Kurzzeitfestigkeit des Stahles

$\sigma_{e,i,l}$ – resultierende Gesamtspannung

$$\eta_{R,1} = \frac{\sigma_{grenz,L}}{\sigma_{e,i,l}} = \frac{600,00}{358,345} = 1,67$$

$$\eta_{R,2} = \frac{\sigma_{grenz,K}}{\sigma_{e,i,l}} = \frac{700,00}{358,345} = 1,95$$

$$\eta_R = \frac{1}{\frac{1}{\eta_{R,1}} + \frac{1}{\eta_{R,2}}} = \frac{1}{1,11} = 0,90$$

Der Stabilitätsnachweis wird für zwei Versagensfälle durchgeführt:

- Versagen durch Bruch und
- Versagen durch Instabilität

Die Sicherheitsbeiwerte η_R müssen größer oder gleich den Mindestsicherheiten $F_{S,R}$ sein. Der Mindestsicherheitswert hängt von dem Rohrmaterial und von der Klasse der Anlage ab. Für Stahl sind die Sicherheitswerte auf die 5 % – Fraktile der Streckgrenze bezogen. Die Sicherheitsklassen sind zwei:

- Sicherheitsklasse A
- Sicherheitsklasse B



Die Anforderungen zu der Sicherheitsklasse A sind höher als bei der Sicherheitsklasse B, was mit einer Abminderung der Sicherheitsbeiwert berücksichtigt ist. Zu der Sicherheitsklasse A gehören Gefahr für Menschen, Gebäude, Grundwasserverseuchung, größere Betriebsunterbrechungen und wesentliche finanzielle Auswirkungen. Bei einer Anlage der Sicherheitsklasse B sind keine oder nur kleine Auswirkungen auf die schon betrachteten Punkten zu erwarten.

$$\eta_R \geq F_{SR}$$

F_{SR} – Mindestsicherheitsbeiwert gegen Bruchversagen

Für das Material Stahl und Sicherheitsklasse A $\rightarrow F_{SR} \geq 1,7$

$$\eta_R < F_{SR}$$

F_{SI} – Mindestsicherheitsbeiwert gegen Instabilität

Für das Material Stahl und Sicherheitsklasse A $\rightarrow F_{SI} \geq 2,5$

$$\eta_R < F_{SR}$$

5.3. Zusammenfassung der Ergebnisse

Wegen des Mangels an speziell entwickelten Normen für die statische und dynamische Bemessung von erdverlegten Druckrohrleitungen eines Wasserkraftwerkes, wurden die Berechnungen in dem vorliegenden Kapitel mit den vorgegebenen Normen der Aufgabenstellung durchgeführt. Für den normalen Betrieb der Anlage müssen alle Nachweise befriedigt werden, was die sichere und dauerhafte Arbeit der Anlage garantiert. Die erhaltenen Ergebnisse nach den beiden Normen sind dagegen sehr ungünstig. Die Nachweisbedingungen sind nicht erfüllt und die erforderliche Sicherheit ist nicht gewährleistet. Bei der Berechnung nach den bulgarischen Normen ist der maximale zulässige Druck etwa 50 % des ermittelten dynamischen Druckes. Bei den Berechnungen nach der ÖNORM B5012. stellt die vorhandene Sicherheit nur die Hälfte von der erforderlichen Mindestsicherheit für den Bruchnachweis und 1/3 für den Instabilität nachweis dar. Bei dieser Analyse sollen einige Besonderheiten in der Berechnungsgrundlagen der beiden Normen in Kauf genommen werden.

- Die bulgarischen und die österreichischen Normen sind für Wasserversorgungs- und Abwasserbeseitigungsrohrleitungen entwickelt.
- Die Betriebsbedingungen bei diesen Anlagen sind wesentlich leichter im Vergleich zu den Arbeitsbedingungen einer Hochdruckwasserkraftanlage. Der wesentlichste Unterschied stellt die hohe Beanspruchung durch Innenwasserdruck dar, dessen Nachweis der wichtigste bei der statischen Bemessung ist. Wäre dagegen das Speicherkraftwerk eine Mitteldruckanlage, hätte man nach den bulgarischen Normen kein Problem mit der Aufnahme der Innendruckbelastung.
- Die Berechnungen nach ÖNORM B5012 erfolgen grundsätzlich für die Ringrichtung. In dem betrachteten Fall ist aber zusätzlich eine Belastung durch den hohen Innendruck vorhanden, die Beanspruchungen auch in Längsrichtung verursacht. Unter diesen Bedingungen ist es notwendig einen mehrachsigen Spannungsnachweis durchzuführen, wofür in diesen Normen auf die prEN14801 verwiesen ist.



Zum Schluß ist es wegen der unbefriedigenden Bemessungsergebnisse notwendig eine andere Bemessungsmethode anzuwenden, die genügend sichere und zuverlässige Resultate liefern kann. Eine Möglichkeit dazu sind die verschiedenen Programme, mit denen man unterschiedliche Simulationen und Bedingungen durchführen respektiv nachbilden kann. Nachteilig sind in diesem Fall die vielen komplizierten Parameter. Sie sind noch mit einem großen Rechenaufwand verbunden und man kann nicht sicher sein, wieweit die erhaltenen Ergebnisse der Realität entsprechen.

5.4. Vergleich der beiden Normen

- Nach den österreichischen Normen sind keine Einschränkungen bezüglich des Rohrdurchmessers gegeben. Als Baumaterial können nicht nur Stahl, sondern auch andere Stoffe wie PVC, GF-UP, Beton u.a. zum Einsatz kommen.
- Für die Rohrbettung sind vier Einbauarten mit Unterarten entwickelt, die entsprechend das Rohrverhalten und das System Rohr – Boden beeinflussen. Bezüglich dieser Bedingungen kann das Rohr gerade auf gewachsenem Boden, Sand – Kies – Bett oder Betonaufleger gebettet werden.
- In Abhängigkeit von der Überschüttungshöhe bei der Grabenverfüllung gibt es eine Zonenaufteilung. Die unterste Zone, die auf der Grabensohle liegt, ist die Auflagerzone. Darüber befinden sich die Rohrleitungs- und die Überdeckungszone, wobei sich die Zonen untereinander durch einen verschiedenen Bodenmodul unterscheiden. Diese Unterschiede resultieren von der Einwirkung verschiedener Faktoren wie z.B. Einfluß des Grundwasserspiegels, der Grabenbreite, Langenzeiteinwirkung u.a. und sie werden in den Berechnungen mittels Beiwerten berücksichtigt.
- Die Ermittlung der Spannungen bzw. Dehnungen erfolgt in Abhängigkeit von dem Verformungsverhalten des Rohres. Es sind dazu zwei Theorien für biegeeweiche und biegesteife Rohre entwickelt. Die wesentlichen Unterschiede sind die Wirkung von Biegemomenten und der Rückrundungseffekt bei den biegeweichen und semisteifen Rohren, die bei den starren Rohren fehlen.
- Die Schnittkraftermittlung erfolgt mittels Anwendung von Beiwerten, die die Berechnung einfach und leichter machen, wobei die davon resultierenden Spannungen für drei Querschnittstellen: Rohrsohle, –kämpfer und –scheitel und für die innere und äußere Rohroberfläche berechnet werden.
- Die bulgarischen Normen sind nur für Rohre aus Stahl und mit einem Durchmesser bis 2020 mm entwickelt.
- Das Rohr wird immer auf einem Sandkissen nach dem **Bild 5. 2** verlegt.
- Die Zonenaufteilung und die Berechnungen mit verschiedenen Bodenmodulen fehlt
- Nach den bulgarischen Normen ist mit einer Bemessungsblechstärke zu rechnen, die sich aus der konstruktiven nach Abzug von Korrosionszuschlag ergibt, während bei den österreichischen Normen diese Reserve nicht berücksichtigt ist.
- Die Ermittlung der Normalkäfte und der Biegemomente erfolgt mit langen und aufwendigen Formeln.



- Bei der Spannungsermittlung werden die Biegemomente unabhängig von dem Rohrverhalten sowie für biegeeweiche als auch für starre Rohre berücksichtigt.
- Die Spannungen werden für innere und äußere Punkte an zwei Querschnittstellen – Rohrscheitel und Rohrkämpfer ermittelt.



6. Beschreibung der Bauverfahrenstechnik

6.1. Ausbruchsarbeiten

6.1.1. Ausbruch des Druckstollens

Normalerweise liegen die Druckstollen in festem Gebirge, die in diesem Fall die wirtschaftlichen Vorteile dieser technischen Lösung – Einbau von einer dünnen Auskleidung und die Nutzung der Gebirgsmitwirkung bei der Aufnahme des Innenwasserdruckes aufweisen. Der Ausbruch kann sowohl im Vollprofil, als auch durch eine Aufteilung in Kalotte und Strosse erfolgen. Die letzte Methode wird nur bei sehr großen Querschnitten oder aus technologischen Gründen ausgeführt. In Abhängigkeit von dem Ausbruchverfahren unterscheidet man zwei Vortriebsarten.

- Konventioneller Vortrieb – bei dem die einzelnen Vorgänge wie Lösen, Schüttern und Einbau des Stützmittels zeitlich nacheinander und mittels Einzelgeräten ausgeführt werden und
- Maschineller Vortrieb – bei dem der Vortrieb mit Hilfe von z.B. Tunnelbohrmaschinen und Schildmaschinen erfolgt, wobei die Arbeitsvorgänge fast gleichzeitig ausgeführt werden.

Die Vortriebsrichtung hängt meistens von der Stollenlänge und der Vortriebsart ab. Bei kleineren Längen bis 5 – 6 km wird ein steigender konventioneller Vortrieb bevorzugt. Ab einer größeren Länge ist die Anordnung von Zwischenfenstern erwünscht, womit sich die Bauzeit wesentlich verkürzt. Die Erklärung dazu ist, dass jedes Zwischenfenster zwei neue Ortsbrüste anbietet. Die alternativen Möglichkeiten in der Vortriebsrichtung sind ein fallender Vortrieb oder ein Gegenvortrieb. Der letztere stellt eine Kombination von steigendem und fallendem Vortrieb dar und findet eine Anwendung vorwiegend bei längeren Strecken. Aus bautechnischen Gründen ist immer ein steigender Vortrieb anzunehmen, da die Abführung des anfallenden Bergwassers und die Lade- bzw. Entladearbeiten wesentlich leichter sind. [2]

Konventioneller Sprengvortrieb

Bei dem konventionellen Sprengvortrieb im Stollenbau spielt die Bohrbarkeit des Gebirges eine wesentliche Rolle. Sie ist nicht nur für den Verschleiß der Bohrgeräte, sondern auch für die Vortriebsleistung von entscheidender Bedeutung. Bei dieser Methode werden Bohrlöcher mit Hilfe von einem Bohrgerät bis zum drei Meter Tiefe in die Ortsbrust gebohrt. Die Anordnung der Bohrlöcher und der Bohrlochdurchmesser hängen von den Felseigenschaften und dem gewählten Sprengmittel ab. Normalerweise liegt der Bohrlochdurchmesser zwischen 27 und 48 mm.

Die Bohrgeräte sind hydraulische Bohrwagen mit Dieselantrieb, die mit zwei oder drei Bohrrahmen ausgerüstet sind. Zusätzlich kann auch eine Bühne und computerunterstützte Bohrsysteme vorhanden sein. Zu der Bohrausrüstung gehören Bohrstangen, Bohrkronen, Hebevorrichtung und Druckluftkompressor. Die Parameter wie Leistung, Dienstgewicht, Anzahl der Bohrrahmen und die Abmessungen des Gerätes hängen von dem Ausbruchsquerschnitt des Stollens ab. Eine Orientierung nach der Größenordnung ist in der **Tabelle 6. 1** angegeben.

Nach der Erzeugung der Bohrlöcher wird der Sprengstoff in den Bohrungen eingebracht, wobei das Sprengen nach einem genauen zeitlichen und räumlichen Schema erfolgt. Nach dem ersten Einbruch in der Mitte der Ortsbrust folgen die Erweiterungsschüsse rund herum und zum Schluß die Zündung der äußeren Kranzlöcher. Als Alternative können bei Querschnitten mit einer Fläche bis 20 m² und Neigung bis 30° erst die unteren Bohrungen ausgeführt und gesprengt



werden und danach das ausgebrochene Material als eine Bühne für die Erzeugung der oberen Bohrlöcher benutzen. [14]

Infolge des Sprengvorganges ist die Luft rund um die Ortsbrust erstickend und entwickelt sich Staub, der die Leistung des Bohrgerätes vermindert. Es muss belüftet, entgiftet und entstaubt werden. Dazu werden die s.g. Wetterlütten benutzt, die für genügende Frischluftzufuhr, Staubabfuhr und Beseitigung der schädlichen Gasen sorgen. Erst wenn die Luft rein ist, kann das gesprengte Material abtransportiert werden.

Da die Neigung des Druckstollens 0,5 % beträgt, kann einen Gleistransport zur Personen- und Materialförderung organisiert werden. Das gelöste Material wird in diesem Fall mittels Einseitenselbstentladers abtransportiert.

Tabelle 6. 1 [4]

Kennwerte:	Ausbruchs- querschnitt: [m ²]	Leistung: [kW]	Dienstgew.: [t]	Anzahl der Bohr- arme: [Stk.]	Abmessungen Breite / Länge / Höhe: [m]
Bohrwagen	4 - 20	keine Angaben	7,6 – 16,7	1 - 2	1,20 – 1,98 / 9,70 – 11,50 / 2,60 - 3,00
	20 - 60	≤ 110	19,6 – 23,6	2 - 3 (ev. Hebebühne)	2,20 – 2,50 / 13,50 – 13,80 / 3,00 – 3,10
	≥ 100	≤ 170	37,0 – 42,0	2 - 4 (inkl. Hebebühne)	3,00 – 3,90 / 14,20 – 17,30 / 3,66 - 4,80

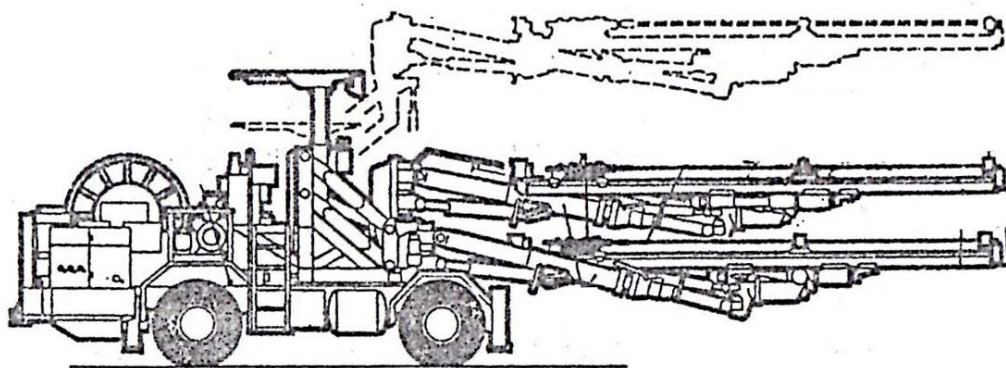


Bild 6. 1 Bohrgerät mit zwei Bohrarmen [13]

Aufgrund der mittleren Festigkeit des Felses in der Stollenstrecke kann der Ausbruch anstatt des Sprengvortriebs auch mit einer Teilschnittmaschine erfolgen. Dank ihrem schwenkbaren Ausleger kann sie die gesamte Ortsbrust bestreichen. Die wichtigsten Vorteile gegenüber dem Sprengvortrieb sind:



- die natürliche Festigkeit des Felses wird erhalten
 - der Ausbruchsquerschnitt ist kleiner und daher werden kleinere Mengen von Hinterfüllbeton benutzt.
 - die glatte gleichmäßige Oberfläche erlaubt eine leichte Montage der Injektionsleitungen und besonders der Folien. Der Betonring löst sich leicht vom Fels und der Injektionsdruck baut sich gleichmäßig und vollflächig auf. Die Vorspannung ist eine gleichmäßige Normalspannung.
 - dagegen entstehen bei dem konventionellen Sprengvortrieb Schwierigkeiten bei der Verlegung der Injektionsleitungen infolge der starken Verzahnung. Dadurch ist das Loslösen des Betonringes vom Gebirge und die Spaltbildung erschwert.
 - durch die hereinstehenden Felsgrate und ungleiche Wanddicken entstehen Kerb- und Biegespannungen im Betonring und unter Umständen örtliche Überbeanspruchungen mit flachen kegelförmigen Scherbrüchen. Um diesen Nachteil zu kompensieren, ist es notwendig eine ausgleichende Spritzbetonschicht aufzutragen besonders, wenn Folien verwendet werden.
- Nach diesen Überlegungen ist es besser, dass man eine Teilschnittmaschine bei dem Ausbruch des Druckstollens einsetzt. Die Teilschnittmaschinen können mit ein oder mit zwei Fräsköpfen ausgerüstet sein, wobei letztere vorwiegend bei härteren Felsarten eingesetzt wird. Der maschinelle Vortrieb mit einer Teilschnittmaschine ist prinzipiell in **Bild 6. 2** bis **Bild 6. 4** dargestellt.

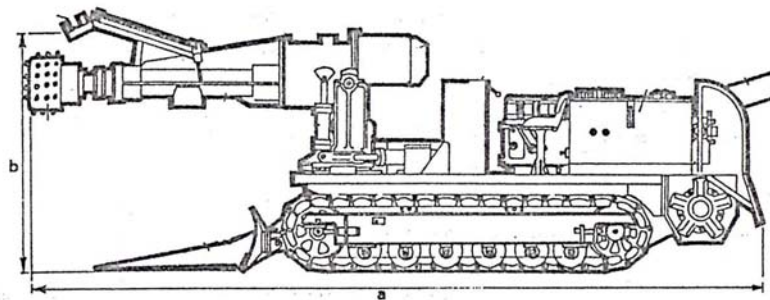


Bild 6. 2 Teilschnittmaschine [13]

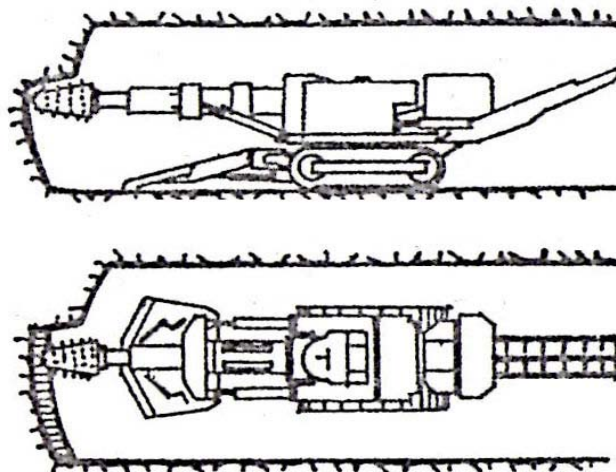


Bild 6. 3 Fräsrichtung beim Felsabbau [13]

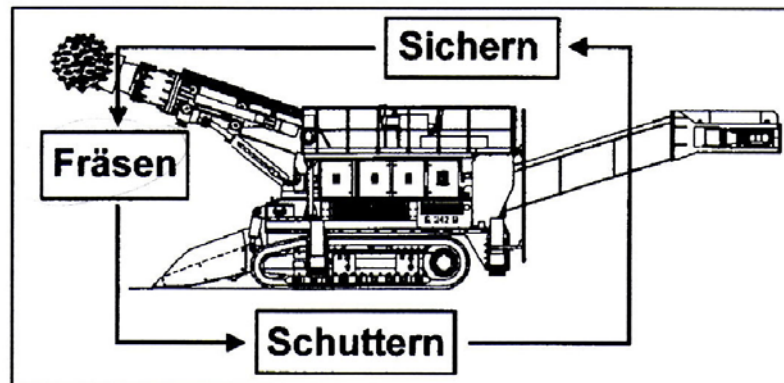


Bild 6. 4 Arbeitsvorgänge [4]

Maschineller Vortrieb

Wäre der Stollen mit einer Länge größer als 2 km, könnte der Fräsvortrieb auch mit einer Tunnelbohrmaschine erfolgen. Für eine kleinere Länge ist der Einsatz von solchen Maschinen nicht wirtschaftlich. Der größte Vorteil einer TBM gegenüber dem konventionellen Vortrieb ist die kurze Bauzeit. Die besseren felsstatischen Bedingungen und der genaue Felsausbruch in diesem Fall erlauben die schnellere Vorgangsweise mit weniger Personal. Zusätzlich ist der maschinelle Vortrieb schonender, weil die starken Erschütterungen infolge der Sprengungen vermieden werden.

6.1.2. Ausbruch des Druckschachtes

Die Aushubarbeiten für Schächte können im Vollprofil oder mit einer zusätzlichen Aufweitung zum Vollprofil erfolgen, worauf die Gebirgsfestigkeit auch einen Einfluß hat. Die felsmechanischen Eigenschaften beeinflussen noch die Vortriebsart. Wie bei dem Ausbruch vom Druckstollen kann man zwischen einer fallenden oder steigenden Ausbruchsrichtung entscheiden. Es ist immer die Lösung von unten nach oben zu bevorzugen, weil sie wesentliche Vorteile hat. In diesem Fall ist der Transportaufwand weniger, da das Aushubmaterial direkt auf dem Boden z.B. eines Fensterstollens fällt und von dort abtransportiert werden kann. Es ergibt sich noch eine Ersparnis des teuren und langsamen Vertikaltransports und die Bergwasserabführung ist auch leichter. Die letztere Bedingung ist von besonderer Bedeutung bei größeren Tiefen, wie es der Fall in dem vorliegenden Projekt ist.

Bei Lotschächten erfolgt der Ausbruch meist mittels Alimak Verfahrens oder mit Raise – Boring. Die beiden Methoden bieten gute Arbeitsbedingungen, hohe Geschwindigkeit und Genauigkeit bei dem Vortrieb, wobei die Alimak Installation gleichzeitig als Lift und Arbeitsbühne und auch als Transportmittel zum Einsatzort benutzt werden kann. Der Arbeitszyklus ist ähnlich dem Sprengvortrieb und die Einzelarbeitsvorgänge können von 2 bis 3 Personen bewältigt werden.

Beim Raise – Boring – Verfahren wird zunächst eine Pilotbohrung von oben nach unten abgeteuft. Danach wird ein Bohrkopf mit passendem Durchmesser an ein Bohrgestänge geschraubt und mit dem Fräsvorgang von unten nach oben begonnen. Bei diesem Vortrieb erfolgt das mechanische Lösen des Felses durch Drehung und Zug des Bohrers.

Diplomandin: Yuliya Dzhenkova, Mart.Nr.: 0728508

Betreuer: Univ.-Doz. Dr.-Ing. D. Kisliakov



Für dieses Projekt wurde das Raise – Boring – Verfahren gewählt. Der Grund dazu war, dass ab einer Tiefe von 100 m diese Methode gegenüber dem Alimak Vortrieb schneller und günstiger ist.

Nach dem Ausbruch der Apparatekammer und dem Druckstollen wird erst die Pilotbohrung von oben nach unten mit einer Öffnungsweite von 390 mm hergestellt. Wenn man das untere Ende erreicht, wird die Aufweitungskrone am Bohrgestänge montiert und mit dem Aufweiten zu dem Vollprofil begonnen. Diese Krone ist ähnlich den Tunnelbohrmaschinen auch mit Rollenmeißeln ausgerüstet. Das gelöste Gebirgsmaterial wird am Boden des Druckstollens fallen, wovon sein Abtransport erfolgt. Um eine Abweichung bei dem Aushub der Pilotbohrung zu vermeiden, ist die Anwendung eines Zielbohrgerätes erwünscht. Ein Beispiel für das Raise – Boring – Verfahren und den Bohrkopf ist auf **Bild 6. 5** dargestellt.

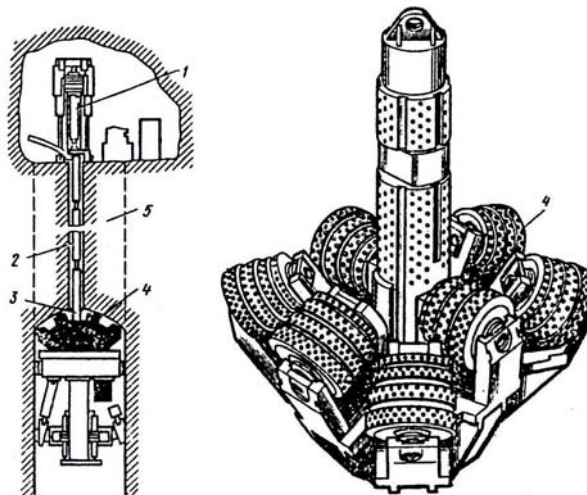


Bild 6. 5 Raise – Boring Verfahren: [14]

1 Bohrmaschine für die Pilotbohrung, 2 Pilotbohrung, 3 Bohrgestänge, 4 Bohrkronen mit Rollenmeißeln, 5 Vollprofil

6.2. Bauverfahrenstechnik bei der Felssicherung

6.2.1. Spritzbeton

Die Stützauskleidung aus Spritzbeton stellt eine Betonschicht dar, die unter Druck nach der Beendigung jedes Arbeitsdurchganges aufgebracht wird. Er wird in geschlossener Leitung zur Einbaustelle geliefert und dort an der Felsoberfläche aufgetragen. Trotz seiner guten Haftbarkeit, fällt ein Teil als Rückprall auf dem Boden und muss entsorgt werden. Die wichtigsten technischen Eigenschaften dieses Materials sind folgende:

- kann gleich nach dem Ausbruch/Aushub aufgetragen werden
- erreicht eine hohe Frühfestigkeit
- braucht keine Schalung
- kann über Kopf aufgebracht werden.



6.2.1.1 Spritzbetontechnologie

Je nach der Technologie unterscheidet man Trockenspritzverfahren und Nassspritzverfahren.

A. Trockenspritzverfahren:

Beim Trockenspritzverfahren wird das trockene Gemisch unter Druckluft durch die Förderleitung transportiert, wobei die Zugabe des Wassers erst an der Düse erfolgt.

B. Nassspritzverfahren:

Beim Nassspritzverfahren wird die fertige Betonmischung durch eine Rohr- /Schlauchleitung zu der Düse befördert, von wo aus es unter Druckluft gleichmäßig aufgetragen wird.

Die Vorteile des Nassspritzverfahrens im Vergleich zu dem Trockenspritzverfahren sind:

- gleichmäßige Qualität der Betonmischung
- weniger Rückprall
- weniger Staubentwicklung
- besitzt eine hohe Leistung

Das Auftragen des Spritzbetons kann automatisch oder händisch ausgeführt werden. Das automatische Auftragen erfolgt mittels eines Roboters, der mit einigen mechanischen Spritzarmen ausgerüstet ist. Der wesentlichste Vorteil bei dem Einsatz von einem Roboter ist, dass eine große Fläche belegt werden kann. Deshalb werden beim Druckstollenbau die automatische Variante und das Nassspritzverfahren bevorzugt.

6.2.1.2 Vorgehensweise bei dem Einbau von Spritzbeton [6]

A. Vorbereitungsarbeiten für die Felssicherung:

- das Lockergestein muss von der Oberfläche entfernt werden
- der Fels muss vermessen werden, um den Totalbedarf an Sicherung zu ermitteln und
- das anstehende Wasser muss entweder durch Entwässerungskanäle oder mittels Injektionen gestopft werden

B. Ausführung:

- Vornässen, sofern nichts anderes vorgeschrieben
- die großen Hohlräume müssen vor dem eigentlichen Einbau sorgfältig ausgefüllt werden.
- der Spritzbeton muss kontinuierlich von unten nach oben ausgeführt werden. Damit wird das Überspritzen und Einbinden von Rückprallmaterial vermieden
- die Düse muss im Allgemeinen in einem 90° – Winkel zur Felsoberfläche gehalten werden.
- die Geschwindigkeit und die Spritzdistanz müssen so optimiert werden, dass eine möglichst gute Haftung und Verdichtung entsteht.

Im oberen Teil des Druckschachtes und im Drucktollenbereich wird der Spritzbeton auf einmal mit einer Dicke entsprechend von 10 cm und 5 cm aufgetragen. Für den unteren Teil des Lotschachtes dagegen, wo er 30 cm beträgt, muss das in zwei Schichten von 15 cm oder dreifach in jeweils 10 cm erfolgen.



C. Nachbehandlung:

- während der Dauer der Nachbehandlung muss eine ununterbrochene Hydratation des Zementes gewährleistet sein
- Nachbehandlungsmittel, welche die Zwischenschichthaftung beeinträchtigen, dürfen nicht verwendet werden, wenn eine weitere Schicht von Spritzbeton vorgesehen ist. Bei Verwendung von anderen Nachbehandlungsmitteln müssen vor dem Aufbringen einer neuen Spritzbetonschicht Feldversuche durchgeführt werden, um die Haftung zwischen den Schichten zu prüfen
- Falls nötig muss das Nachbehandlungsmittel vor dem Aufbringen der nächsten Schicht mit einem Hochdruckreiniger oder durch Sandstrahlen oder einem ähnlichen Verfahren entfernt werden.

6.2.2. Systemankerung

Zur Sicherung des Stollengewölbes wurde eine Kombination von Spritzbeton und Felsanker gewählt. Das erzielt eine vollständige Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften von den beiden Elementen. Durch diese Kombination bildet sich eine räumliche Schalenkonstruktion. Bei dieser Konstruktion wird am Anfang die ganze Belastung von den Ankern aufgenommen bis der Spritzbeton seine Festigkeit erreicht und auch als Tragelement kommt.

Je nach ihrem Anwendungsbereich sind verschiedene Ankertypen entwickelt worden. In Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen gibt es Anker, die im Lockergestein, im Fels oder in beiden Medien einsetzbar sind. Zu der Gruppe der Felsanker gehören die mechanischen und Reibungsanker. Zu den Ankern mit einem universalem Anwendungsbereich gehören die s.g. Mörtelanker. Sie sind wie im Lockergestein als auch im Fels gut geeignet.

Diese Ankerarten werden kurz beschrieben.

6.2.2.1 Mechanischer Anker

Sie werden noch Speizanker genannt. Ihre Befestigung im Boden erfolgt durch Ausdehnung eines Haftelementes, des sich am unteren Ende der Ankerstange befindet. Der Durchmesser der Ankerstange beträgt üblich 16 mm und der Bohrlochdurchmesser – 35 bis 38 mm. Das Haftelement besteht aus Stahl und hat die Form von einem Keilsystem. Dieser Ankertyp ist nur für mittelfeste Felsarten geeignet, weil im harten Fels das Keilsystem ungenügend greifen kann. Die mechanischen Anker werden in den meisten Fällen vorgespannt, zeichnen sich durch eine kurze Einbauzeit aus und können jederzeit nachgespannt werden. Das maximale Tragvermögen wird unmittelbar nach dem Einbau erreicht. Infolge der kurzen Verankerungsstrecke im Bereich des Haftelementes treten teilweise sehr hohe Spannungen auf, was zu einem Ausbrechen des Gesteins oder zur Lockerung des Ankers führen kann. Aus diesem Grunde wird oft auf den Einsatz von mechanischen Ankern verzichtet.

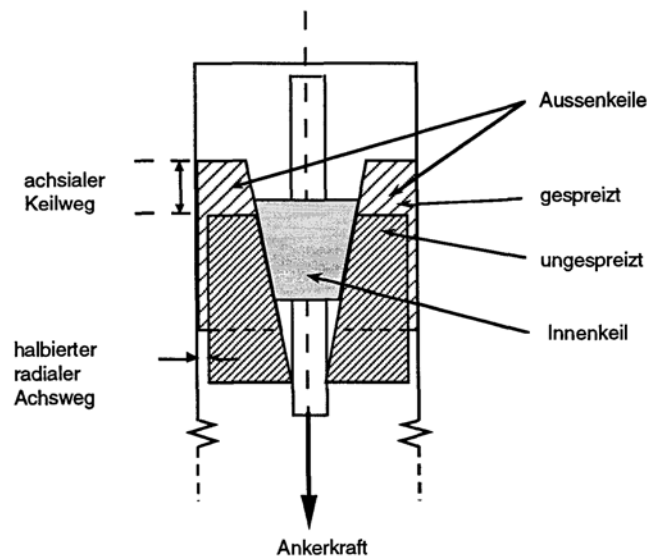


Bild 6. 6 Mechanischer Anker [5]

6.2.2.2 Reibungsanker – Swellex Anker und Split Set Anker

- Die Swellex Anker stellen ein gefaltetes Stahlrohr dar, das in das Bohrloch eingebracht und durch Aufpumpen an die Bohrlochwand gepresst wird.
- Die Split Set Anker bestehen aus einem in der Längsrichtung aufgeschlitzten Stahlrohr. Der Ankerrohrdurchmesser ist bei denen geringfügig größer als der Bohrlochdurchmesser, womit eine optimale Ausnützung der Ankertragkraft gewährleistet wird.

Die Reibungsanker verdanken ihre Tragkraft der Reibung, die sich auf der ganze Länge des Ankers entwickelt. In diesem Fall erfolgt die Kraftübertragung direkt ohne irgendwelche Hilfsmittel wie Keile oder Haftmittel. Die beiden Ankertypen sind auch gleich nach dem Einbau tragfähig. Da das Grundwasser durch das Ankerrohr hindurchfließen kann, sind sie besonders korrosionsanfällig und müssen entsprechend einen Schutz erhalten. Bei den Split Set Ankern müssen die Bohrungen kontrolliert und sehr präzis ausgeführt werden, damit die Reibung gewährleistet ist.

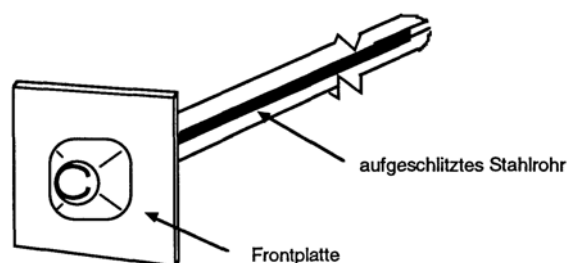


Bild 6. 7 Split Set Anker [5]

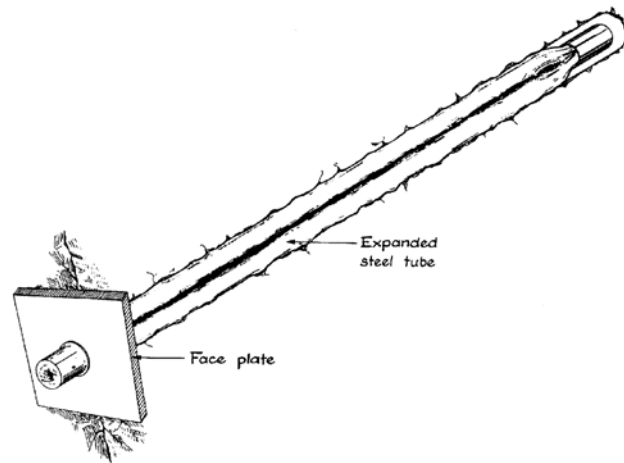


Bild 6. 8 Swellex Anker [17]

6.2.2.3 Mörtelanker

- Mörtelanker können mit Zementmörtel oder mit Kunstharz ausgeführt werden. Bei den Zementmörtelankern wird erst das Bohrloch mit einem Zementmörtel gefüllt und dann wird der Ankerstab in den noch frischen Mörtel eingetrieben. Bei den Kunstharzankern wird das Füllmaterial mit Harzpatronen oder über Injektionsschlauch ins Bohrloch eingefüllt. Die beiden Ankertypen erreichen ihre maximale Tragfähigkeit nach dem Abbinden des Füllmaterials und haben den Vorteil gegenüber den mechanischen und Reibungsankern, dass sie korrosionsbeständig sind.

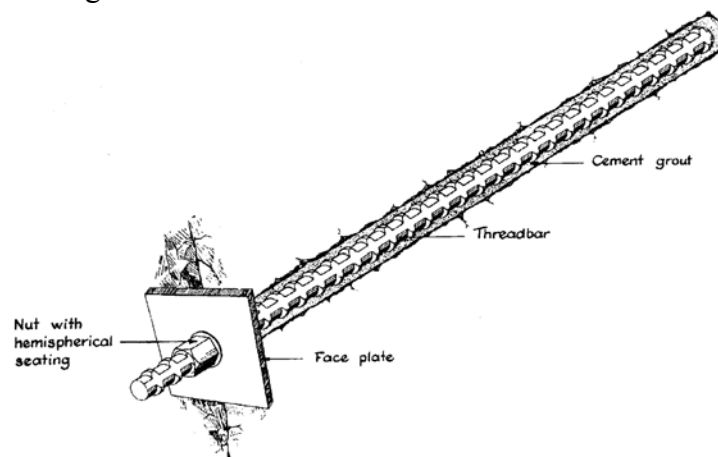


Bild 6. 9 Mörtelanker [17]

In dem vorliegenden Projekt werden für die Sicherung des Stollengewölbes Mörtelanker gewählt. Die Abmessungen und alle Parameter sind im Kapitel 3 bei der Ermittlung der notwendigen Aussteifung vorhanden. Im Falle, dass der konventionelle Sprengvortrieb für den Ausbruch des Druckstollens bevorzugt wird, kann das Bohrgerät (Bohrjumbo) auch für die Erzeugung der Ankerbohrungen benutzt werden.



6.3. Auskleidung

6.3.1. Baustahl

Für die hochbeanspruchten Druckschächte und Druckstollen werden überwiegend die sogenannten Sonderstähle, auch Feinkornstähle genannt, benutzt. Ihre Vorteile sind die gute Schweißbarkeit, Kerbzähigkeit und Alterungsbeständigkeit. Die Festigkeiten dieser Stähle sind üblich von 300 bis 700 N/mm². Diese Werten werden durch Legierung oder durch thermische Behandlung erreicht. Die zulässige Dehnung eines bestimmten Stahles hängt von seiner zulässigen Spannung ab. Mit dem Ansteigen der Streckgrenze, nehmen die Innendruckaufnahme der Panzerung respektiv die zulässigen Dehnungen und die Gebirgsmitwirkung zu. Da der Gebirgsanteil in der Innendruckaufnahme von dem V – Modul und der zulässigen Spannung abhängig ist, kann mit hochfesten Stählen eine höhere Gebirgsmitwirkung aktiviert werden. Die wesentlichsten Nachteile sind die beizubehaltene Sicherheit gegen Erreichen der Streckgrenze und die Abminderung der Sicherheit gegen Erreichen der zweiachsigen Zug – Bruchdehnung. Die hochfesten Stähle zeichnen sich mit eine höhere Beulfestigkeit, aber nur bis einem Wert von 500 N/mm², aus. Ab diesem Wert ist die Außendruckbemessung der maßgebende Parameter.

6.3.2. Arbeitsvorgang

6.3.2.1 Anfertigungs- und Montagearbeiten

Für die Rohre mit einem Durchmesser größer als 3,30 m muss an der Baustelle eine Montagehalle mit Schweiß- und Glüheinrichtung vorgesehen werden. In der Montagekammer vor dem Druckschacht werden die einzelnen Rohre zu längeren Einbauschüssen zusammenschweißt. Ihre Länge hängt vom Gewicht der Rohren und der Leistungsfähigkeit der Winde ab. Sie können bis 20 m lang sein. [2]

Erst wird der Krümmer abgesenkt und montiert. Von ihm werden die Einbauschüsse des Schachtes nach oben und für den Druckstollen nach außen angeschlossen. Sie werden mit Hilfe einer Seilwinde auf eigenem Transportwagen befördert. Wegen des engen Raumes wird der Transportwagen an den Rohrenden im Rohr verspannt, wobei die verstellbaren Räder vor dem Rohr laufen. Bei dem Rohrzusammenbau wird sich der Transportwagen in das bereits montierte Rohr hinein bewegen. Die Rohrenden werden mit Hilfe von einer an dem Transportwagen fixierten hydraulischen Presse angepasst.

6.3.2.2 Schweißvorgang.

Bei den Wanddicken, die mehr als 25 mm sind, entsteht in der Schweißnaht ein räumlicher Spannungszustand, der einen Spröbruch verursachen kann. Wegen dieser Möglichkeit müssen die Schweißnähte spannungsfrei bei einer Temperatur zwischen 550 – 580°C geglüht werden. Die größeren Wanddicken erfordern eine beidseitige Ausführung von X – Nähten oder Tulpennähten, wobei das spannungsfreie Glühen erst im Schacht erfolgen wird. Das ist mit einem großen Aufwand von Ausbruchvolumen, größerer Menge von Hinterfüllbeton und auch zu viel Zeit verbunden. Die beste technische Lösung in solchen Fällen ist die Anwendung von einer Laschenkonstruktion, die die Schweißnahtdicke bis 50 % reduzieren kann. Die Idee ist folgende: Die Rundnaht muss nur die Längsspannung übertragen, die beim einbetonierten Rohr ungefähr 30 % von der Ringspannung beträgt. Die volle Ringspannung wird zusammen von Rohr und Lasche getragen. Auf diese Weise können die Rohre auch bei großen Wanddicken nur von innen geschweißt werden. [2]



Die Kontrolle der Schweißvorgänge erfolgt in drei Schritten:

- Oberflächenrißprüfung durch Magnetpulververfahren oder Farbeindringverfahren
- Ultraschallprüfung
- Röntgen oder Isotopenprüfung auf 10 bis 20 % der Nahtlänge

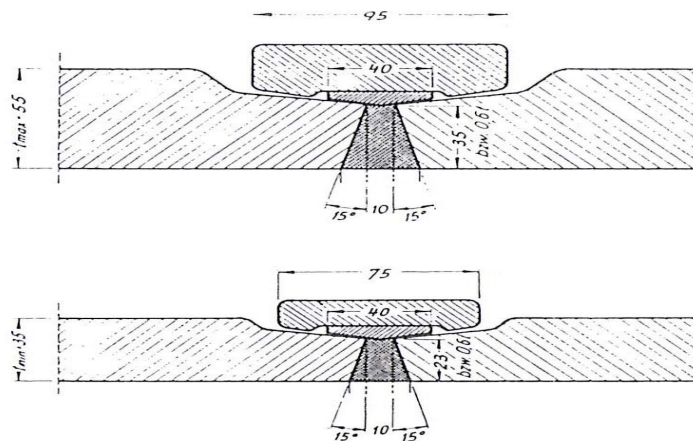


Bild 6. 10 Laschenkonstruktion [2]

6.3.2.3 Hinterfüllbeton

Die Dicke des Hinterfüllbetons beträgt für den ganzen unterirdischen Teil der Druckrohrleitung 30 cm. Beim Druckschacht wird Gießbeton verwendet. Er wird in einer neben dem Gleis angeordneten Gießrinne unter ein fertig montiertes Rohr fließen. Dieses Verfahren ist zeitsparend und gefährdet nicht die Sicherheit der Montagemannschaft. Dank seiner Konsistenz entsteht keine Entmischung und die Verdichtungsnotwendigkeit entfällt, was von besonderer Bedeutung für Schächte mit einer größeren Länge ist.

In dem Druckstollen wird eine andere Technologie des Einbetonierens verwendet. Nach dem Einbau des Krümmers werden vor dem Portal die Rohrschüsse zusammengebaut. Mit Hilfe von einer Seilwinde werden sie gezogen und an dem schon bestehenden Rohr angeschweißt. Auf diese Weise erhält man die Betonierabschnitte, die mit einer Betonpumpe hinterfüllt werden. Das Betonierrohr wird am Stollengewölbe beweglich situiert. Beim Pumpen muss das Rohrende ungefähr 2,0 m im Beton stecken, damit der Beton auch im Firstbereich unter Druck steht. Der Betoniervorgang bei dem Druckstollen ist auf **Bild 6. 11** dargestellt

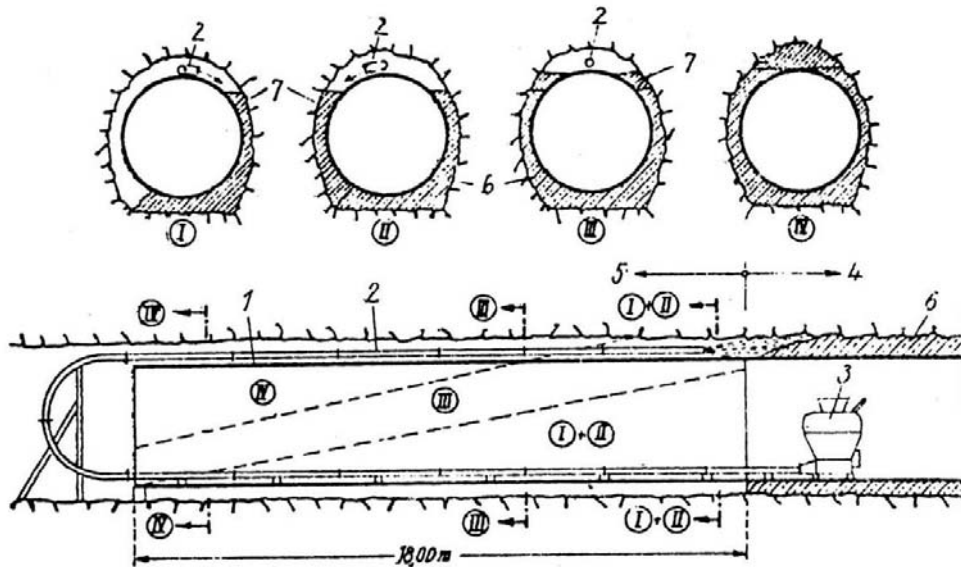


Bild 6. 11 Betoniervorgang des Druckstollens [14]

I, II, III, IV – Einbetonierungsetappen; 1 – Stahlrohr, 2 – Förderleitung, 3 – Betonpumpe, 4 – einbetonierter Abschnitt, 5 – Abschnitt zum Einbetonieren, 6 – Beton, verlegt in voriger Etappe, 7 – Beton in derzeitiger Einbetonierung

6.3.2.4 Injektionsarbeiten

Normalerweise erhalten die gepanzerten Auskleidungen eine dreifache Injektion:

- Spaltinjektion – zur Verfüllung des Raumes zwischen dem Beton und Gebirge.
- Gebirgsverfestigungsinjektion – zur Erhöhung der Gebirgsfestigkeit und
- Vorspannungsinjektion – zur Erzeugung von gutem Kontakt zwischen dem Stahlrohr und Hinterfüllbeton und Verminderung der Rissbildung in der Betonauskleidung.

Für die Spaltinjektion werden Zementsuspensionen und Mörtel mit einem W/Z – Wert von 0,5 bis 2,0. benutzt. Der Injektionsdruck beträgt von 0,1 bis 0,2 MPa und muss unbedingt kleiner als der kritischer Beuldruck sein, der mit einem Sicherheitsbeiwert abgemindert ist. ($P_{inj} < P_{kr} / 1,5$).

Für die Gebirgsverfestigungsinjektion kann der Injektionsdruck von 1,5 bis 2 mal des Innerenwasserdruckes. ($P_{inj} = 1,5 \div 2 \cdot (P_{in})$) sein. Die Länge der Bohrlöcher beträgt zwischen 0,6 und 0,8 von dem Stollendurchmesser. In Abhängigkeit von der Kluftweite und der Durchlässigkeit des Felses kann der W/Z – Wert variieren.

Bei hohem Innendruck entstehen hohen Zugspannungen, die eine Verformung in der Stollenauskleidung hervorrufen. Der Druck infolge der Vorspanninjektion wirkt entgegen dem Innendruck. Auf diese Weise werden die Deformationen in der Auskleidung vermindert und daher auch die Rissbildung in der Betonauskleidung. [15]

Für diese Vorspanninjektion wurde das TIWAG – Spaltinjektionsverfahren entwickelt. Es besteht im folgenden: [2]

Vor der Betonierung des Hinterfüllbetons wird zur Vermeidung der Haftung zwischen Beton und Fels mit einem Trennmittel (Kalkmilch, Dispersionsfarbe u.a.) angesprüht oder eine Kunststofffolie meistens aus PVC angebracht.



Dann werden die Injektionsleitungen am Fels ringförmig verlegt und mit Hilfe von Blechlaschen und Schußbolzen befestigt. Die Injektionsleitungen sind Kunststoffschläuche von $\Phi \frac{1}{2}''$ bis $\Phi \frac{3}{4}''$. Sie haben in einem Abstand von 1,0 bis 1,5 m Manschettenventile, über welche das Injektionsgut austreten kann. Die Ventilwirkung wird erreicht, indem der Schlauch gelocht und ein Weichgummischlauchstück darüberschoben wird. Um eine Verbesserung der Druckwirkung in der Anfangsphase zu erreichen wird über den Injektionsschlauch eine flache ca. 20 cm breite Folienhülle geschoben, die die anfängliche Ausbreitung von Injektionsgut bzw. Druckwasser sicherstellt und eine entsprechend große Druckfläche für das erste Aufreiß des Spaltes bildet.

Das Injizieren erfolgt über die Injektionsleitung gezielt in den Spalt, der infolge des hohen Injektionsdruckes geöffnet wird. Es ist ein Filtrvorgang und erfasst die Undichtheiten des Betonringes aber auch alle den Spalt schneidenden Klüfte, wobei sie mit einem dicht gelagerten Zement verfüllt wird. Das Ergebnis ist eine Abdichtung des Betonringes und eine Gebirgsverfestigung.

Bei der Injektion entstehen immer gewisse Vorspannverluste infolge Kriechen des unter Spannung stehenden Betons, Kriechen des Gebirges bei geringer Überlagerung und Horizontalspannung oder als Resultat von einer weiteren Abkühlung des Betonringes und des Gebirges nach der Durchführung von der Vorspanninjektion. Um diese zu vermeiden oder zu vermindern, ist es sehr wichtig einen günstigen Zeitpunkt für die Vorspanninjektion zu wählen.

Da der Betonring bei der Vorspannung eine hohe Druckspannung erhält, infolge der er stark kriecht, im Betriebszustand aber praktisch spannungslos ist und daher nicht mehr kriecht, sollte dieser günstige Zustand möglichst bald nach der Injektion erreicht werden. Das führt zum Schluß, dass die Vorspanninjektion möglichst knapp vor der Stollenfüllung erfolgen soll. Dies hat zusätzlich den Vorteil, dass der Beton bis zu diesem Moment sich abkühlen kann und dadurch die Vorspannverluste infolge der Temperaturdifferenz begrenzt werden.

Die Kontrolle der Injektionswirkung betrifft folgende Punkte:

- Messung des Injektionsdruckes
- Messung der eingepreßten Zementmilchmenge und
- Messung der Zusammendrückung.



6.4. Bauverfahrenstechnik bei der eingegrabenen Druckrohrleitung.

Die Bau- und Montagearbeiten für solche lineare Bauobjekte können durch das ganze Jahr nach einem vorgefertigten Termin- bzw. Bauplan erfolgen. Die Zusammensetzung der Montagemannschaft und die Transportmittel werden in Abhängigkeit von dem Rohrdurchmesser, Umfang der Bauarbeiten und der Bauzeit bestimmt. Alle Bauteile werden in einem Werkzeugbetrieb gefertigt, bei einer maximalen Unifizierung der Elementen. Bei dem Transport und der Montage sollen keine Abweichungen von der geometrischen Abmessungen der Rohren zugelassen werden. Die Ausführung aller Arbeitsvorgänge muss nach den entsprechenden Vorschriften erfolgen.

6.4.1. Allgemeines

Die Druckrohrleitung wird in einem Graben mit einem äußeren Böschungswinkel von 70° verlegt. Die Aushubtiefe beträgt 5,60 m. Für die Rohrbettung wird auf der Grabensohle ein 0,5 m hohes Sandkissen angeordnet. Das Stahlrohr hat eine konstante Dicke über die ganze Strecke von 50 mm. Zur Wiederverfüllung des Grabens wird das ausgegrabene Material verwendet, wobei vor seinem Einbringen eine Entfernung von Fremdkörpern erfolgen muss.

6.4.2. Beschreibung der Bauvorgänge

- Trassierung der Rohrleitungsachse
- Vorbereitung der Baustelle
- Aushub des Grabens
- Transport der Rohre
- Einbettung der Rohre
- Reinigung der Rohre
- Schweißen der Rohre
- Druckprobe
- Verfüllung des Rohrgrabens
- Verdichtung des Rohrgrabens

6.4.2.1 Vorbereitungsarbeiten

- Aufräumung der Baustelle von Bäumen, Büschen und Steinen
- Aufbau von provisorischen Wegen
- Errichtung von Werkstätten
- Errichtung von temporären Baustellengebäuden für die Arbeitskräfte

6.4.2.2 Grabenaushub

- Die Aushubsarbeiten werden mit einem Bagger mit Tieflöffel ausgeführt. Er wird aus Sicherheitsgründen von oben nach unten über die Rohrleitungsachse fahren. Das ausgegrabene Material wird seitlich gelagert.



- Es dürfen nicht mehr als 20 cm über dem Projektanmessungen ausgegraben werden, wobei die Verfüllung mit demselben Boden erfolgt und verdichtet wird.
- Jedes Rohr muss satt auf seine ganze Länge aufliegen, wobei für Muffen – Muffenlöcher entsprechend tiefer ausgegraben werden sollen.
- Bei der mechanisierten Ausführung der Aushubsarbeiten, müssen die letzten (die untersten) 15 bis 20 cm händisch ausgegraben werden.
- Während der Aushubsarbeiten muss eine Kontrolle der Bodeneigenschaften durchgeführt werden.

Die Arbeitsgrabenbreite setzt sich zusammen aus der oberen Breite des eigentlichen Rohrgrabens, den beiderseits lastfreien Schutzstreifen von wenigstens 0,6 m Breite, dem Lagerplatz für den Aushub und gegebenenfalls einer oder mehreren Baustraßen, wenn Transport- und Verlegefahrzeuge für große Rohrleitungen längs des Rohrgrabens fahren müssen. Ein Orientierungsbeispiel für die Größenordnung für offenes Gelände und bei geböschten Grabenwänden ist in **Tabelle 6. 2** angegeben.

Tabelle 6. 2 Arbeitsstreifenbreite [7]

DN der Rohre	t ≤ 3,0 [m]	t > 3,0 [m]
≤ 200	14	16
200 ÷ 400	16	18
400 ÷ 600	18	20
600 ÷ 1200	20	22

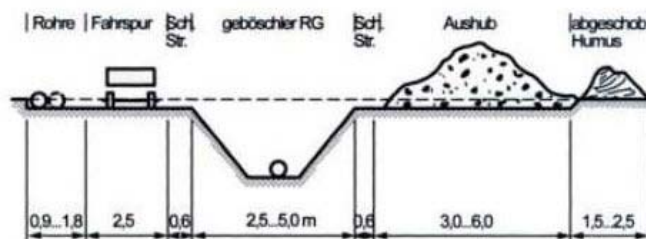


Bild 6. 12 Prinzipskizze [6]



6.4.2.3 Rohrtransport und –einbau

- Die Rohre müssen von den Werkstätten mit einem passenden Fahrzeug bis zu dem Montageplatz transportiert werden
- Bei dem Transport müssen die entsprechenden Maßnahmen gegen Rohrbeschädigung getroffen werden
- Die Rohre müssen vor Schlägen geschützt werden
- Die Lade- und Entladearbeiten müssen mit einer geeigneten Hebeeinrichtung erfolgen. Die Rohre müssen bei diesen Vorgängen an bestimmten Stellen gefasst werden, damit sie nicht beschädigt werden. Zu diesem Zweck können auch Kunststoffgurte verwendet werden.
- Bei dem Transport dürfen die Rohren nicht gezogen werden
- Es sind alle Tätigkeiten mit Hacken, Stahlseilen und Ketten verboten, die zu einer Beschädigung der Rohre führen können.
- Die fertigen Rohre werden im Freien auf eine speziell vorbereitete für diesen Zweck gefertigte Stelle gelagert.
- Im Falle von langzeitiger Lagerung müssen die Rohren auf eine Unterlage gelegt werden, damit sie z.B. vor Regen und anderen Einwirkungen geschützt sind
- Die Rohrverlegung und –verfüllung muss die Erhaltung der Schutzumhüllung, den guten Kontakt zwischen Rohr und bestehendem Boden, die Einhaltung der Projektlage und die qualitative Verdichtung sicherstellen
- Vor dem Absenken müssen die Rohre zu Einbauschüsse zusammengeschweißt werden. Die Anzahl der Schweißnähte, die in dem Graben ausgeführt werden, müssen zu einem Minimum geführt werden
- Das Absenken der Rohre wird mittels eines Kranes ausgeführt.
- Die Anzahl, Art, Traglast und Abstand zwischen den Baumaschinen müssen mit dem Rohrdurchmesser, Rohrgewicht und der Geländeoberfläche abgestimmt werden.
- Die Rohre dürfen nicht höher als 0,8 bis 1,0 m über die Geländeoberfläche aufgehoben werden
- Die Rohre müssen bei der Montage gut an die Grabensohle angepasst werden
- Die Rohrbettung soll so ausgebildet werden, dass Längsbiegungen und Punktlasten vermieden werden.
- Die Rohre müssen nach Seite und Höhe eingefluchtet werden. Seitlich wird nach dem Auge ausgerichtet. Die Höhe kann durch Aufsetzen des Rohrkreuzes und Visieren über die Grabenprofile erfolgen. Das Rohrkreuz ist um den Außendurchmessern der Rohre kürzer als das Grabenkreuz. Für Stahlrohre wird mit dem Rohrkreuz die Höhenlage bei den Muffenrohren nach dem Verlegen alle 10 m geprüft. Es ist viel einfacher, wenn die Verlegung mittels eines Baulasers erfolgt. [7]
- Wenn die Verlegearbeit unterbrochen wird, müssen alle Rohröffnungen verschlossen werden, um ein Eindringen von Fremdkörpern und Tieren zu vermeiden.
- Die Knickstellen müssen so ausgeführt werden, dass sie minimale hydraulische und statische Spannungen hervorrufen.



6.4.2.4 Schweißarbeiten

Die Schweißarbeiten müssen nach den entsprechenden Vorschriften erfolgen.

- zur Ausführung der Rohrverbindungen dürfen nur erfahrene Fachkräfte eingesetzt werden.
- die Längsnähte werden ununterbrochen ausgeführt. Sie müssen so gegeneinander versetzt werden, dass sich die Längsnähte und die Rundnaht nicht kreuzen

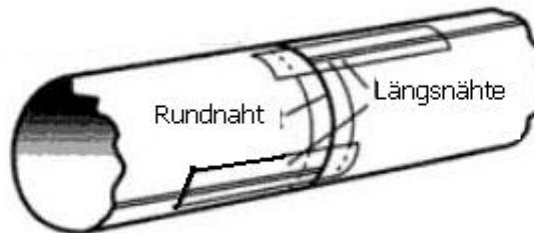


Bild 6. 13 Nahtausführung [7]

- die Rundnähte müssen beiderseitig und ununterbrochen ausgeführt werden
- die V – Nähte werden ab einem Durchmesser von 800 mm von der Rohrgegenseite ausgeführt
- Bei der Rohrverbindung muss der Abstand zwischen den Rohrenden kleiner als 2 mm sein
- Vor der Montage müssen die Rohre von Verunreinigungen z.B. mit einer Bürste gereinigt werden
- Die Schweißarbeiten unterliegen einer Kontrolle
- Bei den Längsnähten müssen 100 % von ihrer Länge mit einer Ultraschall- oder Röntgenprüfung kontrolliert werden. Für die Rundnähte müssen 50 % geprüft werden

6.4.2.5 Korrosionsschutz

Die Korrosionsüberzüge müssen mechanisch aufgetragen werden. Es kommen meist Bitumenmastix, Epoxidmischungen oder Kunststoffolien zum Einsatz. Sie können in dem Werk oder vor Ort erstellt werden. Vor dem Auftragen muss die Rohroberfläche von Verschmutzungen gereinigt werden.

6.4.2.6 Verfüllung des Rohrgrabens

- die Verfüllung des Grabens soll auf Schichten mit einer Höhe von 15 (20) cm erfolgen, bis zum Erreichen von 50 cm über den Rohrscheitel. Ab dieser Höhe werden Schichten mit einer Höhe von 20 bis 25 cm eingebaut und verdichtet.
- die Überschüttung muss gleichmäßig erfolgen.
- wenn das Verfüllmaterial zu nass oder zu trocken ist, muss die optimale Feuchtigkeit vor dem Einbringen erreicht werden.
- die Überschüttung mit Steinen, Felsstücken oder schwachen Böden ist unzulässig
- die Überschüttungshöhe über dem Rohrscheitel darf nicht mehr als 2,0 m sein



6.4.2.7 Verdichtungsarbeiten

Von der Theorie des elastischen Halbraumes sowie von praktischen Erfahrungen ist es bekannt, dass die Verdichtungslasten nicht unbegrenzt in den Boden wirken, sondern die Auswirkungen durch eine sogenannte „Wirktiefe“ begrenzt sind. Um eine gleichmäßige Verdichtung zu gewährleisten, wird das Verfüllmaterial lagenweise in Schichten von ca. 20 cm eingebracht.

Die Aufgabe bei der Verdichtung besteht darin, einerseits den Boden zu homogenisieren, also die durch die lose Einbringung vorhandenen Hohlräume zu egalisieren und eine gleichmäßige Lagerungsdichte zu schaffen und andererseits die durch den Aushub des Rohrgrabens verloren gegangene horizontale Verspannung des Bodens wiederherzustellen. Dies erfolgt im Allgemeinen mit entsprechenden Verdichtungsgeräten und einem den Anforderungen entsprechenden Verdichtungsaufwand. [8]

Die Verdichtung des Verfüllmaterials hängt von der Steifigkeit des bestehenden Bodens ab. Ein hoher Steifigkeitsmodul bewirkt, dass die Rohrgrabenverfüllung seitlich nur sehr gering ausweichen kann, wodurch bei gleichem Verdichtungsaufwand gegenüber einem geringen Steifemodul eine höhere Verdichtung der Rohrgrabenverfüllung bei geringerer Rohrverformung erreicht wird. Eine geringe Steifigkeit des bestehenden Bodens kann vor allem durch Feuchtigkeit, wie z.B. Regenwasser, Grundwasser usw. hervorgerufen werden, weshalb auf trockene Verhältnisse in Rohrgraben bei der Verfüllung und Verdichtung geachtet werden sollte.

Um am Planum der Wiederverfüllzone den geforderten Verformungsmodul zu erreichen ist es bei geringer Steifigkeit des bestehenden Bodens notwendig die Verdichtungsarbeit entsprechend zu erhöhen, wodurch die Verformung und die Beanspruchung der Rohre beim Einbau ansteigt. Daraus folgt, dass für das Strukturverhalten erdverlegter Rohrleitungen beim Einbau vor allem das Druck – Setzungsverhalten der Verfüllmaterialien in Zusammenhang mit der Verdichtung der Rohrgrabenverfüllung maßgebend ist.

Die Beanspruchungen infolge des Einbaus rufen bei den starren Rohren wegen ihrer hohen Steifigkeit nur unwesentliche Verformungen hervor. Dagegen sind aber die entsprechenden Einwirkungen durch den Einbau bzw. die Verdichtung der Grabenverfüllung auf die Korrosionsschutzumhüllungen zu beachten.

6.4.2.8 Druckprobe

Die Druckprüfung erfolgt erst nach der Ausführung aller Montage- und Schweißarbeiten für die ganze Rohrleitung oder für einen bestimmten Abschnitt der Anlage, wenn sie in Teilprüfstrecken eingeteilt ist. Vor der Wasserfüllung müssen alle Schweißnähte und Schutzumhüllungen geprüft werden. Die Dichtigkeit der erdverlegten Rohrleitungen kann mit Druckwasser oder Druckluft geprüft werden, wobei die letztere nur nach einer Begründung erfolgt. Die Einzelvorgänge bei der Prüfung wie Entlüftung, Wasserfüllung, Wasserentleerung, Prüfdruck u.a. müssen in dem Projekt beschrieben werden.

Die Prüfung beginnt von dem tiefsten Punkt der Rohrleitung. Für ihre Durchführung ist der Einsatz von Pumpen, Druckmaßgeräte (mindestens zwei), reversibles Wasserventil, Luftventile und zwei Stöpsel für die beiden Enden der Rohrleitung vorgesehen. Die Stelle für die Montage der Manometer muss so gewählt werden, dass die Pumpvibrationen die Manometerzeiger nicht beeinflussen. Die Pumpe muss an dem unteren Bereich der Rohrleitung aufgestellt werden.



Für große Rohrdurchmesser erfolgt die Wasserfüllung langsam mit 150 bis 200 l/s, wobei noch jeden 30 Minute eine Pause gemacht wird. Während der Prüfung wird die ganze Rohrleitung beobachtet. Eine Druckerhöhung wird erst dann vorgenommen, wenn festgestellt ist, dass die Rohrleitung entlüftet und voll mit Wasser ausgefüllt ist. Die Druckprüfung erfolgt in zwei Etappen: eine Vorprüfung vor der Verfüllung und die endgültige Prüfung nach dem Abschluß aller Arbeiten.

A. Vorprüfung

- die Vorprüfung ist auf die Rohrfestigkeit bezogen und erfolgt mit einem Prüfdruck größer als dem Arbeitsdruck
- die Druckerhöhung von Arbeits- bis Prüfdruck erfolgt mit 1 bis 2 kg / cm² pro Minute
- der erreichte Prüfdruck muss mindestens 30 Minuten angehalten werden. Während dieses Zeitintervalls wird die Rohrleitung beobachtet
- nach diesen 30 Minuten wird der Druck für noch 30 Minuten angehalten und danach erfolgt eine allmähliche Druckabminderung
- die Vorprüfung kann gleich nach der Wasserfüllung erfolgen
- der Festigkeitsnachweis ist erfolgreich, damit kein Rohrbruch auftritt

B. Endgültige Prüfung

- mit der endgültigen Prüfung muss die Dichtigkeit nachgewiesen werden, wobei mit einem Arbeitsdruck geprüft wird
- sie erfolgt nicht früher als 72 Stunden nach der Wasserfüllung und der Grabenverfüllung
- die Wassertemperatur muss über 4°C liegen
- der erreichte Arbeitsdruck muss wieder für 30 Minuten angehalten werden, es ist kein zusätzliches Pumpen erlaubt
- die Prüfung ist erfolgreich, wenn keine Defekte wie Wasseraustritte auftreten
- alle Schweißnähte müssen absolut dicht sein
- eine Durchfeuchtung der Schweißnähte ist auch nicht zulässig



Literatur

- [1] **Gieseke J., Mosonyi E.**, „Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb“, Springer, 1998
- [2] **Seeber G.**, „Druckstollen und Druckschächte“, Stuttgart – New York 1999
- [3] **ÖNORM B5012** Statische Berechnung erdverlegter Druckrohrleitungen für die Wasserversorgung und die Abwasser-Entsorgung, Österreichisches Normungsinstitut, 1020 Wien, 2005
- [4] **JODL H.**, Studienblätter zur Vorlesung Bauverfahrenstechnik an der UACG – Sofia 2007
- [5] **Strebel R.**, „Erd- und Felsanker“ ETH - Zentrum Zürich, 1995
- [6] **Europäische Richtlinie für Spritzbeton** /Deutsche Übersetzung der EFNARC Richtlinie/ Schweiz, 1997
- [7] **Mutschmann J., Stimmelmayer F.**, „Taschenbuch der Wasserversorgung“ Vieweg, 2007
- [8] **Kieselbach G.**, „Beanspruchung von Rohrleitungen während des Einbauzustandes“ Vulkan, 1995
- [9] **Маринов Е.**, „Хидравлика“ („Hydraulik“) – in Bulgarisch, Sofia, 2003
- [10] **Милославов С.**, „Водни електрически централи и деривационни съоръжения“ („Wasserkraftanlagen“) – in Bulgarisch, Sofia, 1976
- [11] **Цоловски Ц., Николаева Р.**, „Ръководство за курсово проектиране по хидроенергийни системи и съоръжения“ („Taschenbuch für Projektierung von Wasserkraftanlagen“) – in Bulgarisch, София, 1991
- [12] **Казаков Б.**, „Справочник по хидравлични изчисления на водопроводящи съоръжения и системи“ („Handbuch für hydraulische Bemessung von wasserleitenden Anlagen“) – in Bulgarisch, София, 2008
- [13] **Георгиев Л.**, „Хидротехнически тунели“ („Druckstollen“) – in Bulgarisch, Sofia, 1989
- [14] **Георгиев Л.**, „Подземни хидротехнически съоръжения“ („Druckschächte“) – in Bulgarisch, Sofia, 1990
- [15] **Лекции ЗС, ЛС /2009/2010/** Хидротехнически тунели и Подземни хидротехнически съоръжения, доц. В. ТАШЕВ (Vorlesungen in Druckstollen und Druckschächten WS und SS 2009/2010)
- [16] **Технически норми и правила за проектиране, изграждане и въвеждане в експлоатация на засипани магистрални водопроводи** (Normen für Projektierung, Bau und Betrieb von eingeeerdeten Wasserversorgungsleitungen) – in Bulgarisch, Sofia, 1975
- [17] **Manual Engineering and Design** „Tunnels and Shafts in Rock“, Washington, 1997
- [18] **Кривченко И.**, „Гидромеханические переходные процессы в гидроэнергетических уставовках“ – in Russisch, Москва, 1975