

Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Die konstruktive Entwicklung des Triebwasser- weges bei Pumpspeicherkraftwerken

Masterarbeit
von
Uwe Wieser

Vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades eines Dipl.- Ing.
des Masterstudiums Geotechnical and Hydraulic Engineering

Graz, im 30.08.17

Betreuer der Diplomarbeit:
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch

.....

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung)

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im August 2017



A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Uwe Maier', written over a horizontal dotted line.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die mich im Rahmen dieser Masterarbeit begleitet haben.

Ganz besonders möchte ich mich bei meiner Freundin bedanken, die mich in dieser durchwachsenen Zeit moralisch sehr unterstützt hat.

Darüber hinaus möchte ich mich bei meinen Eltern, meiner Großmutter, meiner Tante und meinem Onkel bedanken, die mir durch ihre Unterstützung mein Studium ermöglicht haben.

Ein besonderer Dank gilt dem Geotechnik Zeichensaal, in dem ich viele lustige und erholsame Stunden, neben dem doch intensiven Studium, verbringen habe dürfen.

Danken möchte ich auch Herrn Prof. Knoblauch, der mich und meine Arbeit mit seiner fachlichen und persönlichen Unterstützung begleitet hat.

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der konstruktiven Entwicklung des Triebwasserweges bei Pumpspeicherkraftwerken. Im Besonderen mit den Auskleidungsarten bei aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerken. Hierfür werden ausgewählte Ausführungsbeispiele hinsichtlich ihrer Projektdaten vorgestellt und es wird der Frage nachgegangen, ob Änderungen hinsichtlich der jeweils verwendeten Auskleidungsart einen Zusammenhang zum Baustarttermin der Projekte haben. Dadurch wird hinterfragt, ob gewisse Materialien generell, bauzeitrahmenunabhängig, bevorzugt zum Einsatz kommen und ob bzw. wie sich die Anforderungen an die Materialien im Laufe der Zeit geändert haben, was gewisse obsolet gemacht und andere ganz neu ins Spiel gebracht haben könnte. Insbesondere interessiert die Frage, ob und wie die NATM Änderungen bei der Konstruktion einer Auskleidung ausgelöst bzw. vorangetrieben hat. Das Ziel ist es, die Entwicklung des Standes der Technik nachzuvollziehen.

Diesen Fragestellungen wird auf der Grundlage ausführlicher Literaturrecherchen und des Studiums von Fachpublikationen und spezifischen Projektinformationen über die ausgewählten Ausführungsbeispiele nachgegangen. Die Darstellung der Grundlagen der hydraulischen Bemessung von Triebwasserwegen und die Abhandlung der verschiedenen Ausführungsmaßnahmen für den Bau von Triebwasserwegen, mit Details zu Linienführung, Querschnittsabmessungen, Druckrohrleitungen, Druckstollen und Druckschächten und zur statischen Bemessung, vorab dienen dazu, das Verständnis dafür zu schärfen, worauf bei der Betrachtung der aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerke Wert gelegt wurde.

Abstract

This thesis discusses the constructive development of pumped storage power plants headraces emphasizing on the lining composition on present Austrian pump storage power plants. Therefore selected examples are presented. It is analyzed whether changes in the type of lining used are related to the start of construction of the projects. That should help answering the question if certain materials are preferably used, not depending to the projects time period, and if the requirements for the used materials have changed over time. Such a change in requirements might have made some of the used materials irrelevant for one thing and invented some new materials on the other hand. Especially the question whether the NATM has triggered and /or pushed changes in the construction of a lining is of particular interest. The aim is to retrace the state-of-the-art.

These overarching questions are discussed on the basis of intense literature studies and the study of technical publications and specific project information on the chosen Austrian pumped storage power plants. The description of the basics of hydraulic dimensioning of headraces and the discussion of the different implementation options for the construction of headraces should help to get a better understanding for the specific characteristics of Austrian pumped storage power plants.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
1.1	Zielsetzung und Forschungsfrage	1
1.2	Gang der Arbeit	2
2.	Hydraulische Bemessung des Triebwasserweges	4
2.1	Hydraulische Grundlagen.....	5
2.1.1	Reibungsverlusthöhe h_r	6
2.1.2	Örtliche Verlusthöhe $h_{v\ddot{o}}$	8
2.2	Dynamische Strömungsvorgänge	10
2.2.1	Wasserschlossdimensionierung	10
2.2.2	Druckstoßberechnung	13
3.	Ausführungsmaßnahmen von Triebwasserwegen	21
3.1	Horizontale und vertikale Linienführung	22
3.1.1	Horizontale Linienführung	22
3.1.2	Vertikale Linienführung.....	23
3.2	Querschnittsabmessungen des Triebwasserweges	24
3.3	Offene und Eingeschüttete Druckrohrleitung	26
3.3.1	Definition	26
3.3.2	Ausführungsarten.....	28
3.4	Druckstollen und Druckschächte.....	39
3.4.1	Definition	39
3.4.2	Auskleidungsarten.....	42
3.4.3	Anwendungsbereiche der einzelnen Auskleidungen	53
3.5	Statische Bemessung	55
3.5.1	Definition der dynamischen und statischen Drucklinien	55
3.5.2	Druckstollen Problematik.....	56
3.5.3	Zusammenspiel zwischen felsmechanischen und felshydraulischen Problemen	57
3.5.4	Analytisch-grafisches Bemessungsverfahren zur Berechnung der Druckstollenauskleidung	59
4.	Triebwasserwege bei aktuellen Pumpspeicherkraftwerken in Österreich .	65
4.1	Charakteristika von Pumpspeicherkraftwerken	65

4.2	Ausführungsbeispiele aktueller Pumpspeicherkraftwerke.....	70
4.2.1	PSW Limberg II.....	71
4.2.2	PSW Reißeck II.....	82
4.2.3	PSW Häusling.....	90
4.2.4	PSW Feldsee.....	97
4.2.5	PSW Kops II.....	115
5.	Zusammenfassung und Ausblick.....	125
	Literaturverzeichnis.....	127
	Abbildungsverzeichnis.....	132
	Tabellenverzeichnis.....	137

1. Einleitung

1.1 Zielsetzung und Forschungsfrage

In der vorliegenden Arbeit liegt das Hauptaugenmerk auf der Darstellung der konstruktiven Entwicklung des Triebwasserweges und dessen Auskleidung bei aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerken. Hierfür werden Ausführungsbeispiele herangezogen, die die unterschiedlichen Ausführungs- und Auskleidungsarten der einzelnen Triebwasserwege charakterisieren. Die ausgewählten Beispiele dienen dazu, um einen Überblick über verwendete Auskleidungen gewinnen zu können. Es wird hinterfragt, ob es einen Zusammenhang zwischen der Zeit des Baubeginns und dem für die Auskleidung verwendeten Material gibt, aus welchem geschlossen werden könnte, dass in gewissen Zeitspannen bestimmte Materialien bevorzugt eingesetzt wurden. Und ob Änderungen des verwendeten Materials allein auf deren jeweilige Verfügbarkeit für Auskleidungen zum jeweiligen Zeitpunkt zurückzuführen sind, oder diese vielmehr mit den an sie gestellten Anforderungen korrelieren, welche sich zeitabhängig natürlich auch geändert haben können, dies aber nicht müssen. Hierzu stellt sich die Frage, ob es einen Zusammenhang zwischen der Kennlinie des Gebirges und der damals gewählten Auskleidung gibt und ob es zu einem Umdenken bei der Konstruktion einer Auskleidung kam, je fortschrittlicher die Überlegungen der NATM (New Austrian Tunneling Method) waren. Interessant ist daher, welche die verschiedenen Einflussfaktoren sind, die Veränderungen im verwendeten Material ausgelöst haben.

Die Forschungsfrage, mit deren Beantwortung sich die vorliegende Arbeit beschäftigt, lautet daher:

„Welche konstruktive Entwicklungen hat der Triebwasserweg und dessen Auskleidung bei aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerken durchlaufen und wodurch wurden diese angestoßen?“

Zur Beantwortung der Forschungsfrage werden ausgewählte österreichische Pumpspeicherkraftwerke aufgearbeitet und die Entwicklung des Standes der Technik nachvollzogen.

1.2 Gang der Arbeit

Nach einem einleitenden ersten Abschnitt beschäftigt sich die vorliegende Arbeit im zweiten Kapitel mit der hydraulischen Bemessung des Triebwasserweges. Nach einem Einblick in die dafür maßgeblichen hydraulischen Grundlagen, mit den Schwerpunkten Reibungsverlusthöhe h_r und örtliche Verlusthöhe $h_{v\ddot{o}}$, wurden die dynamischen Strömungsvorgänge – Massenschwingungen und Druckstöße – näher erläutert und es wurde betrachtet, wie diese hydraulischen Belastungen die Wahl der Auskleidung beeinflussen.

Einen wesentlichen Teil der Arbeit stellten die fortlaufenden Literaturrecherchen und die Aufarbeitung des wissenschaftlichen Schrifttums zum Thema Druckstollen und Druckrohrleitungen dar, welche in Abschnitt drei – Ausführungsmaßnahmen von Triebwasserwegen – behandelt werden. Zu Anfang wurde ein Überblick über die Publikationen gewonnen, um folgend die Grundlagen und die konstruktive Entwicklung des Triebwasserweges zu erläutern. Dabei wurde auf die Ausführungsarten und im Besonderen auf die unterschiedlichen verwendeten Materialien näher eingegangen. Auch wurde auf die Grundlagen der statischen Bemessung eingegangen und die Beziehung zwischen felsmechanischer und felshydraulischer Problematik betrachtet. Weiters wurde ein analytisch-grafisches Bemessungsverfahren zur Berechnung der Druckstollenauskleidung dargestellt.

Für den vierten Abschnitt der Arbeit, welcher gemeinsam mit Kapitel drei das Kernstück der Arbeit herausbildet, waren eingehende Recherchen über die Charakteristika von Pumpspeicherkraftwerken erforderlich. Diese erfolgten einerseits über spezifische Fachpublikationen, andererseits über allgemein zugängliche Informationen seitens der Kraftwerksbetreiber, welche im Speziellen interessante Informationen zu den aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerken lieferten. Das Hauptaugenmerk lag in diesem Abschnitt auf der konstruktiven Entwicklung des Triebwasserweges bei aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerken. Die in Abschnitt drei gewonnenen Erkenntnisse über den Bau von Auskleidungen im Bereich Druckstollen und Druckrohrleitungen fließen in die Betrachtung mit ein.

Abschließend wurde ein Resümee über die im Laufe der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse gezogen und ein kurzer Einblick darüber gegeben, welche Tendenzen aktuell im Triebwasserwegsbau herrschen und wie diese den österreichischen PSW Bau beeinflussen könnten.

2. Hydraulische Bemessung des Triebwasserweges

Das folgende Kapitel befasst sich mit hydraulischen Gesichtspunkten von Pumpspeicherkraftwerken. Im Speziellen mit der hydraulischen Bemessung des Triebwasserweges und den sich daraus ergebenden Belastungen, welche die Wahl der Auskleidung für den Druckstollen bzw. der Druckrohrleitung beeinflussen. Im Kapitel 2.1 wird überblicksmäßig die Bemessung eines Pumpspeicherkraftwerkes aufgezeigt. Dabei wird besonderes Augenmerk auf die Verlusthöhe $h_{v,r}$ gelegt. Das Kapitel 2.2 zeigt die instationären Strömungsvorgänge im Triebwasserweg auf. Diese werden, wie in Abbildung 1 zu sehen ist, in zwei Bereiche unterteilt. Im roten Bereich, vom Speicher bis zum Wasserschloss, wird in Kapitel 2.2.1 „Wasserschlossdimensionierung“ kompakt die Massenschwingung erläutert. Im gelben Bereich, vom Wasserschloss bis zum Pump haus, wird in Kapitel 2.2.2 „Druckstoßberechnung“, dargelegt, wie die sich aus der Druckstoßberechnung ergebenden Belastungen die Wahl der Auskleidung beeinflussen.

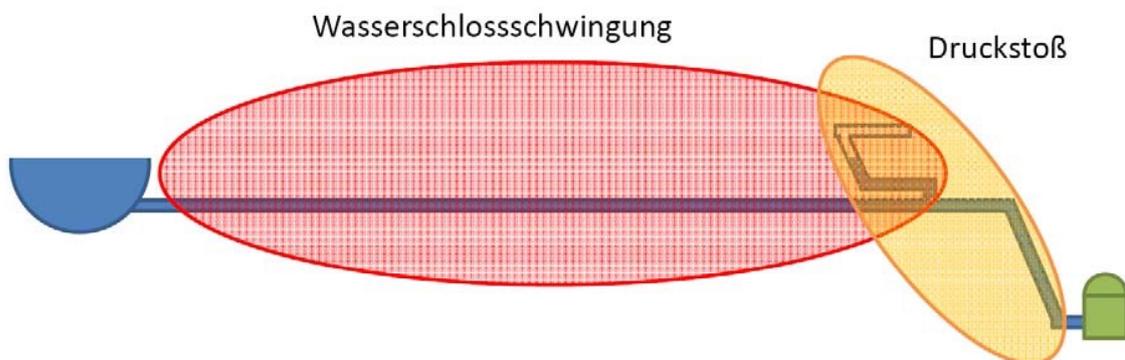


Abbildung 1 Schwingungssysteme im Triebwasserweg (1)

2.1 Hydraulische Grundlagen

Die Gesamtenergie E des Wassers, bezogen auf ein Pumpspeicherkraftwerk, ergibt sich aus der Summe der potenziellen Energie E_p und der kinetischen Energie E_k .

$$E = E_p + E_k = \left(\frac{1}{3,6 \cdot 10^6}\right) * g * m * (h_p + h_k) [\text{kWh}]$$

Die potenzielle Energiehöhe h_p und die kinetische Energiehöhe h_k werden zusammengefasst als Energiehöhe h_e des Wassers dargestellt und über die Bernoulli Gleichung ausgedrückt. Die Bernoulli Gleichung wird ergänzt durch die Einflüsse von Reibung, Oberflächenspannungen, Turbulenzen und weiterer Faktoren, die über die Verlusthöhe $h_{v,i}$ als charakteristische Länge ausgedrückt werden (2) (siehe Abbildung 2).

$$h_E = h_p + h_k + h_{v,i} = \frac{p}{\rho_w * g} + z + \frac{v^2}{2 * g} + h_{v,i} [\text{m}]$$

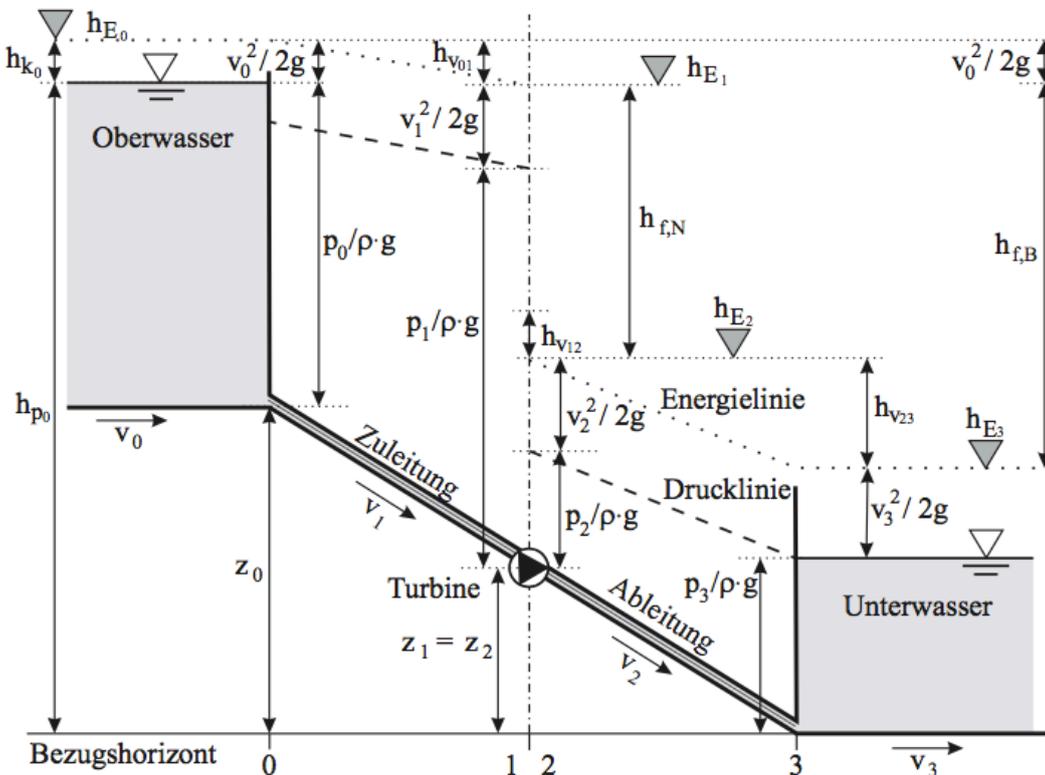


Abbildung 2 Prinzip der Energieumwandlung (geschlossene Leitung zwischen den Punkten 0 und 3) (2)

Im Triebwasserweg gibt es zwei Faktoren, welche die Energieverlusthöhe h_v maßgebend bestimmen. Die Reibungsverlusthöhe h_r , welche durch den Rohrreibungsverlust einer geraden Strecke definiert wird, und die Verlusthöhe $h_{v,\delta}$, welche die lokalen Störungen zusammenfasst. (3)

$$h_v = h_r + \sum h_{v,\delta} \text{ [m]}$$

2.1.1 Reibungsverlusthöhe h_r

Wird ein stationärer, gleichförmiger Abfluss angenommen, lässt sich die Reibungsverlusthöhe $h_{v,r}$ nach DARCY und WEISBACH wie folgt ausdrücken:

$$h_{v,r} = \lambda * \left(\frac{l}{d_i}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \text{ [m]}$$

Der erforderliche Rohrdurchmesser d_i wird über die Kontinuitätsgleichung bestimmt. Aus wirtschaftlichen Gründen liegt die Fließgeschwindigkeit v bei 1-7 m/s, wobei diese bei flachen und langen Druckstollen im unteren und bei steilen Druckstollen mit größerem Durchmesser im oberen Bereich liegt. (2)

$$d_i = \sqrt{\frac{4}{\pi}} * \sqrt{\frac{Q}{v}} \text{ [m]}$$

Der Beiwert λ ist ein Maß der Wandreibung und wird als Widerstandsbeiwert der Rohrreibung bezeichnet. Der Widerstandsbeiwert wird über die hydraulische Rohrrauheit k sowie über die innere, viskose Reibung, die durch die Reynoldszahl Re beschrieben wird, ausgedrückt. Noch zu erwähnen ist, dass die Rohrrauheit k keine absolute, sondern eine durch die Zeit veränderliche Größe ist. Korrosion, Inkrustierung und Ablagerungen müssen beim k – Wert berücksichtigt werden. Weiters ist die Rohrrauheit k eine unbekannte Größe. Durch zahlreiche hydraulischer Versuche ist die Oberflächenbeschaffenheit der unterschiedlichen Rohrrinnenwände ermittelt und dementsprechend zugeordnet worden. Hierzu wird auf das Buch „Technische Hydromechanik – Grundlagen“ verwiesen. (3)

$$\lambda = \lambda(k, Re) \text{ [-]}$$

Die halbempirische Beziehung für λ im turbulenten Fließbereich, die nach PRANDTL, KARMAN und COLEBROOK aufgestellt worden ist, stellt die Grundlage für die Druckstollenberechnung dar.

$$\text{rau: } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 * \lg\left(\frac{3,71}{k/d}\right) [-]$$

Der Beiwert λ hängt außerdem von der Strömungsart – laminar oder turbulent – ab, wobei der laminare Bereich exakt mathematisch, nach dem Fließgesetz von HAGEN und POISEUILLE, berechnet werden kann. (3) Anzumerken ist, dass der laminare Bereich bei einer Reynoldszahl Re kleiner 2320 liegt. Da Druckstollen bzw. Druckrohrleitungen bei Wasserkraftanlagen eine Reynoldszahl Re über 10^5 aufweisen, wird der laminare Bereich nicht berücksichtigt. (2)

Auch kann der Rohrreibungsbeiwert λ über das MOODY-Diagramm grafisch ermittelt werden (siehe Abbildung 3).

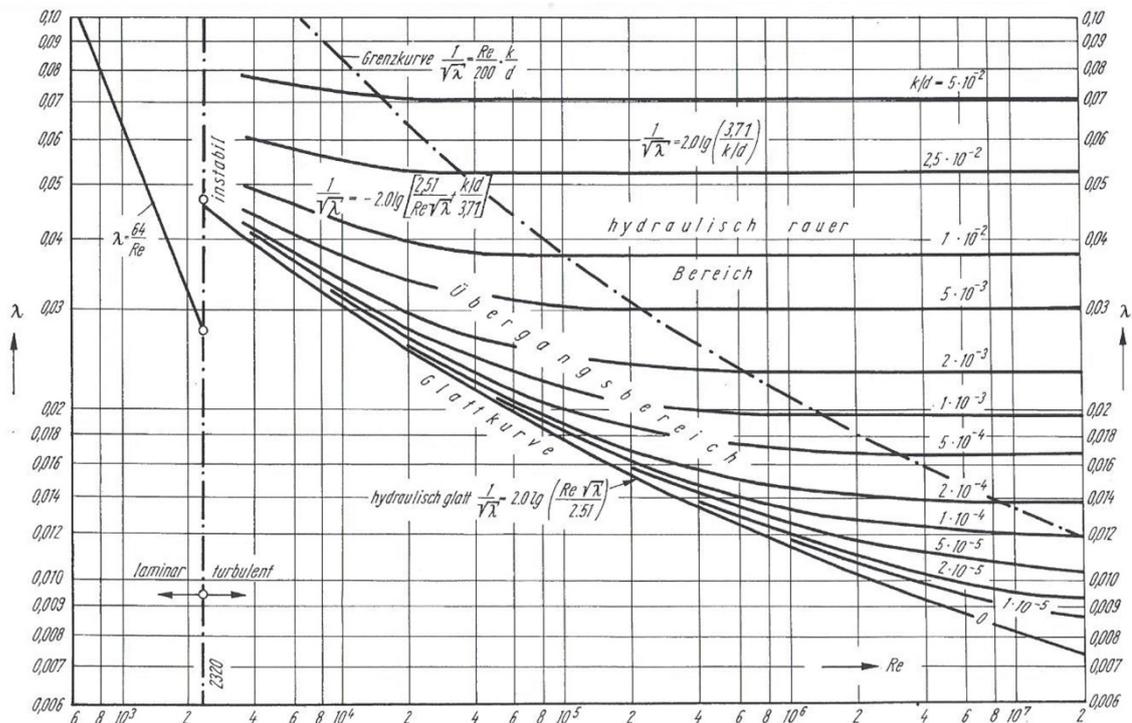


Abbildung 3 Rohrreibungsbeiwert λ , abhängig von der Re-Zahl und der relativen Rauheit k/d (Diagramm von Moody) (3)

2.1.1.1 Wie bereits angeführt, hängt der Rohrreibungsbeiwert λ im rauen Bereich maßgeblich von der Rohrrauheit k ab. Man kann aber auch den Rohrrei-

bungsbeiwert λ über die MANNING – STRICKLER – Formel und dessen Beiwert k_{St} ausdrücken:

$$\lambda = \frac{2g \cdot d}{k_{St}^2 \cdot (d/4)^{4/3}} [-]$$

Es ist sinnvoll, den Rohrreibungsbeiwert λ über den Beiwert k_{St} auszudrücken, wenn die hydraulische Rauheit k nicht genau genug abgeschätzt werden kann. Bei Druckrohrleitungen bzw. Druckstollen mit großen Abmessungen (und damit einer hohen Re-Zahl) und rauen Wänden, werden gute Ergebnisse mit dem Beiwert k_{St} erzielt. (3)

2.1.2 Örtliche Verlusthöhe $h_{v\ddot{o}}$

Zusätzlich zu der Reibungsverlusthöhe h_r gib es eine Vielzahl von örtlich konzentrierten hydraulischen Verlusten, die an sogenannten Unstetigkeitsstellen entstehen. Diese Unstetigkeitsstellen sind Querschnitts- und Richtungsänderungen, die, bedingt durch Rohrleitungselemente wie einerseits Formstücke und Armaturen und andererseits durch die für den Bau und Betrieb der Rohrleitung notwendigen Elemente z.B. Rohreinlauf, Rechen, Krümmer, Rohrabzweig oder Vereinigung, Absperr- und Regelschieber, Drossel- und Rückschlagklappen, entstehen. Ursache der örtlichen hydraulischen Verluste sind meistens Ablösungen der Strömung von der Rohrwand und die Bildung einer rückwärtsgerichteten Bewegung im sogenannten Totenbereich (siehe Abbildung 4). Durch diese rückwärtsgerichtete Bewegung stößt der der Hauptstrom mit der Wassermasse mit der geringeren Geschwindigkeit zusammen, weshalb örtliche Verluste im Grunde hauptsächlich Stoßverluste sind. (3)

Über die Bewegungsgleichung für reibungsfreie, inkompressible Flüssigkeiten nach EULER wird für die örtliche Verlusthöhe $h_{v\ddot{o}}$ der empirische Ansatz eingeführt.

$$h_{v\ddot{o}} = \xi \cdot \frac{v^2}{2g} [\text{m}]$$

Der ξ - Beiwert, mit unterschiedlichen Indizes für bestimmte Störstellen wie z. B. k für Krümmer, ist in der Fachliteratur tabellarisch zusammengestellt. Die Be-

zugsgeschwindigkeit v wird hinter der örtlichen Störung ausgewählt, da sich der Verlust hinter ihr entfaltet (3) (siehe Abbildung 4).

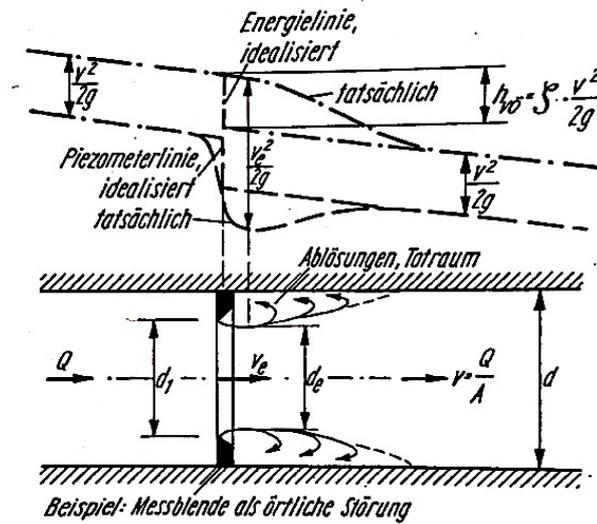


Abbildung 4 Verlustbeiwert ξ sowie Verlauf von Energie und Piezometerlinie an einer örtlichen Störung (3)

Wie oben schon erwähnt, sind die örtlichen Verluste hauptsächlich Stoßverluste, daher liegt die Vermutung in der mathematischen Fachwelt nahe, sie mittels des Bordaschen Stoßverlustes theoretisch zu erfassen. Meistens sind die Strömungsvorgänge jedoch nicht mathematisch zu erfassen und somit müssen die ξ -Werte durch umfangreiche Experimente ermittelt werden. (3)

Die oben angeführten einzelnen Unstetigkeitsstellen und deren örtliche hydraulische Verluste und ξ – Werte werden hier nicht im Einzelnen aufgelistet. Hierfür wird auf das Buch „Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen“ verwiesen, in welchem jeder einzelne örtliche Verlust aufgelistet und beschrieben ist und die dazu passenden ξ -Werte erfasst werden.

Abgekürzt ergibt die Summe aller Kräfte die folgende Gleichung:

$$\sum F = F_1 - F_2 - F_3 = \rho_w * g * A_s * (-z - h_{v,e} - h_{v,r}) \text{ [N]}$$

F_i	Druckkraft auf Stollenquerschnitt i	[N]
F_r	Reibungskraft im Stollenquerschnitt 1-2	[N]
A_s	Stollenquerschnitt	[m ²]
ρ_w	Dichte vom Wasser	[m ³ /kg]
$h_{v,e}$	Einlaufverlusthöhe (örtlicher Verlust)	[m]
$h_{v,r}$	Reibungsverlusthöhe	[m]
h_0	Höhendifferenz Beckenwasserspiegel – Wasserschlossfußpunkt - bzw. Leitungsachse	[m]
z	Wasserspiegellage im Wasserschloss bezogen auf den Ruhwasserspiegel des Speichers	[m]

Setzt man für die Verlusthöhen die ausgewählten Beiwerte ein und ergänzt die Gleichung mit dem Ansatz des Newtonschen Grundgesetzes in Strömungsrichtung, bekommt man folgende Gleichung:

$$\frac{dQ_s}{dt} = \frac{g \cdot A_s}{l_s} * (-z - (\xi_{v,e} + \lambda * \frac{l_s}{d_s}) * (\frac{1}{2gA_s^2}) * Q_s * |Q_s| \text{ [m}^3/\text{s}^2]$$

t	Zeit	[s]
t_s	Stollenlänge	[m]
Q_s	Durchfluss im Stollen	[m ³ /s]
$\xi_{v,e}$	Einlaufverlustbeiwert	[-]
λ	Rauheitsbeiwert	[-]

Mit der Kontinuitätsgleichung: $Q_s = Q_W + Q_T \text{ [m}^3/\text{s]}$

Q_W	Durchfluss im Wasserschloss	[m ³ /s]
Q_T	Turbinendurchfluss	[m ³ /s]

folgt als Differenzialgleichung der Wasserspiegelschwingung z im Schachtwasserschloss:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{1}{A_W} (Q_s - Q_T) \text{ [m/s]}$$

Um diese Differenzialgleichung zu lösen, wird die Gleichung vereinfacht. Dazu wird das System komplett reibungsfrei gemacht und es gilt die Annahme, dass das Regelorgan plötzlich und vollständig geschlossen wird:

$$\frac{dQ_s}{dt} = -z * \frac{g * A_s}{l_s} [m^3/s^2]$$

Durch die Lösung der homogenen linearen Differenzialgleichung und mit den Randbedingungen $t = 0$ ist $z = 0$ bekommt man die allgemeine Beziehung zur Beschreibung des Schwingungsablaufes. (4)

Durch Umformen bekommt man den höchsten Spiegelausschlag z_{\max} und die Schwingungsperiode T :

$$z_{\max} = Q_{s,0} \sqrt{\frac{l_s}{g * A_s * A_w}} [m]$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{l_s * A_w}{g * A_s}} [s]$$

woraus die Winkelgeschwindigkeit ω bestimmt wird:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} [s^{-1}]$$

Wie sich am Spiegelausschlag z_{\max} erkennen lässt, ist die rein analytische Methode der Wasserschlossdimensionierung ohne Einwirkung der Verluste dimensioniert worden. Hierbei spielt es also keine Rolle, womit der Stollen ausgekleidet bzw. wie groß die Reibungsverlusthöhe $h_{v,r}$ ist.

Um die tatsächlichen Verhältnisse zu berücksichtigen, werden die Reibungsverluste im Druckstollen und deren bremsender Einfluss als gedämpfte Wasserspielschwingung abgeleitet. Es gibt eine exakte mathematische Erfassung, die als Randbedingung das plötzliche vollständige Schließen voraussetzt. Diese wird im Buch „Wasserkraftwerkanlagen“ hergeleitet und soll der Vollständigkeit halber erwähnt werden (2). Es gibt auch mehrere rechnerische und zeichnerische Näherungsverfahren wie z.B. das zeichnerische Verfahren nach SCHOKLITSCH (5) und das rechnerische Verfahren nach FORCHHEIMER (5)

oder aber auch das analytische Verfahren nach GIESECKE (6), die alle, unter Einhaltung spezifischer Randbedingungen, ein Ergebnis erzielen.

Diese geschilderten Lösungen sind lediglich Orientierungshilfen – die praktischen Schwalltschachtprobleme sind weitaus komplizierter, als hier geschildert. Sollen der gesamte Schwingungsverlauf oder spezielle Betriebsbedingungen abgebildet werden, ist eine numerische Berechnung unumgänglich. Als numerische Näherungslösungen bieten sich Differenzenverfahren an. (7)

2.2.2 Druckstoßberechnung

Die auftretenden Druckänderungen in Rohrleitungen oder Stollen werden durch die elastische Verformung der Flüssigkeitselemente und der Rohrwand in Folge einer plötzlichen oder langsamen Änderung der stationären Geschwindigkeit in der Leitung erzeugt. Dies wird auch als Druckstoßerscheinung bezeichnet. (5)

Druckstöße können bei fließenden Rohrleitungen, wenn Absperr- und Regelorgane betätigt werden, vorkommen. Auch kann es bei ungenügender Entlüftung einer zu rasch gefüllten Rohrleitung und beim Auftreten von Kavitationserscheinungen zu Druckstößen kommen. Druckstöße sind jene Kräfte, welche die trägen Flüssigkeitsmaße der Änderung ihres Bewegungszustandes entgegensetzen. (3)

Der Druckstoß bewegt sich mit Schallgeschwindigkeit fort. Er stellt eine Wellenbewegung im Stollen dar, die an bestimmten Stellen reflektiert und durch Rohrreibung und Deformationsarbeit der Rohrwand gedämpft wird. (5)

Durch den Druckstoß entstehen Druckänderungen in den Rohrleitungen, die zu einer Änderung der Längsspannung σ_l und der Ringspannung σ_φ führen. Die Ringspannung bei dünnwandigen Rohrleitungen lautet: (2)

$$\sigma_\varphi = \frac{p_i \cdot d_i}{2 \cdot s} \quad [\text{N/mm}^2]$$

σ_φ	Ringspannung in der Rohrwand	[N/mm ²]
d_i	Innendurchmesser	[mm]

s	Wanddicke	[mm]
p _i	Innendruckbelastung	[N/mm ²]

Mittels Hookeschen Gesetzes ergibt sich nun die Ringdehnung ε_r :

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_\varphi}{E_R} = \frac{I}{E_R} * \frac{d_i * \Delta p_i}{2 * s} = \frac{2 * \pi * \Delta r_i}{2 * \pi * r_i} = \frac{2 * \pi * r_i * \Delta r_i}{2 * \pi * r_i} = \frac{\Delta A}{2 * A} \quad [-]$$

ε_r	Dehnung in Ringrichtung	[-]
E_R	Elastizitätsmodul des Rohres	[N/mm ²]

Die elastische Verformung des Wassers im absolut starren Rohr:

$$\varepsilon_W = \frac{\Delta p_i}{E_W} \quad [-]$$

ε_W	elastische Verformung des Wassers	[-]
E_W	Elastizitätsmodul des Wassers	[N/mm ²]

Die Ausbreitung der Schallgeschwindigkeit a_F für Longitudinalwellen in Flüssigkeiten:

$$a_F = \sqrt{E_F / \rho_F} \quad [\text{m/s}]$$

a_F	Schallgeschwindigkeit für Longitudinalwellen in Flüssigkeiten	[m/s]
E_F	Elastizitätsmodul der Flüssigkeit	[N/mm ²]
ρ_F	Dichte der Flüssigkeiten	[N/mm ³]

Die Schallgeschwindigkeit a_0 in unendlich ausgedehntem Wasser bei 10 °C beträgt:

$$a_0 = \sqrt{E_W / \rho_W} = \sqrt{2,1 * 10^9 / 10^3} = 1450 \quad [\text{m/s}]$$

a_0	Schallgeschwindigkeit in unendlich ausgedehntem Wasser	[m/s]
-------	--	-------

Durch ein Zusammenführen der oben dargestellten Formeln lässt sich die **Druckwellengeschwindigkeit a** in einem dünnwandigen elastischen Rohr wie folgt formulieren:

$$a = \frac{a_F}{\sqrt{1 + E_F / E_R * d_i / s}} \quad [\text{m/s}]$$

In der Abbildung 6 ist die Druckwellengeschwindigkeiten für verschiedene Rohrmaterialien (E_R siehe Tabelle 1) über dem Verhältnis von Rohrdurchmesser d zur Wandstärke s aufgetragen. Auch wird die Rohreinspannung mitberücksichtigt.

Tabelle 1 Elastizitätsmodul E_R verschiedener Materialien (3)

Material	Wasser	Stahl	Gusseisen	Blei	Beton	Eternit	PVC
E-Modul [kN/m ²]	2,1*10 ⁶	210*10 ⁶	100*10 ⁶	17*10 ⁶	30*10 ⁶	30*10 ⁶	2,5*10 ⁶

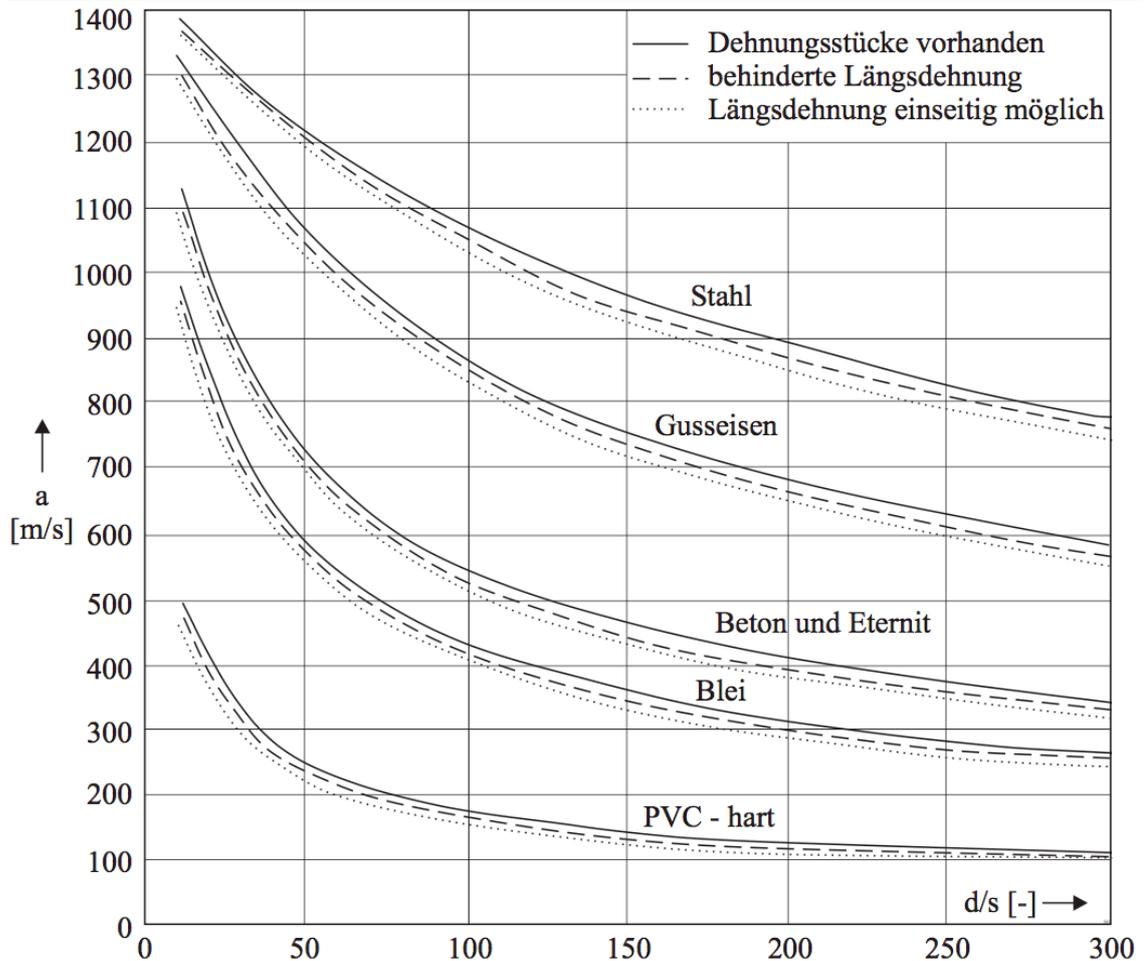


Abbildung 6 Druckwellengeschwindigkeit a in Wasserrohrleitung aus unterschiedlichen Materialien (3)

Die Druckwellengeschwindigkeit a ist in der Druckstoßformel (Joukowsky-Stoß) enthalten und ist maßgebend für die Druckstoßhöhe. Zu beachten ist, dass die Formel der Druckwellengeschwindigkeit a sich bei unterschiedlicher Rohrdicke (z.B. betonierter Druckstollen) und Umgebung (z.B. unterirdische Verlegung, oberirdische Verlegung) anders zusammensetzt. Hierzu ist auf das Buch „Technische Hydromechanik“ zu verweisen. (3)

Der **Druckstoß** wird zusätzlich zur Druckhöhe als Druckstoßhöhe h_a angegeben. Es liegen der Druckstoßberechnung folgende Annahmen zu Grunde (3):

- Geschwindigkeit und Druck sind über der Fließfläche gleichmäßig verteilt.
- Die Rohrleitung ist voll mit tropfbarer Flüssigkeit gefüllt.
- Die Geschwindigkeitshöhe ist im Vergleich zur Druckstoßhöhe h_a vernachlässigbar klein.
- Da die Druckstöße nach kurzer Zeit abklingen, ändert sich in dieser Zeit die Wasserspiegelhöhe in dem Behälter, aus welchem die Rohrleitung gespeist wird oder in welchen sie mündet, nicht.

Weitere zwingende Annahmen, um eine näherungsweise Berechnung des Druckstoßes möglich zu machen, sind eine ideale Flüssigkeit und eine völlig starre Rohrleitung.

An einem einfachen Rohrleitungssystem kann der Druckstoß im Extremfall eines plötzlichen Schließens der Absperrarmatur gut abgeschätzt werden und ein zeitlicher Druckverlauf lässt sich daraus anschaulich darstellen (siehe Abbildung 7). Die durch das schlagartige Absperrern entstandene Druckerhöhung $\Delta p_{\text{jou}} = a * \rho * \Delta v$ wird **Joukowsky-Stoß** bzw. Allievi-Joukowsky-Stoß genannt und leitet sich von der Theorie der elastischen Wassersäule ab. Der Druckstoß läuft als Überdruckwelle mit der Druckwellengeschwindigkeit a in der Rohrleitung bis zu einem offenen Ende hin. Die Laufzeit T_L der Druckwelle läuft über die Rohrlänge l (2), (3), (8):

$$T_L = l/a \text{ [s]}$$

Die Reflexionszeit T_R ist jener Zeitraum, den die Druckwelle wieder zurück zum Ausgangspunkt benötigt:

$$T_R = 2 * T_L = 2 * l/a \text{ [s]}$$

Erreicht die Druckwelle am Ende der Rohrlänge eine Wasseroberfläche mit $p = \text{const.}$, so erfolgt danach eine Totalreflexion der Druckwelle mit umgekehrten Vorzeichen. Eine Vorzeichenumkehr führt zur einer Entlastung an der Armatur. Trifft sie auf ein verschlossenes Ende, gibt es ebenfalls eine Totalreflexion, nur das Vorzeichen bleibt dasselbe. Liegt die Zeit, in der sich der Durchfluss und somit auch die Fließgeschwindigkeit ändern, unterhalb der Reflexionszeit T_R , so kann es in diesem Zeitraum durch die, auf der freien Wasserfläche reflektierende Welle, zu keiner Entlastung an der Armatur kommen. In einem solchen Fall ergibt sich die maximale Druckstoßhöhe in Folge des Joukowsky-Stoßes (2):

$$\max h_{a,jou} = \pm \frac{a \cdot \Delta v}{g} \text{ [m]}$$

$\max h_{a,jou}$ maximale Druckstoßhöhe infolge Joukowsky-Stoß [m]

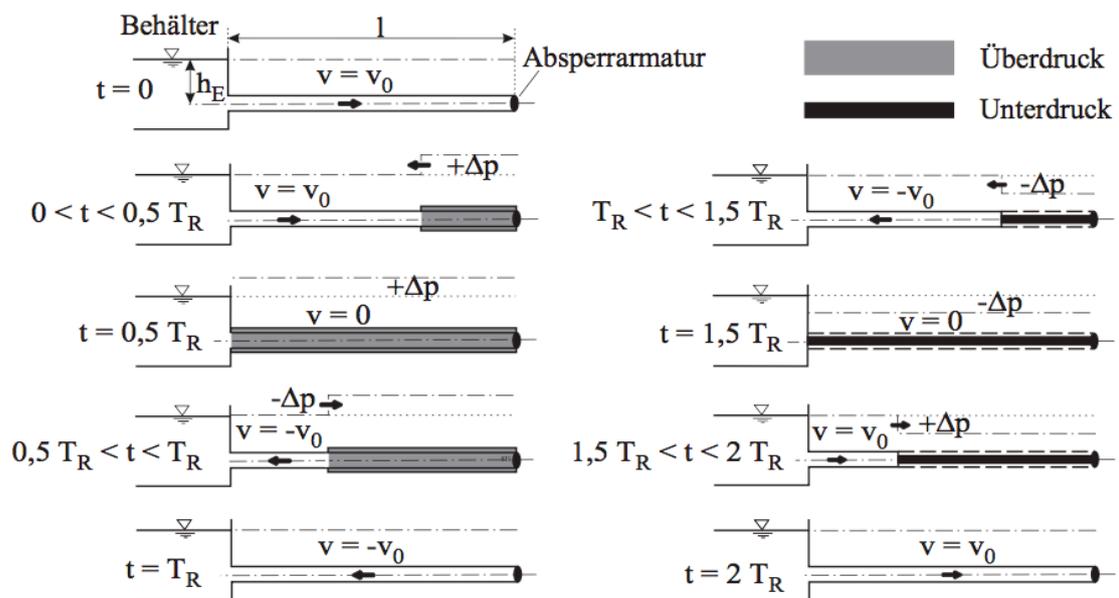


Abbildung 7 Zeitlicher Druckverlauf eines Joukowsky-Stoßes (2)

Wichtig ist, dass bei der Berücksichtigung der Reibung der Druckstoß, in Folge des „line-packing“ („draufgepackt“), um den Betrag der Reibungsverlusthöhe der Leitung größer ist, so dass der maximal mögliche Druckstoß größer ist als der Joukowsky-Stoß. Außerdem kann bei Druckrohrleitungen, die gestufte Durchmesser besitzen, eine zwei- bis dreifache Steigerung des Joukowsky-Stoßes auftreten. Mit dieser Druckstoßerhöhung befasste sich LOGAR in seinem Artikel (9)

Auf die Größe des auftretenden Druckstoßes hat die **Schließzeit** t_s einer Absperrarmatur einen wesentlichen Einfluss. Ist die Schließzeit t_s kürzer als die Reflexionszeit T_R , entsteht am Verschlussorgan, unabhängig vom Schließcharakter, immer der volle Joukowsky-Stoß. Ist die Schließzeit t_s größer als die Reflexionszeit T_R , kommt es zu einer Druckreduktion durch die Überlagerung der, am offenen Ende reflektierten, Unterdruckwelle (siehe Abbildung 8). Eine überschlagsmäßige Abschätzung der auftretenden Druckstoßhöhe für diesen Fall lässt sich mittels einer linearisierten Berücksichtigung der Schieberschließzeit durchführen: (10), (2)

$$\max h_a \approx \frac{a \cdot \Delta v}{g} * \frac{T_R}{t_s} \text{ für } t_s > T_R \text{ [m]}$$

h_a Druckstoßhöhe [m]
 t_s Schließzeit des Verschlussorganes [s]

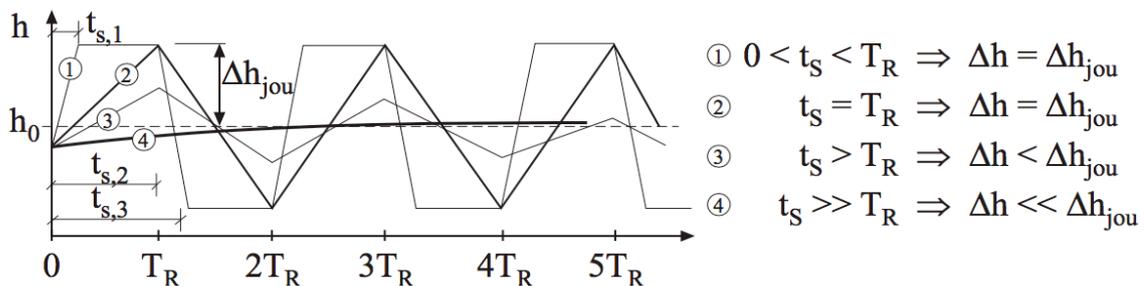


Abbildung 8 Druckstoßverläufe in Folge unterschiedlicher Schließzeiten (2)

Es gibt bei realen Anlagen keinen linearen Zusammenhang zwischen der Druckstoßhöhe und der Schließzeit. Eine verbesserte Abschätzung der Druckhöhe am Verschlussorgan, in Abhängigkeit der Schließzeit, bei reibungsfreier Betrachtung lässt sich mit dem in Abbildung 9 dargestellten Diagramm treffen. (2)

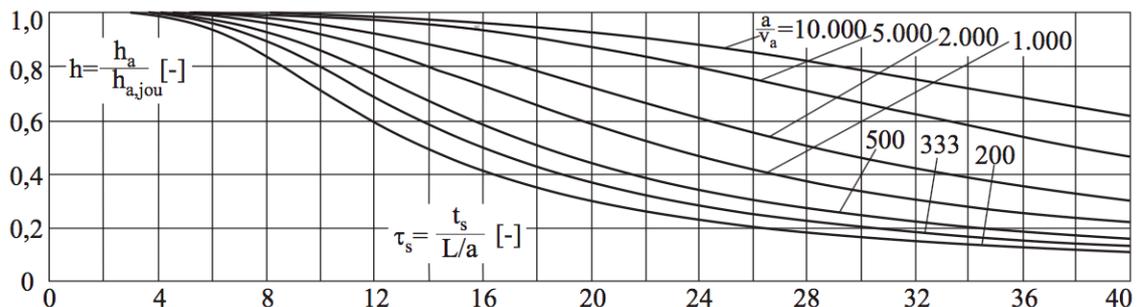


Abbildung 9 Maximale dimensionlose Druckhöhe h vor dem Verschlussorgan in Abhängigkeit von der Schieberschließzeit T_s für verschiedene Parameter a/v_0 bei reibungsfreier Strömung nach HORLACHER (2)

Weitere Bemessungsdiagramme, in denen auch der Reibungseinfluss berücksichtigt wird, und die Drosselkurve von verschiedenen Rohrverschlüssen sind in HORLACHER (11) und GIESECKE (11) zu finden (2). Ein Bemessungsdiagramm, in dem auch die Reibung Einfluss findet, ist in Abbildung 10 dargestellt.

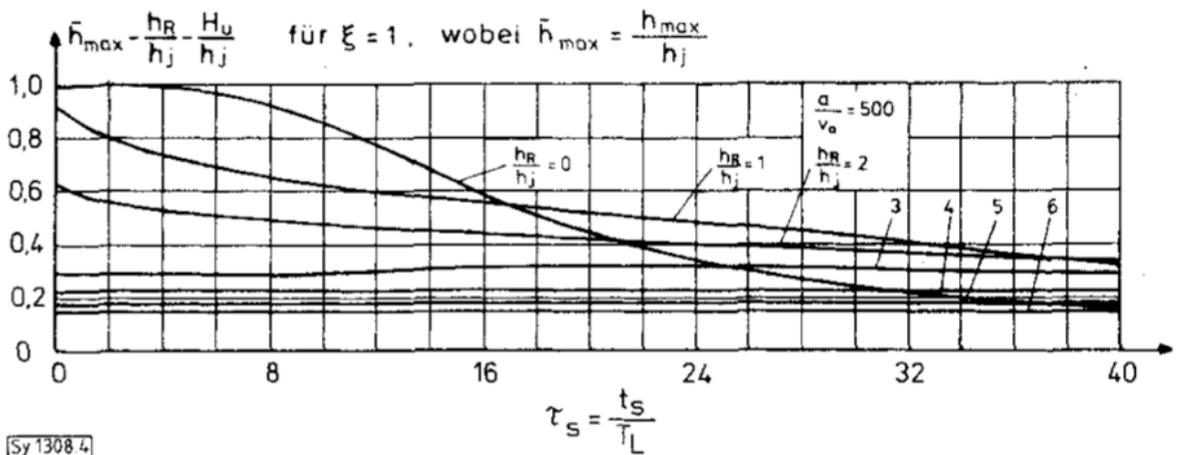


Abbildung 10 Verlauf der größten dimensionslosen Druckhöhe h vor dem Leitrohrschieber in Abhängigkeit von Schließzeit T_s bei reibungsbehafteter Strömung (11)

Darin ist gut zu erkennen, dass, je höher die Reibungsverluste sind, desto weniger die Schließzeit von Belang ist. (11)

Abschließend soll noch das Charakteristikenverfahren erwähnt werden. Dieses besteht aus der Bewegungs- und Kontinuitätsgleichung als Grundgleichung. In Folge des Reibungsterms ist die partielle nichtlineare Differenzialgleichung vom hyperbolischen Typus (12), (2). Das Charakteristikenverfahren ist ein numerisches Verfahren, welches heute hauptsächlich mittels Computerprogrammen gelöst wird. Das Verfahren lässt sich wegen der leichten Programmierbarkeit, selbst für komplexe Leitungssysteme, wegen der hohen Genauigkeit seiner Lösungen und wegen des einfachen Einfügens von Randbedingungen (damit sind Knoten und Armaturen gemeint) benutzerfreundlich einsetzen. (12)

Zusammenfassend spielt die Auskleidung beim Druckstoß indirekt eine maßgebliche Rolle. Mittels der Druckwellengeschwindigkeit, die je nach Auskleidungsart verschieden ist, kann die Druckstoßhöhe h_a beeinflusst werden. Die

maximale Druckstoßhöhe $\max h_a$ ist wiederum maßgebend für die Bemessung des Druckstollens bzw. der Druckrohrleitung, was die Auskleidungsart aber auch die Materialdicke angeht. Die unterschiedlichen Auskleidungen und deren Rohrreibungsbeiwerte fließen in numerische Lösungen, wie das Charakteristikenverfahren, die heute tonangebend sind, ein.

3. Ausführungsmaßnahmen von Triebwasserwegen

Ein Triebwasserweg hat die Aufgabe, das Wasser vom Entnahmebauwerk bzw. Wasserschloss zum Krafthaus zu leiten. Da der Triebwasserweg so kurz wie möglich gehalten werden soll, ist dies in den meisten Fällen eine vollständig gefüllte, unter Druck stehende Rohrleitung. Damit werden die Energieverluste infolge der Reibung so gering wie möglich gehalten. Der Triebwasserweg wird in zwei Teile gegliedert. Einmal in einen nahezu horizontal verlaufenden, meistens als Druckstollen zwischen Talsperre und Wasserschloss bezeichneten Streckenabschnitt und einmal in einen vom Wasserschloss zum Krafthaus hinabführenden Abschnitt. Von einer Druckrohrleitung spricht man, wenn sie oberirdisch ausgeführt wird. Wird sie unterirdisch ausgeführt, bezeichnet man sie entweder als Schrägschacht, Druckschacht, Lotschacht oder aber auch als Druckstollen. Dies wird in Folge in Kapitel 3.4 erläutert.

3.1 Horizontale und vertikale Linienführung

3.1.1 Horizontale Linienführung

Die horizontale Linienführung wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Unter anderem vom Ausbruchsquerschnitt und dessen Beanspruchung, von der Geologie und von der Topographie, womit die vertikale und seitliche Gebirgsüberdeckung gemeint ist, sowie die Hydrogeologie und die Zwangspunkte. Ziel eines Projektes ist es, sämtliche Faktoren zu berücksichtigen und die wirtschaftlichste Linienführung zu finden. (13)

Die Geologie beeinflusst den Triebwasserweg und dessen Linienführung dadurch, dass Druckstollen, die stark beansprucht werden, in guten Gebirgszonen platziert werden sollten. Auch ist es vorteilhafter, Druckstollen mit hohen Innendrücken in Bereichen mit großer Gebirgsüberdeckung zu platzieren. Die hydrogeologischen Verhältnisse sind außerdem essentiell für die Linienführung. Dabei ist zu beachten, dass der Gebirgswasserspiegel höher als die Linienführung ist. (13)

3.1.2 Vertikale Linienführung

Die vertikale Linienführung wird grundsätzlich von denselben Faktoren beeinflusst wie die horizontale Linienführung. Weitere Einflussfaktoren sind unter anderem die Entlüftungsmöglichkeiten des Systems bei Füll- und Entleerungsvorgängen und der Bau der Kaverne und des Maschinenhauses. (13)

Die vertikale und die horizontale Linienführung werden in der Praxis getrennt und stufenweise optimiert.

Grundsätzlich gibt es für die vertikale Linienführung fünf Varianten im Hochdruckbereich. In der Abbildung 11 werden diese aufgezeigt.

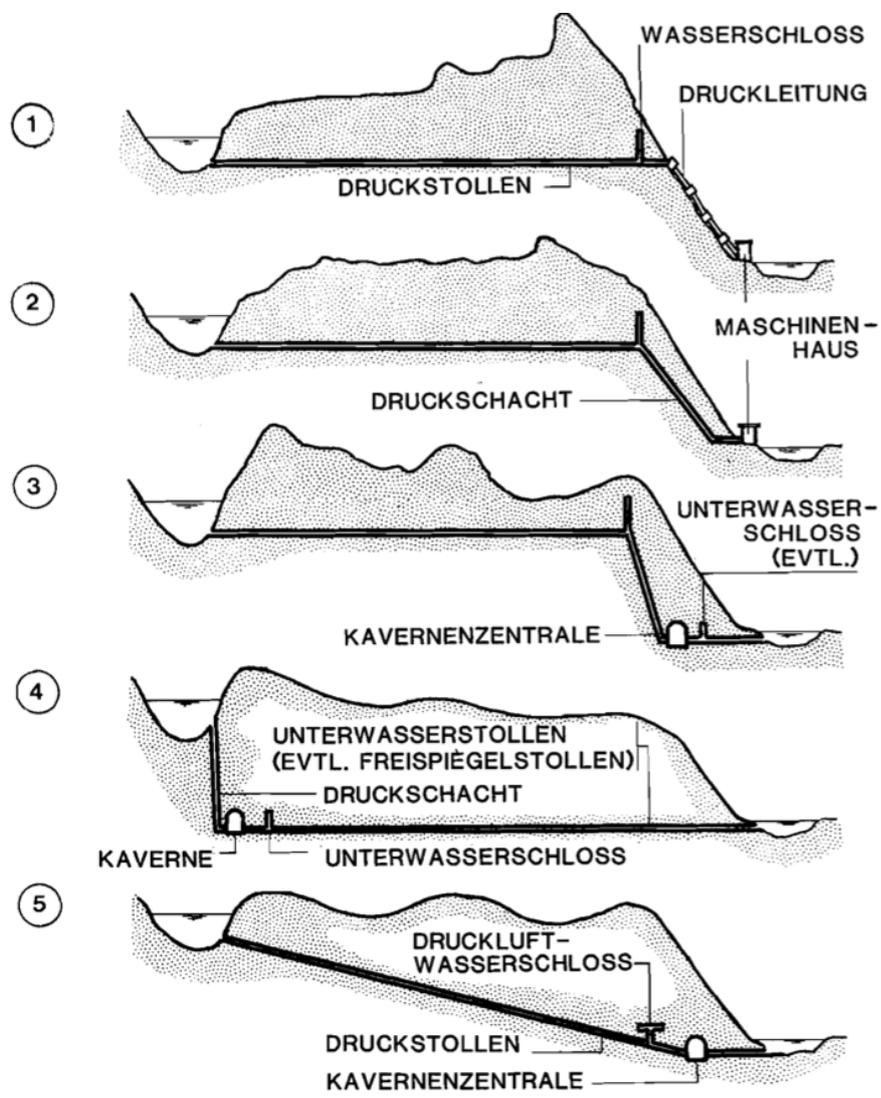


Abbildung 11 Verschiedene Möglichkeiten für die vertikale Linienführung des Triebwassersystems einer Hochdruckanlage (13)

3.2 Querschnittsabmessungen des Triebwasserweges

Bei der Bemessung des wirtschaftlich optimalen Durchmessers des Triebwasserweges ist zu bedenken, dass zwar die Nennweite in Folge geringer Reibungsverluste die Energieausbeute größer macht und dadurch die Erzeugungskosten sinken lässt, dem gegenüber steigen jedoch die Investitions- und Unterhaltskosten mit wachsendem Durchmesser an. (2)

Um den ökonomisch günstigsten Durchmesser zu bestimmen, ist auch die zeitliche Entwicklung von Ertrag und Aufwand von Bedeutung. Vereinfacht sind die folgenden Eckpunkte für einen ökonomischen Durchmesser wie folgt erklärt. Mit der Investitionssumme und den Betriebskosten wird der Barwert der Anlage über die gesamte Nutzungsdauer errechnet. Daraus ergibt sich die jährliche Tilgungsrate. Außerdem muss die erzeugte Energie unter Berücksichtigung der Reibungsverluste und des Wirkungsgrads berechnet werden. Weitere Eckpunkte sind der erforderliche Rohrdurchmesser, der iterativ über den geforderten Abfluss bestimmt wird. Außerdem ist der Grenzdurchmesser, der aus der Strömungsgeschwindigkeit resultiert, zu ermitteln. Aus den spezifischen Energiekosten, der Annuität der Jahresenergieproduktion, ergibt sich am Ende der wirtschaftlichste Rohrdurchmesser.

Für die Berechnungen zu dieser Zusammenfassung wird auf das Buch „Wasserkraftwerkanlagen“ verwiesen. (2)

Zu den oben erwähnten wirtschaftlichen Einflussfaktoren eines Triebwasserweges kommen im Bereich des Druckstollenbaus noch vielfältige standortbezogene Randbedingungen, die in Kapitel 2.4 beschrieben werden, hinzu. So hängt der optimale Durchmesser sehr stark von der Ausbauwassermenge eines Triebwassersystems, der Auskleidungsart sowie der optimalen Ausbaugeschwindigkeit für bestimmte Stollen ab. Da gewisse Aspekte während des Stadiums der Vorstudie nicht, oder nur teilweise, bekannt sind, wird oftmals auf eine empirisch ermittelte Überschlagsformel zurückgegriffen. (13)

Fahlbusch (14) hat auf Basis einer umfangreichen Analyse von, unter anderem, Pumpspeicherkraftwerken zwei Überschlagsformeln entwickelt. Die Ungenauig-

keit dieser Formeln liegt bei maximal $\pm 20\%$ und ist für eine Projektvorphase ausreichend genau.

Für Druckstollen und Druckschächte mit Betonauskleidung wird folgende empirische Gleichung für den wirtschaftlichen optimalen Durchmesser D angegeben (14):

$$D = k_{DS} * Q^{0,48} \text{ [m]}$$

Für stahlbeanzerte Druckstollen und Druckschächte wird folgende Formel angegeben (14):

$$D = 1,12 * h_f^{-0,12} * Q^{0,45} \text{ [m]}$$

k_{DS} Neigungsbeiwert bei Druckstollen

horizontale Druckstollen $k_{DS} = 0.62$

geneigte Druckstollen $k_{DS} = 0.56$

h_f Fallhöhe [m]

Q Volumsstrom [m³]

Außerdem ist noch zu erwähnen, dass der minimale lichte Durchmesser aus baubetrieblichen Gründen etwa 2,4 m beträgt. (15)

3.3 Offene und eingeschüttete Druckrohrleitung

3.3.1 Definition

Die Planung der Druckrohrleitung befasst sich mit der Ausbaugröße des Standorts, der Bau- und Verlegungsart und den Erstellungsmöglichkeiten. (16)

Die Druckrohrleitung wird an das Gefälle des Geländes angepasst. Dabei entstehen im Längsschnitt geknickte Linien. Im Grundriss wird drauf geachtet, dass die Streckenführung geradlinig geführt wird. Aufgrund der Topographie des Baugrundes oder der Bebauung können aber Richtungsänderungen im Grundriss nicht immer vermieden werden. Man unterteilt die Druckrohrleitung in folgende Bereiche:

- offen verlegt
- frei in Stollen verlegt
- eingedeckt (16)

Die Druckrohrleitungen werden aus Stahl, Sphäroguss, Beton, Kunststoff oder auch aus Holz hergestellt. Dabei ist Stahl die bevorzugte Variante. Glasfaserverstärkter Kunststoff und Holzrohre sind hauptsächlich bei geringeren Durchflüssen und niedrigeren Drücken verwendbar. Bei den oberirdisch verlegten Rohrleitungen kann es zu großen Längsspannungen infolge der Umgebungs- oder Triebwassertemperatur kommen. Je nachdem, ob die Längsspannungen und die Temperaturdehnungen durch Dehnungsausgleich oder Dilatationsstücke ausgeglichen werden, unterscheidet man zwischen geschlossenen und aufgelösten Rohrleitungssystemen. Bei geschlossenen Rohrleitungssystemen sind die einzelnen Druckrohrverbindungen und deren Auflager sowie das Einlaufbauwerk und das Krafthaus miteinander starr verbunden. Kräfte parallel zur Rohrleitung werden kraftschlüssig auf die gesamte Leitung übertragen. Dadurch können keine Längsbewegungen stattfinden und sehr große Längsspannungen treten dabei auf. Temperaturschwankungen sollen durch Verdecken oder Überschütten der Rohrleitung vermieden werden. Der Montageschlusstemperatur wird bei diesem System große Bedeutung beigemessen. Bei halbgeschlossenen Rohrleitungen werden hauptsächlich dilatierende Rohreinheiten eingesetzt.

An den Knickpunkten der Trassenführung wird ein Betonfundament ausgeführt, dem folgend ein Dehnungsglied angeschlossen wird. Bei dieser Ausführung wird eine offene Verlegung bevorzugt um zusätzliche Reibung zu verhindern. (2) Bei den aufgelösten Rohrleitungssystemen sind zwischen allen Rohrschüssen Dehnungsglieder eingebaut. Dabei treten so gut wie keine Längsspannungen und Längsdehnungen zwischen den Rohrschüssen auf. Dieses System wird hauptsächlich überschüttet ausgeführt. Hochdruckrohrleitungen stellen dabei eine Ausnahme dar, was die Überschüttung anbelangt. (16)

Eine spezielle Art der Verlegung stellt die frei im Stollen verlegte Druckrohrleitung dar. Frei im Stollen verlegte Druckrohrleitungen wurden früher anstatt der Druckstollen dort verwendet, wo besondere Schutzmaßnahmen erforderlich waren. War eine offene Verlegung durch schwieriges Gelände nicht möglich, erschien aus damaliger Sicht eine Stollenleitung als zweckmäßige Lösung. Die Stollenleitung war für Wartungsarbeiten zugänglich und der Fels war zur Beobachtung und für allfällige Konsolidierungsmaßnahmen zugänglich. (16)

Nach deren Verlegung und bevor eine Druckrohrleitung in Betrieb genommen wird, wird diese einer Druckprüfung nach ÖNORM B 2540 (17) auf Festigkeit und zum Nachweis der Dichtigkeit unterzogen.



Abbildung 12 Offen verlegte Druckleitungen zum Kraftwerk Riddes der Mauvoisin S.A., Wallis
(16)

3.3.2 Ausführungsarten

3.3.2.1 Stahlrohr

Stahlrohrleitungen werden wegen ihrer guten Montagemöglichkeiten und hohen Zuverlässigkeit oft für Druckrohrleitungen verwendet. Für hohe Drücke bei entsprechend hohem Durchmesser werden besonders hochfeste Feinkornstähle, die eine Streckgrenze von 480 N/mm^2 aufweisen, verwendet. Diese feinkornstähle müssen gut schweißbar, kerbzäh und sprödebruchsicher sein. (18)

Bei den Rohrverbindungen wird bei den Stahlrohren zwischen lösbaren und unlösbaren unterschieden.

Die Schweißverbindungen haben im Rohrleitungsbau einen sehr hohen Stellenwert bekommen und die Nietenverbindung vollständig verdrängt. Beim Schweißen ist zu beachten, dass die fehlende Nachgiebigkeit der geschweißten Rohrleitungen zu mehrachsigen Spannungszuständen mit hohen Eigenspannungen führen kann. Doch durch eine hohe Kerbschlagzähigkeit der verwendeten Stähle kann auf konstruktiver Seite der entstehende Sprödebruch verhindert werden. Außerdem ist bei vergüteten Stählen die Hitzeentwicklung zu kontrollieren, um die Beeinträchtigung der Vergütungswirkung in Grenzen zu halten. Der Stumpfstoß als Schweißnaht bietet sich hydraulisch günstig an. Wegen möglicher Schweißnahtfehler und deren beträchtlicher Schäden wird die Schweißnaht vollständig überprüft. Die Durchstrahlungsprüfung und die Ultraschallprüfung haben sich dafür bewehrt. (2)

Neben geschweißten und nicht lösbaren Verbindungen kommt bei den Stahlrohren auch eine Reihe von lösbaren Verbindungen zum Einsatz. Wenn Anlagenteile wieder ausgebaut werden müssen oder keine Längsspannungen auftreten dürfen, kommen diese meistens zum Einsatz. Auch können sie als Dämpfungselement von Schwingungen genutzt werden. (18)

Die Stopfbuchsenverbindung ist die heute üblichste konstruktive Ausbildung (siehe Abbildung 13). Über einen Schraubenschlüssel wird durch die Hamerschraube der keilförmige Dichtring, der auf der Vorderseite eine Schutzkante aus härterem Gummi hat, mit dem Stopfbuchsenring angepresst. (2)

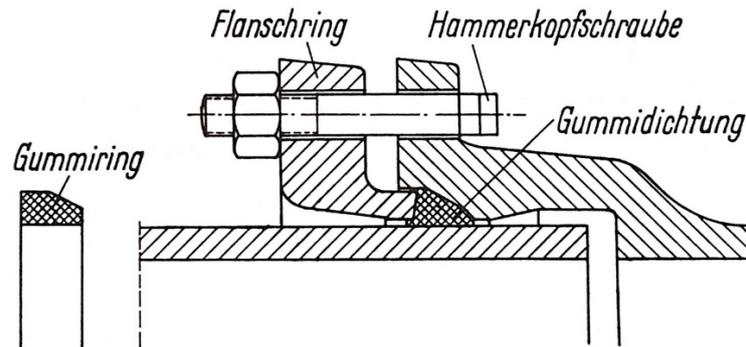


Abbildung 13 Stopfbuchsverbindung (5)

Flanschverbindungen sind bei Leitungssträngen erforderlich, wenn mit diesen angeschlossenen Abschlussorganen oder sonstige Einrichtungen, die ausbaubar sein müssen, verbunden sind. (18) Dies wird in Abbildung 14 dargestellt.

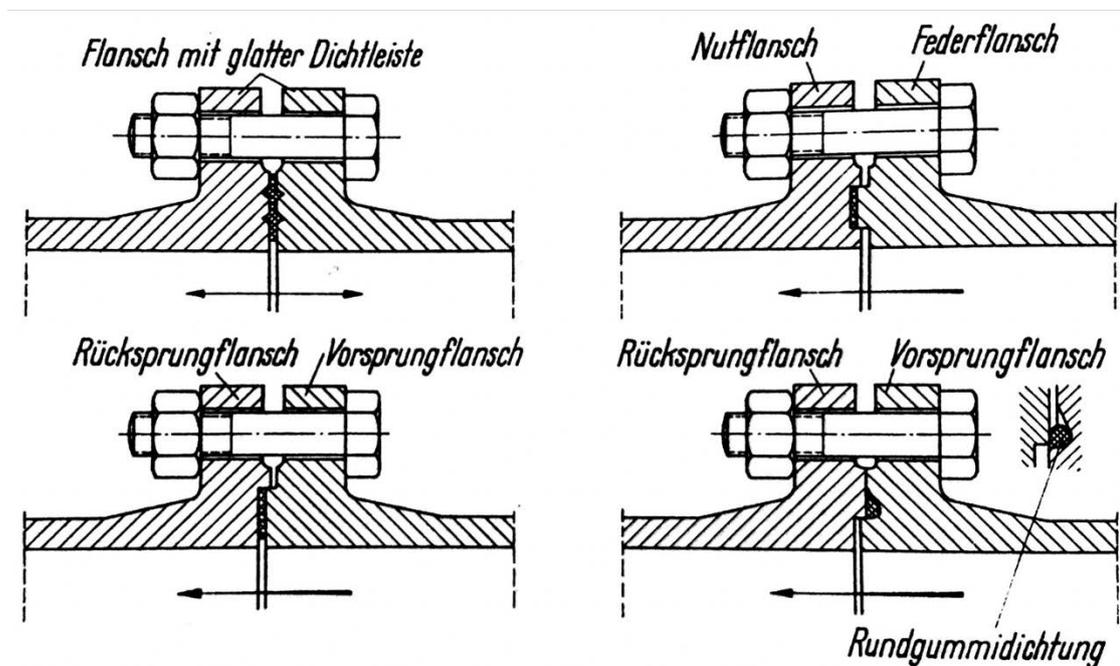


Abbildung 14 Flanschverbindungen mit verschiedener Dichtungsausführung (5)

Die Muffenverbindung führt, wenn sie vorschriftsgemäß ausgeführt wird, zu einer aufgelösten Rohrleitung. Jede Muffenverbindung wirkt wie ein Gelenk, wodurch Biegemomente und Längskräfte nicht übertragen werden. Man unterscheidet hier zwischen Steckmuffen- und Schraubmuffenverbindungen. (5)

Die TYTON-Muffenverbindung, oder auch Steckmuffenverbindung, ist in Abbildung 15 dargestellt. Sie hat einen profilierten Dichtring, der aus hartem und

weichem Gummi besteht und sich beim Einschieben so verformt, dass er die Verbindung abdichtet. (18)

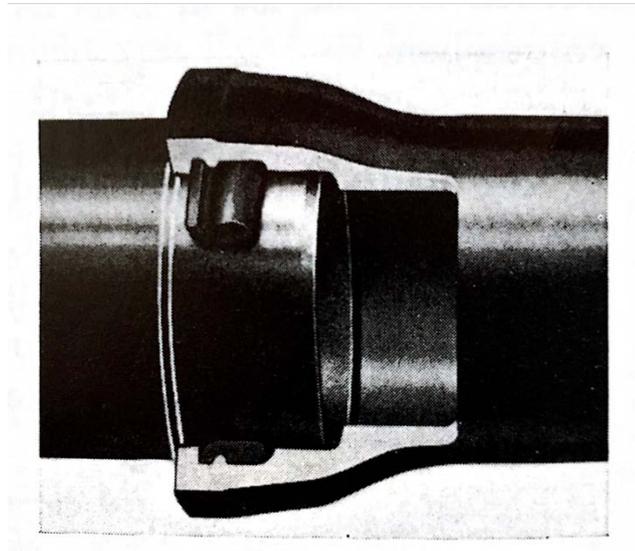


Abbildung 15 TYTON-Muffenverbindung (5)

Die Schraubmuffenverbindung (siehe Abbildung 16) hat an der Innenseite der Muffe und an der Außenseite des Schraubringes ein gegossenes Gewinde. Wird nun der Schraubring über den Gleitring gepresst, verformt sich der Dicht-ring und die Verbindung ist dicht. (2)

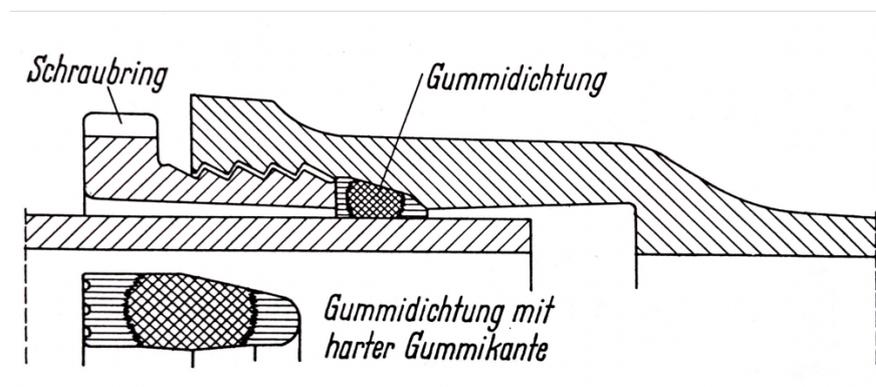


Abbildung 16 Schraubmuffenverbindung (5)

Noch zu erwähnen sind an dieser Stelle die bandagierten Stahlrohre, welche die positiven Effekte einer Vorspannung ausnützen. Dabei werden über ein unbearbeitetes Rohr Verstärkungsringe aufgezogen und danach wird dieses Rohr über die Elastizitätsgrenze hinaus belastet. Somit bleiben eine Verformung und eine hieraus folgende Vorspannung. Der Vorteil ist eine geringere Wanddicke.

Für Stahlrohre muss entweder eine aktive oder eine passive Korrosionsschutzmaßnahme getroffen werden. In der Tabelle 2 werden beide Maßnahmen grob aufgezeigt.

Tabelle 2 Systematik der Korrosionsschutzmaßnahmen (19)

1. Aktive Schutzmaßnahmen	2. Passive Schutzmaßnahmen
1.1 Werkstoffwahl	2.1 Vorbehandlung: phosphatieren
1.2 Konstruktive Maßnahmen, z. B. gute Wasserableitung	2.2 temporärer Schutz
1.3 Entfernen des Angriffstoffes aus dem Elektrolyten, z. B. Wasseraufbereitung	a) Öle
1.4 Zugabe von Inhibitoren	b) Klarlacke
a) anodisch wirkend	c) Wachse oder Wollfette
b) kathodisch wirkend	d) Bitumen und Teerpechlacke
c) adsorptiv wirkend	e) Werkstatt-Grundbeschichtung
1.5 kathodischer Schutz	f) Fertigungsbeschichtung
a) mit galvanischen Anoden	2.3.1 anorganische Behandlung
b) mit Fremdstromschutz, z. B. strom- bzw. potenzialgeregelt	a) Email
c) lokaler Schutz	b) Zementmörtel
d) Streustromschutz	2.3.2 organische Beschichtung
1.6 anodischer Schutz	a) Dünn- oder Dickbeschichtung (Anstrich oder Spritzbeschichtung)
a) durch Legierung	b) bituminöse Umhüllung
b) mit Fremdstrom (potenzialgeregelt)	c) Kunststoffumhüllung bzw. Inliner
	2.3.3 metallischer Überzug, der chemisch passive Schutzschichten bildet, z. B. Feuerverzinken, elektrolytischer Überzug, Plattieren

3.3.2.2 Druckrohre aus duktilem Gusseisen

Druckrohre aus duktilem Gusseisen werden heute im Schleuderverfahren über Formstücke in Form gegossen. Diese Gussrohre zeichnen sich durch eine hohe Zugfestigkeit und Bruchdehnung aus, welche auf der kugeligen Grafitausbildung basieren. Weiters weisen sie eine hohe Korrosionsbeständigkeit auf. (5)

Die duktilen Schleudergussrohre besitzen eine höhere Festigkeit und können deshalb als Druckrohre bis zu 40 Bar und bis zu einer Nennweite von 40 – 65 cm (20) verwendet werden. Druckrohre aus duktilem Gusseisen sind eine sinnvolle und kostengünstige Alternative zu Stahlrohren für Kleinwasserkraftanlagen. (2)

Es gibt eine Vielzahl an Beschichtungen und Korrosionsschutzmaßnahmen für duktile Schleudergussrohre. Häufig wird das Rohr außen mit einem Zinküber-

zug und einer Deckbeschichtung und innen mit einem Zementmörtel oder einer bituminösen Auskleidung für den Korrosionsschutz versehen. (5)

Da das Gusseisen nur mit Hilfe eines speziellen Zusatzwerkstoffes, der auf Nickelbasis basiert, schwer schweißbar ist, werden Rohrschüsse analog den Stahlrohleitungen (siehe Kapitel 3.3.2.1) vor allem über Muffenverbindungen verbunden. (18)

3.3.2.3 Betonrohre

Bei kleiner Fallhöhe können in Wasserkraftanlagen auch Druckrohre aus Stahl- und Spannbeton eingesetzt werden. Diese können überschüttet oder freiliegend verlegt werden. Betonrohre werden häufig industriell, beispielsweise im Schleuderverfahren, vorgefertigt. Stahlbetonrohre können bis zu einem Bemessungsdruck von 20 Bar eingesetzt werden. Ein innerer und äußerer Bewehrungskorb wird ab einem Bemessungsdruck größer 3 Bar angeordnet. Dieser Bewehrungskorb besteht aus einer Ring- und Längsbewehrung. Die Längsbewehrung kann auch vorgespannt werden (2) (siehe Abbildung 17).

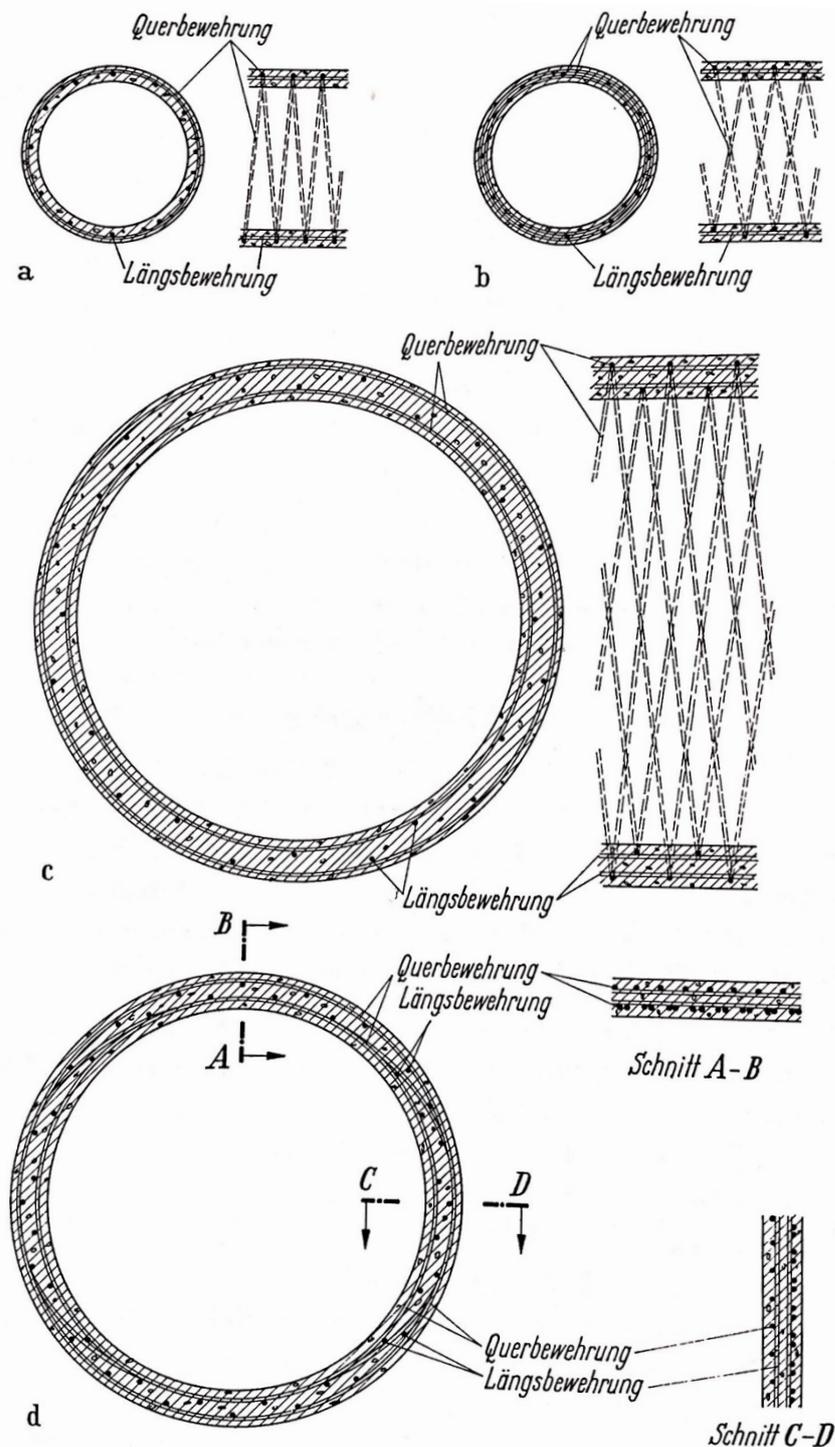


Abbildung 17 Bewehrung von Stahlbeton-Druckrohren
 a einlagig gewickelt, b einlagig übereinander gewickelt,
 c zweilagig konzentrisch gewickelt, d zweilagig oval gewickelt (5)

Die Mindestdruckfestigkeit des Betons muss nach 28 Tagen mindestens 35 N/mm² betragen. Für die Bemessung maßgebend ist die ÖNORM EN 640 (20). Alle Rohre müssen auch auf Dichtigkeit geprüft werden.

Da Beton ein sprödes Material ist, muss bei Rohren aus Beton, welche aus starren Elementen bestehen, den Stoßverbindungen große Aufmerksamkeit geschenkt werden. Die Rohrverbindungen müssen ungleichmäßige Setzungen, Zerrungen, Pressungen und Abwinkelungen der Rohre ausgleichen und dabei die Dichtheit bewahren. Die verbreitetste Rohrverbindung ist die Gummidichtung, im Speziellen die Rollgummidichtung nach Abbildung 18, welche am Rohrende aufgespannt und in die Muffe eingefahren wird. (18)

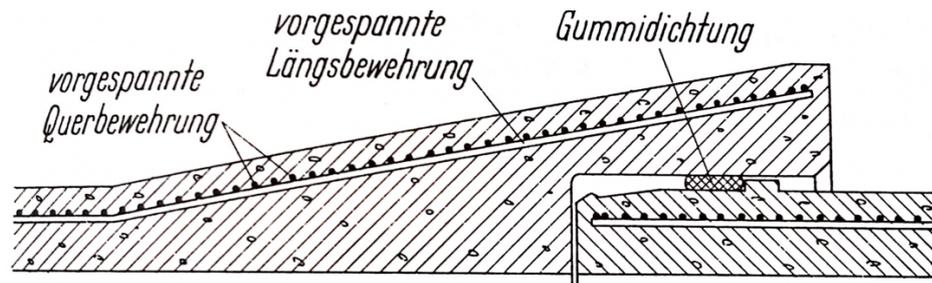


Abbildung 18 Verbindung von Spannbetonrohren (System Dywidag-Sentab) mit Rollgummidichtung (5)

Bei Betonrohren ist im Besonderen auf die Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe zu achten. (2)

3.3.2.4 Rohre aus glasfaserverstärktem Kunststoff

Glasfaserverstärkte Kunststoffrohre bestehen aus einem Verbundwerkstoff aus Polyesterharz, Glasfasern und Quarzsand. Die Zugspannung, die aus dem Innendruck und der Biegung entsteht, wird über die Glasfasern aufgenommen. Der Quarzsandkern erhöht die Ringsteifigkeit des Rohres und wird mit dem Polyesterharz verbunden. Dadurch entsteht eine duroplastische Kunststoffmatrix (18) (siehe Abbildung 19).

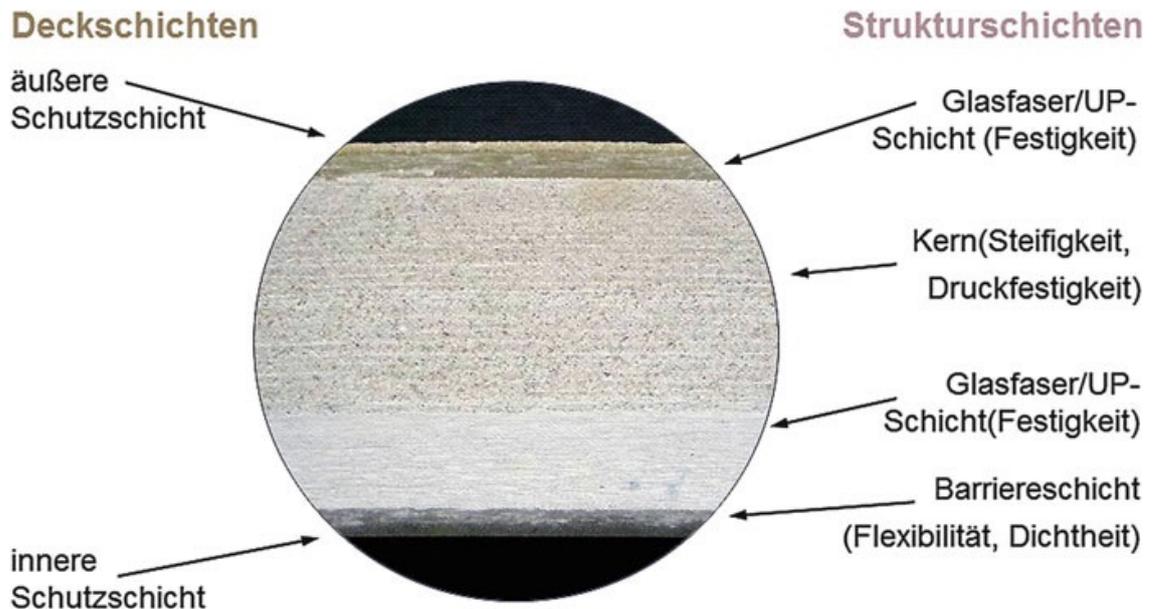


Abbildung 19 Wandaufbau eines geschleuderten GFK Rohres (18)

GFK-Rohre werden immer häufiger als Druckrohrleitung mit großer Fallhöhe eingesetzt. Zurzeit liegt die Druckbereichsgrenze bei 32 Bar. Da der Aufwand für Transport, Verlegung und Einbau mit zunehmender Höhe immer größer wird, kann der Einsatz von GFK als Alternative zu Stahl verwendet werden. Der Aufwand der Herstellung dieser GFK-Rohre bei Verwendung von GFK-Kupplungen ist geringer als bei Stahlrohrleitungen mit Schweißverbindungen. Weitere Vorteile im Vergleich zu Stahlrohren sind der gute Korrosionsschutz und die sehr geringe Rauheit. Achtzugeben ist darauf, dass der Rohrwerkstoff GFK zeitabhängige Werkstoffeigenschaften besitzt. So wird das GFK-Rohr nach mechanischen Eigenschaften durch Kurzzeit- und Langzeit-Kennwerte auf eine Belastungsdauer von 50 Jahren ausgelegt. (21) Von Nachteil ist hingegen die Schlagempfindlichkeit gegenüber Stoß- oder Schlagbeanspruch, die nicht zum Versagen, sondern zu Harnischen führt. GFK-Rohre werden normalerweise eingeedet verlegt, da sie durch ihr geringes Eingeweicht im entleerten Zustand zum Auftrieb neigen. (2)

GFK-Druckrohre können in drei Verfahren hergestellt werden: (18)

- Schleuderverfahren
- Winkelverfahren mit kontinuierlicher Herstellung
- Wickelverfahren mit Kreuzwicklung auf einem Stahlzylinder

Es gibt auch mehrere Möglichkeiten die GFK-Rohrschüsse zu verbinden: (2)

- Doppelmuffen-Kupplung: Hier werden zwei GFK- Rohre axial in einen hülsenförmigen Kupplungskörper gepresst. Die Fixierung und Abdichtung übernehmen in den Nuten der Kupplung befindliche Elastomer-Ringe (siehe Abbildung 20).

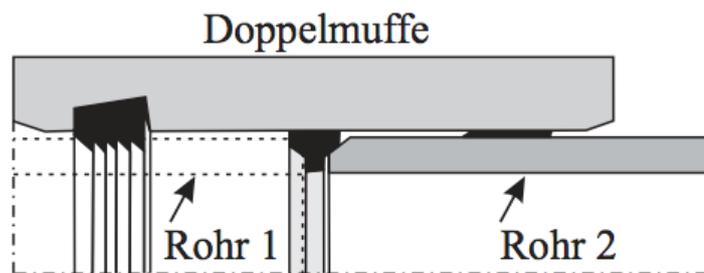


Abbildung 20 Doppelmuffen-Kupplung (2)

- Montagekupplung: Ein Kupplungskörper wird mittels Radialpressung an zwei Rohre fixiert. Mit Schrauben wird die Kupplung gespannt, wodurch ein axial wirkendes Montagewerkzeug entfällt (siehe Abbildung 21).



Abbildung 21 Montagekupplung (2)

- Laminatverbindungen: Mehrere Lagen auflaminiertes Vliesmatten werden über Rohrstücke auf der Außenseite und, wenn erreichbar, auch auf der Innenseite miteinander verbunden.
- Flanschverbindungen: Werden Armaturen und andere Rohrwerkstoffe mit GFK-Rohren verbunden, kommen Los- und Festflanschverbindungen üblicher Bauart in Frage.

3.3.2.5 Holzrohre

Die älteste Form zur Beförderung von Wasser ist die mittels Holzrohren. Ausgebohrte Baumstämme, sogenannten Deicheln, die mit Hilfe von stirnseitig eingeschlagenen Eisenringen zu einer Leitung verbunden sind, waren die ersten Rohre der Menschheit. (2)

Die heutigen Druckrohrleitungen aus Holz bestehen aus einzelnen Bohlen und Kanthölzern, die versetzt mit Stahlringen, wie in Abbildung 22 ersichtlich, zusammengehalten werden. (22)



Abbildung 22 Druckrohrleitung aus Holz (22)

Mit dem Baustoff Holz können Durchmesser von 0,50 m bis 4,0 m hergestellt werden. Außerdem sind Drücke bis zu 6 Bar möglich. Durch den Versatz der Längsstöße der Dauben entsteht ein kilometerlanges Rohr, ohne dass Dehnrückrichtungen eingebaut werden müssen, welches außerdem noch leicht ist. Wie in Abbildung 23 zu sehen ist, weisen die Dauben sowohl an der Längs-, wie auch an der Stirnseite, Nut- und Federverbindungen auf. (22)



Abbildung 23 Detail Nut- und Federverbindungen (22)

Aufgrund ihres hohen Harzgehaltes sind Kiefer, Lärche oder Douglasie die am häufigsten verwendeten Holzarten im deutschsprachigen Raum. Der Abrieb ist durch Faserstruktur und Elastizität des Materials sehr gering. Durch die Feuchte der Holzdauben, die beim Einbau ca. 16 % betragen sollte, ist eine hohe Resistenz gegen Verrottung gegeben. Dadurch kann von einer Lebensdauer von bis zu 100 Jahren ausgegangen werden. Äußere Witterungseinflüsse und eine Entleerung über einen längeren Zeitraum wirken sich jedoch drastisch auf die Lebensdauer aus. Mit zunehmender Betriebsdauer bekommt die Innenseite eine natürliche Schleimschicht, welche die Reibungsverluste sehr klein hält. Dadurch ist die Druckrohrleitung aus Holz eine spannende und kostengünstige Alternative zu Beton- oder Stahlrohren. Die Dichtigkeit der Rohrleitung wird durch das Quellen des Holzes gewährleistet. Der Innendruck wird durch Stahlringe aufgenommen. Da die Abstände der Stahlringe einen Mindestabstand nicht unterschreiten dürfen, ist somit die Druckfestigkeit der Holzleitung bestimmt. (2)

Da die Rohrleitung durch die unterschiedlichen Daubenlängen sehr flexibel gestaltet werden kann, wird die Trassenführung optimal dem Gelände angepasst. Die Rohrkrümmung ist mit Radien von bis zum 30-fachen des Rohrdurchmessers begrenzt. Engere Radien können mit speziellen Krümmern hergestellt werden. (22)

3.4 Druckstollen und Druckschächte

3.4.1 Definition

Wenn die Topographie des Geländes den Bau einer an der Oberfläche geführten Druckrohrleitung nicht ermöglicht, werden Druckstollen und/oder Druckschächte für die Wasserkraftanlagen verwendet. Kraftwerke, die mehrere Speicher oder Einzugsgebiete besitzen, müssen zwangsweise mit Druckstollen ausgeführt werden, um so das gesamte Einzugsgebiet der Anlage zu vergrößern. (2)

Um die statischen Vorteile hinsichtlich der Baudurchführung und der Belastung durch Innen- und Außendruck zu nutzen, sowie hydraulische Verluste in Bezug auf die Reibung zu minimieren, werden die Druckstollen hauptsächlich kreisrund ausgeführt. Die Querschnittswahl ist auch auf die häufige Verwendung von Tunnelbohrmaschinen zurückzuführen. (2)

Als Druckstollen werden horizontale oder schwach geneigte Teile der Triebwasserzuführung bezeichnet. Die stark geneigten oder vertikalen Teile werden als Druckschächte bezeichnet. Es gibt aber auch Sonderbauten wie den Lotschacht, der nur vertikal ausgeführt wird (siehe Abbildung 24). Müller (23) macht bezüglich Neigung folgende Unterteilung: $0^\circ - 10^\circ =$ Stollen, $10^\circ - 45^\circ =$ Schrägstollen/schächte und $45^\circ - 90^\circ =$ Schächte.

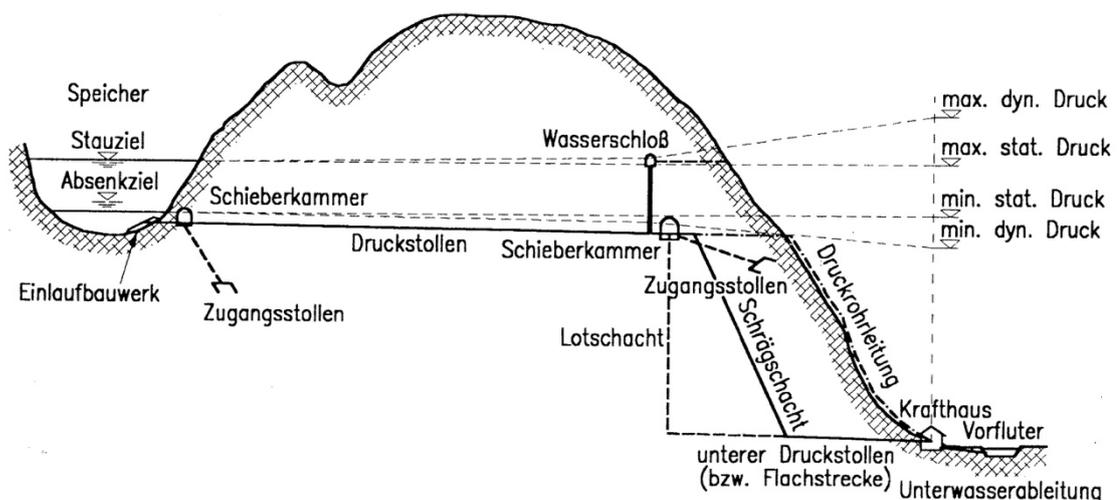


Abbildung 24 Mögliche Ausführungen des Kraftabstieges

Für die Betriebssicherheit des Druckstollens ist es üblicherweise notwendig, diesen mit einer Betonauskleidung zu versehen. Dabei spielen die hydraulische Rauheit des Stollens, sowie die Standsicherheit und die Dauerhaftigkeit, aber auch die Dichtigkeit bei wasserdurchlässigem Gebirge eine wesentliche Rolle für die Wahl der Auskleidung. Absolute Dichtigkeit ist nur notwendig, wenn eine chemisch-physikalische Zersetzung des Gebirges in Folge des Wasserzutrittes zu erwarten ist. Für den Wasserverlust alleine ist eine vollkommene Dichtigkeit wirtschaftlich nicht notwendig. Direkten Einfluss auf die wirtschaftliche Bedeutung in Bezug auf die Energiegewinnung hingegen hat die Rauheit des Druckstollens. (2)

In Abbildung 25 ist eine Bandbreite der Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler für unterschiedliche Auskleidungsarten ersichtlich.

Es ist noch zu erwähnen, dass in der folgenden Gleichung die Reibungsverluste mit dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit ansteigen. Weitere hydraulische Einflussfaktoren werden in Kapitel 2 „Hydraulische Bemessung des Triebwasserweges“ erläutert.

$$h_{vs} = \frac{Q_A^2 * L}{A^2 * k_{St} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} \text{ [m]}$$

h_{vs}	Verlusthöhe bei Druckstollen nach Manning – Strickler	[m]
Q_A	Volumenstrom	[m ³ /s]
k_{St}	Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler	[m ^{1/3} /s]
L	Stollenlänge	[m]
A	Fließquerschnitt	[m ²]
D	Stollendurchmesser (hydraulischer Radius bei Kreisprofil)	[m]

Laut Seeber (24) sind folgende Grenzggeschwindigkeiten von der Größe des Durchmessers bestimmt:

Fels standfest, unbekleidet	$v_{max} = 1,5 \text{ bis } 2,0 \text{ m/s}$
Spritzbeton	$v_{max} = 1,5 \text{ bis } 3,0 \text{ m/s}$
Schalbeton	$v_{max} = 4,0 \text{ bis } 5,0 \text{ m/s}$
Stahlpanzerung	$v_{max} = 6,0 \text{ bis } 10,0 \text{ m/s}$

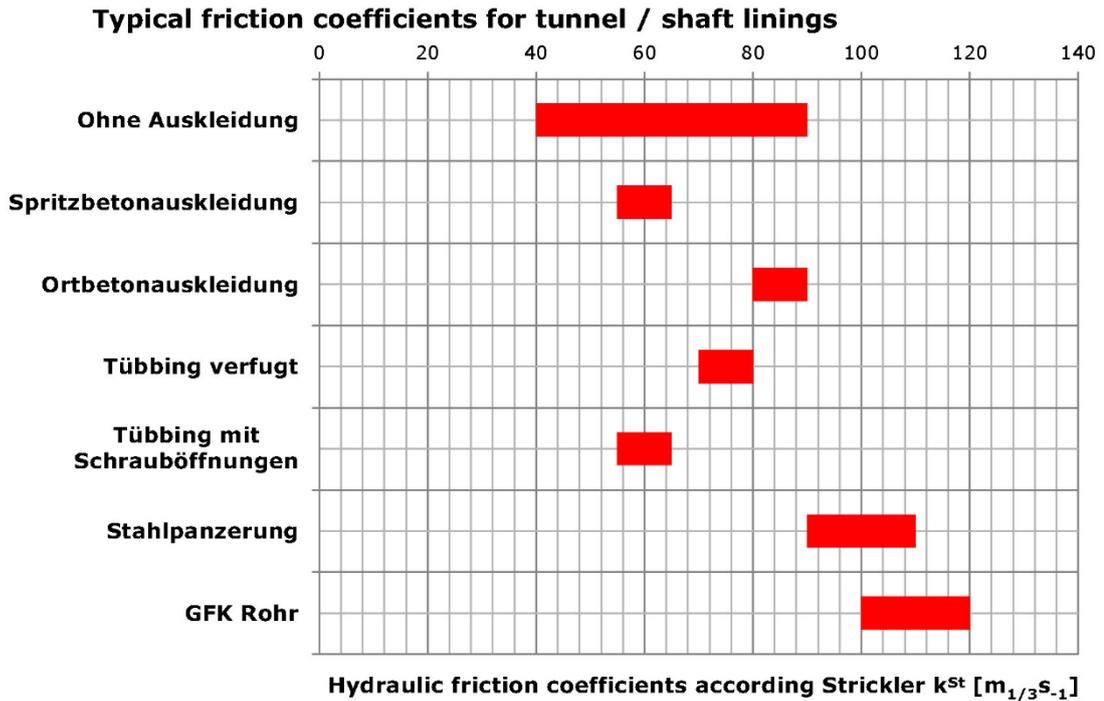


Abbildung 25 Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler für unterschiedliche Auskleidungsarten (25)

Es ist zu erwähnen, dass es keine Auskleidung gibt, die alle diese Anforderungen zu 100% erfüllt. Wie in Abbildung 26 zu sehen ist, kommen in der Regel mehrere Auskleidungen in einem Projekt zum Einsatz. Die ausgewählte Auskleidungsart ist meist eine Kompromisslösung. (13)

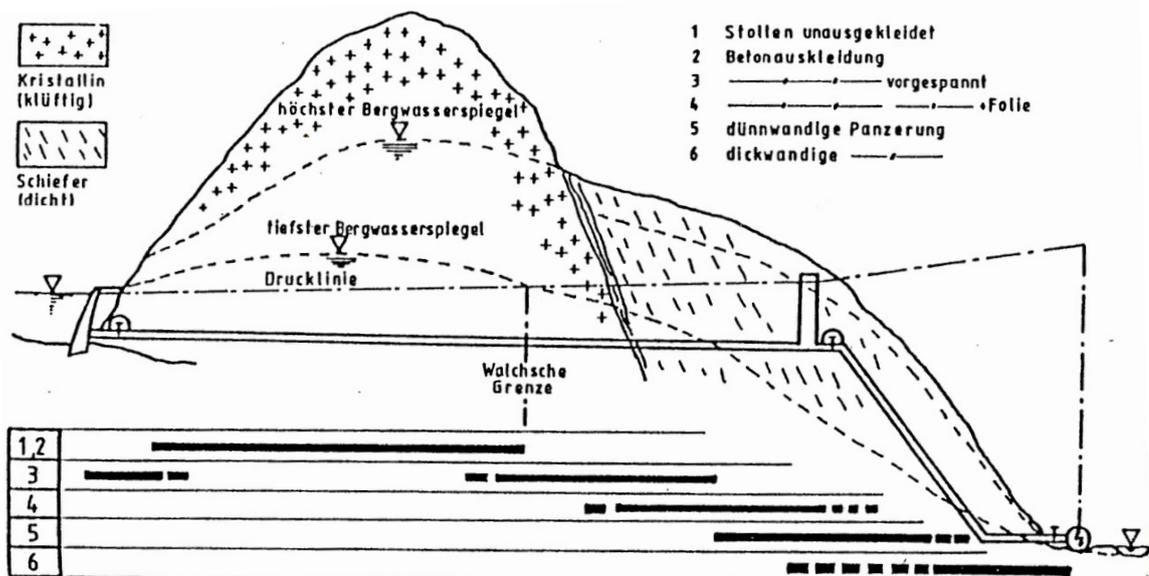


Abbildung 26 Schematischer Höhenplan und Einsatzbereich der Auskleidungssysteme für den Triebwasserweg eines Hochdruckkraftwerkes (24)

3.4.2 Auskleidungsarten

3.4.2.1 Unausgekleidete Druckstollen

Unausgekleidete Druckstollen hängen einerseits sehr stark von den mechanischen Eigenschaften des Gebirges und andererseits von den auftretenden Geschwindigkeiten und deren Rauheit ab. Bei gefrästen Stollen (10) wird die Rauheit geringgehalten und somit der Verzicht auf eine Auskleidung interessant. Eine ausgezeichnete Felsqualität, wie sie beispielsweise in Skandinavien gegeben ist, ist hierfür absolute Voraussetzung. Bei einem groben Ausbruch liegt die Rauheit laut Seeber bei $30 - 35 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$ und bei einem gefrästen, nachbearbeiteten Stollen bei $50 - 70 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$ (24).

Seit einigen Jahren werden, wenn keine Auskleidung benötigt wird und die Statik es zulässt, auch hochfeste Kunststoffmembrane eingesetzt, um die Rauheit zu verringern. Diese werden mittels Ankern im Fels befestigt.

Eine alte Daumenregel von Broch (10) wird heute noch für eine grobe Abschätzung der notwendigen Felsüberdeckung der bei uns ausgekleideten Druckstollen verwendet.

Diese lautet wie folgt (siehe Abbildung 27 Definitionsskizze zur Daumenregel (10)):

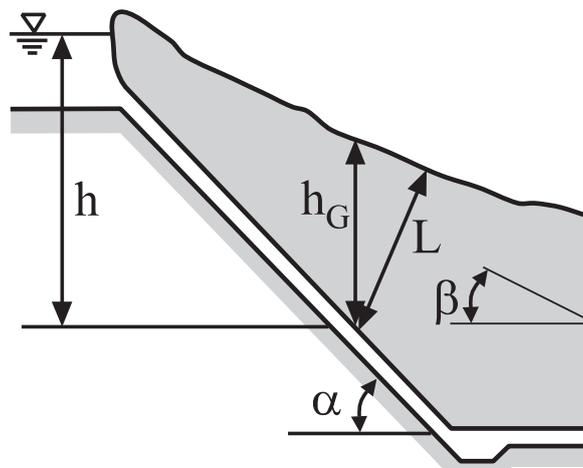


Abbildung 27 Definitionsskizze zur Daumenregel (10)

$$hg > c * h \text{ [m]}$$

Berücksichtigt man das Einfallen des Hanges ergibt sich (10):

$$L = \frac{\gamma_w * h}{\gamma_G * \cos\beta} \text{ [m]}$$

hg	vertikale Tiefe des betrachteten Punktes i	[m]
h	statische Druckhöhe am betrachteten Punkt i	[m]
c	Konstante am Punkt i	[–]
	für Talhänge mit $\beta \leq 35^\circ$: c = 0,6	
	für Talhänge mit $\beta = 35-60^\circ$: c = 0,6-1,0	
	für Talhänge mit $\beta = 60^\circ$: c = 1.0	
L	kürzeste Entfernung zwischen Oberfläche und dem betrachteten Stollenquerschnitt	[m]
γ_G	Wichte des Felsen/Gebirge	[kN/m ³]
β	durchschnittliches Einfallen des Talhanges	[°]

3.4.2.2 Spritzbetonauskleidung

Für die Ausbruchsicherung ist die Spritzbetonauskleidung während des Vortriebs in Stollen im konventionellen Ausbruch alternativlos. Sie kann aber auch als spezielle Druckstollenauskleidung für Stollen eingesetzt werden. Die in der Regel 3-10 cm starke Spritzbetonschicht wird mit Betonstahlmatten bewehrt ausgeführt. Bei konventionellen Ausbrüchen und den dadurch entstehenden Klüften kann man durch die Spritzbetonauskleidung die Wandrauheit erheblich verbessern. Bei einem konventionellen Ausbruch liegt die Rauheit bei 40 bis 50 und bei einem mechanischen Ausbruch bei 50 bis 65. (24) Der Spritzbeton ist außerdem eine gute Vorsicherung vor Steinfall. Allerdings ist die Dichtigkeit, falls erforderlich, nicht gegeben. (2)

3.4.2.3 Auskleidung mit Betonfertigteilen (Tübbing)

Kommt eine Doppelschildmaschine für den maschinellen Ausbruch des Triebwasserweges in Frage, können für Ausbruchsicherung und Verkleidung Betonfertigteile (Tübbing) verwendet werden. Wie bei allen maschinellen Ausbrüchen werden Tübbingauskleidungen in Verbindung mit durchgängigen Nieder-

druck-Kontaktinjektionen und stellenweise mit Hochdruck-Konsolidierungs- und Abdichtungsinjektionen versehen (26) (siehe Abbildung 28).

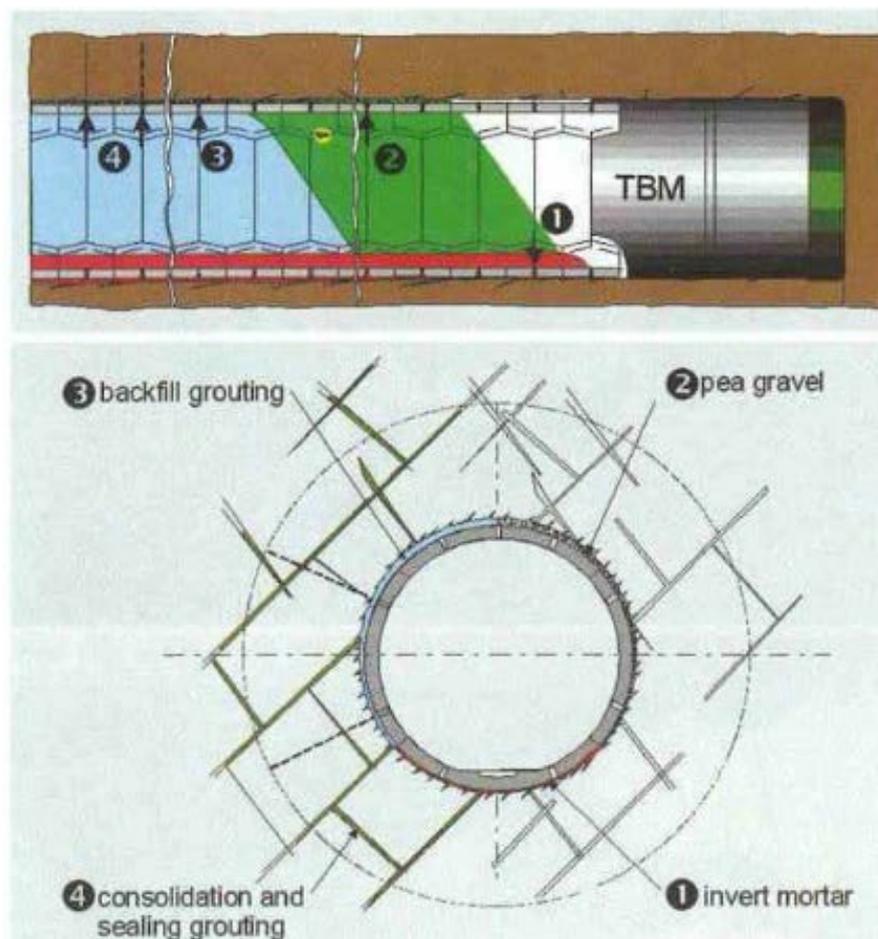


Abbildung 28 Bettung der Segmentauskleidung und Gebirgsinjektion (27)

Auf zwei Faktoren muss besonders achtgegeben werden. Einerseits die Ausbildung der Fugenübergänge zwischen den Betonfertigteilen. Andererseits die Fugenübergänge zwischen den Betonfertigteilen und, im Regelfall, Ortbeton. Nicht minder wichtig für die Reibungsverluste sind die Fugen zwischen den einzelnen Tübbing. Notfalls muss die Durchschnittsgeschwindigkeit gesenkt werden.

3.4.2.4 Passiv vorgespannte Betonauskleidung

Durch die bewehrte Betonauskleidung kann einerseits die Stabilität eines Stollens maßgebend erhöht und andererseits können die Reibungsverluste wirkungsvoll minimiert werden. Die Rauigkeitsbeiwerte liegen hier bei 80 bis 90. Durch die Belastung des Innendruckes kommt es aber rasch zu Rissen im Beton und

die Dichtigkeit ist nicht mehr gegeben. Die bewehrte Betonauskleidung wird daher passiv vorgespannt, um so die Dichtigkeit zu gewährleisten. Erstmals verwendete KIESER (15) diese Methode, bei der man zwischen einer Vorauskleidung und dem sogenannten Kernring einen Ringspalt herstellt und diesen danach mit Suspension verpresst. Durch die Suspension wird der Gebirgsdruck aktiviert und die Auskleidung wird vorgespannt, wodurch unter der Belastung des Innendrucks keine Risse im Beton entstehen (siehe Abbildung 29).

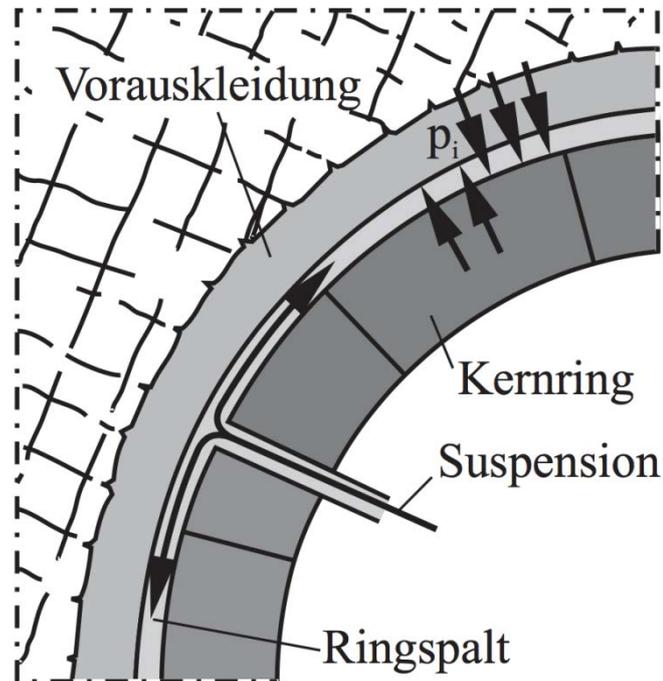


Abbildung 29 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach KIESER (15)

Die Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG) (28) entwickelte in späterer Folge ihr eigenes Verfahren, das sogenannte Spaltinjektionsverfahren, um die passive Vorspannung im Druckstollen aufzubauen. Ähnlich wie bei dem Kernringverfahren von KIESER wird ein einziger Betonring unmittelbar an das ausgebrochene Gebirge anbetoniert. Danach wird mittels Injektionsschläuchen die Suspension eingebracht und verpresst (siehe Abbildung 30).

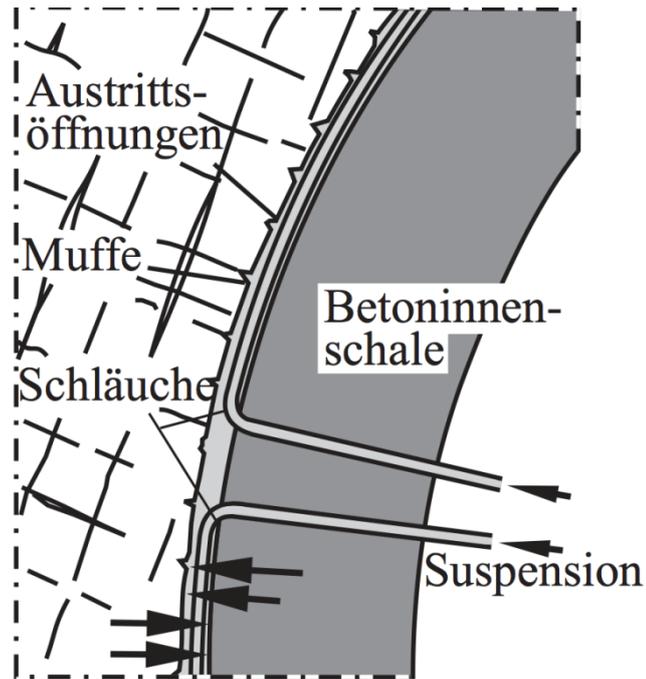


Abbildung 30 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach TIWAG (28)

Nach WITTKÉ wird die passive Vorspannung mit einer Abwandlung dieser Verfahren durch eine Injektion über radial angeordnete Bohrlöcher hergestellt (siehe Abbildung 31) (29).

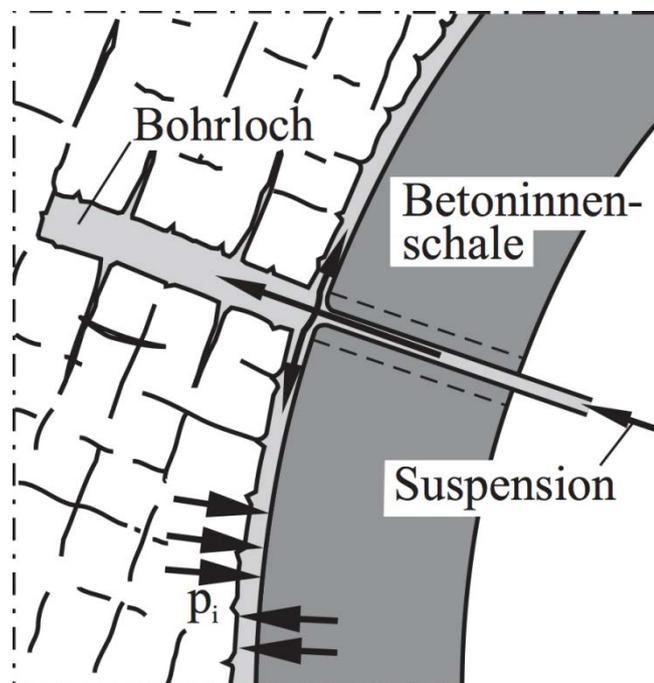


Abbildung 31 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach WITTKÉ (29)

Grundsätzlich ist das Spaltinjektionsverfahren auch in Gebirgen mit geringer Festigkeit möglich. Allerdings ist eine genügend hohe Gebirgsspannung Vo-

raussetzung dafür. Diese soll der Vorspannung als Widerlager dienen. Ist dies nicht sichergestellt, kann durch „Kriechen“ des Gebirges die Vorspannung verloren gehen. (29)

3.4.2.5 Aktiv vorgespannte Betonauskleidung

Die aktiv vorgespannte Betonauskleidung wird heute immer dann verwendet, wenn das Gebirge keine mittragende Wirkung hat. Während vornehmlich technische Gründe für die passive Vorspannung gesprochen haben, waren es bei der aktiven Vorspannung maßgeblich wirtschaftliche Faktoren. Dies ist durch die Stahlknappheit in dieser Zeit begründet.

Erstmals wurden 1956 von der Firma Dyckerhoff & Widmann Einzelspannglieder zur Vorspannung eines Stollens zur Anwendung gebracht, siehe Abbildung 32. Die Einzelspannglieder werden zu mehreren Kreiselementen unterteilt und die Enden in Nischen verankert. (30)

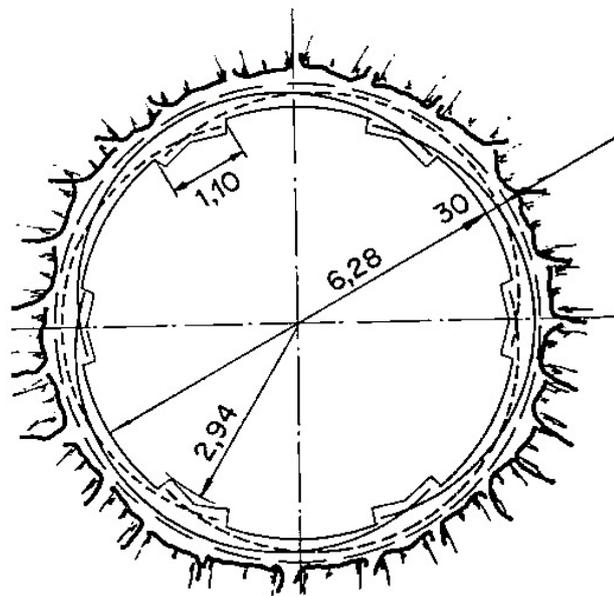


Abbildung 32 Aktive Vorspannung nach Dyckerhoff & Widmann (30)

Eine andere Variante in der Gruppe der aktiven Spanverfahren ist das von VSL (Vorspann-System Losinger) entwickelte Vorspannsystem, welches mit Hilfe eines Einzelspannglieds die nötige Vorspannung aufbringt. Das sogenannte Einzelspannglied basiert auf der Entwicklung des Ringspannglieds, welches

wie ein Fassreifen wirkt und daher ohne Lisenen auskommt, siehe Abbildung 33 und Abbildung 34 (13).

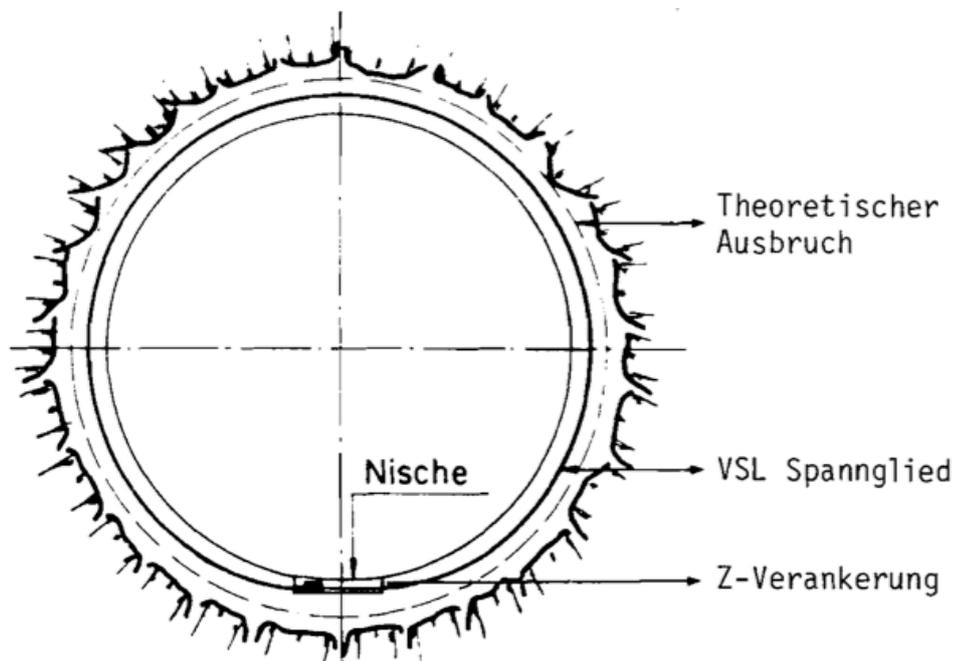


Abbildung 33 Aktive Vorspannung nach System VSL: Stollenquerschnitt mit Spannglied (13)

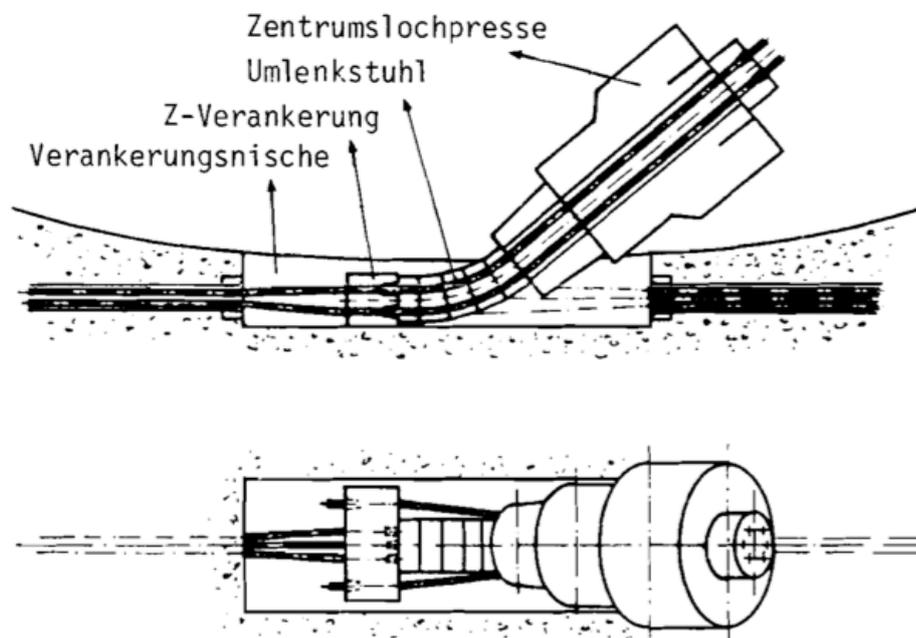


Abbildung 34 Aktive Vorspannung nach System VSL: Zwischenverankerung und schematische Darstellung des Spannungsvorganges (13)

Um den Ring zu schließen, liegt das Kabel in einer Zwischenverankerung ohne Abstützung auf dem Beton frei in einer Nische. Das Kabel ist ein Bündel aus hochfesten Spannstahllitzen, die entweder in ein Hüllrohr verlaufen, das später injiziert werden kann, oder sie werden mit Korrosionsschutzfett und Polyäthyl-

enumhüllung versehen. Bei beiden Varianten wird das Kabel danach in Beton eingebettet. Zum Spannen werden die einzelnen Litzen mit einem sogenannten gekrümmten Stuhl aus der Nische heraus gespannt. Der, in Folge des Spannvorganges, entstehende Spalt zwischen Betonring und Fels, muss nachträglich ausinjiziert werden. (30)

Das VSL bringt einige Vorteile mit sich. Unter anderem ist es wirtschaftlich kostengünstiger als eine reine Stahlpanzerung und gleichzeitig flexibler im Ausbau bei sich ändernder Geologie. Weiteres besitzt diese Anwendung eine hervorragende Dauerfestigkeit auf Grund der Rissfreiheit des Betons und eingebauten Korrosionsschutz für den eingebauten Stahl. Zudem ist die Beulengefahr auf Grund einer plötzlichen Entleerung nicht vorhanden. Hinzu kommt, dass sich Spannbeton bei einer Überbelastung vollständig erholt. Die dabei entstandenen Risse werden wieder verschlossen. (30)

3.4.2.6 Betonauskleidung mit Dichtfolie

Um die Dichtigkeit von Beton bei einem Verlust der Vorspannung in Folge geringer Überlagerung auszugleichen, hat die Motor Columbus AG umfangreiche Labor- und Großversuche mit diversen Folien- und Beschichtungsarten durchgeführt. (31)

Im Endeffekt hat sich aber nur die Kunststoffolie als Möglichkeit bewehrt.

Auch bei dem TIWAG – Spaltinjektionsverfahren ist zwischen Ausbruch und Betonring eine Trennschicht, die aus Kalkmilchanstrich besteht, vorgesehen. Um das Problem mit der Dichtigkeit zu beheben, wird statt des Anstrichs eine Kunststoffolie aus PVC oder PE verwendet (siehe Abbildung 35). Die Folie übernimmt dabei keine statische Funktion, sondern muss die Radialrisse im Fels, respektive in der Auskleidung, in Folge des Innendruckes überbrücken können. Dabei spielt die Dehnfähigkeit der Folie eine wichtige Rolle. Aber auch die Bettung hinter der Folie sollte unbedingt nachinjiziert werden. (24)

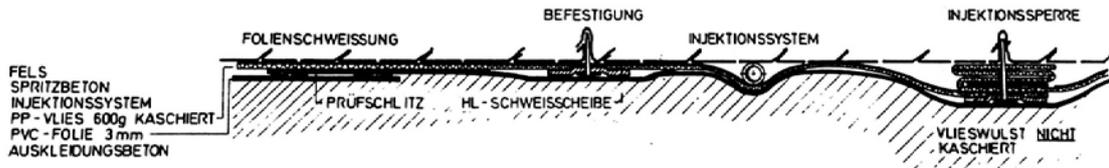


Abbildung 35 Vorgespannte Betonauskleidung mit Kunststoff-Dichtfolie (24)

Bei neueren Projekten, wie bei Feldsee, (32) werden nicht mehr PE-Folien, sondern glasfaserverstärkte Kunststoffrohre mit Muffenverbindungen von 4 cm Dicke, verwendet. Ein Vorteil glasfaserverstärkter Kunststoffrohre gegenüber der PE-Folie ist die Robustheit des Materials. Die Sicherheit der Dichtheit durch Steinschlag wird dadurch erhöht.

3.4.2.7 Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung

Die Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung ist gleich aufgebaut wie die Betonauskleidung mit der Dichtfolie. Im Gegensatz zur Dichtfolie nimmt die Stahlpanzerung einen entsprechenden Anteil des Innendruckes auf. Das einzige Problem an dieser Bauweise entsteht bei der plötzlichen Entleerung des Stollens. Die dünnwandige Panzerung ist nicht steif und wird durch den Bergwasserdruck eingebault. Abhilfe schafft ein, aus Herstellungsgründen 20 cm dicker, Ortbetoninnenring. (24)

Die heute üblicherweise angewandte Vorgehensweise ist, die dünnwandige Panzerung schon im Werk mit hochfestem Beton als Innenring zu versehen. Dadurch wird die Wanddicke des Betons auf 10 cm reduziert (s Abbildung 36). Auch kann zwischen Betonring und Panzerung durch Injektion eine Vorspannung erzeugt werden. Der einzige Schönheitsfehler an diesem System sind die zahlreichen Fugen, die beim Zusammenbau entstehen. (24)

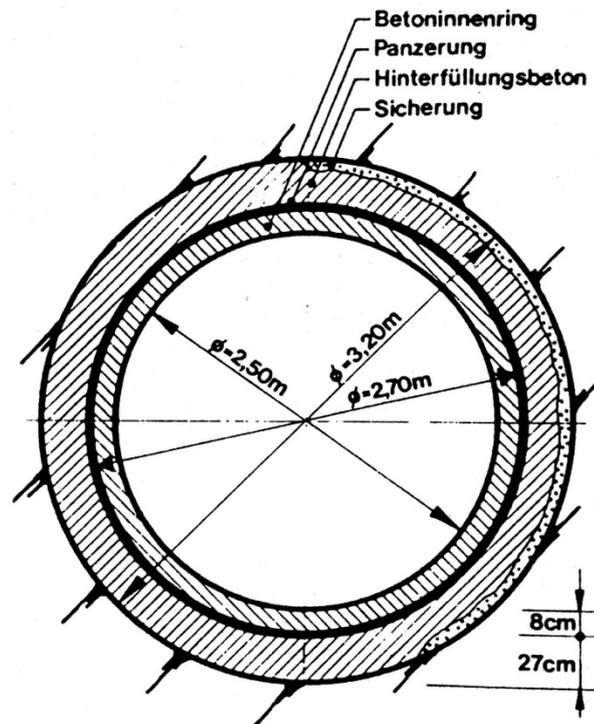


Abbildung 36 Kraftwerk Amlach, TIWAG: Druckschacht; Regelprofil mit dünnwandiger Panzerung und vorgespanntem Betoninnenring, Fertigteilrohr (24)

Im Gegensatz zur Betonauskleidung mittels Dichtfolie ist die Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung teurer, dafür allerdings sicherer.

3.4.2.8 Dickwandige Panzerung

Die dickwandige Panzerung ist die aufwendigste Auskleidungsart, was die Bemessung und Herstellung betrifft. Sie wird hauptsächlich für den Druckschacht verwendet. Lediglich in Ausnahmefällen auch punktuell in der Nähe des Wasserschlosses, oberflächennaher Teilstrecken oder im Bereich von Reparaturmaßnahmen. (13)

Die zugfeste Auskleidung ist dann unumgänglich, wenn der Innendruck sehr hoch wird und/oder das Gebirge keine mittragende Wirkung besitzt.

Die Bemessung der Panzerung hängt von mehreren Einflussfaktoren ab, die hier überblicksartig dargestellt werden. Für genauere Ausführungen zur Bemessung kann unter anderem bei KASTNER (33) und SEEBER (24) nachgeschlagen werden.

- Belastung durch den Innendruck

- Gebirgsmitwirkung
- Temperaturwirkung / Spalt zwischen Panzerung und Füllbeton (Gebirge)
- Stahlqualität, zulässige Dehnung, Blechdicke
- Bautechnische Faktoren (Ausbruch, Betonqualität Spaltinjektion)
- Dynamische Belastungen

3.4.3 Anwendungsbereiche der einzelnen Auskleidungen

Im folgenden Abschnitt sollen die oben vorgestellten Auskleidungsarten anhand der schematischen Trasse gemäß Abbildung 26 von SEEBER (24) zusammenfassend dargestellt werden.

Grundsätzlich kommt in der Trassenführung eines Pumpspeicherkraftwerks so gut wie jede Auskleidungsart vor. Der Druckstollenbau und die Auskleidung hängen jedoch, wie im vorigen Kapitel dargelegt, stark vom Einsatzbereich, von der Linienführung und vom Ausbruch ab. (13)

Um zurück auf die Abbildung 26 zu kommen – solange der Innendruck unter der Walch'schen Grenze ist, ist von der statischen Seite her keine Auskleidung von Nöten. Dies kann beispielweise in Skandinavien und mit ausreichender Überlagerung durchaus der Fall sein. Ist dies, wie im Alpenraum, wegen nicht ausreichend standfester Gebirge, jedoch nicht möglich, so reicht eine Betonauskleidung. (24)

Steigt der Innendruck und liegt die Drucklinie weit über dem Gelände und gibt es nur eine geringe Gebirgsmitwirkung, muss eine zugfeste Auskleidung ausgeführt werden, welche den gesamten Innendruck aufnehmen muss. (24)

Zwischen den zwei Extremen – keine Auskleidung und Panzerung – kommt es darauf an, ob es genügend Überlagerungshöhe gibt und die Primärspannung vorhanden ist. Je nachdem, wird eine vorgespannte Betonauskleidung ohne Dichtfolie oder mit Dichtfolie gemacht. Und besteht die Gefahr, dass bei der Folie durch einen Grundbruch die absolute Dichtigkeit nicht mehr gegeben ist, wird man auf eine dünnwandige Panzerung zurückgreifen müssen. (24)

Zusätzlich zu den oben beschriebenen Auskleidungen kann der Druckstollen auch wesentlich durch die Trassenführung beeinflusst werden. Im Alpenraum beispielsweise wird die Linienführung so ausgeführt, dass es eine sehr große Felsüberdeckung gibt, um Dichtungsmaßnahmen zu umgehen und eine positive Wirkung durch das Gebirgswasser zu erhalten. (13)

Da der Ausbruch heutzutage hauptsächlich mit einer Tunnelbohrmaschine bewerkstelligt und kaum mehr konventionell ausgeführt wird, hat sich der Einfluss des Ausbruchs für das gesamte Projekt meiner Meinung nach verkleinert.

3.5 Statische Bemessung

3.5.1 Definition der dynamischen und statischen Drucklinien

Durch die Wasserförderung eines Triebwasserweges entstehen Belastungen. Solche Belastungen entstammen statischen und dynamischen Druckhöhen, die von Fließvorgangsänderungen abhängen. Eine weitere Beanspruchung für die Druckrohrleitung ist eine verhinderte Längsdehnung durch Temperaturunterschiede. Weiters gibt es eine Durchbiegung zwischen den einzelnen Auflagern durch Eigen- und Wassergewicht. Bei eingeerdeten Druckrohrleitungen kommt noch die Verkehrslast hinzu. (16)

Alle Lastfälle eines Triebwasserweges werden zusammengefasst und grafisch als Drucklinien abgebildet. Indem längs der abgewickelten Leitungstrasse die maximalen und minimalen Drücke über die jeweils gültigen Leitungshöhenkoten im Maßstab dieser Höhenkoten aufgetragen werden, werden die Berechnungsergebnisse für die Betriebs- und Sonderbelastungsfälle veranschaulicht. Nach diesen richten sich die Festigkeitsnachweise sowie der Nachweis der Beulstabilität, der für die Rohrstabilität ausschlaggebend ist. Da für die Bemessung im Normalfall der Innendruck p_i maßgebend ist, werden unter Einbeziehung der dynamischen Druckbelastungen Bemessungsdrucklinien ermittelt, durch welche die erforderlichen Wanddicken berechnet werden. Um auf hinsichtlich Durchmesser, Wandstärke und Druck genormte Rohre zurückgreifen zu können, sind mehrere Druckbereiche zu definieren. Innerhalb dieser Bereiche wird von einer konstanten, auf den Höchstdruck ausgelegten, Rohrwanddicke ausgegangen. (2) (siehe Abbildung 37)

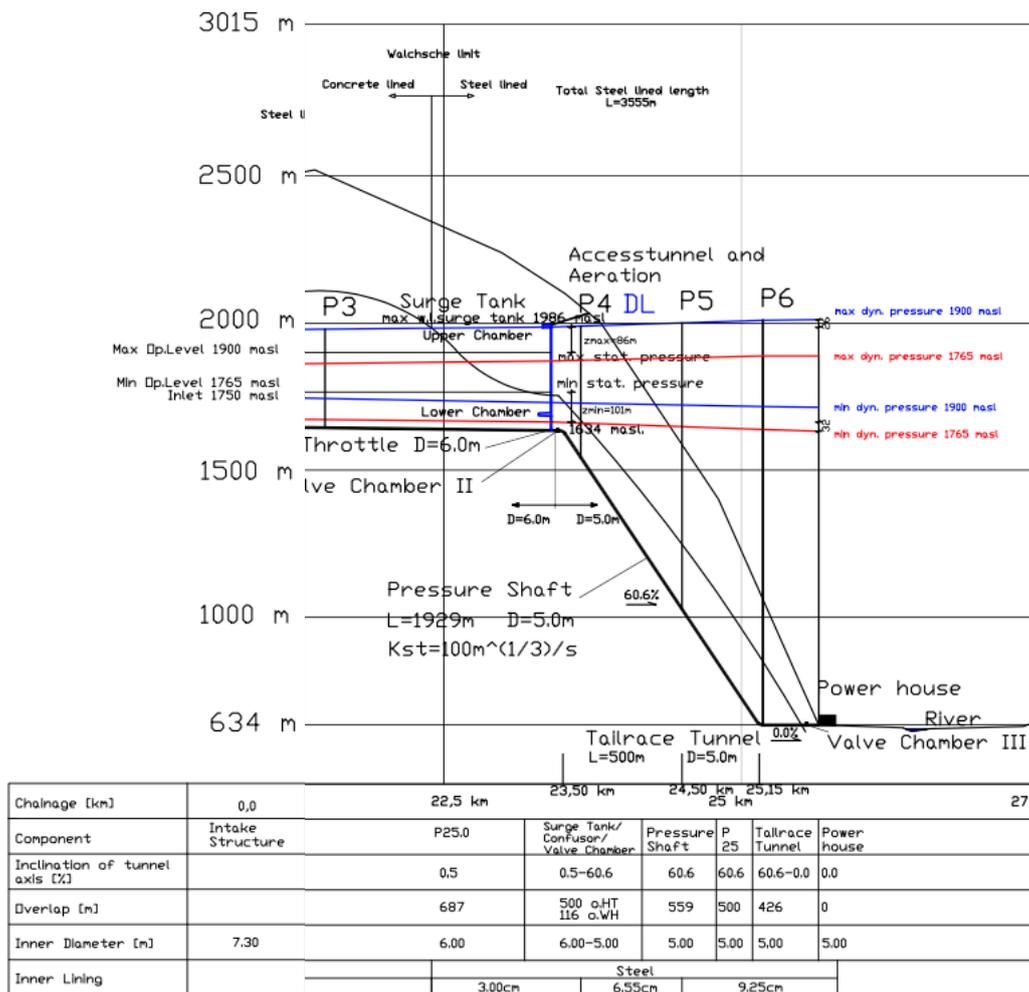


Abbildung 37 zeigt die dynamischen. und statischen Drucklinien eines Triebwasserweges

Diese Zusammenfassung wird ausführlich im Buch „Wasserkraftanlagen“ (2) erläutert. Die statischen und dynamischen Druckhöhen sind im Kapitel 2 „Hydraulische Bemessung des Triebwasserweges“ betrachtet worden.

3.5.2 Druckstollen Problematik

Das konventionelle Druckstollenproblem dreht sich einerseits um die Frage, in welchem Ausmaß das Gebirge mitwirkt und beschäftigt sich andererseits damit, wie eine wasserdichte und rissfreie Auskleidung erzielt werden kann. Weil die Beanspruchung von Druckstollen, speziell in den letzten 20 Jahren, sehr stark gestiegen ist, verschärft sich nicht nur die alte Fragestellung, sondern es tun sich zusätzlich dazu neue Problemfelder auf. (13)

Unter konventioneller Druckstollenstatik werden die hydraulischen Effekte und Belastungen, die durch die Sickerströmung auf die Stollenauskleidung wirken, vernachlässigt. Es wird ein homogener, isotroper Rohrkörper mit vollkommen elastischem Verhalten vorausgesetzt. Außerdem wird von einer gänzlich dichten Auskleidung des Stollens und einem undurchlässigen Gesteinskörper ausgegangen. Dieser Lösungsansatz ist mit den Annahmen über das Gleichungssystem für das dickwandige Rohr gegeben. LAMÉ stellte diese Gleichung schon 1852 auf. (2)

Viele Auskleidungsarten sind heute nur noch machbar, weil dem Gebirge eine zunehmend mittragende Wirkung abverlangt und dank einer sorgfältigen Einschätzung der hydrogeologischen Verhältnisse auf die Forderung einer rissfreien, wasserdichten Auskleidung vielfach verzichtet wird. Durch vermehrte Anstrengungen bei der Vorhersage und Interpretation der Gebirgseigenschaften und der Nutzung dieser Ergebnisse für eine wirklichkeitsnahe Bemessung, lassen sich vermutlich weitere erhebliche Fortschritte erzielen. Wenn auch diese Möglichkeiten ausgeschöpft sein werden, wird sich die Frage nach alternativen Auskleidungsarten aufs Neue stellen. (13)

3.5.3 Zusammenspiel zwischen felsmechanischen und felshydraulischen Problemen

Solange die Betonauskleidung nicht reißt, ist diese nahezu dicht und der Wasserdruck wirkt auf die Stolleninnenlaibung wie eine flächenhafte Belastung. Die Ermittlung von Deformationen und Spannungen kann rein unter dem Gesichtspunkt der Stollenstatik, respektive der Felsmechanik, erfolgen. Überschreitet die Beanspruchung durch den Innenwasserdruck die Zugfestigkeit in der Betonauskleidung, entstehen durch plastische Verformungen Risse, welche sich in den Fels fortpflanzen können. Im geklüfteten Gebirge entsprechen diese Risse einer Vergrößerung der Kluftweiten. Der Einfluss der felsmechanischen auf die hydraulische Seite ist somit durch eine spannungs- beziehungsweise verformungsabhängige Durchlässigkeit des Gebirges und der Auskleidung gegeben. (13)

SCHLEISS (13) hat diese Wechselwirkung zwischen Deformation und Durchströmung von Auskleidung und Fels schematisch dargestellt (siehe Abbildung 38).

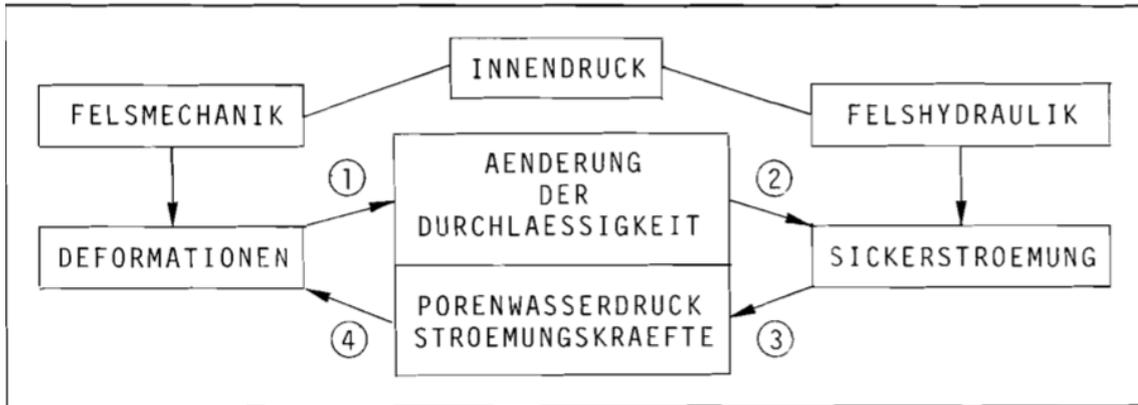


Abbildung 38 Wechselwirkung zwischen Deformationen und Durchströmungen von Fels (13)

SCHLEISS (13) beschreibt diesen Gleichgewichtszustand bei einem Druckstollen wie folgt:

1. Infolge des Innenwasserdruckes deformieren sich die Auskleidung und der umgebende Fels, wodurch Risse in der Betonauskleidung entstehen. Die Deformation im Gebirge verursacht eine Verschiebung der Klüftwänden und die ursprünglich angenommene Durchlässigkeit der Auskleidung und des Felsens ändert sich.
2. Eine Sickerströmung vom Stolleninneren durch die Auskleidung im Gebirge entsteht.
3. Dadurch entstehen Strömungskräfte und Porenwasserdrücke im Fels.
4. Diese Kräfte ihrerseits deformieren Auskleidung und Fels, was wiederum eine Änderung der Durchlässigkeit zur Folge hat.

Der Gleichgewichtszustand ist laut SCHLEISS (13) dann erreicht, wenn sich die Durchlässigkeit nicht mehr ändert.

Der Vollständigkeit halber ist noch zu erwähnen, dass laut GIESECKE und MOSONYI (2) dieser Grundgedanke von SCHLEISS vernachlässigt werden kann, weil eine gänzlich undurchlässige Stollenauskleidung zu unwirtschaftlich ist. Der Außendruck wird, selbst bei Annahme geringer Durchlässigkeit, deutlich

reduziert und Injektionen in den Stollen verringern die Stollenbelastung zusätzlich. SEEBER (24) wiederum meint, dass, wenn ein Gebirge zwei Zehnerpotenzen dichter als die Auskleidung ist – dies muss gegeben sein, um die Auswirkung des Strömungsdruckes zu spüren – der Gegendruck des Bergwassers, wenn die Auskleidung dicht ist, ebenfalls dafür genutzt werden kann, um die Auskleidung zu entlasten, die dadurch wieder dünner werden kann.

3.5.4 Analytisch-grafisches Bemessungsverfahren zur Berechnung der Druckstollenauskleidung

SEEBER (24) entwickelte ein analytisch-grafisches Verfahren (SEEBER-Diagramm), welches wegen seiner guten Anschaulichkeit, insbesondere bei nichtlinearem Verhalten des Gebirges und bei Berücksichtigung der Vorspannverluste, die Berechnungen von Druckstollenauskleidungen auf den Innendruck übersichtlich darstellt.

In diesem Unterkapitel werden vier grafische SEEBER-Diagramme (24) erläutert. Die Abbildung 39 und Abbildung 40 zeigen linear elastische Arbeitslinien, die das Verfahren im Prinzip erklären sollen. Die Abbildung 42 und Abbildung 43 zeigen nicht linear elastische Arbeitslinien, außerdem werden u.a. Kriechen, Schwinden und Injektionsdrücke berücksichtigt.

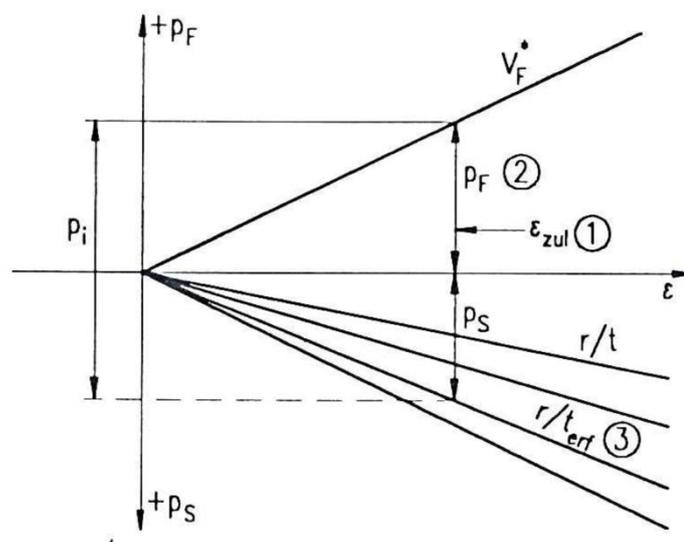


Abbildung 39 Prinzipielle Funktionsweise des grafischen Bemessungsverfahrens. (24)

Wie in Abbildung 39 zu sehen, sind die Arbeitslinien des Gebirges und des Stahlbleches linear elastisch. Somit ist:

$$\varepsilon_F = \frac{p_F}{V_F^*} \quad \varepsilon_S = \frac{p_S}{E_S^*} \quad \varepsilon_F = \varepsilon_S = \varepsilon_{zul}$$

Dadurch ist der vom Gebirge aufgenommene Innendruck p_F bekannt, somit ergibt sich der Innendruck der dünnwandigen Stahlauskleidung p_S :

$$p_S = p_i - p_F$$

Die Gebirgsmitwirkung $p_F = \varepsilon_{zul} * V_F^*$ ist von der zulässigen Stahlspannung $\sigma_{zul} = E_S^* * \varepsilon_{zul}$ und dem Gebirgsmodul V_F^* abhängig. Dadurch ist für die Bemessung der Wanddicke nur mehr der Innendruckanteil der Panzerung $p_S = \varepsilon_{zul} * E_S^* * \frac{t}{r}$ nötig.

$$\frac{t}{r} = \frac{p_S}{\varepsilon_{zul} * E_S^*} = \frac{p_S}{\sigma_{zul}} \rightarrow t = \frac{p_S}{\sigma_{zul}} * r$$

Bei der grafischen Bemessung wird durch die Festlegung der zulässigen Dehnung (ε_{zul}) der Gebirgsanteil p_F bestimmt. Durch die Abtragung des Innendruckes p_i von der Arbeitslinie des Gebirges (V_F^*) ergibt sich p_S . Der Schnittpunkt mit der Auskleidungsarbeitslinie (r/t) ergibt die notwendige Wanddicke (t)

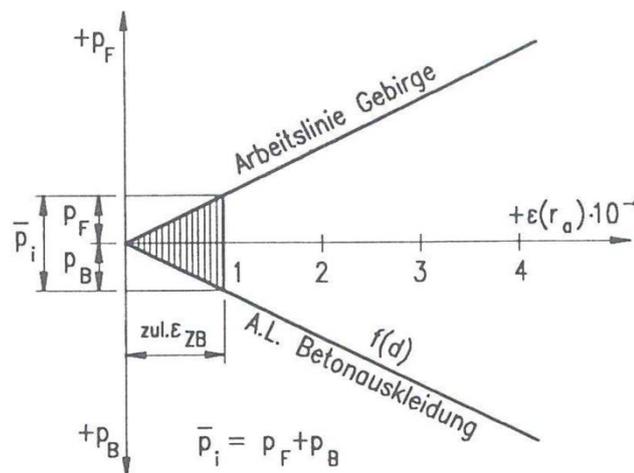


Abbildung 40 Aufteilung des Innendruckes entsprechend den Arbeitslinien von Betonauskleidung und Gebirge, ohne Spalt. (24)

Analog zur Berechnung der dünnwandigen Auskleidung wird das Gleichgewicht in der Kontaktfuge Beton – Fels hergestellt.

$$\epsilon_B = \epsilon_F \rightarrow \sigma_r(r_a)_B = \sigma_r(r_a)_F = p_F$$

Näherungsweise greift der Innendruck p_i an der Kontaktfuge an, um eine einfache grafische Lösung zu ermöglichen (siehe Abbildung 41).

$$\bar{p}_1 = p_i \cdot \frac{r_i}{r_a}$$

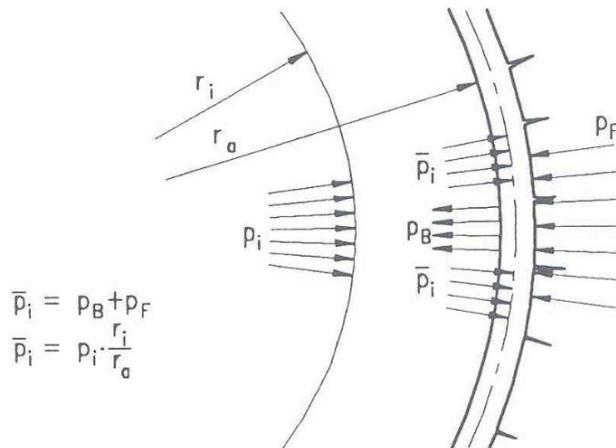


Abbildung 41 Der Innendruck wird näherungsweise in die Kontaktfuge verschoben

In der grafischen Lösung wird der Innendruck entsprechend den jeweiligen Arbeitslinien bei gleicher Dehnung aufgeteilt.

$$\bar{p}_1 = p_B \cdot p_F$$

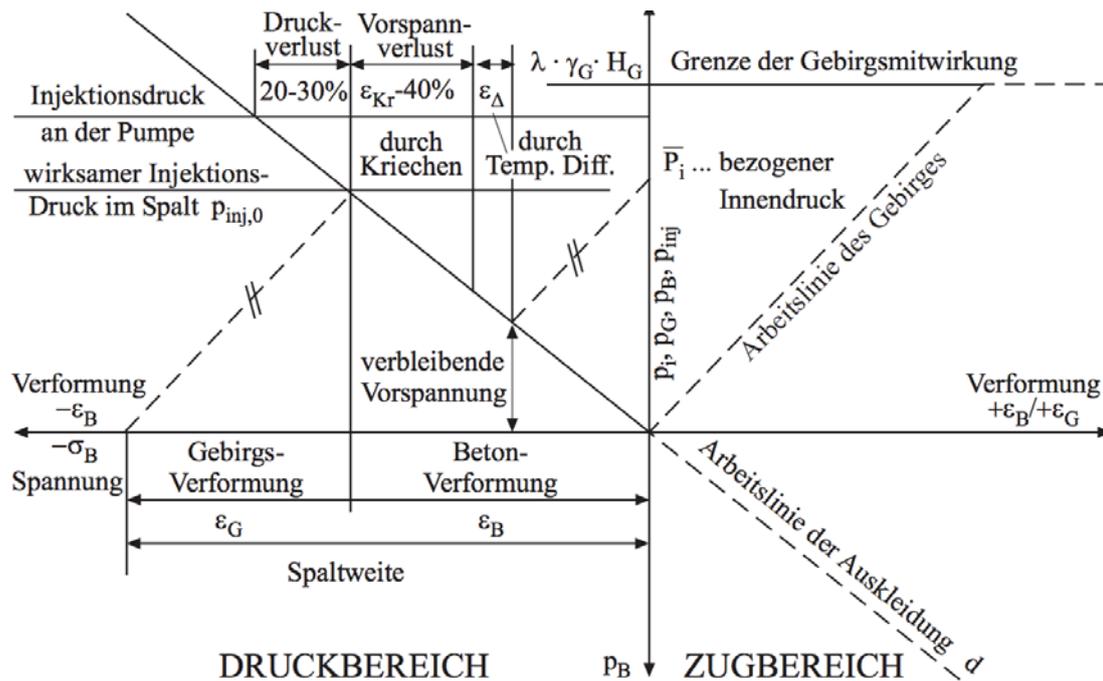


Abbildung 42 Bemessungsdiagramm für vorgespannte Betondruckstollen (24)

Wie in Abbildung 42 bezüglich der prinzipiellen Vorgehensweise dargestellt, befindet sich im ersten Quadranten des Achsensystems die Gebirgsarbeitslinie, im zweiten Quadranten die der Betonauskleidung für eine bestimmte Wanddicke s . Weil durch eine Injektion mit Vorspannungswirkung die Felslaibung nach außen gedrückt und der Betonring zusammengepresst wird, ist die Arbeitslinie der Betonauskleidung im Bereich der negativen Dehnungen verlängert und die Arbeitslinie des Gebirges so weit nach links verschoben, bis diese sich in der Höhe des Injektionsdruckes, der auf der Ordinate abgetragen ist, mit der Arbeitslinie der Betonauskleidung schneidet. Weitere Einflüsse wie Kriechen und Temperaturänderungen verschieben die Felsarbeitslinie noch weiter nach rechts, bis die Gleichgewichtslage mit einer Restvorspannung erreicht ist. Zwischen den Arbeitslinien lässt sich dann der, bis zum Abbau der noch vorhandenen Vorspannung, aufnehmbare Innendruck ablesen. (24) (2).

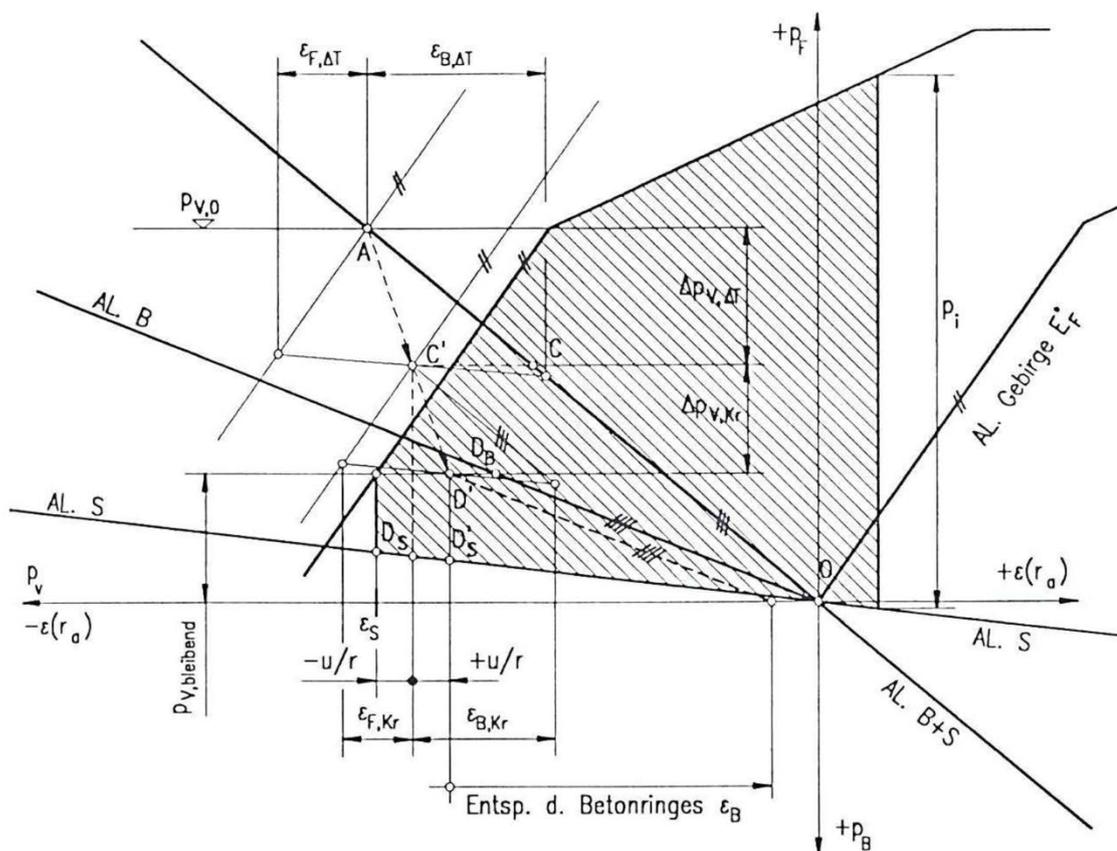


Abbildung 43 Grafisches Bemessungsverfahren für passiv vorgespannte Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung (24)

In der Abbildung 43 wird das grafische Bemessungsverfahren für eine passiv vorgespannte Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung dargestellt. Die Arbeitslinien von Panzerung und Betonring können dabei im Druckbereich überlagert werden.

$$p_A = p_S + p_B$$

Die Injektion erfolgt zwischen Panzerung und Gebirge. Der Injektionsdruck p_{v0} wird dabei von Betonring und Panzerung gemeinsam aufgenommen (Arbeitslinie Stahl und Beton, Pkt. A) und wirkt zugleich auch auf das Gebirge.

Die Temperaturdehnung $\varepsilon_{\Delta T}$ entsprechend der Abkühlung wird sowohl bei der Arbeitslinie der Auskleidung (B+S), als auch bei jener des Gebirges (Entspannung E_F^*) abgetragen und bringt im Allgemeinen zwei verschiedene Vorspannverluste ($\Delta p_{B+S,V}$, Δp_{F+V}) mit sich, die zu mitteln sind (Punkt C').

Die Kriechdehnung des Gebirges ist, entsprechend dem Einsatzbereich der dünnwandigen Panzerung im Allgemeinen, in etwa gleich der Kriechdehnung des Betonringes + Panzerung, kann bei einem schlechteren Gebirge jedoch auch größer sein. Bei der Abtragung der Kriechdehnung an den Arbeitslinien von Auskleidung (B+S) und Gebirge (E_F^*) und der darauffolgenden Mittelung ergibt sich das Zustandspunkt D' bzw. D'_s auf der Arbeitslinie der Panzerung.

Der Innendruck kann nur von der Panzerung und dem Gebirge aufgenommen werden, wobei eine Innendruckaufnahme bis über den Nullpunkt hinaus möglich ist, da die Panzerung dicht bleibt.

Die Sickerströmung beeinflusst das SEEBER Diagramm nur dadurch, dass, wenn die Auskleidung vollkommen dicht ist, der Innendruck durch den Außendruck abgeschwächt wird und somit die Dicke der Auskleidung reduziert werden kann.

Ziel dieser Arbeit ist es nun nicht, jeden einzelnen Nachweis zu erbringen oder eine komplette Literaturübersicht über die statische Bemessung zu geben. SCHLEISS und SEEBER werden in diesem Kapitel hervorgehoben, weil

SCHLEISS das hochkomplexe Zusammenspiel von felsmechanischen und hydraulischen Problemen, im Speziellen die Sickerströmung, auf eine leicht verständliche Art und Weise darstellt und SEEBER die Problemstellung mit dem Innendruck grafisch sehr anschaulich abbildet.

4. Triebwasserwege bei aktuellen Pumpspeicherkraftwerken in Österreich

Dieser Abschnitt der Arbeit beschäftigt sich zum Einstieg mit den Charakteristika von Pumpspeicherkraftwerken. Dazu werden Klassifizierungsmöglichkeiten und eine Typunterscheidung nach Nutzfallhöhe dargestellt. Auch wird die besondere Bedeutung von Pumpspeicherkraftwerken als Regelungsanlage zur Stabilisierung des Stromnetzes im Falle von Schwankungen hervorgehoben und der Wirkungsgrad wird im Vergleich zu anderen Formen alternativer Energien dargestellt. Das Hauptaugenmerk wird allerdings auf die Triebwasserwege der aktuellen österreichischen Pumpspeicherkraftwerke gelegt. Die da wären: Limberg II, Reißeck II, Häusling, Feldsee und Kops II (siehe Abbildung 44).

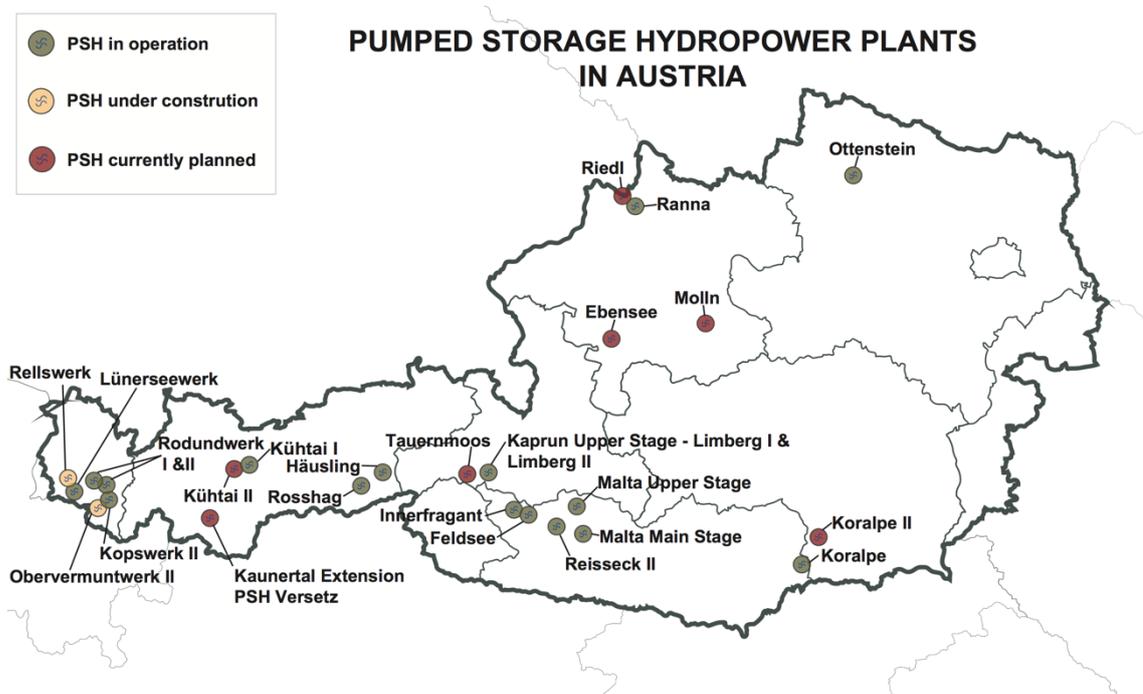


Abbildung 44 Pumpspeicherkraftwerke in Österreich (34)

4.1 Charakteristika von Pumpspeicherkraftwerken

Nach der gängigen Klassifizierung von GIESECKE und MOSONYI (2) werden Wasserkraftwerke wie folgt unterschieden:

- Laufwasserkraftwerke
- Speicherkraftwerke: mit natürlichen Zufluss

- Pumpspeicherkraftwerke: mit oder ohne natürlichen Zufluss
- Gezeitenkraftwerke
- Wellenkraftwerke

Außerdem wird je, nach Nutzfallhöhe, zwischen folgenden Typen unterschieden:

- Niederdruckanlage: Fallhöhe < 15 m. Hierbei handelt es sich um Grundlastkraftwerke, im Verbundbetrieb.
- Mitteldruckanlage: Fallhöhe $15 - 50$ m. Verwendung für Grundlast als Grundlastkraftwerke, im Verbundbetrieb.
- Hochdruckanlage: Fallhöhe über 50 m. Für Spitzenlast, Speicher- und Pumpspeicherkraftwerke.

Unter diesen möglichen Arten der Stromerzeugung aus Wasserkraft bieten Pumpspeicherkraftwerke die einzige großtechnisch nutzbare Speichermöglichkeit für Energie in regionalen und überregionalen Stromversorgungsnetzen. Wesentliches Kennzeichen eines Pumpspeicherwerkes ist das Oberbecken, in das Wasser aus dem Unterbecken gepumpt werden kann. Es befindet sich meist mehrere Meter höher als das Unterbecken und wird, wenn möglich auf Bergkuppen angeordnet (siehe Abbildung 45). (35)

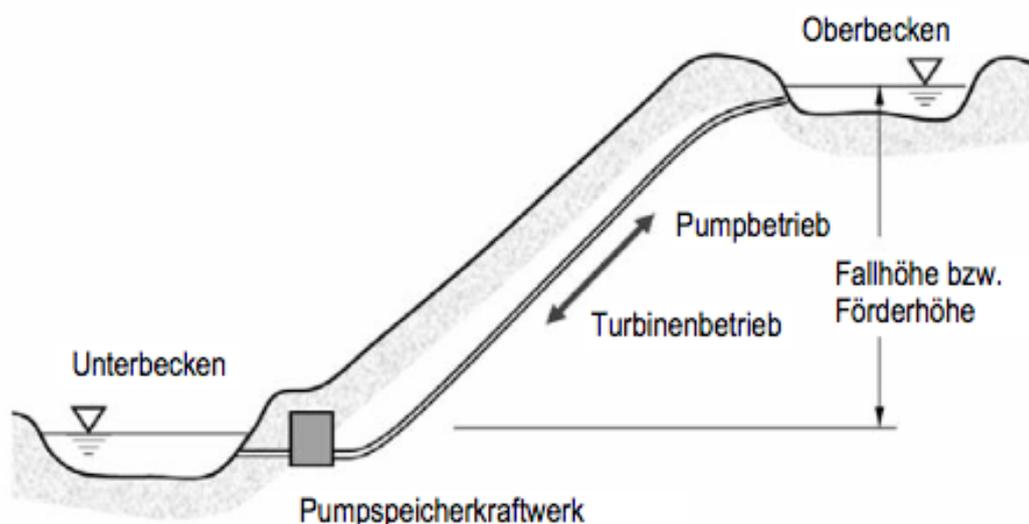


Abbildung 45 Prinzipskizze eines Pumpspeicherkraftwerks mit wechselndem Pump- und Turbinenbetrieb (35)

In Österreich macht die Wasserkraft zurzeit den größten Anteil unter den erneuerbaren Energien aus und verfügt darüber hinaus noch immer über ein bedeutendes Ausbaupotenzial. Es haben in den letzten Jahren zwar auch andere alternative Energiequellen massiv an Bedeutung gewonnen, so zum Beispiel in Deutschland die Wind- und Sonnenenergie, die von der Politik entsprechend gefördert werden. Der gemeinsame Nachteil dieser Energieformen liegt jedoch in ihrer unregelmäßigen Verfügbarkeit, was zu einem erheblichen Regelungsaufwand im elektrischen Netz führt. Zusätzlich zu dem schwankenden Angebot sind in diesem Zusammenhang auch die rapiden Lastschwankungen zu berücksichtigen. Um diese abzufangen und zu dämpfen, sind entsprechende Regelungseinrichtungen notwendig, die in vielen Fällen von Pumpspeicherkraftwerken übernommen werden.

Diese Anlagen ermöglichen es dann, in Zeiten von Ausfällen von Windkraftanlagen, den erforderlichen Energiebedarf dennoch zur Verfügung zu stellen. Zusätzlich kann im Falle eines Energieüberschusses, zur Sicherung der Stabilität der Transportleitungen, dem Stromnetz Energie entzogen werden, umso dem Netz die notwendige Stabilität zu verleihen. Durch eine entsprechende Konzeption dieser Anlagen ist ein rasches Umschalten vom Pumpbetrieb in den Turbinenbetrieb, und umgekehrt, möglich, wodurch auf unterschiedliche Lastsituationen sehr rasch reagiert werden kann.

Weiterentwicklungen solcher Anlagen, wie das Pumpspeicherkraftwerk Kops II, können beinahe schon stufenlos vom Turbinenbetrieb in den Pumpbetrieb umschalten. Diese äußerst kurzen Regelzeiten von nur wenigen Sekunden können nur von Pumpspeicherkraftwerken erreicht werden, die auf diese Weise die Spitzenlasten abdecken oder im Bedarfsfall dem Netz auch überschüssige Energie entnehmen können. Zu einem festgelegten Zeitpunkt kann diese gespeicherte Energie wieder umgewandelt werden, was bedeutet, dass der Vorgang der Umwandlung kinetischer Energie in potentielle Energie auch reversibel möglich ist. (36)

Die elektrische Leistung P einer Wasserkraftanlage ergibt sich gemäß nachfolgender Gleichung:

$$P = Q * h * \eta_{ges} * g * \rho$$

Die folgenden Eingangsgrößen beeinflussen die Leistung einer Wasserkraftanlage:

h	Brutto Fallhöhe	[m]
Q	Wasserdurchfluss	[m ³ /s]
η_{ges}	Wirkungsgrade	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
ρ	Dichte des Wassers	[kg/m ³]

Der gesamte Wirkungsgrad einer Wasserkraftanlage liegt im Bereich von $\eta_{ges} = 0,75 - 0,93$ [-].

Eine Übersicht über die Wirkungsgrade verschiedener Kraftwerksarten bietet Abbildung 46

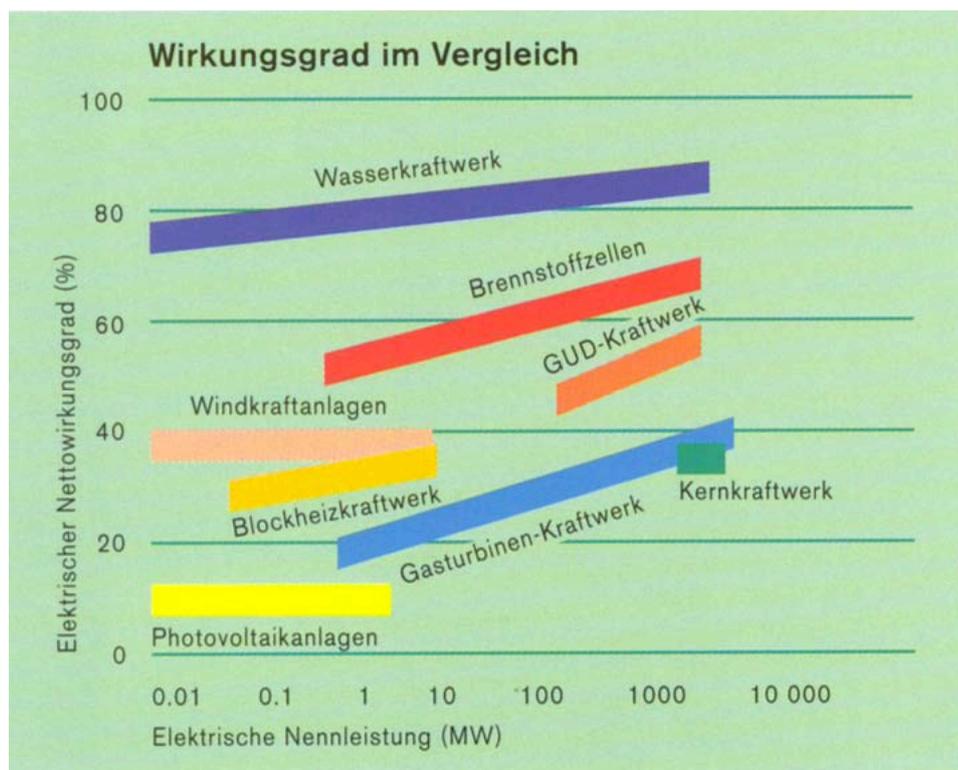


Abbildung 46 Wirkungsgrade im Vergleich (37)

Da elektrische Energie innerhalb des Elektrizitätsnetzes im eigentlichen Sinne nicht speicherbar ist, ist eine Speicherung eigentlich nur durch die Umwandlung

in eine andere Energieform möglich. In einem Pumpspeicherkraftwerk erfolgen die Umwandlungsschritte von elektrischer Energie (Netz) hin zu mechanischer Energie (Pumpe), zu potentieller Energie (oberes Speicherbecken - eigentliche Speicherung), zu mechanische Energie (Turbine) und dann wieder hin zu elektrischer Energie (Netz).

Dabei entstehen zwischen der Ein- und Ausspeicherung Verluste, die sowohl durch die Umwandlung als auch durch die Dauer der Speicherung bedingt sein können. Das Verhältnis zwischen aufgenommener und, nach der Speicherdauer wieder abgegebener, elektrischer Energie wird als Speicherwirkungsgrad bezeichnet. Eine weitere übliche Bezeichnung ist der Zykluswirkungsgrad. In Abbildung 47 werden der Speicherwirkungsgrad und die auftretenden Verluste beim Betrieb eines Pumpspeicherkraftwerks schematisch dargestellt. Bei neueren Pumpspeicherkraftwerken kann der Speicherwirkungsgrad bei bis zu 85 % liegen. (38), (2)

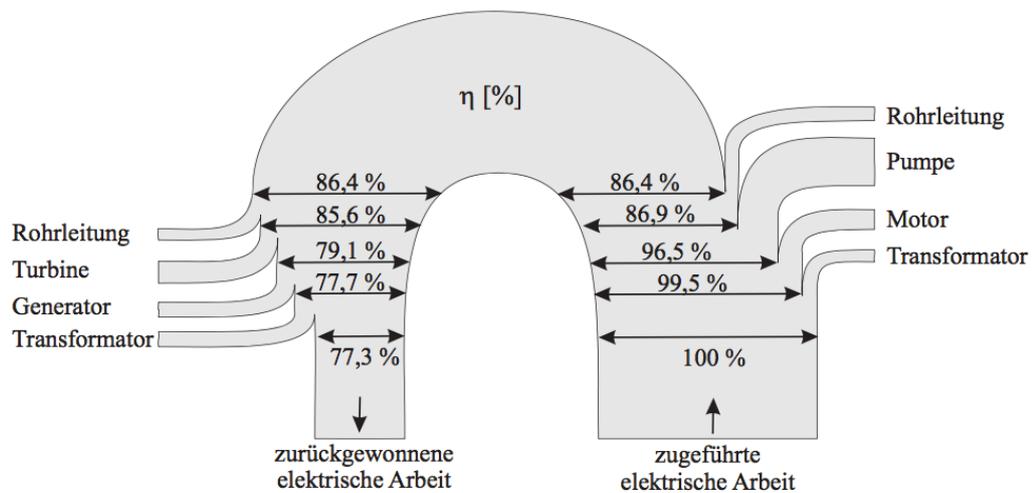


Abbildung 47 Überschlägige Wirkungsgrade und Verluste einer Pumpspeichieranlage (2)

4.2 Ausführungsbeispiele aktueller Pumpspeicherkraftwerke

In diesem Kapitel werden aktuelle österreichische Pumpspeicherkraftwerke ausführlich beschrieben. Als ausgewählte Ausführungsbeispiele werden die PSW Limberg II, Reißeck II, Häusling, Feldsee und Kops II herangezogen.

Grundsätzlich sieht der Aufbau so aus, dass zum Einstieg mit allgemeinen Informationen über das jeweilige Kraftwerksprojekt begonnen wird, danach werden die im Projektgebiet vorherrschenden geologischen Rahmenbedingungen erläutert um abschließend die Auskleidungen für die einzelnen Druckstollen und -schächte genauer zu betrachten. Zusätzlich wird, wenn es beim jeweiligen Kraftwerk bereits Nachbesserungsarbeiten gegeben hat, erklärt, warum diese geschehen haben müssen und wie die Sanierungsarbeiten durchgeführt worden sind. Bei einzelnen Kraftwerken, soweit Informationen darüber verfügbar waren, wird auch auf das Thema der Wirtschaftlichkeit eingegangen und die statische Bemessung einzelner Stollen näher betrachtet.

4.2.1 PSW Limberg II

4.2.1.1 Allgemeine Projektinformation

Das Areal des PSW Limberg II befindet sich im hinteren Kapruner Tal im Bundesland Salzburg. Das Projektgebiet erstreckt sich von einem Baulager im Bereich der Kapruner Gletscherbahnen auf einer Seehöhe von rund 950 m bis zum Speicher Mooserboden auf einer Seehöhe von 2.036 m über eine Gesamtlänge von rund 16 km. Dabei wird ein Höhenunterschied von knapp 1.100 m überwunden.

Die Kraftwerksgruppe Glockner-Kaprun wurde während und nach dem Zweiten Weltkrieg erbaut, im Jahr 1955 wurde dann der Vollbetrieb aufgenommen. Die ungewöhnliche Situation, dass zwei Jahresspeicher mit einem Inhalt von je ca. 80 Mio. m³ zur Verfügung stehen, bot die Möglichkeit zu einer Leistungserhöhung und damit zu einer effizienteren Nutzung der bestehenden Anlagen. Das Pumpspeicherwerk Limberg II stellt daher ein Parallelkraftwerk zum Kraftwerk Limberg I dar. Zwei Pumpturbinen mit einer Leistung von jeweils 240 MW sind in eine Kaverne eingebaut, die Transformatoren hingegen sind in einer parallel gelegenen Kaverne untergebracht, deren Bau in den Jahren von 2006 bis 2011 erfolgte.

Dem Projekt liegt das Konzept einer Krafthauskaverne nahe der Limbergssperre zugrunde. Die Ausbauleistung ist nach energiewirtschaftlichen und bautechnischen Untersuchungen auf $2 \times 240 \text{ MW} = 480 \text{ MW}$ festgelegt worden. Ausschlaggebend für das Projekt waren die im Projektgebiet vorzufindenden guten geologisch-felsmechanischen Verhältnisse, vor allem im Bereich der geplanten Kaverne. Dazu kamen hydrogeologische Faktoren im Zusammenhang mit dem Einfluss der bereits in Betrieb stehenden Speicher, allen voran dem Speicher Wasserfallboden. Detaillierte Vorerkundungen in Form von Sondierstollen und -bohrungen sowie diverse felsmechanische Messungen und Versuche wurden bereits in den 90er Jahren vorgenommen. Eine Übersicht der Anlage ist in Abbildung 48 ersichtlich.

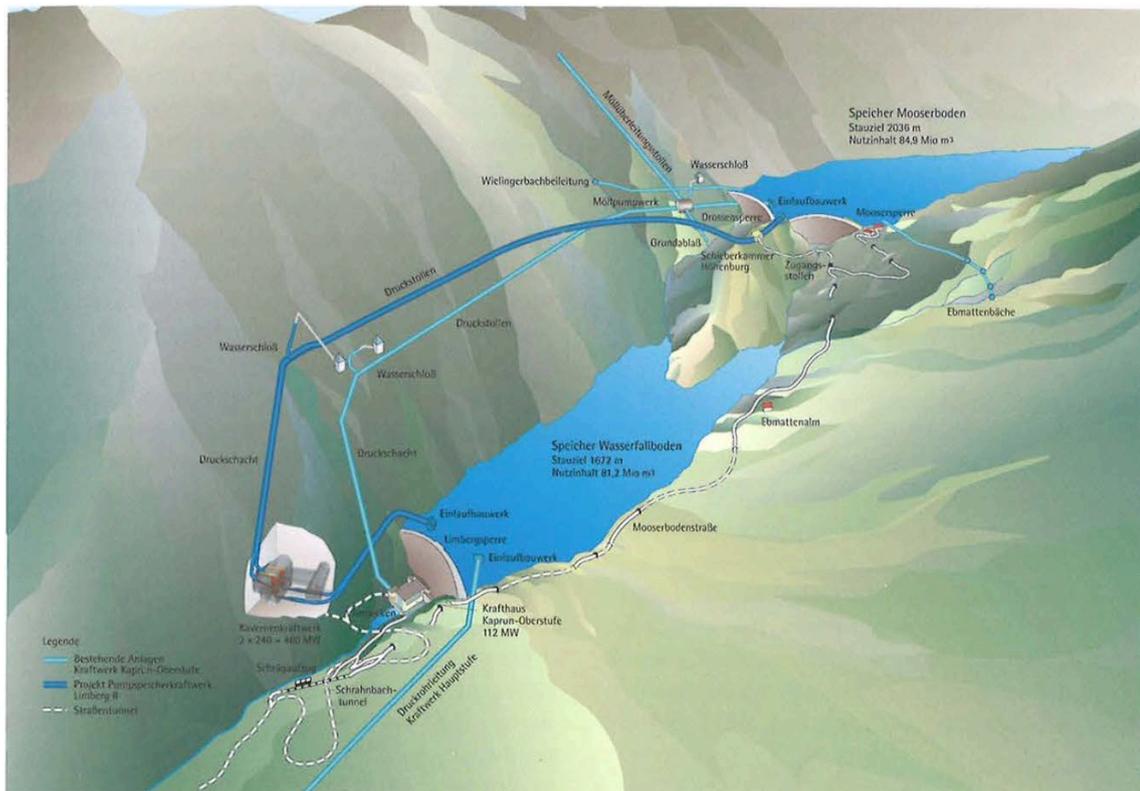


Abbildung 48 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (39)

Der rund 5,4 km lange Triebwasserweg führt vom Speicher Mooserboden bis zur Kraftkaverne und von dort weiter bis zum Speicher Wasserfallboden und ist auf eine Ausbaumwassermenge $Q = 144 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt. Der Triebwasserweg wurde oberwasserseitig nach dem Einlaufbauwerk vom Speicher Mooserboden und unterwasserseitig vor dem Auslaufbauwerk in den Speicher Wasserfallboden mit Sicherheitsverschlussorganen ausgestattet. Die beiden Pump-turbinen erhielten ebenfalls, sowohl hoch- als auch niederdruckseitig, entsprechende Verschlussorgane zum Triebwasserweg hin.

Der anschließende gepanzerte Druckstollen führt unter dem Drossental mit geringer Felsüberlagerung hinter den orographisch rechten Hang. Der 0,45 % steigende Druckstollen mit einem Durchmesser von 6,20 m erhielt eine Beton-auskleidung und wurde mittels Tunnelbohrmaschine vorgetrieben. Um die für einen Pumpwälzbetrieb erforderliche freie Betriebsführung zu garantieren, wurde ein Zweikammer-Wasserschloss vorgesehen, welches sich am Ende des Triebwasserstollens befindet.

Der an einen Krümmer anschließende Druckschacht mit einem Durchmesser von 4,80 m ist 45° geneigt. Als Auskleidung wurde eine konventionelle Panzerung unter Berücksichtigung der Gebirgsmitwirkung vorgesehen. Der Ausbruch erfolgte mechanisch mittels Tunnelbohrmaschine. Die horizontale Verteilrohrleitung führt mit zwei kurzen Panzerstollen und einem anschließenden Rohrstollen mit frei verlegten Verteilrohren in die Maschinenkaverne.

Die zur Gänze im Berg, also unterirdisch (Kavernenbau), errichtete Anlage wurde unter größtmöglicher Schonung der Natur erbaut. Die Weglänge vom Tunnelleingang bis zur Kraftwerkskaverne beträgt etwa 300 m.

Um die Kraftwerksbaustelle sowohl unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte als auch wintersicher erreichen zu können, wurde ein Zufahrtstunnel von ca. 5,5 km Länge gebaut.

Die Inbetriebnahme der Anlage erfolgte im Jahr 2011, was einer realen Bauzeitverkürzung gegenüber dem ursprünglichen Zeitplan von etwas sechs Monaten entspricht. Die Gesamtbaukosten lagen bei 405 Millionen Euro. (40) (41) (42)

4.2.1.2 Geologische Rahmenbedingungen

Das Projektgebiet des Pumpspeicherwerks Limberg II liegt geologisch gesehen am schmalen nördlichen Rand des penninischen Tauernfensters in der sogenannten „Glocknerdecke“. Diese befindet sich im Bereich der sogenannten "Glockner-Depression", einer kuppelförmig aufgewölbten, zwiebelschalenartig aufgebauten und in Decken zerteilten Tauernschieferhülle zwischen dem unmittelbar westlich liegenden Zentralgneiskern des Granatspitzmassives und den weiter östlich liegenden Zentralgneiskernen der Hochairn I - Ankogelgruppe. Mit dem Projekt Limberg II wurde lediglich ein kleiner Teil der Glocknerdecke mit ihrer süd- penninischen Schichtfolge aufgeschlossen, welche die Hauptmasse der Bündner Schiefer und der Grünschiefer des Tauernfensters beinhaltet. Der Zentralgneis wird nicht berührt (siehe Abbildung 49).

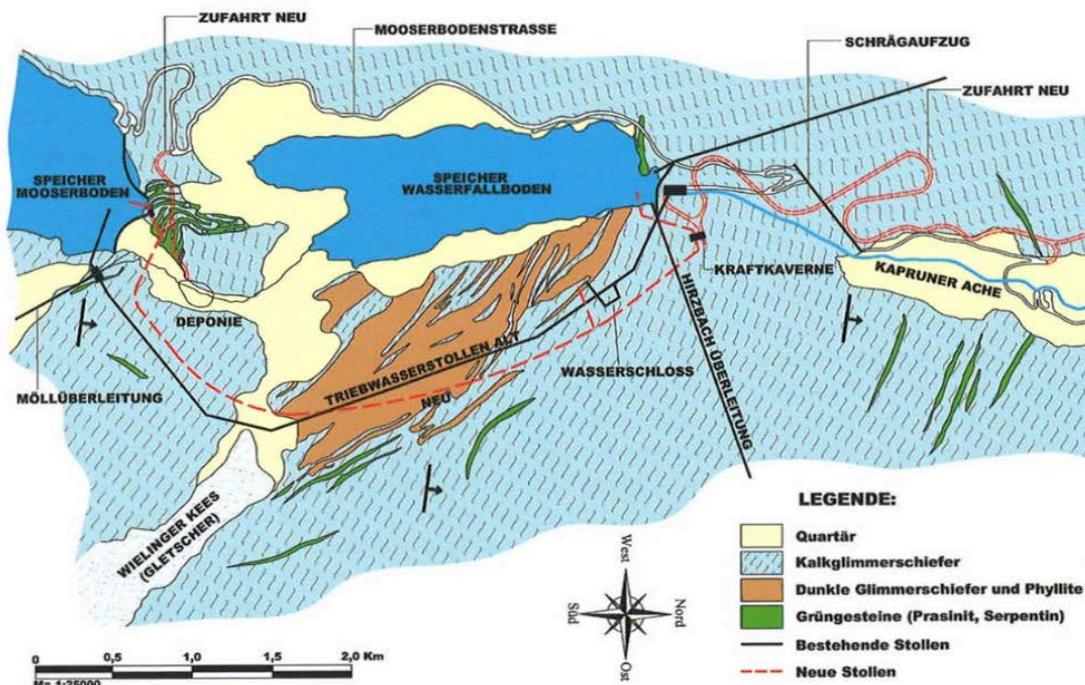


Abbildung 49 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (43)

Die aus geologischer Sicht wesentlichste Erkenntnis während der Ausbruchsarbeiten für das PSW Limberg II war die Tatsache, dass sich das aufgefahrene Gebirge, mit nur wenigen Ausnahmen, als sehr standfest mit nur geringer Wasserführung erwies. In sämtlichen Hohlraumbauten wurden nur sehr geringe Verformungen gemessen.

Zu Beginn des Vortriebs des Triebwasserstollens war die Unterquerung des Drossentals zu bewältigen, wozu, aufgrund der Gefahr tiefgreifender Lockermaterialeinschaltungen, beschlossen wurde, die Talquerung im konventionellen Vortrieb aufzufahren und mit dem maschinellen Vortrieb erst in der Ostflanke des Drossentals zu beginnen.

Ab der Ostflanke des Drossentals, bis nördlich der Unterquerung des Wiehinger Bachs, erfolgte der Vortrieb mittels Tunnelbohrmaschine auf einer Länge von 1.370 m nahezu vollständig in grauen, standfesten und unverwitterten Kalkglimmerschiefern, wobei nur wenige einzelne Bergwasserzutritte (Schüttung bis max. 5 l/s) zu beobachten waren.

Ab der Unterquerung des Wielinger Bachs kam es sowohl zu einer Zunahme von Grünschieferereinschaltungen, teilweise mit faserförmigem Aktinolith (= Asbest), als auch, auf einer Gesamtlänge von knapp 1 km, zu einer Wechsellagerung mit dunklen Glimmerschiefern und Phylliten. Dies war bereits vom Ausbruch des nahe gelegenen Druckstollens des Oberstufenkraftwerks her bekannt, weshalb dort vermehrt Stützmittel (Stahlbögen, Baustahlgitter, Anker sowie lokal Spritzbeton) eingebaut wurden.

Ungefähr ab Station 3000 traten die dunklen Glimmerschiefer stark in den Hintergrund, so dass die verbleibenden ca. 1.000 m des Tunnelbohrmaschinenvortriebs, bis zum Beginn des Krümmers in Richtung Wasserschlossunterkammer, beinahe vollständig in grauem, standfesten und unverwitterten Kalkglimmerschiefer aufgefahren werden konnten.

Der Druckschacht und der in gerader Verlängerung anschließende Steigschacht mit einer Gesamtlänge von 1.180 m wurden im maschinellen Vortrieb aufgefahren. Wieder waren überwiegend graue, standfeste und unverwitterte Kalkglimmerschiefer anzufinden. Von Station 575 bis 920 sowie von Station 1075 bis 1170 waren vermehrt Einschaltungen von Grünschiefern, teilweise mit faserförmigem Aktinolith (=Asbest), zu beobachten. Bergwasserzutritte wurden lediglich vereinzelt beobachtet und traten mit geringer Schüttung (<0,5 l/s) auf. Der Druckschacht wies über weite Strecken ein sehr gutes Ausbruchprofil auf und es konnten keine Gebirgsverformungen registriert werden.

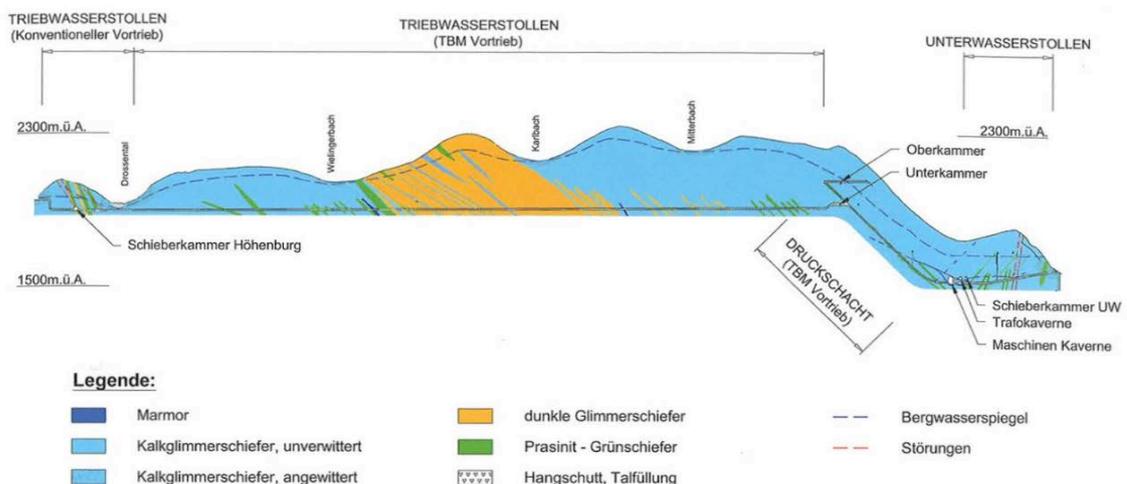


Abbildung 50 Geologisch-geotechnischer Längenschnitt Triebwasserweg (43)

Während des Ausbruchs des Unterwasserstollens mit einer Länge von 540 m wurde überwiegend grauer, bereichsweise graphithaltiger, Kalkglimmerschiefer mit geringen Quarz- und Calcitlinsen angetroffen. Bergwasserzutritte traten lediglich vereinzelt und mit geringer Schüttung ($< 0,5$ l/s) auf. (43)

4.2.1.3 Ausführungsmaßnahmen der Anlage

Der Triebwasserweg des Pumpspeicherwerks Limberg II besteht aus einem Einlaufstollen, einer Schieberkammer Höhenburg, einem Druckstollen, einem Wasserschloß, einem Druckschacht und einem Unterwasserstollen mit einer Unterwasserschieberkammer. Er hat eine Gesamtlänge von 5,4 km und ist auf einen Ausbaudurchfluss von $144 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt (siehe Abbildung 51, Abbildung 52 und Abbildung 53).

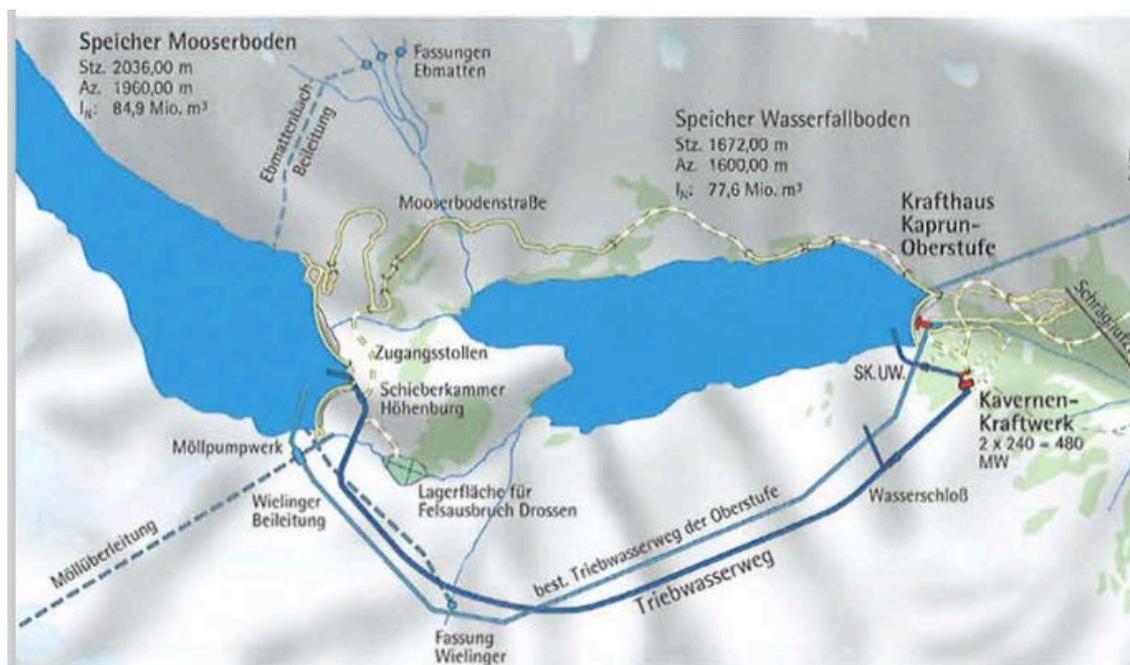


Abbildung 51 Übersichtskarte vom Triebwasserweg (37)

Der **Einlaufstollen** hat bis zur Achse der Schieberkammer Höhenburg eine Gesamtlänge von 254 m und wurde im Sprengvortrieb ausgebrochen. Er besteht aus einem kurzen horizontalen Abschnitt, einem Lotschacht und einem weiteren horizontalen Abschnitt. Die beiden Vertikalkrümmen am oberen und unteren Lotschachtende wurden lagenweise mit Spritzbeton ausgekleidet, für die übrigen Stollenabschnitte wurde eine Ringbetonauskleidung gewählt. Der

Innendurchmesser variiert zwischen $\varnothing = 7,00$ m und 5,80 m. Der horizontale Stollenabschnitt vor der Schieberkammer quert den Hauptdichtschirm der Drossensperre, weshalb er in der zweiten Hälfte mit einer Stahlpanzerung mit $\varnothing = 5,70$ m ausgeführt ist.

Der **Triebwasserstollen** ist 3.774 m lang und steigt mit 0,45 % an. Die Trassierung wurde so gewählt, dass der Stollen im ersten Abschnitt talseitig mit einem Achsabstand von ca. 100 m parallel zu jenem der Oberstufe Kaprun verläuft. Bei Betriebsstation 1984,5 m unterquert er den bestehenden Druckstollen mit einem Achsabstand von ca. 40 m und schwenkt dann wieder auf einen achsparen bergseitigen Verlauf zu diesem ein (siehe Abbildung 52).

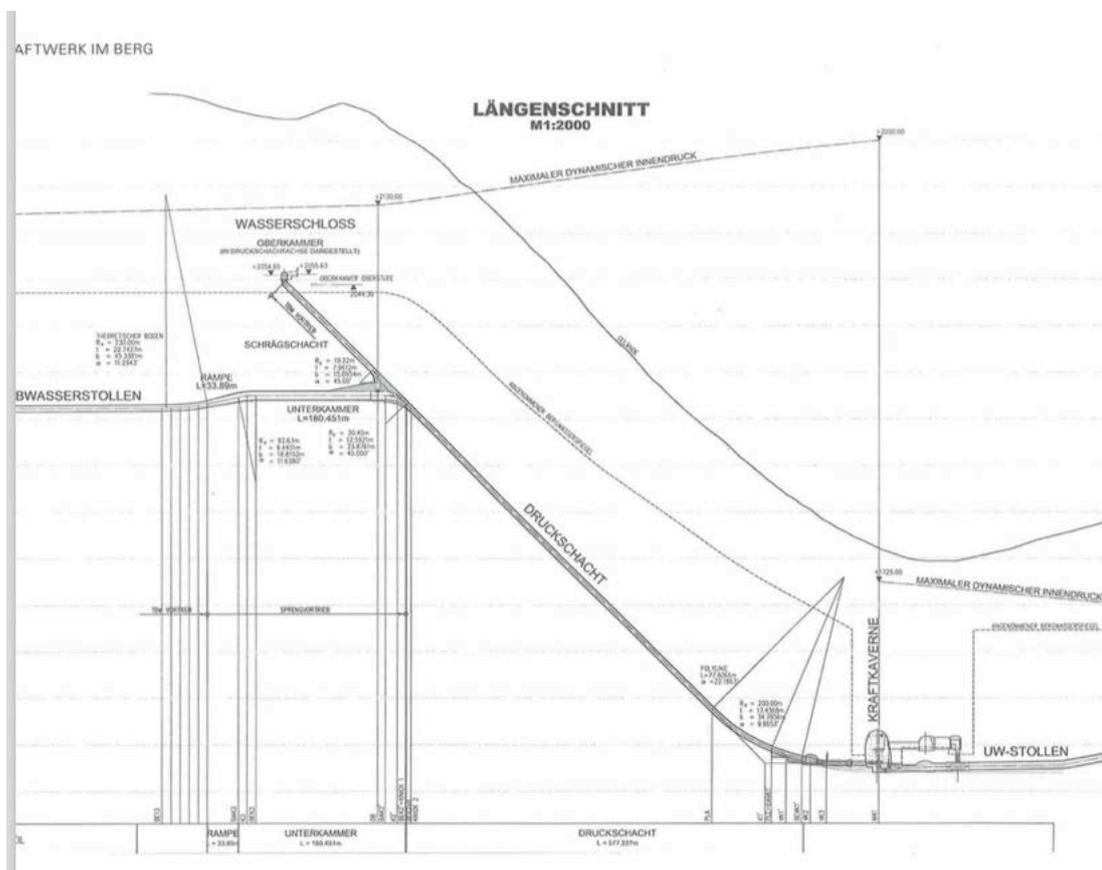


Abbildung 52 Längsschnitt Triebwasserstollen und Druckschacht (37)

Der erste etwa 300 m lange Abschnitt im Bereich der Drossenquerung, in dem es nur eine geringe Gebirgsüberdeckung von minimal 1,7 m gibt, wurde im Sprengvortrieb als verlängerte Startröhre für die Tunnelbohrmaschine ausgeführt. Für den weiteren Vortrieb der verbliebenen etwa 3,4 km langen Stollenstrecke, welcher von Mitte Juli 2007 bis Ende Jänner 2008 durchgeführt wurde,

wurde eine ca. 900 t schwere Hartgesteinstunnelbohrmaschine in ihre Einzelteile zerlegt, zur Baustelle gebracht und dort in einer eigens dafür ausgebrochenen Montagekaverne wieder zusammengebaut. Die Gebirgsüberdeckung lag bei 150 bis 450 m. Der Fräsvortrieb für den Triebwasserstollen ging problemlos vonstatten.

Im Bereich der Drossenquerung wurde als Auskleidung eine Stahlpanzerung mit $\varnothing = 5,00$ m gewählt, an die eine kurze Übergangsstrecke mit Ringbetonauskleidung ($\varnothing = 6,20$ m) mit außen liegender Foliendichtung anschließt. Die übrigen ca. 3.400 m sind lediglich mit einer 40 cm starken Betoninnenschale ausgekleidet.

Der maximale statische Innendruck bei Stauziel im Speicher Mooserboden beträgt 141 mWS, der dynamische Innendruck bei aufschwingendem Wasserschloss ca. 218 mWS. Der Wasserdruck im Stollen bewirkt Zugspannungen in der Betonschale. Für den Außendruck ist der Bergwasserspiegel maßgeblich, der, je nach Gebirgsüberdeckung, etwa 140 mWS beträgt und einen allseitigen hydrostatischen Druck auf die Betonschale ausübt. Die Bemessung der Ringbetonauskleidung auf Außen- und Innendruck erfolgte nach dem Verfahren von Seeber, wobei für das Felsverformungsmodul ein Wert von 10.000 N/mm² angesetzt wurde. Durch eine an den Innendruck angepasste Vorspanninjektion über radiale Bohrlöcher sollte die Gebirgsmitwirkung aktiviert und durch den sich aufbauenden Tragrings eine Rissbildung in der Betonschale bestmöglich vermieden werden.

Der **Druckschacht** beginnt im Anschluss an den gekrümmten Konus am Ende der Unterkammer des Wasserschlosses. Er ist ca. 577 m lang und hat eine Neigung von 100% bzw. 45°. Den Übergang zur hochdruckseitigen Verteilrohrleitung bildet ein Vertikalkrümmter mit einem Radius von 200 m, wobei das Hosensrohr noch in diesem Abschnitt liegt.

Erschlossen wurde der Druckschachts über einen 467 m langen Aufschließungs- und Entwässerungsstollen. Der Vortrieb des Druckschachts und, in der Fortsetzung, der Steigschacht bis zur Oberkammer des Wasserschlosses wur-

de mit einer 600 t schweren Hartgesteinstunnelbohrmaschine ausgeführt und stellte, in Anbetracht des großen Fräsdurchmessers und der Steilheit des Stollens, eine besondere Herausforderung dar. Nach anfänglichen maschinenbedingten Schwierigkeiten, bei denen auch die Rückfallsicherung aktiviert wurde, gelang es noch, den zeitlichen Rückstand aufzuholen, so dass beim Durchschlag des Firststollens der Unterkammer der Druckschacht vollständig geräumt war.

Der gesamte Kraftabstieg wurde mit einer Stahlpanzerung ausgekleidet und hinterbetoniert. Der Innendurchmesser liegt bei $\varnothing = 4,80$ m, der Ausbruchdurchmesser bei $\varnothing = 5,80$ m. Der maximale statische Innendruck bei Stauziel im Oberbecken beträgt 506 mWS, der dynamische Innendruck infolge Druckstoßes bei Abschaltvorgängen der Turbinen beträgt 670 mWS und ist damit um ca. 32 % höher. Dieser relativ hohe dynamische Anteil bei dem maßgeblichen Betriebslastfall wird durch den gewählten Maschinensatz vorgegeben. Für den Außendruck ist der Bergwasserspiegel maßgeblich, der, je nach Gebirgsüberdeckung, mit 110 ÷ 200 mWS anzunehmen ist. Für die Bemessung und Optimierung der Stahlpanzerung wurde eine Gebirgsmitwirkung, entsprechend den geologischen Gegebenheiten, mit einem Felsverformungsmodul von 10.000 N/mm² berücksichtigt. Im oberen Abschnitt des Druckschachts war aufgrund des Bergwasserspiegels der Außendruck für die Bemessung nach Amstutz maßgeblich, im unteren Abschnitt hingegen die Bemessung auf Innendruck nach Seeber.

Die Fertigung der Rohre erfolgte in einer eigenen Rohrfabrik in der dafür entsprechend groß ausgebrochenen Schieberkammer Höhenburg. Die in den Sommermonaten über die Mooserhodenstraße angelieferten und im Rohrstollen vorgelagerten Bleche wurden dort gerollt, zu 3 m langen Rohrschüssen vorgefertigt, zu 9 m langen Rohrschienen zusammengeschweißt und mit Injektionsnippeln versehen. Diese Rohre wurden durch den Triebwasserstollen in die Unterkammer des Wasserschlosses transportiert und mit einer Seilwinde und einem eigenen Transport- und Anbauwagen in den Druckschacht hinuntergelassen.

Die Hinterbetonierung erfolgte über eine Rinne von der Wasserschlossunterkammer mit selbstverdichtendem Beton (Rinnenbeton). Zur Sicherstellung der Mittragwirkung des Gebirges wurden der Spalt Panzerung/ Beton und auch das Gebirge entsprechend injiziert.

Der **Unterwasserstollen** beginnt im Anschluss an das Hosenrohr der niederdruckseitigen Verteilrohrleitung und ist bis zum Ein- und Auslaufbauwerk Wasserfallboden 540 m lang. Der Stollen steigt maximal 19 % und wurde im Sprengvortrieb ausgebrochen. Die Bauerschließung des Unterwasserstollens erfolgte über die Zufahrtsstollen zur Schieberkammer und einen 144 m langen Schutterstollen mit ca.15% Gefälle.

Der Innendurchmesser des Unterwasserstollens beträgt $\varnothing = 7,10$ m. An das Hosenrohr folgend kommt eine 35 m lange, gepanzerte Strecke mit dem Unterwasserverschluss, der als Rollschütz mit H/B=6,80/5,00 m ausgebildet ist und von der darüber liegenden Schieberkammer bedient wird. Darauf folgt eine 65 m lange Ringbetonstrecke mit Dichtfoliensystem und darauf wiederum eine einfache Ringbetonauskleidung mit 0,60 m Stärke bis zum Ein-/Auslaufbauwerk.

Der maximale statische Innendruck bei Stauziel im Speicher Wasserfallboden beträgt 147 mWS, der dynamische Innendruck infolge der Druckstöße bei den Schaltvorgängen der Pumpsturbinen ca. 200 mWS. Für den Außendruck ist der Bergwasserspiegel maßgeblich, der auf Stauziel Wasserfallboden anzunehmen ist. (44)

4.2.2 PSW Reißeck II

4.2.2.1 Allgemeine Projektinformation

Das Projektgebiet des PSW Reißeck II befindet sich in den beiden Standortgemeinden Mühldorf und Reißeck. Die akribische Projektvorbereitung in den Jahren 2006-2008 baute auf diversen Überlegungen früherer Jahre auf und nach der Studienphase wurde schließlich eben der Mühldorfer Graben als Standort für das neue Kraftwerk bestimmt. Ein großer Vorteil dieser Anlage lag in der Möglichkeit der Nutzung bereits vorhandener Speicher und Triebwasseranlagen von Reißeck I. Die hydraulische Verbindung der beiden Kraftwerkgruppen Reißeck und Malta- Hauptstufen wurde durch den mit Reißeck II neu angebundnen Großen Mühldorfer See am Reißeck Seenplateau geschaffen. (siehe Abbildung 54) (45).

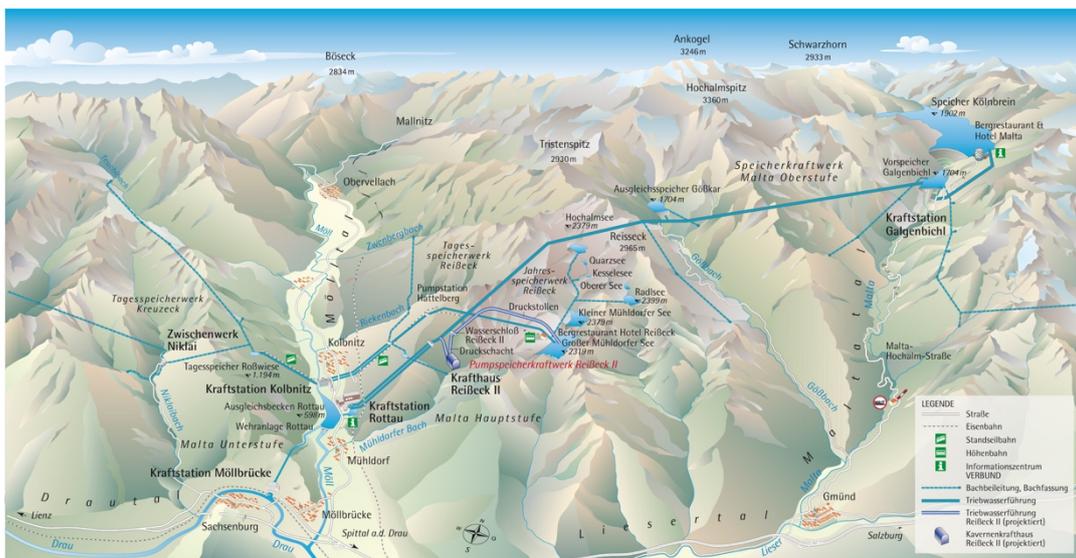


Abbildung 54 Lageübersicht Reißeck II (45)

Die Hauptarbeiten am Projekt fanden auf rund 1.550 m Seehöhe statt und wurden nach knapp sechs Jahren Bauzeit abgeschlossen – der offizielle Spatenstich war im Oktober 2010, die Weihe der Kapelle fand dann im Juli 2016 statt. Die Erschließung der gesamten Kraftwerksanlage, der Aufbau der Infrastruktur von Haupt- und Nebenbaulagern sowie der insgesamt vier Lagerflächen, auf denen ca. 500.000 m³ Aushub- und Ausbruchsmaterial anfielen, erfolgte über insgesamt 20 km lange Zufahrts- und Aufschließungsstraßen, welche bis zum

höchsten Baubereich auf 2.400 m Seehöhe führten. Gesamt 350 Arbeiter und Fachkräfte waren an der Umsetzung dieses Projekts beteiligt. Die Gesamtprojektkosten beliefen sich auf rund 400 Millionen Euro, wobei rückblickend etwa 60 % der Investitionen in das Pumpspeicherkraftwerk durch Abgaben etc. in der Projektregion verblieben.

Mit einer Fallhöhe von rund 600 m und einem Durchfluss von 80 m³/s verfügt die Anlage Reißeck II über eine Engpassleistung von 430 MW. Der rund 5 km lange Triebwasserweg beginnt, vom Oberwasser aus, mit dem Ein- und Auslaufbauwerk im Großen Mühldorfer See. An dieses schließt der 3,2 km lange, betonausgekleidete Seeanstich-Druckstollen ($\varnothing = 5,7 - 6,2$ m) an. Dieser wird gefolgt vom 1,4 km langen, gepanzerten Kraftabstieg mit einem 860 m langen und unter 42° geneigten Druckschacht. In der Apparatekammer II, die ca. 500 m vom Ein- und Auslaufbauwerk entfernt situiert ist, befinden sich die Betriebs- und die Revisionsklappe. Am Übergang des Druckstollens zum Kraftabstieg ist ein gedrosseltes Zweikammer-Wasserschloss platziert, wobei die Unterkammer bei diesem Typus als Hochpunkt direkt in den Triebwasserstollen integriert ist.

(46) (47) (48)

4.2.2.2 Geologische Rahmenbedingungen

Das Projektgebiet des Pumpspeicherkraftwerks Reißbeck II liegt geologisch gesehen am südlichen Rand des sogenannten „Tauernfensters“ und zwar genau in der Überschiebungszone der penninischen Decken (Schieferhülle) über das subpenninische Deckensystem (Zentralgneis).

Der überwiegende Teil des Vortriebs unter Tage war Zentralgneis. Die Bändergneise entstammen den varizischen Plutoniten und traten sowohl im Druckstollen und im Druckschacht auf (siehe Abbildung 48).

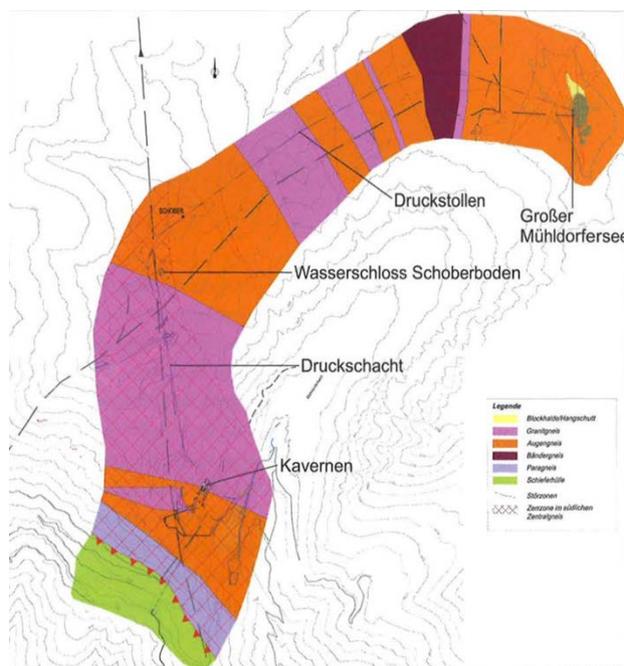


Abbildung 55 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (45)

Beim Druckstollen und Seeanstichstollen haben zu Beginn des maschinellen Vortriebs mit der Tunnelbohrmaschine Granitgneis überwogen, welche von einzelnen Störungen durchzogen waren, die über den Großteil des Druckstollens auftraten. Im anschließenden konventionellen Vortrieb des Seeanstichstollens bildete sich Granitgneis ab (siehe Abbildung 55).

Die Gesamtschüttung aller Wasserzutritte im Druckstollen ab der Apparatkammer II ergab niederschlagsabhängig etwa 10 l/s, wobei kein konstanter Bergwasserspiegel vorhanden war. Bei nachfolgenden Injektionsarbeiten wurden in einzelnen Abschnitten bis zu 5 bar lokaler Wasserdruck, abhängig von Niederschlägen und der Schneeschmelze, dokumentiert.

Der Ausbruch des ca. 830 m langen Druckschachtes war ursprünglich im maschinellen Vortrieb geplant, wovon aber wegen der Ergebnisse der geologi-

schen Erkundung in weiterer Folge abzuraten war. Der Druckschacht wurde schließlich konventionell aufgeföhren.

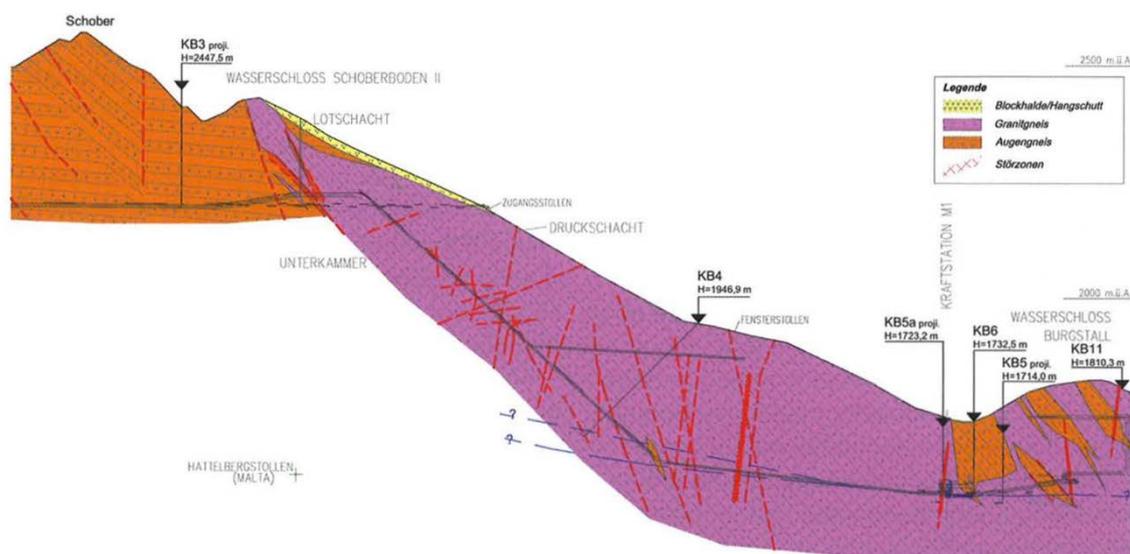


Abbildung 56 Geologischer Schnitt, Druckschacht und Stollen (45)

Der 228 m lange Unterwasserstollen wurde im konventionellen Sprengvortrieb vom Anschlussbereich Hattelbergstollen her aufgeföhren. Im Zuge des Vortriebs dominierte die nach Südwest einfallende Schieferung das Trennflächengefüge der Granitgneise. Lokal begrenzt traten Klüfte auf, die teilweise mit Feinmaterial verfüllt waren. Aufgrund der guten Standfestigkeit kam es zu keinen Verformungen. (49)

4.2.2.3 Ausführungsmaßnahmen der Anlage

Die Kavernenanlage Reißbeck II liegt mit rund 100 m Gebirgsüberdeckung in der rechten Hangflanke des oberen Mühlbachtals. Die Kavernenanlage besteht aus einer Maschinenkaverne, einer Transformatorenkaverne und zwei Generatorableitungsstollen.

Die Hauptzufahrt zur Kavernenanlage ist über einen 203 m langen Zufahrtstunnel gegeben. Dieser hat ein Hufeisenprofil mit 6,54 m lichter Höhe, 7,16 m Kallettenbreite und 6,33 m Sohlbreite.

Das Ein- und Auslaufbauwerk befindet sich rund 35 m nördlich des Triebwassereinlaufs des Kraftwerks Reißbeck I in der westlichen Hangflanke des Spei-

chers Großer Mühdorfer See. Die Einlaufschwelle befindet sich auf einer Höhe von 2.245,56 m und die Deckenunterkante auf einer Höhe von 2.251,76 m. Die Einlauföffnungen sind daher bei Erreichen des Absenkziels im Speicher (2.255 m) um 3,24 m überdeckt (siehe Abbildung 56).

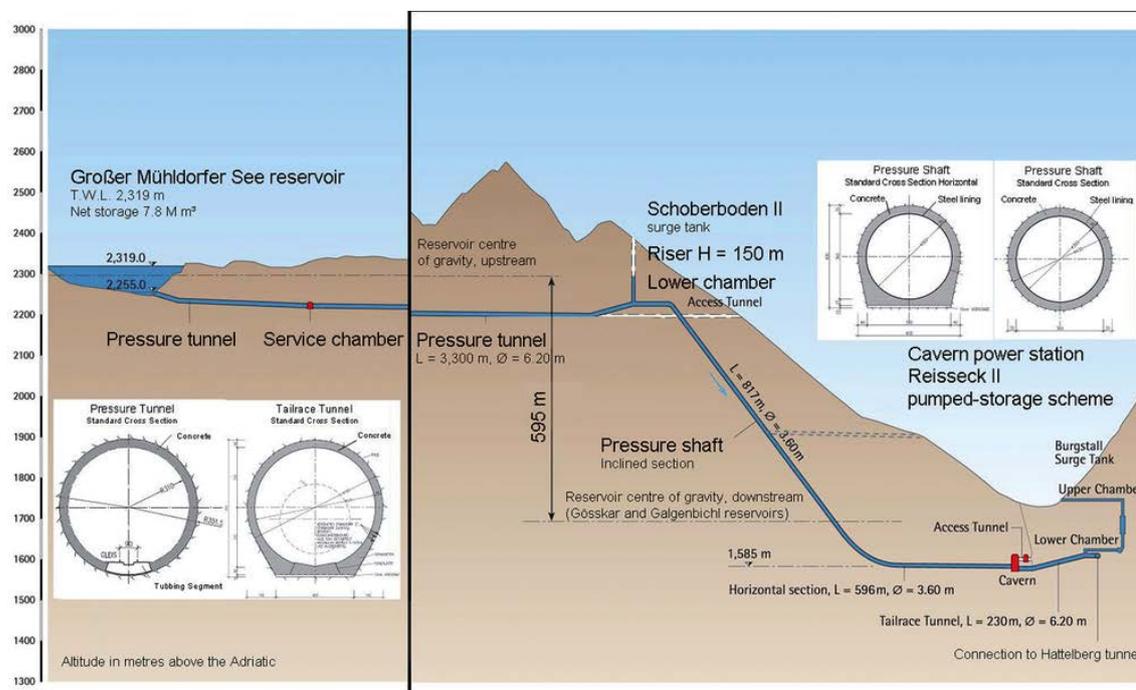


Abbildung 57 Die Anordnung der Gesamtanlage von Reisseck II im Berg Längsschnitt des Triebwasserwegs in schematischer Darstellung (45)

Der **Druckstollen** gliedert sich in drei Bereiche: den 551 m langen Seeanstichstollen zwischen dem Ein- und Auslaufbauwerk und der Apparatekammer II, den 2.621 m langen Druckstollen zwischen der Apparatekammer II und dem Beginn des Rampenstollens und den 175 m langen Rampenstollen, der bis zum Wasserschloss Schoberboden reicht. Der Druckstollen kann über den Zugangstollen Schoberboden, der am Beginn des Rampenstollens auf den Triebwasserweg trifft, entleert werden.

Die Trassierung des Druckstollens wurde so gewählt, dass die nordwestlichen Seitengräben des Mühdorfer Grabens mit ausreichender Gebirgsüberdeckung unterfahren werden. Die minimale Gebirgsüberlagerung des Druckstollens beträgt etwa 110 m, die maximale rund 360 m. Der Vortrieb des Druckstollens erfolgte größtenteils mit der Tunnelbohrmaschine.

Ein 105 m langer Abschnitt des Seeanstichstollens, ein 249 m langer Abschnitt des Druckstollens und der Rampenstollen wurden im konventionellen Sprengvortrieb aufgeföhren. Der Ausbruchsdurchmesser für den Vortrieb mittels Tunnelbohrmaschine beträgt 7,03 m, der Innendurchmesser des ausgebauten Druckstollens beträgt 6,20 m. Daraus resultiert die Wandstärke der Ringbetonauskleidung von 41,5 cm. Die mittels Sprengvortrieb ausgebrochenen Abschnitte weisen ein Hufeisenprofil mit Höhe und Kalottendurchmesser von 7,40 m auf. Die Sohlbreite des Hufeisenprofils beträgt 5,00 m. Nach Abzug der Ausbruchssicherung mit Spritzbeton ergibt sich auch in diesen Bereichen eine Regelwandstärke der Ringbetonauskleidung von 41,5 cm. In allen Abschnitten des Druckstollens ist die Ringbetonauskleidung bzw. die Innenschale unbewehrt ausgeführt. Im gesamten Druckstollen sind ebene Sohlübbinge angeordnet. Um eine kraftschlüssige Verbindung der Ringbetonauskleidung mit dem umgebenden Gebirge zu erreichen, die Tragfunktion des Gebirges zu aktivieren, die Ringbetonauskleidung vorzuspannen und das anstehende Gebirge abzudichten, erhielt der Druckstollen Firstspalthinterfüllungen und Spalt- und Gebirgsinjektionen (siehe Abbildung 57).



Abbildung 58 Tunnelblick: Herstellungsarbeiten der Innenschale im Druckstollen (45)

Der **Druckschacht** beginnt im Anschluss an den gekrümmten Konus am Ende der Unterkammer des Wasserschlosses Schoberboden und besteht aus dem Schrägschacht, der unteren Flachstrecke und der hochdruckseitigen Verteilrohrleitung. Der Schrägschacht hat eine Länge von rund 828 m und eine Neigung von 90° bzw. 42°. Der gesamte Druckschacht ist mit einer Stahlpanzerung ausgekleidet und hinterbetoniert. Der Innendurchmesser beträgt $\varnothing = 3,60$ m und der Ausbruchsdurchmesser $\varnothing = 4,30$ m. Um eine kraftschlüssige Verbindung der Stahlpanzerung mit dem umgebenden Gebirge zu erreichen und die Gebirgstragwirkung zu aktivieren, wurden sowohl Spaltinjektionen als auch Gebirgsinjektionen über Bohrlöcher vorgenommen. Zu diesem Zweck gab es insgesamt 1588 Injektionsöffnungen.

Der **Unterwasserstollen** wurde mit einer 40 cm starken Ringbetonauskleidung ausgebaut, welche mittels Bohrlochinjektionen vorgespannt wurde. Nach einer Probefüllung und Entleerung des Stollens zeigten sich allerdings zahlreiche ausgeprägte Risse in der Auskleidung. Als Ursache wurde eine unerwartete Gebirgsverformung infolge der Innendruckbelastung der Schale vermutet. Dies stellte zwar kein Problem hinsichtlich der Standfestigkeit der Ringbetonauskleidung dar, jedoch kam es zu erheblichen Wasseraustritten in das umgebende Gebirge. Daher sollte durch eine weitere Injektionskampagne die Tragwirkung des Gebirges verbessert werden und zur Vorbeugung von Wasserverlusten wurde eine zusätzliche Stahlpanzerung mit $\varnothing = 4,70$ m eingebaut. (50) (51)

4.2.2.4 Durchgeführte Sanierungen

Beim PSW Reißbeck II wurde 2015 bei der Nass-Inbetriebsetzung ein Wasserverlust von 1000 l/s bei 12 bar Innendruck verzeichnet. Dies, obwohl vortriebsbedingt im 27 km langen, geprüften Druckstollen mit wenig Störungen und Klüften ein ausreichend dichtes System zu erwarten gewesen ist. So waren bereits, aufgrund der negativen Erfahrungen im Unterwasserstollen, Teilstücke des Druckstollens mit außenliegender Folienabdichtung versehen. Nach der Entleerung wurden achsparallele Risse von 400 m Länge - ab dem Schoberboden in

Richtung Oberwasser - sichtbar. Dies wies auf Verformungen im Gebirge hin. Die mit der Foliendichtung versehenen Bereiche waren unbeschädigt. Es waren Verformungen im Gebirge, die an offenen Kluftscharen im Nahbereich des Stollens verliefen und von den Felsinjektionen nicht ausreichend beaufschlagt worden sind. Als Gegenmaßnahme wurden in einer ersten Phase 12 m tiefgreifende Injektionen im Teilbereich des Druckstollens durchgeführt. In Summe gab es rund 60 km an Injektionsbohrungen mit 25 bar Injektionsdruck. In der zweiten Phase wurden von der Fa. Felbermayr 3 mm dicke Foliensysteme als Abdichtungsschicht mit einer zusätzlichen Betoninnenschale ausgeführt. Durch die komplexe Geometrie wurde die gesamte 20 – 25 cm starke Betoninnenschale mit einer 2-lagigen bewehrten Spritzbetonausführung errichtet. (siehe Abbildung 58 und Abbildung 59) Die ganze Sanierung begann im Oktober 2015 und dauerte bis Ende April 2016. (46)



Abbildung 59 Die Spritzbetonarbeiten im Druckstollen konnten durch Testreihen mit einem minimalen Rückprallanteil durchgeführt werden. (45)



Abbildung 60 fertige Spritzbetonschale (45)

Für den Druckschacht Häusling, einen Abschnitt des Triebwasserweges des Zillerkraftwerkes in Tirol, war es geplant, weitgehend das Gebirge zur Aufnahme des hohen Innendruckes heranzuziehen. Der Schacht, vorwiegend im massigen Gneis gelegen, wurde in der Flach- und der Schrägstrecke mit einer Stollfräse mit einem Durchmesser von 4,20 m ausgebrochen. Eine Reihe felsmechanischer Versuche und Messungen wurde gemacht und aufgrund der Ergebnisse dieser felsmechanischen Untersuchungen brauchte die Auskleidung des Schrägschachtes mit maximal etwa 80 bar Innendruck letztlich nur auf die Dichtfunktion ausgelegt werden. Geplant wurde weiters ein vorgespannter Betoninnenring mit dünnwandigem Panzerblech. Es wurde auch eine mit Durchmesserverformungsmessungen überwachte Vorspanninjektion, die über Einzelinjizieröffnungen vorgenommen wurde, durchgeführt. Durch diese Injizieröffnungen konnten später auch Gebirgs- und Ergänzungsinjektionen ausgeführt werden.

Der Druckschacht schließt als letzter Abschnitt des druckseitigen Triebwasserweges an den 7,7 km langen Durckstollen mit einem Durchmesser von 4,30 m, der im Längsschnitt (siehe Abbildung 61) ersichtlich ist, an. Er setzt sich aus einer über 900 m langen Flachstrecke zusammen ($\varnothing = 3,65$ bzw. 3,20 m), wobei der maximale Innendruck, bezogen auf den unteren Krümmer, statisch 78 bar und dynamisch nahezu 90 bar beträgt.

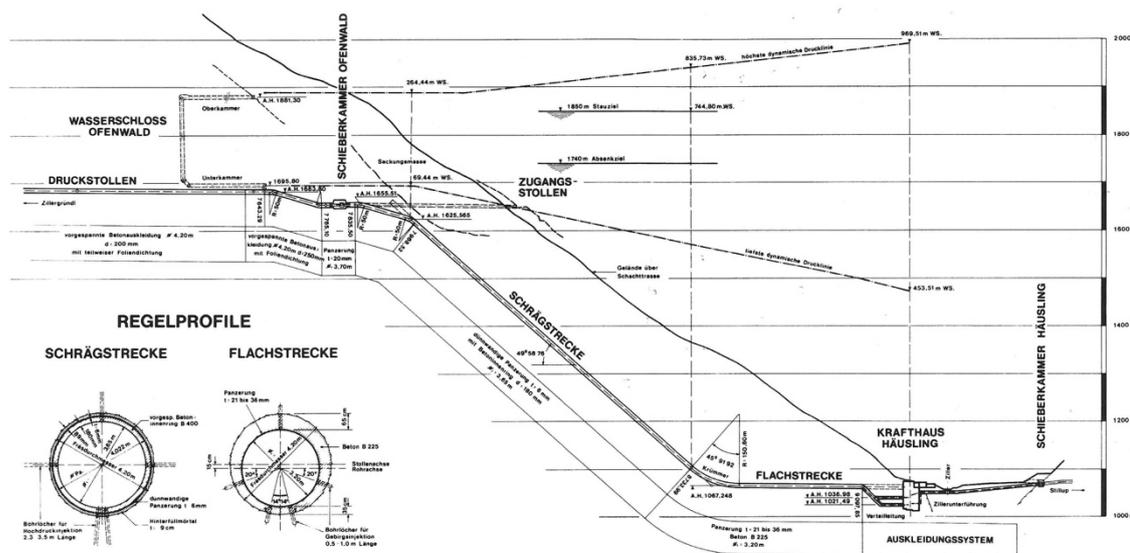


Abbildung 62 Druckschacht Häusling, Längsschnitt und Regel – Querschnitte (52)

4.2.3.2 Geologische Rahmenbedingungen

Geologisch betrachtet liegt der Druckschacht in der Nordabdachung des „Tauernfensters“, das den Hauptkamm der Ostalpen aufbaut. Er verläuft zum Großteil im Zentralgneis sowie in der darüberliegenden Unteren Schieferhülle („Schönachmulde“). Die Grenze zwischen den beiden Formationen quert die Flachstrecke. Aufgrund dieser Rahmenbedingungen war standfestes, vorwiegend massiges Gebirge zu erwarten gewesen, wobei der Schrägschacht die, generell steil nach Norden einfallenden Schichtflächen, in einem günstigen Winkel quert.

Im Zuge der geologischen Detailaufnahme sind im Bereich der Unteren Schieferhülle Gneise mit vereinzelt Feldspatleisten, Granat, Pyrit, Schiefer und Quarzbändern und im Bereich der Zentralgneisformation Migmatite, und Biotit angefundene worden. Bloß im recht scharfen Übergang zum lockeren Bereich zeigten sich Klüfte. Das Gebirge zeigte sich generell äußerst homogen, was auch die Schallgeschwindigkeiten um 4000- 5000 m/s widerspiegeln. Die Gesteinsfestigkeit lag für Drücke im Bereich 30 – 80 N/mm² und für Spalt-Zug bei 4 - 7 N/mm².

4.2.3.3 Ausführungsmaßnahmen der Anlage

Durch die guten Gebirgsverhältnisse und die mitgebrachten Erfahrungswerte aus anderen Stollenbauten war von Beginn an vorgesehen, dem Gebirge die volle Tragfunktion zuzuordnen, da dies bei hohen Innendrücker hohe Kosteneinsparungen mit sich bringt. Die Stollentrasse wurde daher auf eine Minimierung der Gesamtlänge ausgelegt. Dadurch liegt die maßgebende Drucklinie jedoch größtenteils außerhalb des Geländes, weswegen der Schacht dicht gegenüber Wasseraustritten sein muss. Außerdem muss der Gebirgswasserspiegel mitberücksichtigt werden.

Für die Auslegung der Auskleidung wurde der ungünstigste Betriebslastfall mit länger dauernder Belastung herangezogen. Die statischen Berechnungen zeigten, dass aufgrund dieser Bedingung der maßgebende Innendruck längs der Schrägstrecke zur Gänze vom Gebirge übernommen werden muss. Dies be-

deutet, dass die Auskleidung alleine auf ihre Dichtfunktion hin ausgelegt werden kann. In der Flachstrecke übernimmt die abnehmende Überlagerungshöhe des Gebirges nur einen Anteil des Innendrucks. Daraus folgt für die Schrägstrecke eine Auskleidung als vorgespannter Betoninnenring mit einer Dichthaut und für die Flachstrecke eine konventionelle hinterbetonierte Panzerung. Die erforderliche statische Berechnung wurde mit Hilfe des Diagramms nach SEEBER ausgeführt.

Für die **Schrägstrecke** kamen zwei Varianten für die Ausführung der Dichthaut zwischen Betoninnenring und Fels in Frage. Einerseits ein dünnwandiges Panzerblech und andererseits eine Kunststoffolie. Aufgrund der Ausschreibungsrückmeldungen wurde schließlich ein Auskleidungssystem mit dünnwandiger Panzerung und Betoninnenring gewählt. Der Regelquerschnitt (siehe Abbildung 61) zeigt bei 3,65 m Lichte 18 cm Betonstärke, ein Stahlblech von mindestens 6 mm Stärke. Die Einzelrohrschüsse sollten in einer Feldfabrik in Längen von je 4,0 m hergestellt werden. Je 1 lfm Schacht wurde eine Injizieröffnung angebracht. Die Panzerbleche sollten an den Stoßfugen im Schacht verschweißt, die Innenringmanschetten mit Beton aufgefüllt werden.

Nach der Fertigung und einer mindestens 28-tägigen Lagerung sind die Rohre mit einem Transportwagen (siehe Abbildung 62) in horizontaler Lage den noch nicht ausgekleideten 7,3 km langen Triebwasserstollen entlang zum oberen Knickpunkt des Druckschachtes transportiert und mit einer 30 t Winde zur Einbaustelle hinabgelassen worden.

Der Montagevorgang erfolgte, nach Einsetzen eines Übergangsstückes zur konventionellen Panzerung am oberen Ende Schachtkrümmers hin, von unten nach oben (siehe Abbildung 63). Der Spalt zwischen Fels und Panzerung wurde nach der Montage zweier Rohrschüsse mit Mörtel verfüllt (siehe Abbildung 62).

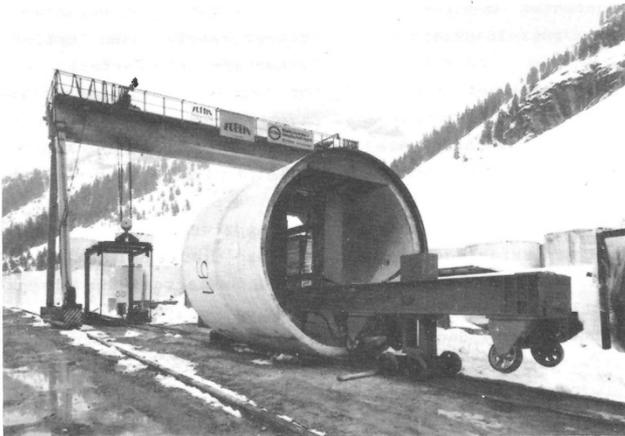


Abbildung 64 Rohr vor dem Transport zur Montage (52)



Abbildung 63 Rohr-Montage im oberen Schacht-Abschnitt (52)

Für die Hochdruck Vorspanninjektionen, die von unten nach oben hin vorzunehmen waren, wurde eine spezielle Einrichtung mit Vorinjizier- und Hauptinjizierwagen konstruiert, in die vier Messquerschnitte zu Erfassung der Durchmesser- und Verformungen eingesetzt waren – zwei im eigentlichen Injektionsbereich und zwei im darüber liegenden Vorinjizierabschnitt (siehe Abbildung 64). Die speziell hierfür entwickelten Messquerschnitte erlaubten die Messung von je drei Durchmessern, mit denen die vorspannabhängigen Verkürzungen überwacht wurden.

(52)

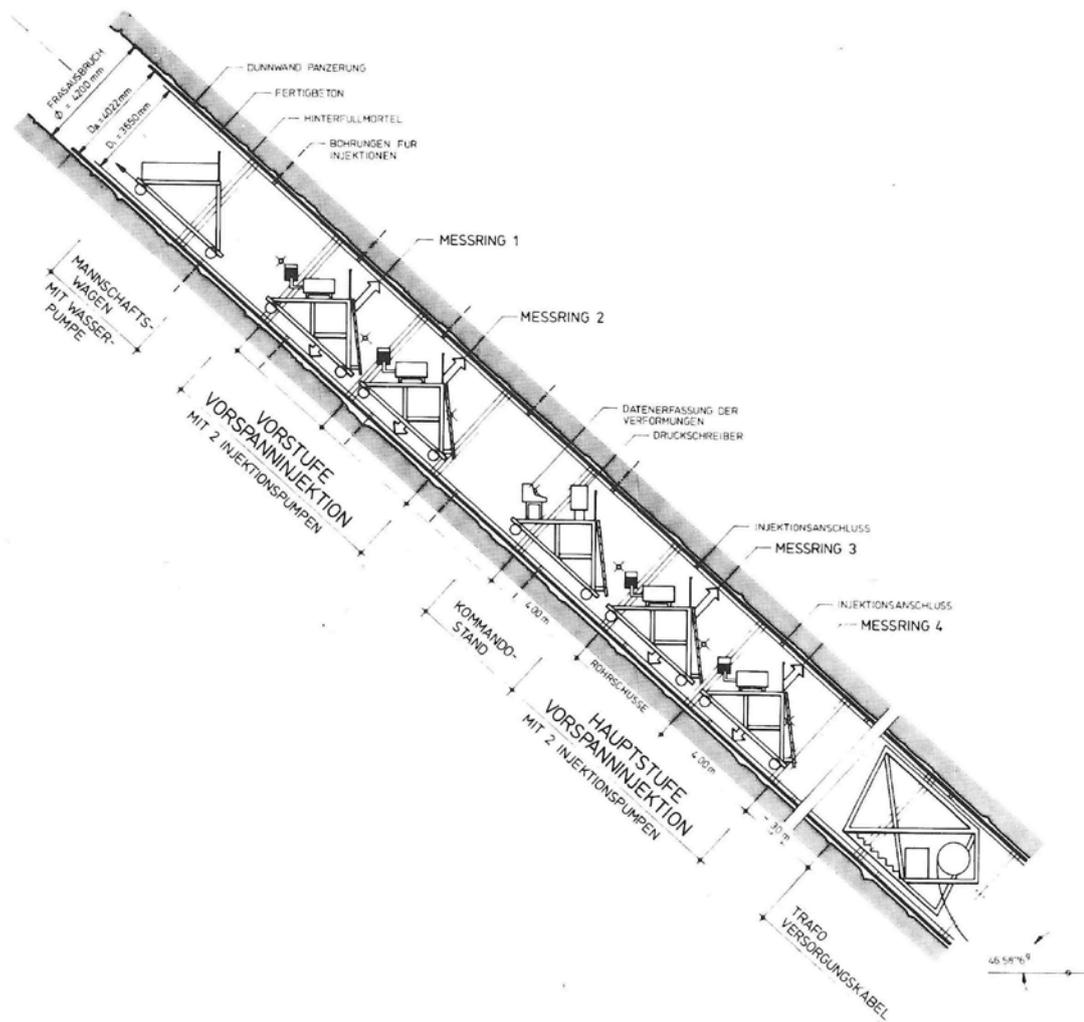


Abbildung 65 Schrägschacht-Längsschnitt, Detail mit Injiziereinrichtung (52)

Die Vorspannung des gesamten Schrägschachtes kann als erfolgreich bezeichnet werden (siehe Abbildung 65). Die Injizierstutzen wurden mit Schraubkappen verschlossen, zusätzlich verschweißt und abgedeckt, um für eventuell erforderliche Nachinjektionen verfügbar zu sein. Eine spätere Standprobe erwies die Dichtheit des Schachtes. (52)

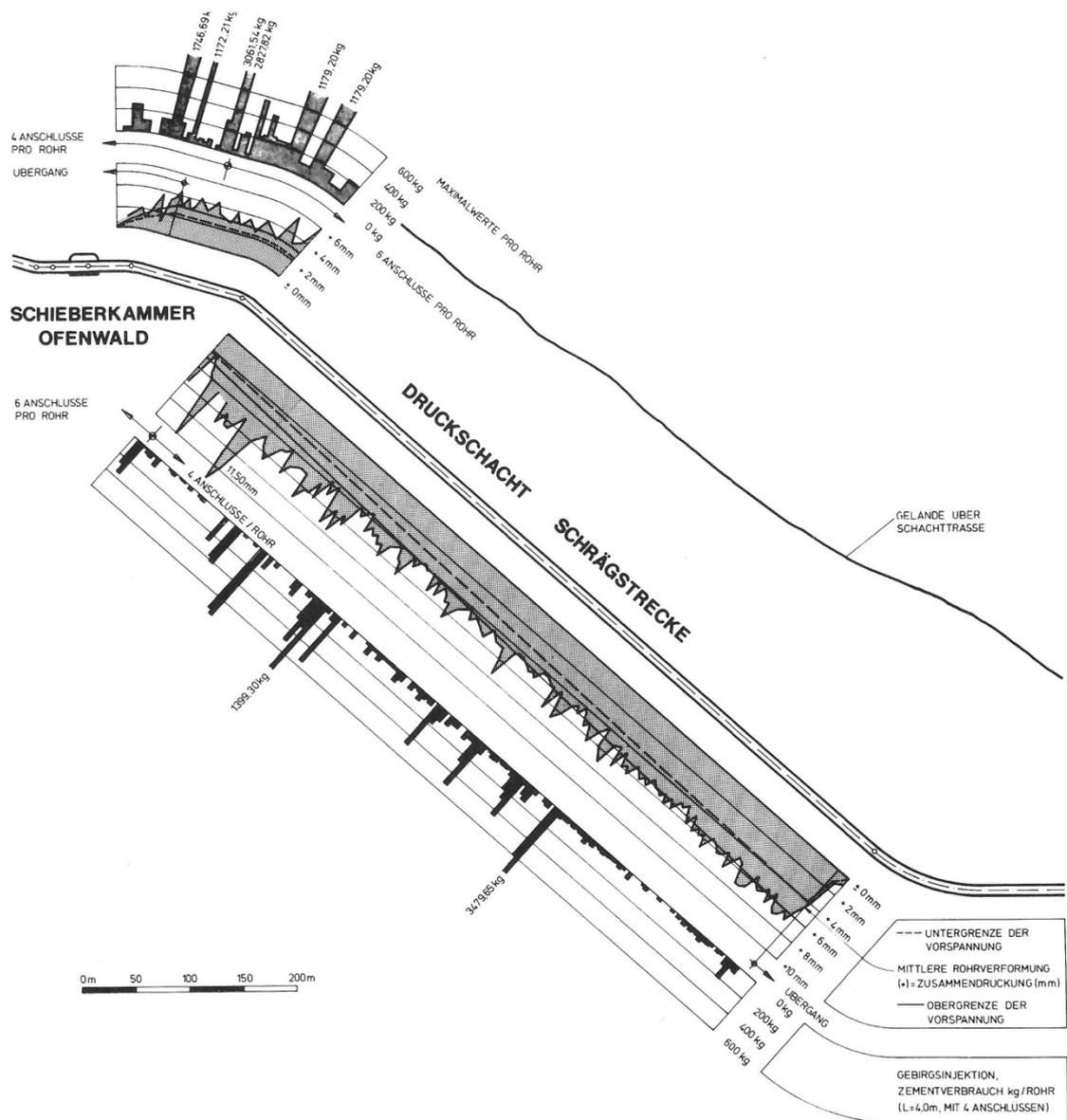


Abbildung 66 Schrägschacht, Ergebnisse der Vorspann- und der Gebirgsinjektion (52)

4.2.4 PSW Feldsee

4.2.4.1 Projektinformation

Die Kraftwerksgruppe Fragant (siehe Abbildung 66), zu dem das neue Projekt PSW Feldsee dazu gehört, liegt in der Nordwest-Ecke des Bundeslandes Kärnten und wurde vom Energiekonzern KELAG in Auftrag gegeben. Die Kraftwerksgruppe Fragant wurde in den Jahren 1962 – 1986 errichtet und ist in den Jahren 2006 – 2010 mit dem Projekt Feldsee erweitert worden. Der Plan für das Projekt wurde 2005 vorgestellt – zu einer Zeit, in der sich das energiewirtschaftliche Umfeld in Österreich und in ganz Europa gerade massiv zu verändern begonnen hat. So waren der hohe Anteil der Windkraftherzeugung in Deutschland und der Sonnenenergieerzeugung im südlichen Europa, deren Ausbau durch staatliche Subventionen forciert wurde, Treiber des Strompreisverfalles, welcher dem PSW Feldsee keinen leichten Start bot. Doch auch damit muss umgegangen werden können, denn bei jedem Projekt kann es in der Umsetzung passieren, dass, trotz vorhergehender Umfeldanalyse und Chancen und Risikoabwägungen, nicht beeinflussbare Änderungen der Rahmenbedingungen auftreten, welche den Projektnutzen kurzfristig in Frage stellen können. Doch da dringend ein Ausgleich zwischen den nicht planbar produzierenden erneuerbaren Energien und ihrer nur in einem geringfügigen Maße vorhandenen gesicherten Leistung, sowie dem Verbrauch der Kunden im großen Stil geschaffen werden muss, bleiben PSW langfristig wirtschaftlich interessant. Denn, trotz aller Bemühungen in die Entwicklung alternative Speichersysteme, eignen sich nach wie vor Pumpspeicherkraftwerke am besten dafür, diesen Ausgleich zu schaffen.

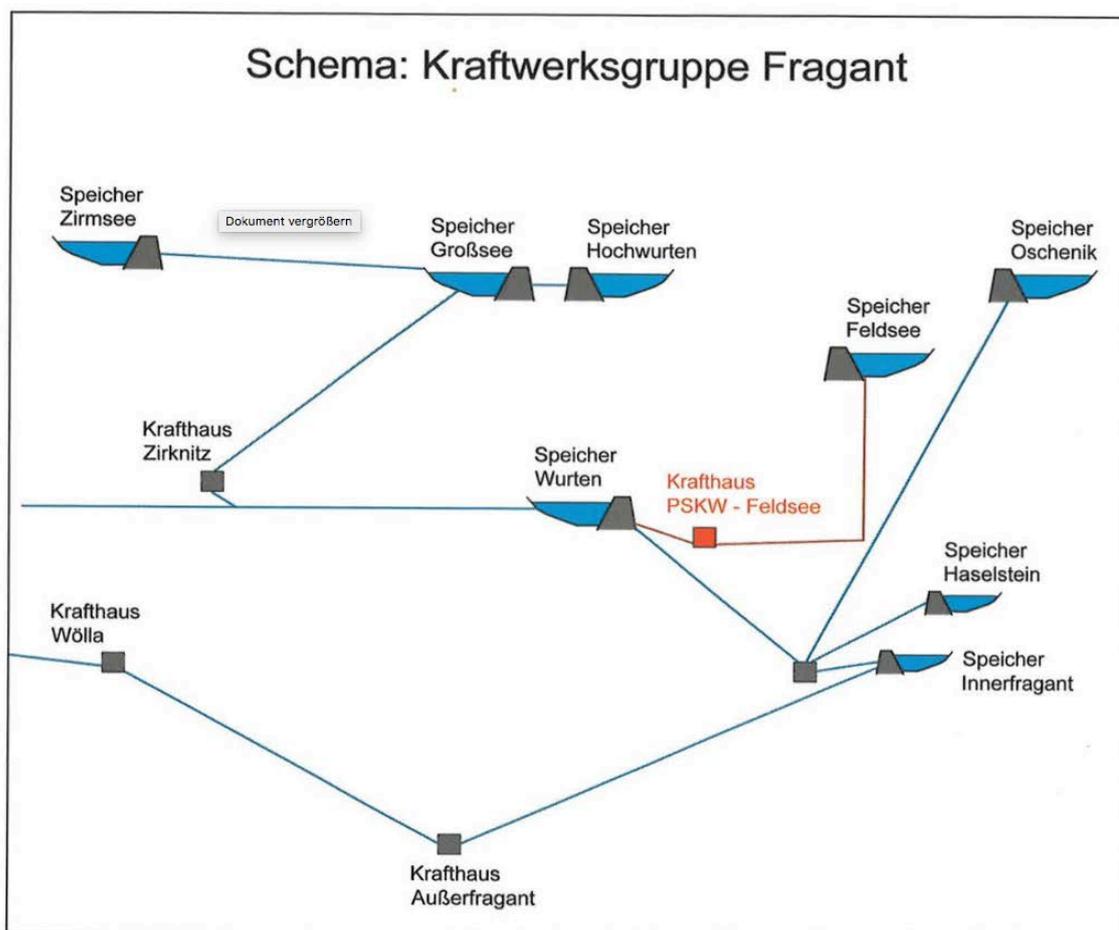


Abbildung 67 Schema Kraftwerksgruppe Fragant (53)

Als Grundkonzept liegt dem Projekt Feldsee, grob vereinfacht dargestellt, die verbesserte Nutzung der bestehenden Speicher Wurten (1.700 m Seehöhe) und Feldsee (2.200 m Seehöhe) zugrunde. Neu gebaut mussten dafür ein Krafthaus am Fuße des Speichers Wurten, sowie je ein Druckstollen zum Speicher Wurten sowie zum Speicher Feldsee, werden. Das Pumpspeicherkraftwerk Feldsee, mit den zwei baugleichen Maschinensätzen, stellt das bislang letzte erfolgreich durchgeführte Projekt innerhalb der Kraftwerksgruppe Fragant dar. Die Maschinensätze mit einer installierten Leistung von jeweils 70 MW (reversiblen Francis-Pumpturbinen) nutzen im abwechselnden Pump- und Turbinenbetrieb bei einer Fallhöhe von 522 m das Wasser zwischen den Speichern Feldsee und Wurten zur Stromerzeugung. (siehe Abbildung 67). Die Engpassleistung der gesamten Kraftwerksreihe beträgt 474 MW. Der Tauernhauptkamm zwischen 2.200 m und 2.500 m bildet die Speichergrundlage für die Kraftwerksreihe. Durch die erhöhte Lage der Speicherseen (Feldsee inbegriffen) ist das

Einzugsgebiet sehr klein. So beläuft sich das Einzugsgebiet des Feldsee auf $1,6 \text{ km}^2$ und hat ein Nutzinhalt von $2,15 \text{ Mio. m}^3$.

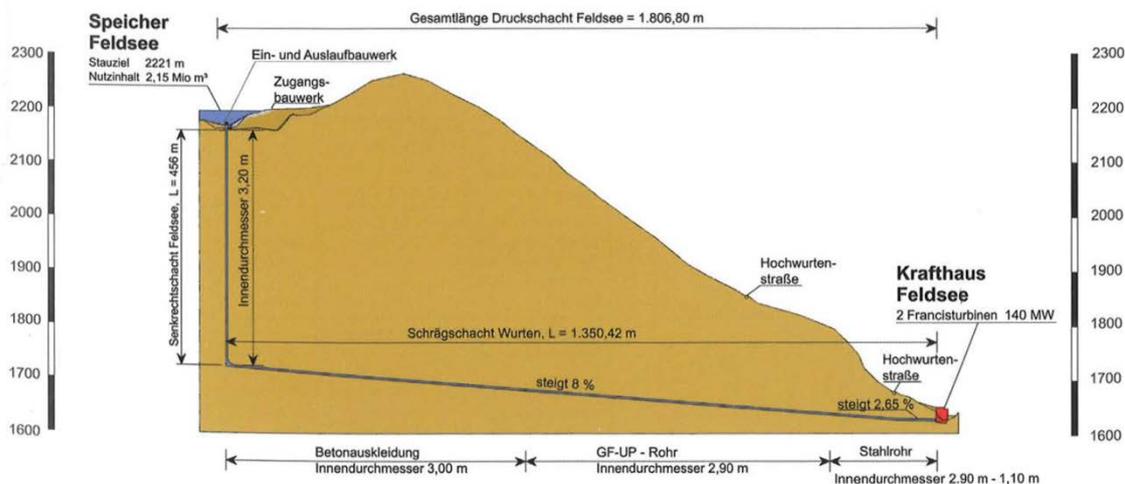


Abbildung 68 Der Druckschacht vom PSW - Feldsee im Längenschnitt (53)

Für das Projekt wurden drei Stollen und ein Schacht benötigt. Der Lotschacht wurde mittels Bohrer von unten nach oben gefräßt. Der 450 Meter tiefe Lotschacht wurde mit Beton auskleidet. Der Ausbruchquerschnitt war $10,64 \text{ m}^2$. Der 1353 m lange und mit einem Ausbruchquerschnitt von $13,2 \text{ m}^2$ ausgeführte Schrägstollen wurde konventionell ausgebrochen. Dazu wurden 62 t Sprengstoff verwendet und 17.000 m^3 Fels ausgebrochen. GFK Rohre sowie Stahlrohre kamen als Auskleidung zum Einsatz. Außerdem wurde ein Unterwasserstollen mit einer Länge von 227 m und einem Ausbruchquerschnitt von $10,7 \text{ m}^2$ zum Speicher Wurten aufgefahren. GFK Rohre und Betonauskleidung kamen hier zum Einsatz. Das Gesamtinvestitionsvolumen lag bei rund 50 Mio. Euro. (54) (55)

4.2.4.2 Geologische Rahmenbedingungen

Sämtliche Bauwerke des PSW Feldsee befinden sich größtenteils im Bereich des Zentralgneiskomplexes, welcher als tektonisch tiefstes Element zum präalpinen Kristallinsockel der Hohen Tauern gehört. Innerhalb des Projektgebiets bildet

der Zentralgneis eine Nordwest-Südost streichende Antiklinalstruktur, die als „Sonnblickkern“ in der geologischen Literatur bekannt ist.

Die Gefügesituation ist im Längenschnitt von Stollen und Schacht abzulesen und die Gefügeregelung ist deutlich ausgeprägt. Zwei steil stehende Kluftsysteme lassen sich beobachten: (siehe Abbildung 68) bild seite 87

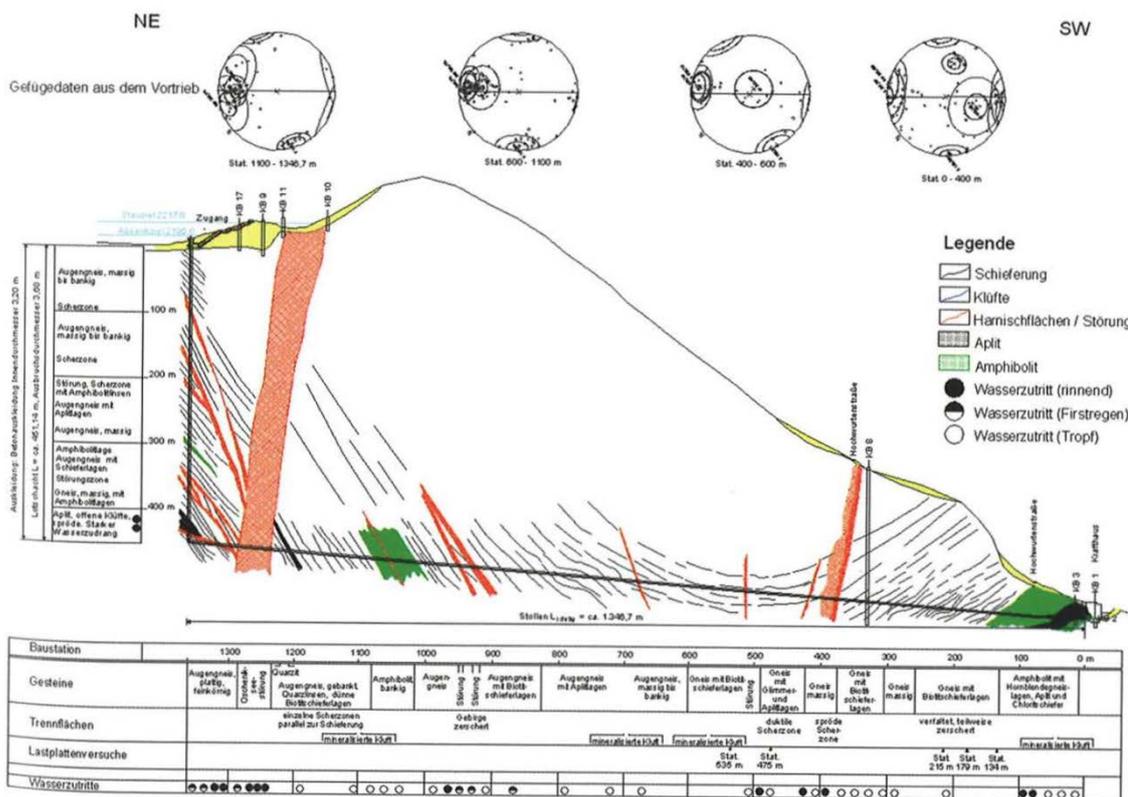


Abbildung 69 Geologischer Schnitt, Druckschacht und Stollen (53)

Eine Kluftschar streicht rechtwinkelig zum Stollen und steht nahezu vertikal. Die Durchtrennung dieser Klüfte ist zumeist vollständig oder beinahe vollständig. Der Großteil dieser Klüfte ist geschlossen. Trotz der hohen Durchtrennung ist die Wasserwegigkeit des Kluftsystems auf einzelne, meist klar erkennbare Scharen, begrenzt. Die wasserführenden Kluftscharen treten oft in Begleitung von schmalen Scherzonen auf.

Das zweite Kluftsystem streicht parallel zum Stollen und steht ebenfalls nahezu vertikal. Diese Klüfte weisen eine geringe Durchtrennung auf, zumeist um 20 % herum und geringer.

Zwischen Station 1228-1308 quert der Stollen die Oscheniksee Störung. Im Störungsbereich sind zerrüttetes Gebirge und tonige Kataklasite aufgeschlossen. Bei der Durchörterung der Störung war der Einsatz von Stützmitteln wie Bögen, Gitter und Spritzbeton erforderlich.

Während des Vortriebs waren im Druckstollen Wasserzutritte in Form von Tropfwasser, Firstregen und rinnenden Zutritten zu beobachten. Über weite Strecken jedoch war der Stollen trocken. Die massiven Wasserzutritte bei Station 1228-1308 stehen in Verbindung mit der Oschenikseestörung.

Die geologischen Verhältnisse im Schacht stellen sich relativ heterogen dar. Und besteht hauptsächlich aus Gneis, untergeordnet treten aber auch Aplit und Amphibolit auf. Scharen und Klüfte sind teilweise vorhanden

Der Unterwasserstollen weist eine Gesamtlänge von ca. 240 m auf. Er verläuft vom Südportal steigend nach Norden und schwenkt dann in westliche Richtung um.

Das Gebirge wird überwiegend von Hornblendegneis aufgebaut. Untergeordnet treten Amphibolit und Aplit bis Aplitgneis auf. Das Gebirge ist generell standfest und zeigt nur eine geringe Neigung zu seichten, gefügebedingten Überprofilen.
(56)

4.2.4.3 Ausführungsmaßnahmen der Anlage

Im Zuge der Ausführungsplanung beschlossene Optimierungen brachten eine Projektänderung mit sich, wodurch an Stelle des Schrägschachtes ein **Lot-schacht** mit Anschlagpunkt im Feldsee und ein anschließender Schrägstollen bis zum Krafthaus geplant wurden. Diese Optimierungen brachten in mehrfacher Hinsicht, sowohl kostenmäßig als auch bezogen auf den Bauzeitplan, Vorteile. Der einzige Nachteil dieser Lösung, der war, dass der hochdruckseitige Anteil des Triebwasserstollens länger ist und vermehrt mit hohen Innendrücker belastet wird, konnte durch eine innovative Ausbaumethode kompensiert werden.

Die Entleerung des Speichers Feldsee konnte im oberen Teil über den Grundablass erfolgen. Unter dem Niveau des Grundablasses musste über drei instal-

lierte Großpumpen abgesenkt werden, um dem natürlichen Zufluss zu begegnen.

Beim Raiseboring- Verfahren wird zuerst eine Pilotbohrung $\varnothing = 250$ mm bis $\varnothing = 350$ mm von einer oberen Ebene in einen Hohlraum (Stollen oder Kaverne) abgeteuft. Nach Herstellung dieser Bohrung wird das Bohrloch von der unteren Ebene nach oben kreisrund aufgeweitet. Dabei wird ein, auf dem Bohrgestänge befestigter Bohrkopf, bis auf die obere Ebene gezogen und das gelöste Bohrgut kann auf der unteren Ebene geschuttet werden (siehe Abbildung 69 und Abbildung 70). Der Vorteil dieses Verfahrens liegt hauptsächlich in der geringen Bauzeit.

Nach der Installation der Bohreinrichtung konnte am 2. Juni 2007 mit dem Abteufen der Pilotbohrung begonnen werden. Nach dem Aufweiten mit dem Raiser war der Schacht Ende August 2007 fertig ausgebrochen. Somit konnte in weniger als 3 Monaten der Ausbruch eines 450 m tiefen Schachtes mit 3,70 m Durchmesser durchgeführt werden, was als wesentlicher Vorteil dieser Methode betrachtet wird.



Abbildung 70 Aufweitung des Schachtes – Bohrkopf (53)



Abbildung 71 Aufweitung des Schachtes mittels Raising (53)

Der 449,4 m tiefe Lotschacht wurde mit einer Betoninnenschale mit einer Mindestwandstärke von 24 cm versehen. Der Übergang vom Lotschacht zum Schrägstollen wurde als betonierter Segmentbogen ausgeführt. Der Radius dieses Segmentbogens wurde mit $R = 5d = 16$ m festgelegt, um den hydraulischen Mindestanforderungen zu entsprechen und die Krümmungsverluste gering zu halten. Für den Betriebszustand des entleerten Triebwasserweges wurden zur Entlastung des Bergwasserdruckes an fünf Ebenen Druckentlastungsventile versetzt. Sonst wäre im Entleerungszustand des Lotschachtes die Bergwasserdruckbemessung des Ringbetons als kritischer Lastfall anzusehen gewesen und eine hochdimensionierte Außendruckbemessung wäre sehr aufwändig gewesen.

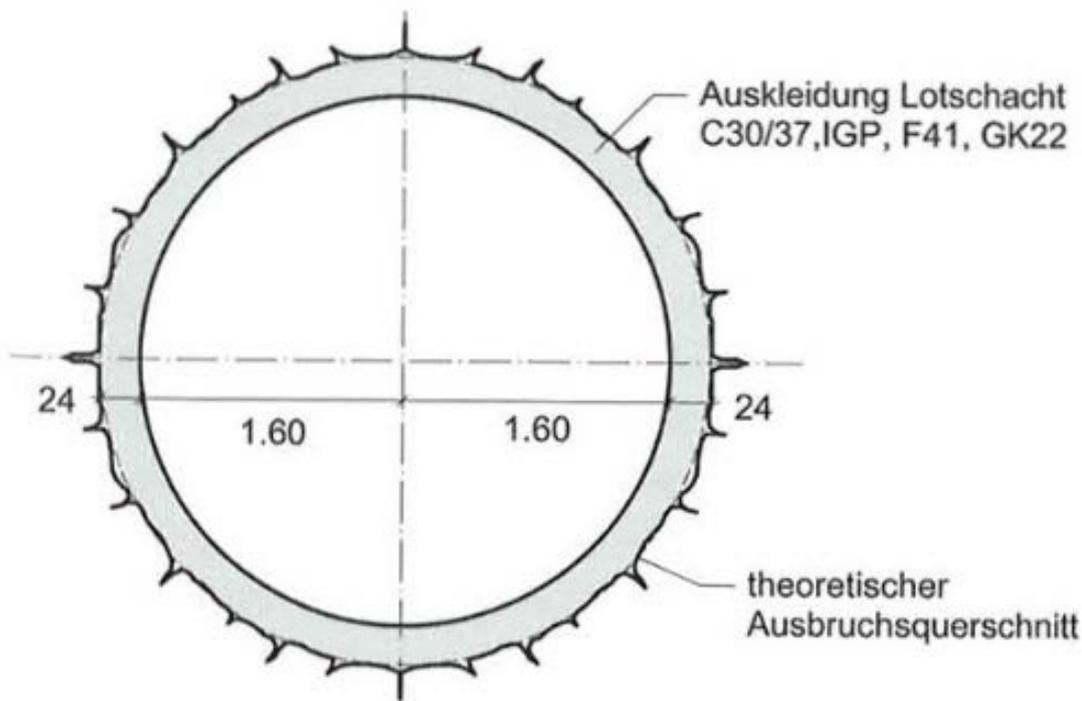


Abbildung 72 Auskleidung Lotschacht (53)

Der Lotschacht war in den ursprünglichen Detailplanungen ohne Abdichtungsmaßnahmen konzipiert worden, durch das Antreffen von Ausläufern der Osche-nikstörung waren im unteren Bereich des Lotschachtes jedoch Sondermaß-nahmen notwendig geworden. So mussten die untersten 22 m vor dem Krüm-mer mit Folie abgedichtet werden, um überhaupt die Betonierarbeiten durchfüh-ren zu können. Lokale Wasserzutritte wurden abgeschlaucht und über den Krüm-mer in die Sohl-drainage des Schrägstollens geleitet. Oberhalb der Teufe von 395 m war der Lotschacht nahezu trocken, weshalb in diesen Bereichen keine zusätzlichen Abdichtungsmaßnahmen notwendig waren.

Die Betonarbeiten für die Lotschachtauskleidung wurden mittels Gleitschaltech-nik ausgeführt, wobei die Schalung mit einem Durchmesser von 3,20 m und einer Höhe von 10 m kontinuierlich mit einer Gleitgeschwindigkeit von ca. 0,25 m je Stunde während des Betoniervorganges von unten nach oben gezogen wurde (siehe Abbildung 71).

Die Stabilität der Lotschachtauskleidung sollte durch ein umfangreiches Injekti-onsprogramm sichergestellt werden, welches einerseits zum Ziel hatte, die Stö-rungszone im unmittelbaren Bereich des Schachtes abzudichten, andererseits

konnte auf diese Weise ein mittragender Gebirgsring rund um den Lotschacht aktiviert werden.

Für das Monitoring wurde gemeinsam mit der Firma Geodata ein System entwickelt, welches es ermöglichte, die Verformung der Betonauskleidung beinahe in Echtzeit online zu verfolgen und so eine unkontrollierte Verformung oder gar Zerstörung der Auskleidung umgehend zu unterbinden.

Nachdem der oberste Abschnitt des Triebwasserweges als Lotschacht ausgeführt wurde, war der unterste Abschnitt, der im Wesentlichen aus dem **Schrägstollen** und dem Zugangsstollen besteht, relativ flach im konventionellen Vortrieb aufzufahren. Um die Arbeiten im Schrägstollen und im Bereich des Krafthausbauloses parallel durchführen zu können, wurde der Zugangsstollen in der ersten Bauphase als reiner Versorgungs- und Schutterstollen verwendet. In späterer Folge wurde in diesem Stollen die Turbinenzulaufleitung für die zweite Pumpturbine untergebracht.

Der Querschnitt beider Stollen wurde als klassisches Hufeisenprofil mit einer Querschnittsfläche von ca. 12,3 m² konzipiert. Für den Transport der GFK-Rohre mit Betoninnenschale mussten die Ulmen jedoch senkrecht ausgebildet werden, wodurch sich das Lichtraumprofil auf ca. 13,2 m² steigerte.

Für die Auskleidung des Schrägstollens kamen vier verschiedene Systeme zum Einsatz, welche in Abhängigkeit von Gebirgsqualität, Überlagerungshöhe und Dichtheitsanforderung ausgewählt wurden. Die verwendeten Rohrsysteme wurden hinterbetoniert und, mit Ausnahme des gepanzerten Bereiches, wurde ein spezielles Vorspannsystem mit Injektionen verwendet.

- Betonauskleidung
- Auskleidung mit GFK-Rohren mit Betoninnenring
- Auskleidung mit Stahlrohren mit Betoninnenring
- Stahlpanzerung mit Innenkonservierung

Der betonausgekleidete Abschnitt des Schrägstollens im Anschluss an den Lot-schacht weist eine Länge von ca. 557 m, einen Innendurchmesser von 3,00 m und eine Mindestwandstärke von 40 cm auf. Zur Herstellung der Betonausklei-dung des Druckstollens kam ein Schalwagen der Firma Fehberger mit einer Länge von 12m zum Einsatz. Insgesamt wurden 4.400 m³ Beton in diesen Ab-schnitt eingebaut (siehe Abbildung 72, Abbildung 73 und Abbildung 74).

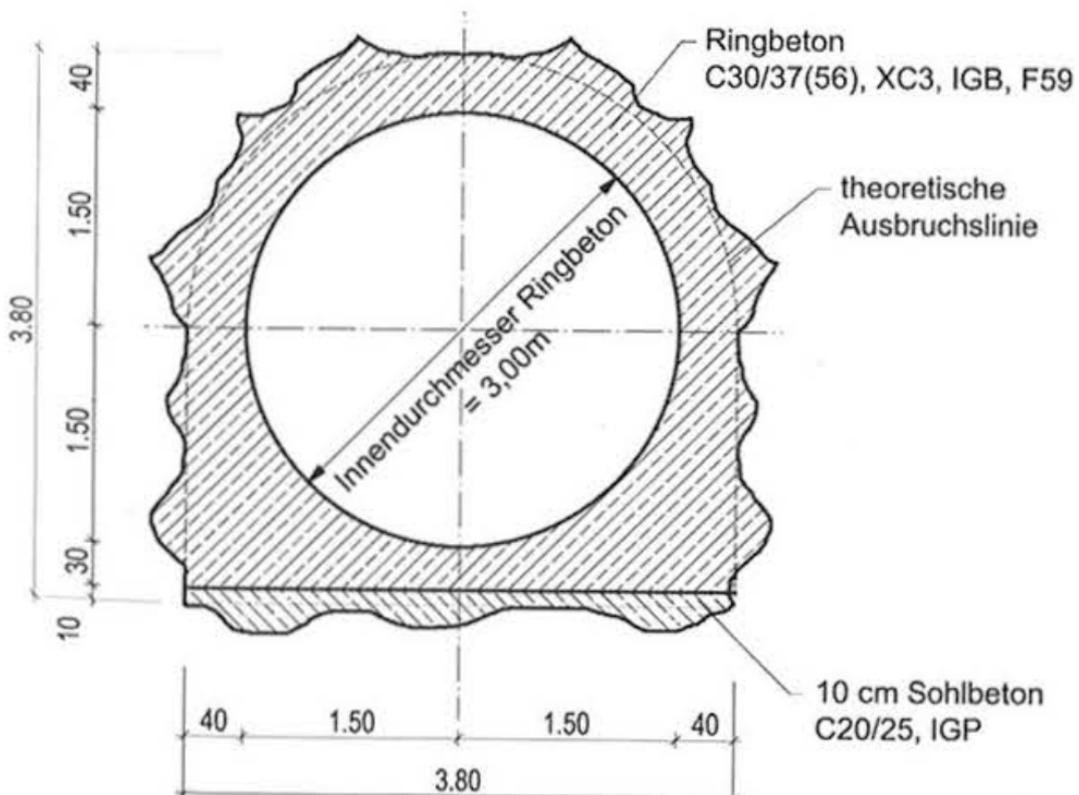


Abbildung 73 Regelschnitt Betonauskleidung (53)



Abbildung 74 Schalwagen (53)



Abbildung 75 Betonpumpe vor Abschaltung (53)

Der nächste Abschnitt wurde mit GFK – Rohren mit Betoninnenring ausgekleidet. Er hat eine Länge von ca. 583 m und einen Innendurchmesser von 2,65 m und schließt an den Ringbeton Abschnitt an. Die bewehrte Betoninnenschale hat eine Stärke von 12,5 cm. Durch die glatte Innenseite des GFK-Rohres bestand die Gefahr, dass im Zuge der Rohrmanipulation die Innenschale aus dem Rohr gleiten könnte. Um dies zu verhindern, wurden an der Rohrinne Seite Noppen auf laminiert (siehe Abbildung 75Abbildung 76).

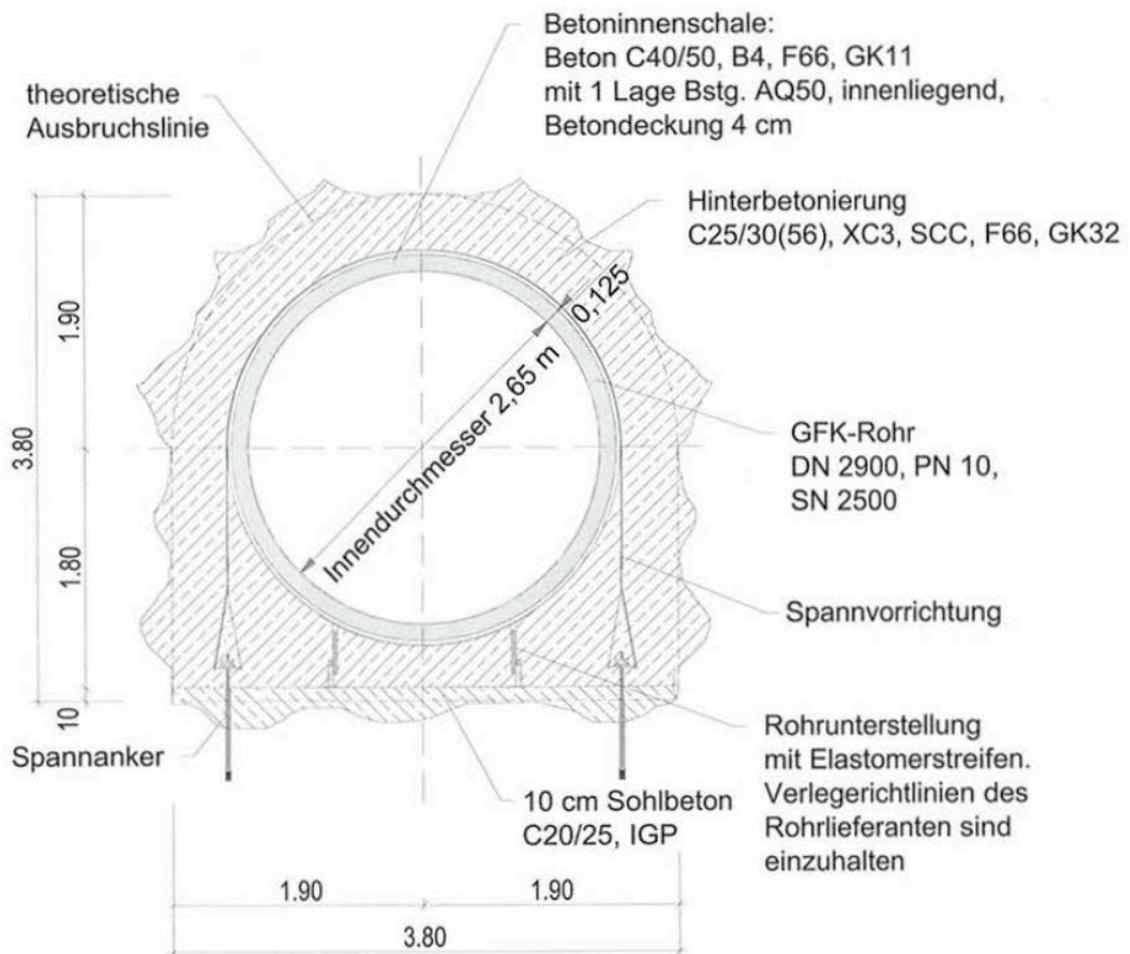


Abbildung 76 GFK - Rohre mit Betoninnenring Auskleidung – Schrägstollen (53)



Abbildung 77 GFK - Rohr mit Transportwagen (53)

Der Stahlrohrabschnitt hat eine Länge von ca. 138 m und weist ebenfalls einen Innendurchmesser von 2,65 m auf. Dieser Abschnitt schließt an den Bereichen der GFK-Rohre an und musste aufgrund der schlechteren Gebirgsqualität in Stahl ausgeführt werden. Die bewehrte Betoninnenschale weist eine Stärke von 12,5 cm auf. Die statischen Berechnungen ergaben für die Dimensionierung der Rohrleitung Wandstärken von $t = 10$ bis 42 mm, in Abhängigkeit von der Mittragung des Gebirges. Für die Rohrmanipulation und die Montage der Rohrsättel wurde auch dieser Stollenabschnitt mit einem 10 cm starken Sohlbeton versehen (siehe Abbildung 77).

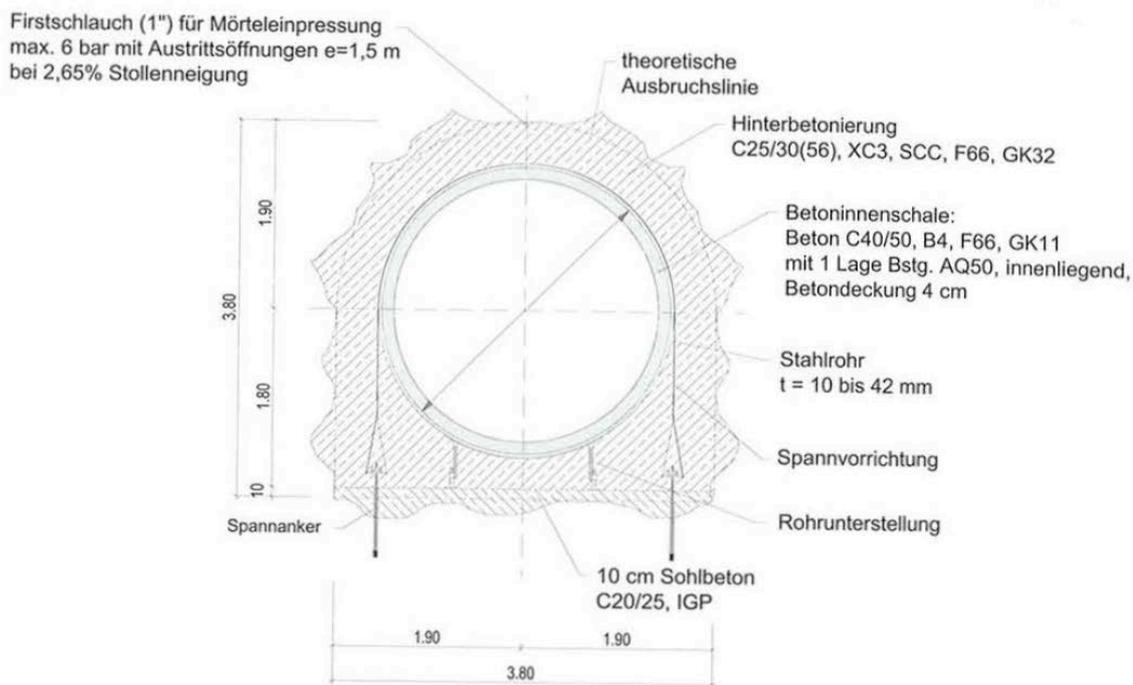


Abbildung 78 Stahlrohr mit Betoninnenring (53)

Der Vollständigkeit halber wird an dieser Stelle auch noch in aller Kürze auf die **Unterwasserdruckrohrleitung** und deren Auskleidung eingegangen. Der unterwasserseitige Triebwasserweg verbindet das Krafthaus Feldsee mit dem Speicher Wurten, wobei sich dieser Abschnitt in eine erdverlegte, betonummantelte GFK-Druckrohrleitung und in einen Stollenabschnitt, der größtenteils GFK gepanzert ist, gliedert. Im Krafthausbereich schließt die GFK-Leitung an ein Stahlrohr, das in weiterer Folge an die Verteilrohrleitung und, nach Zwischenschaltung von Absperrklappen, an die Saugleitungsabschnitte der beiden Pumpturbinen schließt. Das Ein-/Auslaufbauwerk im Speicher Wurten und der Schützenschacht sind weitere elementare Elemente des Triebwasserweges. Ungefähr 27 m nach dem Ein-/Auslaufbauwerk Wurten wurde der Schützenschacht mit einem Rollschütz als Verschlussorgan situiert. In der Konzeption des Schützenschachtes wurde auch die Funktion eines Überlaufes für den Fall eines Notschlusses des Absperrorgans berücksichtigt.

Der Ausbruch des Unterwasserstollens erfolgte im konventionellen zyklischen Sprengvortrieb. Alle erforderlichen Sicherungsarbeiten wurden mit Spritzbeton, Baustahlgitter und Anker durchgeführt.

Im Anschluss an den Unterwasserstollen wurde der ca. 120 m lange Triebwasserweg bis zum Krafthaus als erdverlegte Druckrohrleitung ausgeführt. Der oberste Teil dieser Rohrleitung wurde mit betonummantelten GFK-Rohren hergestellt, der letzte Abschnitt, vom Krümmer bis zur Verteilrohrleitung, aus Stahl, welcher zum Zwecke des Korrosionsschutzes ebenfalls mit Beton ummantelt wurde. (57)

4.2.4.4 Dimensionierung der Stollenauskleidung

An dieser Stelle wird noch speziell auf die Dimensionierung der Stollenauskleidung eingegangen. Dies aus dem Grund, dass die Vordimensionierung der Triebwasserwegauskleidung von Prof. Heigerth (TU-Graz) nach dem Modell von Seeber [1981] durchgeführt wurde, welches in einem früheren Abschnitt der vorliegenden Arbeit bereits ausführlich besprochen wurde (siehe Abbildung 79).

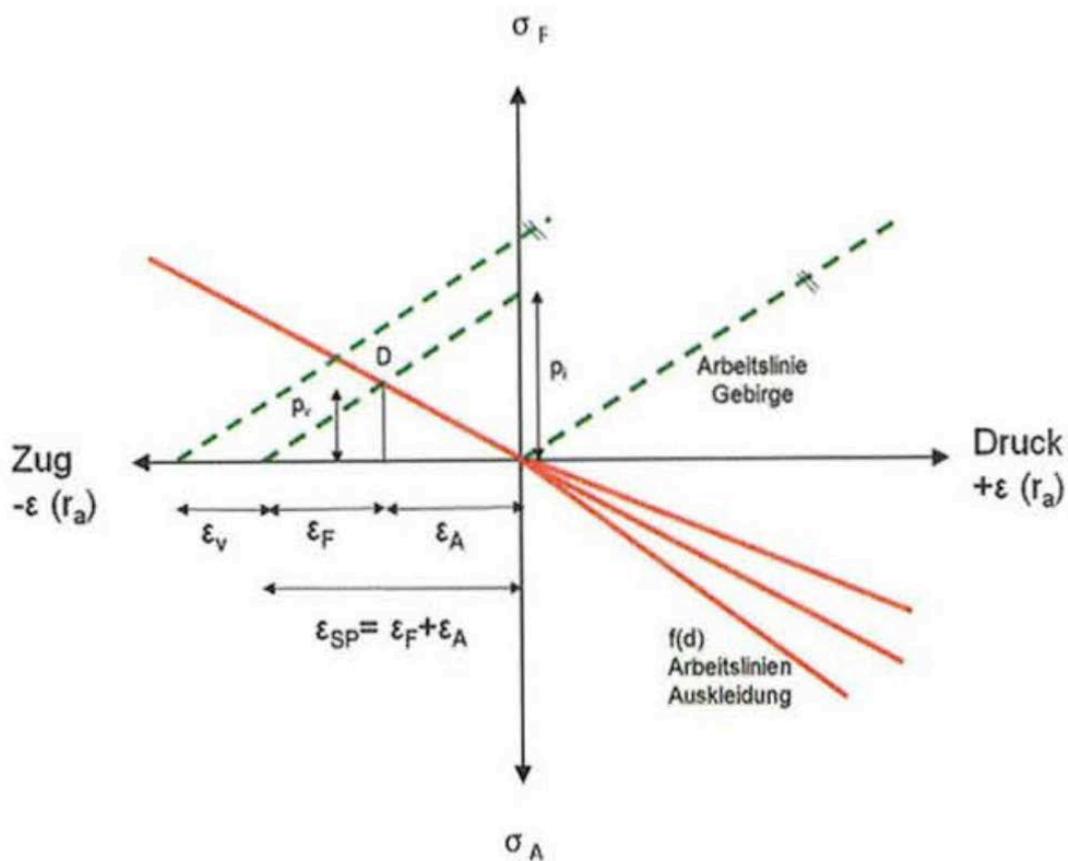


Abbildung 80 Dimensionierung der Stollenauskleidung mittels SEEBER - Diagramm

Zum Zeitpunkt der Grobdimensionierung konnte die Berücksichtigung der Arbeitslinien des Gebirges lediglich durch Abschätzung der felsmechanischen Eigenschaften des Gebirges erfolgen, welche auf den langjährigen Erfahrungswerten der KELAG beruhten, die bereits mit einer Vielzahl aufgefahrener Stollen in diesem Gebiet aufwarten konnte. Bereits in dieser frühen Projektphase hat sich erschlossen, dass zur Aufnahme des Innendruckes nicht die sogenannte Dichthaut, sondern in erster Linie das Gebirge selbst, heranzuziehen war. Eine Ausnahme hiervon bildete lediglich der kraftwerksnahe Bereich des Stol-

lens mit seiner geringen Überlagerung und eher mäßigen Gebirgsqualität. Der endgültige Nachweis der Auskleidung erfolgte mittels FEM-Methode und wurde vom Institut für Tunnelbau und Felsmechanik der TU-Graz durchgeführt. Gezeigt wurde das Modell mit den Ergebnissen der geotechnischen Versuche im Stollen.

Nun soll noch die Wahl des GFK-Rohres als Dichtelement besprochen werden und genauer auf das verwendete Untersuchungsprogramm und die notwendigen Produktentwicklungen eingegangen werden. Schon zu Projektbeginn war allen Beteiligten bewusst, dass man mit dem Einsatz einer GFK-Rohrleitung als Teil des Auskleidungssystems im Druckstollenbau absolutes Neuland betreten würde. Daher waren für die technische Auslegung bzw. die Nachweisführung des Systems im Vorfeld umfangreiche Forschungsarbeiten notwendig. Dabei ließen sich zwei große Themenkomplexe unterscheiden:

- Die Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte des GFK-Rohres, sowie die Entwicklung der einzelnen Details
- Die Bestimmung bzw. Festlegung der Randbedingungen, welche den Einsatz der innovativen Auskleidung vor Ort maßgeblich beeinflussen (Gebirgskennwerte, Injektionssystem)

Ein wesentlicher Punkt, der für den Einsatz von GFK-Rohren als Dichtelement im Druckstollenbau sprach, war die Bereitschaft der Herstellerfirma, gemeinsam mit namhaften Experten der TU-Graz, sowie mit Mitarbeitern der KELAG, ein umfangreiches Untersuchungsprogramm für die Ermittlung der maßgeblichen Materialkennwerte aufzusetzen, wobei Ringzug- und Biegeversuche zu den wesentlichen Ergebnissen führten.

Bei den Versuchen zeigte sich die ideale Eignung der GFK-Rohre für den Einsatz als Dichtungselement im Schrägstollen. Besonders bemerkenswert war die sehr hohe Bruchdehnung von 19.7 mm, die im äußersten Extremfall – völliger Vorspannverlust – ein Verformungsmodul des Felsens von rund 1.000 MPa voraussetzt. Da diese Werte beim betroffenen Gebirge um ein Vielfaches überschritten wurden, war ein ausreichendes Maß an Sicherheit für dieses Auskleidungssystem gegeben. (57)

4.2.5 PSW Kops II

4.2.5.1 Allgemeine Projektinformation

Das PSW Kops II, welches zur Vorarlberger Illwerke AG gehört, verfügt über eine Leistung von 510 MW und wurde in den Jahren 2004 bis 2008, zusätzlich zum bereits seit 1969 bestehenden PSW Kops I, mit einer Leistung von 247 MW, neu errichtet. Das Kopswerk II nutzt, ebenso wie bereits das Kopswerk I, den Speicher Kops mit 42,9 Mio. m³ als Oberbecken und das Becken Rifa mit einem Nutzinhalt von 1,27 Mio. m³ als Unterbecken. Zwischen dem Stauziel im Speicher Kops auf 1.811,285 m und dem Absenkziel im Becken Rifa auf 1.006,5 m herrscht somit eine maximale Rohfallhöhe von ca. 811 m. Die Ausbauwassermenge von Kops II beträgt im Turbinenbetrieb QTA 80 m³/s und im Pumpbetrieb QPA 58 m³/s.

Bei der Planung der Oberwasserführung herrschten im Hinblick auf die Errichtung und den laufenden Betrieb grenzwertige Rahmenbedingungen. So musste das Baukonzept betreffend den äußeren Bedingungen einen Durchlaufbetrieb im winterlichen Hochgebirge ermöglichen. Wegen dieser Anforderung musste die gesamte Baustelleneinrichtung und Materialbevorratung auf die exponierte Lage im Hochgebirge und auf Lawinensperren von bis zu 14 Tagen ausgelegt werden, um einen autarken Betrieb der Baustelle in dieser Zeit zu ermöglichen. Hinsichtlich der Bergwassersituation wurde eine Entlastung des Bergwasserdrucks während der Bauarbeiten angestrebt.

Im Betrieb waren die Komponenten von Oberwasserführung und Druckstollen wegen des Pumpspeicher- Spitzenstrom-Einsatzes von Kops II enormen Innendruckschwankungen innerhalb kürzester Zeitspannen ausgesetzt. Weiters herrscht von außen ein Bergwasser Druckpotenzial von bis zu 450 m, was mit einer wirtschaftlichen Auskleidung alleine kaum beherrschbar ist. Daher war ein planerisches Grundkonzept zu verfolgen, welches hinsichtlich Gebirgslast und Bergwasserdruck das umgebende Gebirge weitreichend in das Tragkonzept einbezog. Ein solches Konzept schloss eine systematische und differenzierte Gebirgsbehandlung mittels Injektionen konsequent ein, was unter Bergwasserandrang meist jedoch nicht leicht umsetzbar ist.

Das Projekt Kops II wurde planungs- und ausführungstechnisch in drei Baulose unterteilt (Bild 1):

- Baulos 1 – Einlaufbauwerk und Triebwasserstollenstollen
- Baulos 2 – Wasserschloss und Druckschacht
- Baulos 3 – Kaverne und Unterwasserführung

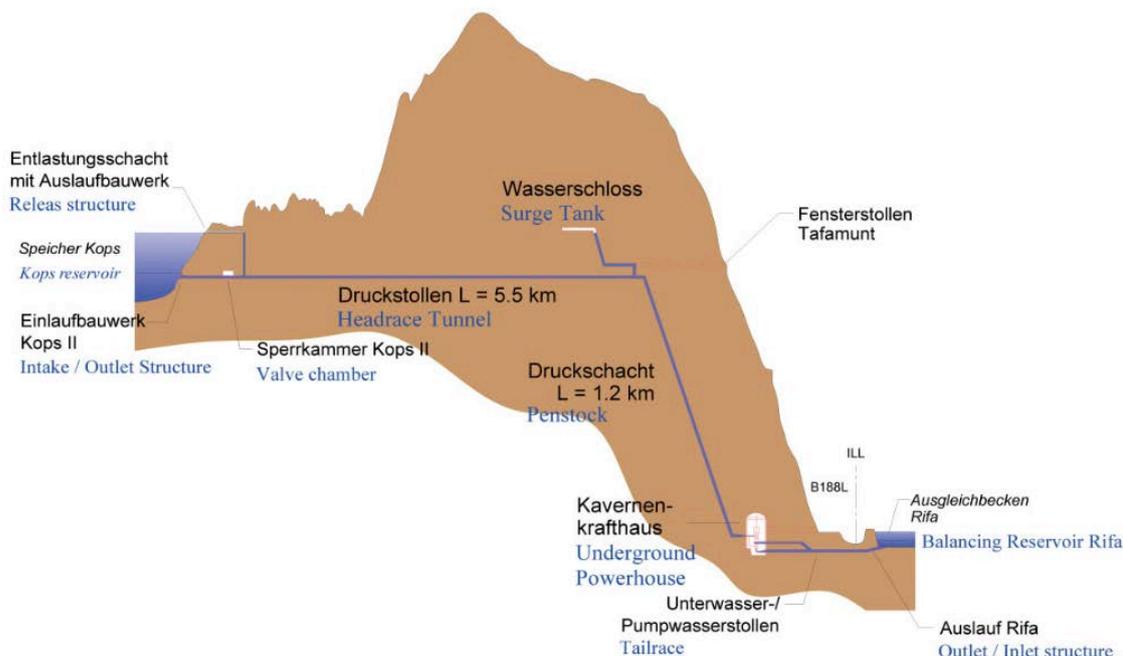


Abbildung 81 Anlageübersicht Kopswerk II (58)

Das Triebwasser wird aus dem Speicher Kops über ein neu errichtetes Einlaufbauwerk eingezogen. Direkt an die Sperrkammer schließt mit dem unterwasserseitigen Ankerrohr der Druckstollen – Versalstollen II – an. Dieser erstreckt sich vom unterwasserseitigen Ankerrohr der Sperrkammer bis hin zum vertikalen Krümmer der Drossel 1 des Wasserschlosses vor dem Druckschacht (siehe Abbildung 80).

4.2.5.2 Geologische Rahmenbedingungen

Das obere Drittel des Einlaufstollens liegt im Amphibolit und Hornblendegneis, wohingegen die unteren zwei Drittel, inklusive Sperrkammer, im Aplitgneis liegen (siehe Abbildung 81). Beide Formationen weisen generell nur geringe Gerdurchlässigkeiten auf, die sich auf diskrete Störungen und damit verbun-

dene Wasserwege beschränken, und stellen die natürliche Abdichtung des Speichers Kops dar. Wegen der vorherrschenden Geländebeziehungen war davon auszugehen, dass der Bergwasserspiegel über jenem des Speichers Kops und daher auch über dem möglichen Innendruck liegt.

Hinsichtlich der geotechnischen Planung stellte der Einlaufstollen, der bei laufendem Betrieb des Speichers Kops errichtet werden musste, eine große Herausforderung dar. Eine möglichst präzise Einschätzung, in wie weit dies ohne eine Gefährdung der Vortriebsmannschaft überhaupt möglich ist, war unerlässlich. Letztlich wurde eine 30 m lange Felsstrecke belassen, bevor der Speicher vollständig abgesenkt und der Durchschlag vollzogen wurde.

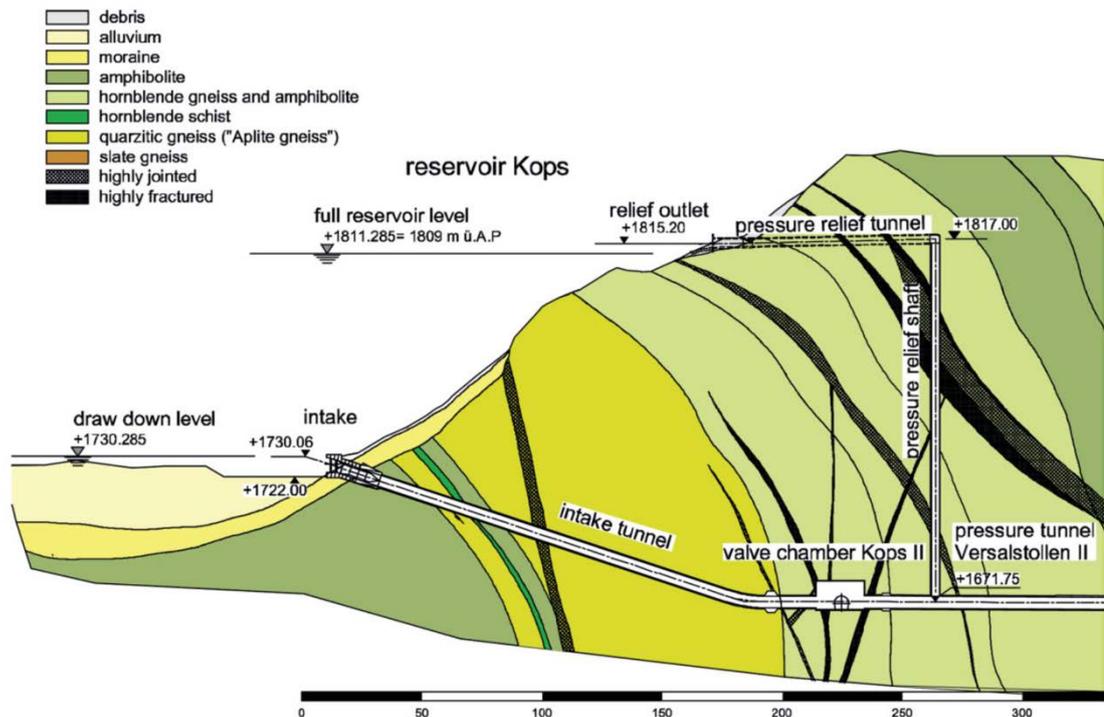


Abbildung 82 Geologischer Schnitt: Einlaufstollen Sperrkammer und Entlastungsanlagen (58)

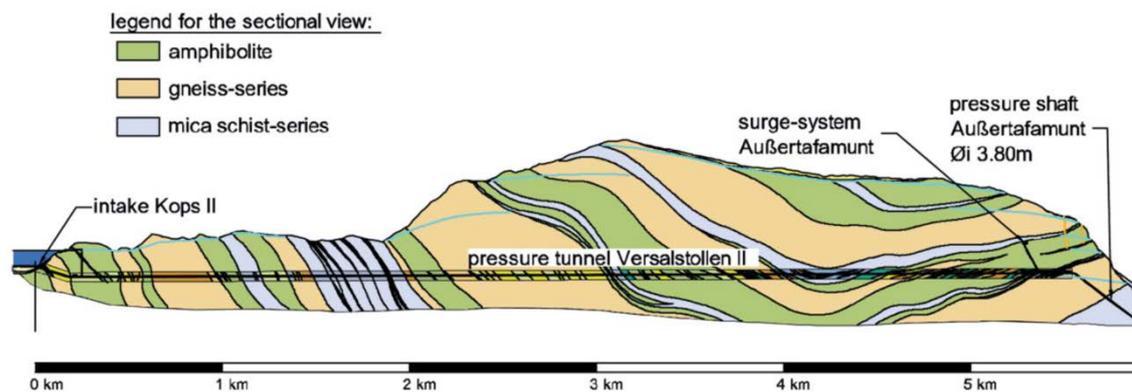


Abbildung 83 Geologischer Schnitt entlang des Triebwasserstollens (58)

Der Versalstollen II liegt im Zentralbereich des Silvrettakristallins. Die metamorphen Gesteinsserien sind durch die alpine Tektonik geprägt, die zu einer Verfaltung und zur Entstehung von Störungs- und Bruchzonen geführt hat. Die Gesteinsabfolgen sind in erster Linie Amphibolit und Hornblendegneis, Quarzitgneis und Glimmerschiefer, mit allen Übergängen zwischen den einzelnen Gesteinsarten (siehe Abbildung 82). Die Gesteinsformationen streichen Ost-West mit einer weitläufigen Synklinalstruktur, die entlang der unterwasserseitigen Hälfte des Druckstollens besonders stark ausgeprägt ist und durch die Abfolge von durchlässigen und weniger durchlässigen bis annähernd dichten Formationen die Grundlage mehrerer weitgehend getrennter Bergwasserstockwerke bildet.

Die Gebirgsdurchlässigkeit ist recht unterschiedlich, wodurch das Bergwasser weitläufiger Gebirgspakete zum Ausrinnen neigen kann, während der Bergwasserspiegel durch die Stockwerksbildung davon weitestgehend unbeeinflusst bleibt. Für den Vortrieb bedeutete dies, dass abschnittsweise mit erheblichen und nachhaltigen Bergwasserzutritten zu rechnen war. Für den Betrieb des Druckstollens und für das Langzeitkonzept der Stollenauskleidung hingegen musste von einer Wiederherstellung der ursprünglichen Bergwassersituation und von einem gesicherten Bergwasserspiegel über dem Innendruck ausgegangen werden.

Die Vorarlberger Illwerke AG hatte in der Silvretta region bereits eine ganze Reihe von Vortrieben durchgeführt, im Speziellen auch den weitgehend parallel

verlaufenden Versalstollen I, sodass sowohl Gebirgskennwerte als auch Erfahrungswerte zum Gebirgsverhalten vorlagen. Zur Einschätzung von Gebirgs- und Systemverhalten wurde das Kennlinienverfahren angewandt. Die Überlagerungshöhen lagen zwischen 180 und 720 m. Die Ergebnisse der Berechnungen wiesen auf ein überwiegend standfestes Gebirgsverhalten bis hin zu leicht druckhaften Verhältnissen in gestörten Bereichen hin.

4.2.5.3 Ausführungsmaßnahmen der Anlage

Der **Einlaufstollen** stellt die Verbindung zwischen dem Speicher Kops und der Sperrkammer da, wobei die Drosselklappen in der Sperrkammer als Absperrorgan des Speichers gegenüber dem nachfolgenden Triebwasserweg dienen. Dadurch steht der Einlaufstollen permanent unter einem Druck, der statisch durch die Höhendifferenz zwischen dem Stauspiegel im Speicher Kops (Stauziel: 1.811,29 m) und der Rohrachse in der Sperrkammer (1.670,84 m) bestimmt ist und bei Stauziel 140,45 m, dynamisch ca. 160 m beträgt. Da die Sperrkammer unter atmosphärischem Druck steht, muss das System druckhaltend sein.

An den **Druckstollen** von Kops II wurden in verschiedenster Hinsicht äußerst hohe Ansprüche gestellt. So war aus geotechnischer Sicht bei der Durchörterung von Störungszonen bei Überlagerungshöhen von bis zu 720 m mit lokal erhöhten Ausbauerfordernissen zu rechnen. Zusätzlich war aufgrund des Gebirgsbaus und der unterschiedlichen Bergwasserstockwerke während des Vortriebs mit lokal erheblichen und durchaus länger andauernden Bergwasserzutritten mit einem Bergwasserdruckpotenzial von bis zu 45 bar zu rechnen. Dieses Bergwasserdruckpotenzial musste für das Konzept der Endauskleidung unbedingt berücksichtigt werden. Hinzu kamen auch noch hydrodynamische Extremforderungen aus dem Kraftwerks- bzw. Pumpspeicherbetrieb, welche durch die flexible Bereitstellung von Spitzen- und Regelenergie bedingt waren. Die sich ergebenden Innendruckschwankungen von bis zu 150 m Wassersäule innerhalb von 20 Sekunden mussten vom System unbedingt verkraftet werden.

Als technisches Konzept wurde eine mit dem hohen Außenwasserdruck verträgliche offene Auskleidung gewählt. Diese Auskleidungsart sollte es ermöglichen, dass eine ausreichende Ausbruchsicherung geschaffen wird. Auch musste ein Injektionskonzept umsetzbar sein, um hinreichende Konsolidierungs- und Abdichtungsinjektionen durchführen zu können, die es ermöglichten, das umgebende Gebirge nach den jeweiligen Erfordernissen zu vergüten und abzudichten und den Bergwasserdruckabbau bei begrenzten Bergwasserzutritten im umgebenden Gebirge auf Dauer zu gewährleisten.

Beim Versalstollen waren hinsichtlich des technischen Konzepts drei Abschnitte zu beachten:

- Der 255 m lange, zyklisch aufzufahrende Abschnitt zwischen Sperrkammer und TBM-Tunnel
- Der 4.780 m lange TBM-Tunnel bis zum Ende des Versalstollens II
- Der 290 m lange, zu panzernde Abschnitt im Bereich des Wasserschlosses (siehe Abbildung 82)

Für den TBM-Tunnel wurden zwei unterschiedliche Vortriebs- und Auskleidungssysteme evaluiert und ausgeschrieben. Zur Evaluierung geeigneter Vortriebs- und Auskleidungssysteme für den Versalstollen II wurden im Folgenden dargestellte Systeme einander gegenübergestellt (siehe Abbildung 84):

- Vortrieb mit offener TBM und konventionelle Vorauskleidung und Ortbeton-Endauskleidung
- Vortrieb mit DS-TBM und Volltübblingauskleidung

Bewertet wurden für beide Systeme die Parameter: Machbarkeit, relative Baukosten, relative Bauzeit, Bauablauf, sonstige Aspekte (Wasserschloss), Qualität und Risiko.

Weil die Machbarkeit und die Baukosten für beide Systeme ungefähr gleich eingeschätzt wurden, wurden beide Systeme ausgeschrieben. Aufgrund der

Angebotslage erhielt letztlich der Vortrieb mit DS-TBM und Volltübblingauskleidung den Zuschlag.

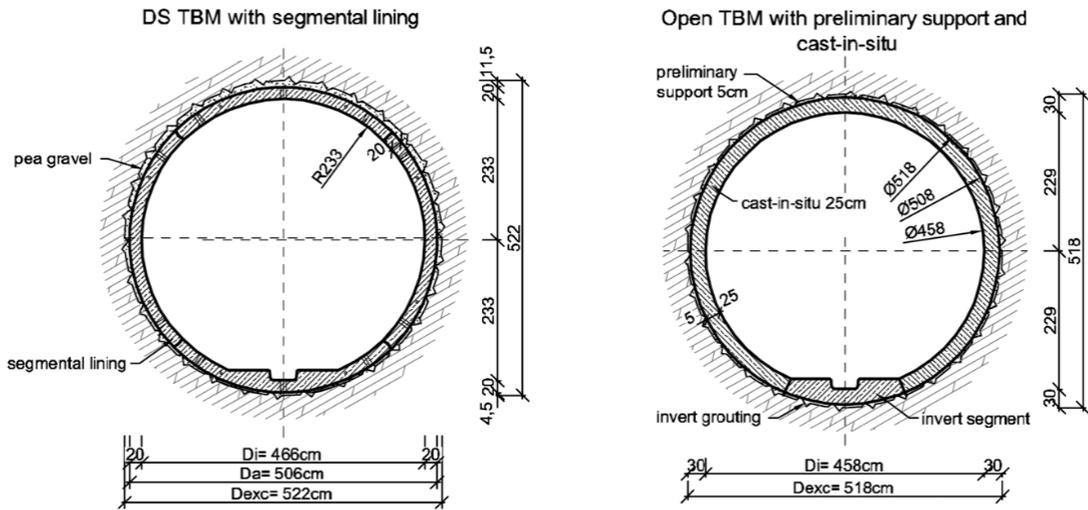


Abbildung 84 Regelquerschnitte für offene- und DS-TBM als Grundlage der Evaluierung

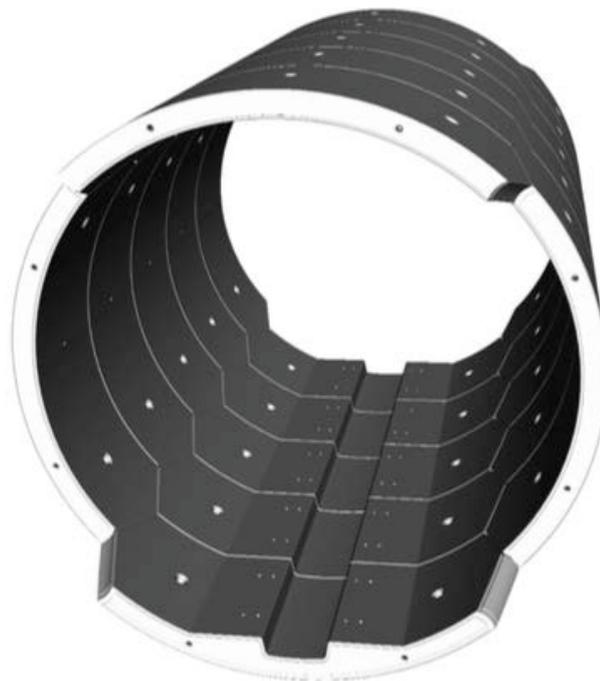


Abbildung 85 Hexagonales Volltübblingsystem (58)

Das bautechnische Konzept sah im Bereich des zyklischen Vortriebs einen Sprengvortrieb mit konventioneller Sicherung, vorwiegend aus Spritzbeton, und eine 25 cm dicke, kreisrunde, unbewehrte Ortbetoninnenschale vor. Für den TBM-Tunnel wurde eine DS-TBM mit einem Ausbruchdurchmesser von $D_a = 5,54$ m ausgewählt. Daraus ergaben sich für die Tübbingauskleidung die folgenden Eckdaten (siehe Abbildung 83):

- Innendurchmesser 4,9 m, Tübbingdicke 23 cm, Ringspalt im Mittel 9 cm, Ringbreite 1,4 m,
- Betonqualität C40/50, Stahl BST 550, Bewehrungsgehalt ca. 65 kg/m³

Es wurde ein hexagonales Tübbingsystem mit Wälzelenk-Längsfugen und ebenen Ringfugen ausgewählt (siehe Abbildung 84). Der für das Tübbingsystem bestimmende Bemessungsdruck war ein Injektionsdruck von 15 bar. Um abzusichern, dass der prognostizierte Bergwasserdruck in Höhe von bis zu 45 bar nicht unmittelbar auf die Auskleidung wirkt, wurden vermörtelte Fugen und, für Bereiche mit hohem Außenwasserdruck, seichte Entlastungsbohrungen vorgesehen. Weil Wasserzutritte allerdings nur begrenzt eindämmbar sind, wurde insgesamt von einer ausreichenden Wasserdruckentspannung im Gebirge ausgegangen.

Die besonderen Bedingungen des Versalstollen II, Bergwasserzutritte während des Vortriebs, die ausreichende Bettung des Tübbingsystems unter erschwerten Bedingungen, hohe Innendruckschwankungen innerhalb kürzester Zeit und ein hoher Außenwasserdruck deutlich über der Traglast des Tübbingsystems, machten ein mehrstufiges, sehr umfangreiches Injektionskonzept unerlässlich.

Der Ringspalt zwischen Gebirge und Tübbing wurde direkt hinter dem Schildschwanz der DS-TBM mit Perlkies verblasen, wodurch eine temporäre Stabilisierung der Tübbingauskleidung gewährleistet und die Drainage bis hin zu einem stationären Bergwasserzutritt mit entsprechendem Druckabbau ermöglicht werden sollte. Zu diesem Zwecke wurde die Ringspaltinjektion erst nach dem Ende des Vortriebs vorgenommen. Die Tübbingfugen hingegen wurden schon während des Vortriebs vermörtelt und das Bergwasser kontrolliert über die Perlkies-Einblasöffnungen drainiert. Die schwierigen Bedingungen bei der

Durchführung der Ringspaltinjektion machten aber einen Zwischenschritt zur Verbesserung der Ringspalt- und der Kontaktinjektion erforderlich, so dass das Injektionskonzept am Ende folgende Schritte beinhaltet hat (siehe Abbildung 85):

- Primärinjektion (A-Serie) bei 0,75 m mit 7,5 (10) bar zur Sicherstellung bzw. Verbesserung der Bettung, zur Vergütung stollennaher aufgelockerter Bereiche und zur Verringerung der stollennahen Wasserwegigkeit
- Bohrlochinjektionen (B-Serie): Konsolidierungsinjektion bei 0,75 m mit 7,5 (10) bar, Konsolidierungsinjektion bei 0,75 m mit 15 bar, Konsolidierungsinjektion bei 1,5 m mit 15 bar und Abdichtungsinjektion bei 2,5 m mit 15 bar in jeweils vier Bohrlöcher pro Ring

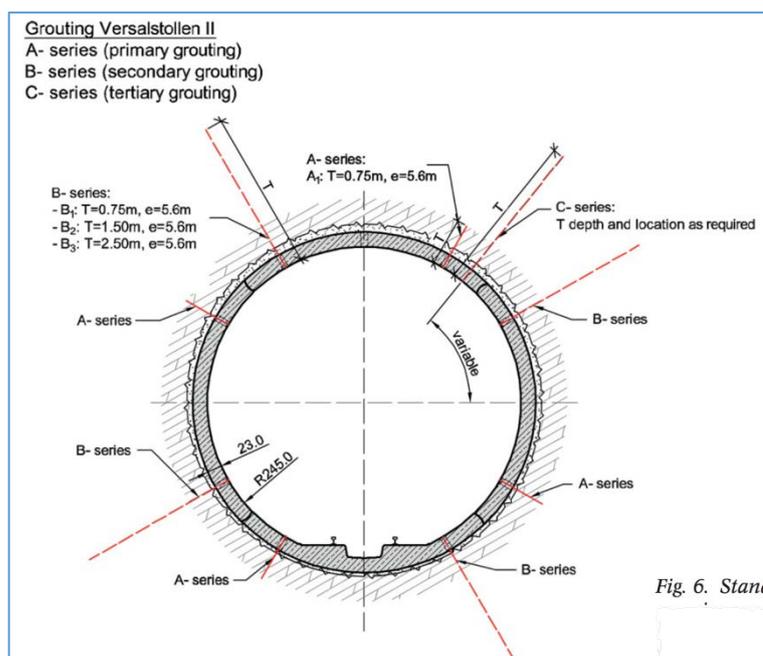


Abbildung 86 Regelquerschnitt Entlastungsschacht mit Injektionsmaßnahmen (58)

Der **Druckschacht** weist eine Länge von 1.135 m, eine Neigung von rund 80%, einen Ausbruchdurchmesser von 4,60 m und einen Panzerungsdurchmesser von 3,80 m auf. Er wurde mit einer offenen Hartgesteins-TBM aufgeföhren und die Ausbrücheibungen wurden, sofern erforderlich, mit Ankern, Baustahlgittern und Spritzbeton gestützt bzw. versiegelt. Nach dem Rückzug der TBM wurde als endgültige Auskleidung eine Stahlpanzerung eingebaut und hinterbetoniert.

Abschließend wurde der Schwindspalt injiziert und der Korrosionsschutz aufgebracht. (58) (59)

5. Zusammenfassung und Tendenz

Die Entwicklung der NATM ist mit einem regelrechten Paradigmenwechsel gleichzusetzen, war doch die gängige Meinung bis zur NATM, dass dem Gebirge selbst überhaupt keine mittragende Wirkung zukommt. Erst nun wurde endlich „mit dem Berg“ statt „gegen den Berg“ gearbeitet. Aus diesem Gedanken heraus entwickelte sich die Anwendung einer passiven Auskleidung, was einerseits den Einsatz finanzieller Mittel bei der Umsetzung von Projekten senken konnte, weil die Betondicke verringert werden konnte, bzw. die Umsetzung mancher Projekte überhaupt erst möglich machte.

Kann dem Berg keine mittragende Wirkung zugesprochen werden, mussten früher Stahlrohre von extremer Dicke verwendet werden, was im Zuge der Stahlknappheit in den 50er Jahren problematisch wurde. Daher entwickelten mehrere Firmen aktiv vorgespannte Betonauskleidungen, welche die eingesetzte Stahlmenge drastisch reduzieren konnten.

Eine weitere Entwicklung, die mit der Stahlknappheit einherging, war die Schaffung einer Möglichkeit, Betonauskleidungen ohne Stahlauskleidung wasserdicht zu bekommen. Dies wurde durch den Einsatz von Kunststofffolien möglich gemacht. Nachteilig bei der Verwendung von PE Folien ist jedoch, dass diese keine Spannungen aufnehmen können und die Bettung unbedingt nachinjiziert werden muss. Der nächste Entwicklungsschritt, nach den PE-Folien, führte zum Einsatz von GFK-Rohren als Dichthaut. Diese sind ein robustes Material, wodurch die Sicherheit vor Steinschlag erhöht ist. Für nähere Informationen hierzu ist das Projekt Feldsee heranzuziehen.

Das Kennlinienverfahren bzw. das weiterentwickelte SEEBER-Diagramm bietet eine schnelle und vor allem praxistaugliche Möglichkeit um die Auskleidung für Stollen festzulegen, ohne komplexe mathematische Lösungen anwenden zu müssen. In Zeiten des verstärkten Einsatzes von und des zum Teil unbedingten Glaubens an die Ergebnisse von FE – Modellen wird sich zeigen, wie lange diese Kunst noch beherrscht werden wird.

Generell lässt sich sagen, dass es meist ökonomische Faktoren sind, die zu Änderungen führen. Dies trifft auch auf die Erforschung und Entwicklung neuer Auskleidungsarten und –verfahren zu. Optimalerweise bieten diese neuen Möglichkeiten auch technische oder anderweitige Vorteile oder sind zumindest gleichwertig. Selbst Ausnahmen, wie die Entwicklung der NATM, welche in der Hauptsache einen technischen Hintergrund aufweisen, durch die manche Projekte aber überhaupt erst realisierbar wurden, weisen am Ende wirtschaftliche Vorteile auf.

Für künftige Forschungsprojekte bietet es sich an, einen genaueren Blick auf die Entwicklungstendenzen im Triebwasserwegsbau zu werfen und zu hinterfragen, welche Auswirkungen diese auf den österreichischen PSW Bau haben werden.

So haben verkürzte Pumpspeicherintervalle eine nicht zu unterschätzende Auswirkung auf das Auskleidungsmaterial, welches dadurch intensiver beansprucht wird. Die Gründe für die zunehmende Verkürzung der Pumpspeicherintervalle sind, wie so oft, ökonomischer Natur. So war es der wirtschaftliche Druck, ausgelöst durch einen stark variierenden Strompreis, der es erforderlich machte, das Pumpspeicherintervall zu verkürzen, um besser auf die geänderten Rahmenbedingungen reagieren zu können.

Auch wird es spannend sein zu beobachten, welche neuen Auskleidungsvarianten generell noch hervorgebracht werden und wodurch diese Entwicklung angestoßen werden wird. Speziell die Frage, welche Rolle GFK-Rohre in künftigen Projekten spielen werden, ist interessant zu erforschen.

Ein ebenfalls sehr interessanter Forschungsbereich liegt in der Entwicklung von Verfahren, welche es erlauben, die mittragende Wirkung des Gebirges noch effizienter zu nutzen. Um dies zu ermöglichen, sind jedoch vorab die bestehenden rechnerischen Modelle zu verbessern bzw. neue Modelle zum Errechnen der Belastungsgrenze des Gebirges zu entwickeln.

Literaturverzeichnis

1. **Richter, W.** 3D-numerische Strömungssimulation von hydraulischen Rückstromdrosseln in Wasserschlässern. Innsbruck : Institut für Infrastruktur, 2010.
2. **Giesecke, E. und Mosonyi, J.** Wasserkraftanlagen - Planung, Bau und Betrieb. Berlin Heidelberg : Springer - Verlag, 2009.
3. **Bollrich, G.** Technische Hydromechanik 1 Grundlagen. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2013.
4. **Zenz, G.** Hydraulik VO - Wasserschloss und Druckstoß. Vorlesung. Graz : TU-Graz, 2014.
5. **Schwaigerer, S. und (Hrsg.).** Rohrleitungen -Theorie und Praxis. Berlin : Springer-Verlag, 1996.
6. **Giesecke, J.** Berechnung des Schwingungsverlaufs in einem Schachtwasserschloss mittels elliptischer Funktionen. s.l. : Ingenieur-Archiv 37, 1968.
7. **Schröder, R. und Zanke, U.** Technische Hydraulik - Kompendium für den Wasserbau. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag , 2003.
8. **Knoblauch, H.** Hydraulik VO - Druckstoß. Graz : TU-Graz, 2012.
9. **Logar, R.** Druckstoß bei plötzlichem Abschluss einer gestuften Rohrleitung. [Hrsg.] Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 44. 1991, Bd. Heft 9.
10. **Broch, E.** Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (Hrsg.): Die Entwicklung von nicht-ausgekleideten Hochdruckstollen und geschlossenen Schwallräumen mit Luftpolster in Norwegen. Salzburg : s.n., 1989.
11. **Giesecke, J.** Dynamische Vorgänge in Rohrleitungssystemen und ihre Auswirkung. Weinheim : Verlag Chemie GmbH, 1984.
12. **Horlacher, H.-B.** Technische Hydromechanik 4 - Hydraulische und numerische Modelle. [Hrsg.] H. Martin und R. Pohl. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2015.
13. **Schleiss, A.** Bemessung von Druckstollen. Teil I. Zürich : Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH, 1985.
14. **Fahlbusch, F.** Determining diameters of power tunnels and pressure shafts. s.l. : Water Power & Dam Construction , 1987.
15. **Kieser, A.** Druckstollenbau. Wien : Springer-Verlag, 1960.

16. **Müller, Walter E.** Druckrohrleitung neuzeitlicher Wasserkraftwerke. Berlin Heidelberg New York : Springer- Verlag.
17. **ÖNORM B 2540.** Bau von Wasser- oder Dampfrohrleitungen für Drücke über 25 bar und Temperaturen über 110 °C oder für Drücke über 0,5 bar und Temperaturen über 350 °C. Wien : Österreichisches Normungsinstitut, 2000.
18. **Horlacher, H.-B. und Helbig, U.** Rohrleitungen 1 - Grundlagen, Rohrwerkstoffe, Komponenten. Berlin : Springer-Verlag, 2016.
19. **Stradtman, F. H.** Stahlrohr-Handbuch. Essen : Vulkan-Verlag, 1982.
20. **ÖNORM EN 640.** Stahlbetondruckrohre und Betondruckrohre mit verteilter Bewehrung, einschließlich Rohrverbindung und Formstücke. Wien : s.n., 1995.
21. **Kiesselbach, G.** GFK- Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen. s.l. : 3R International , 2009.
22. **Fellmoser, P. und Blaß, H. j.** Einsatz von Druckrohrleitung aus Holz. Karlsruhe : Universitätsverlag Karlsruhe, 2006.
23. **Müller, L.** Der Felsbau Bd. 3. Stuttgart : Ferdinand Enke Verlag., 1978.
24. **Seeber, G.** Druckstollen und Druckschächte. Stuttgart; New York : Enke im Thieme-Verl., 1999. Bd. H. 8.
25. **Vigl, A.** Vorlesung Druckstollenbau Modul 3: Principles of Dimensionig. Graz : TU-Graz, 2013.
26. **Schnetzler, H., Vigl, A. und Wannemacher, H.** Kops II Pressure Tunnel - Technical Concept, Geotechnics and Construction.
[https://www.researchgate.net/publication/260540392_Kops_II_Pressure_Tunnel] s.l. : Felsbau, 2017.
27. **Vigl, A.** Honeycomb Segmental Tunnel Linings. s.l. : Felsbau, 2000.
28. **Lauffer, L.** Vorspanninjektion von Druckstollen. s.l. : Der Bauingenieur, 1968.
29. **Wittke, W.** Felsmechanik. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag, 1984.
30. **Matt, P., Thrunherr, F. und Uherkovich, I.** Vorgespannte Druckstollen. Zürich : Schweizerische Bauzeitung, 1996.
31. **Wenzel, K.** Neue Möglichkeiten zur wasserdichten Stollenauskleidung. . s.l. : Schweizer Bauzeitung, 1963.
32. **Nackler, K. und Radončić, N.** Altes Ziel - Neuer Weg: Druckstollenauskleidung - Kunststoffe statt Stahl. TU Graz, Kelag : 11. Symposium Energieinnovation , 2010.

33. **Kastner, H.** Statik des Tunnel- und Stollenbaues. s.l. : Springer, 1971.
34. **Jansen, O. und Schöner, T.** 34. Dresdner Wasserbaukolloquium 2011. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 45. Dresden : TU Dresden, 2011.
35. **Strobl, T. und Zunic, F.** Wasserbau Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen. München : Springer-Verlag , 2006.
36. **Wall, J.** Pumpspeicherkraftwerke - Im Spannungsfeld zwischen der europäischen Wasserrahmenrichtlinie und der Liberalisierung des Strommarktes. Graz : Tu Graz, 2010.
37. **Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft.** Wirkungsgrad im Vergleich. [Online] [Zitat vom: 23. 07 2017.] http://www.alpine-wasserkraft.com/B_WaSWK/Warum_WasserKraft_S20_300FZ.PDF.
38. **Schachner, S.** Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz. Graz : Tu Graz, 2014.
39. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG. Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte des Pumpspeicherwerks Limberg II. Salzburg : Residenz Verlag, 2011.
40. **Rieder, C.** Besonderheiten der exponierten Baustelle. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG. Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte des Pumpspeicherwerks Limberg II. Salzburg : Residenz Verlag , 2011.
41. **Wagner, E.** Das Pumpspeicherwerk LimbergII. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG . Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte des Pumpspeicherwerks Limberg II. Salzburg : Residenz Verlag, 2011.
42. **Steyer, P. und Stering.** Von den Planungen zum Bauprojekt. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG. Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte des Pumpspeicherwerks Limberg II. Salzburg : Residenz Verlag, 2011.
43. **Blauhut, A.** Die geologischen Verhältnisse. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG. Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte des Pumpspeicherwerks Limberg II . Salzburg : Residenz Verlag, 2011.
44. **Steyer, P., Nlauchhut, A. und Kurzthaler.** Der Triebwasserweg. [Buchverf.] VERBUND Hydro Power AG. Das Kraftwerk im Berg - Die Baugeschichte ds Pumpspeicherwerks Limberg II. Salzburg : Residenz Verlag, 2011.

45. **Verlag Kremayr & Scheriau.** Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co KG, 2016.
46. **Larcher, M.** Die Sanierung des Druckstolens. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co KG , 2016.
47. —. Das Pumpspeicherkraftwerk Reißeck II. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Kremayr & Scheriau GmbH & Co. KG., 2016.
48. **Steyer, P.** Reißeck II - die generelle Konzeption des Kraftwerks. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co KG, 2016.
49. **Blauhut, A. und Eichiner, H.** Geologische Rahmenbedingungen. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co. KG, 2016.
50. **Bernahrd, H.** Die Konzeption des Triebwasserwegs. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co KG, 2016.
51. **Rohrmoser, R.** Der Ausbau des Triebwasserwegs 2013. Die Alpenbatterie: Ökostrom aus dem Berg - Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Reißeck II. Wien : Verlag Kremayr & Scheriau GmbH & Co KG, 2016.
52. **Rienössl, K. und Heigerth, G.** Der Druckschacht Häusling - eine wirtschaftliche Lösung für eine Auskleidung mit höherem Innendruck. [Buchverf.] H. Laufer. Druckstollen und Druckschächte - Vorträge zum 38. Salzburger Kolloquium für Geomechanik. Salzburg : Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, 1989.
53. **KELAG-Kärntner.** Pumpspeicherkraftwerk Feldsee - Von der Kunst, ein Kraftwerk zu bauen. Klagenfurt : KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, 2014.
54. **ZEK Wasserkraft.** efg siemax. [Online] [Zitat vom: 25. 08 2018.] http://www.efg.siemax.at/data/download/download_1/46_2009_zek3_KW-Feldsee.pdf.

-
55. **Nackler, K. und Berger, G.** Die Kraftwerksgruppe Fragant im Überblick u. Verzeichnis der wichtigsten Werksdaten des Pumpspeicherkraftwerkes Feldsee mit Planunterlagen. [Buchverf.] KELAG-Kärntner. Pumpspeicherkraftwerk Feldsee - Von der Kunst, ein Kraftwerk zu bauen. Klagenfurt : KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft.
56. **Klima, K.** Geologische Verhältnisse. [Buchverf.] KELAG-Kärntner. Pumpspeicherkraftwerk Feldsee - Von der Kunst, ein Kraftwerk zu bauen. Klagenfurt : KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, 2014.
57. **Binder, J., et al., et al.** Vortrieb und Auskleidung des Schrägstollen . [Buchverf.] KELAG-Kärntner. Pumpspeicherkraftwerk Feldsee - Von der Kunst, ein Kraftwerk zu bauen. Klagenfurt : KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft.
58. **Vigl, A. und Barwart, C.** Triebwasserstollen Kopswerk II - geomechanische und bautechnische Planung. Berlin : Geomechics and Tunnelling, 2011.
59. **Schnitzer, H. und Gerstner, R.** Triebwasserstollen Kopswerk II - Bauarbeiten Druckstollen und Nebenanlagen. Berlin : Geomechanics and Tunnelling, 2011.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 Schwingungssysteme im Triebwasserweg (1)	4
Abbildung 2 Prinzip der Energieumwandlung (geschlossene Leitung zwischen den Punkten 0 und 3) (2)	5
Abbildung 3 Rohrreibungsbeiwert λ , abhängig von der Re-Zahl und der relativen Rauheit k/d (Diagramm von Moody) (3)	7
Abbildung 4 Verlustbeiwert ξ sowie Verlauf von Energie und Piezometerlinie an einer örtlichen Störung (3)	9
Abbildung 5 Einfaches Schachtwasserschloss (2)	10
Abbildung 6 Druckwellengeschwindigkeit a in Wasserrohrleitung aus unterschiedlichen Materialien (3)	15
Abbildung 7 Zeitlicher Druckverlauf eines Joukowsky-Stoßes (2)	17
Abbildung 8 Druckstoßverläufe in Folge unterschiedlicher Schließzeiten (2) ...	18
Abbildung 9 Maximale dimensionlose Druckhöhe h vor dem Verschlussorgan in Abhängigkeit von der Schieberschließzeit T_S für verschiedene Parameterav0 bei reibungsfreier Strömung nach HORLACHER (2)	19
Abbildung 10 Verlauf der größten dimensionslosen Druckhöhe h vor dem Leitrohrschieber in Abhängigkeit von Schließzeit T_s bei reibungsbehafteter Strömung (11)	19
Abbildung 11 Verschiedene Möglichkeiten für die vertikale Linienführung des Triebwassersystems einer Hochdruckanlage (13)	23
Abbildung 12 Offen verlegte Druckleitungen zum Kraftwerk Riddes der Mauvoisin S.A., Wallis (16)	27
Abbildung 13 Stopfbuchsenverbindung (5)	29
Abbildung 14 Flanschverbindungen mit verschiedener Dichtungsausführung (5)	29
Abbildung 15 TYTON-Muffenverbindung (5)	30
Abbildung 16 Schraubmuffenverbindung (5)	30

Abbildung 17 Bewehrung von Stahlbeton-Druckrohren a einlagig gewickelt, b einlagig übereinander gewickelt, c zweilagig konzentrisch gewickelt, d zweilagig oval gewickelt (5)	33
Abbildung 18 Verbindung von Spannbetonrohren (System Dywidag-Sentab) mit Rollgummidichtung (5).....	34
Abbildung 19 Wandaufbau eines geschleuderten GFK Rohres (18).....	35
Abbildung 20 Doppelmuffen-Kupplung (2)	36
Abbildung 21 Montagekupplung (2)	36
Abbildung 22 Druckrohrleitung aus Holz (22).....	37
Abbildung 23 Detail Nut- und Federverbindungen (22).....	38
Abbildung 24 Mögliche Ausführungen des Kraftabstieges	39
Abbildung 25 Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler für unterschiedliche Auskleidungsarten (25).....	41
Abbildung 26 Schematischer Höhenplan und Einsatzbereich der Auskleidungssysteme für den Triebwasserweg eines Hochdruckkraftwerkes (24)	41
Abbildung 27 Definitionsskizze zur Daumenregel (10).....	42
Abbildung 28 Bettung der Segmentauskleidung und Gebirgsinjektion (27)	44
Abbildung 29 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach KIESER (15)	45
Abbildung 30 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach TIWAG (28).....	46
Abbildung 31 Verfahren zur Vorspannung von Stollenauskleidungen nach WITTKE (29).....	46
Abbildung 32 Aktive Vorspannung nach Dyckerhoff & Widmann (30).....	47
Abbildung 33 Aktive Vorspannung nach System VSL: Stollenquerschnitt mit Spannglied (13)	48
Abbildung 34 Aktive Vorspannung nach System VSL: Zwischenverankerung und schematische Darstellung des Spannungsvorganges (13).....	48

Abbildung 35 Vorgespannte Betonauskleidung mit Kunststoff-Dichtfolie (24)..	50
Abbildung 36 Kraftwerk Amlach, TIWAG: Druckschacht; Regelprofil mit dünnwandiger Panzerung und vorgespanntem Betoninnenring, Fertigteilrohr (24)	51
Abbildung 37 zeigt die dynamischen. und statischen Drucklinien eines Triebwasserweges	56
Abbildung 38 Wechselwirkung zwischen Deformationen und Durchströmungen von Fels (13).....	58
Abbildung 39 Prinzipielle Funktionsweise des grafischen Bemessungsverfahrens. (24).....	59
Abbildung 40 Aufteilung des Innendruckes entsprechend den Arbeitslinien von Betonsauskleidung und Gebirge, ohne Spalt. (24)	60
Abbildung 41 Der Innendruck wird näherungsweise in die Kontaktfuge verschoben	61
Abbildung 42 Bemessungsdiagramm für vorgespannte Betondruckstollen (24)	62
Abbildung 43 Grafisches Bemessungsverfahren für passiv vorgespannte Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung (24)	62
Abbildung 44 Pumpspeicherkraftwerke in Österreich (34)	65
Abbildung 45 Prinzipskizze eines Pumpspeicherkraftwerks mit wechselndem Pump- und Turbinenbetrieb (35).....	66
Abbildung 46 Wirkungsgrade im Vergleich (37)	68
Abbildung 47 Überschlägige Wirkungsgrade und Verluste einer Pumpspeicheranlage (2).....	69
Abbildung 48 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (39).....	72
Abbildung 49 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (43).....	74
Abbildung 50 Geologisch-geotechnischer Längenschnitt Triebwasserweg (43)	75
Abbildung 51 Übersichtskarte vom Triebwasserweg (37)	76

Abbildung 52 Längsschnitt Triebwasserstollen und Druckschacht (37)	77
Abbildung 53 Längsschnitt Projekt PSW Limberg II (37).....	81
Abbildung 54 Lageübersicht Reißeck II (45)	82
Abbildung 55 Geologischer Übersichtsplan des Projektgebiets (45).....	84
Abbildung 56 Geologischer Schnitt, Druckschacht und Stollen (45)	85
Abbildung 57 Die Anordnung der Gesamtanlage von Reißeck II im Berg Längsschnitt des Triebwasserwegs in schematischer Darstellung (45).....	86
Abbildung 58 Tunnelblick: Herstellungsarbeiten der Innenschale im Druckstollen (45)	88
Abbildung 59 Die Spritzbetonarbeiten im Druckstollen konnten durch.....	89
Abbildung 60 fertige Spritzbetonschale (45)	89
Abbildung 61 Kraftwerksgruppe Zemm - Ziller, Lageübersicht (52)	90
Abbildung 62 Druckschacht Häusling, Längsschnitt und Regel – Querschnitte (52)	91
Abbildung 62 Rohr-Montage im oberen Schacht-Abschnitt (52)	94
Abbildung 64 Rohr vor dem Transport zur Montage (52).....	94
Abbildung 65 Schrägschacht-Längsschnitt, Detail mit Injiziereinrichtung (52) .	95
Abbildung 66 Schrägschacht, Ergebnisse der Vorspann- und der Gebirgsinjektion (52).....	96
Abbildung 67 Schema Kraftwerksgruppe Fragant (53)	98
Abbildung 68 Der Druckschacht vom PSW - Feldsee im Längenschnitt (53)...	99
Abbildung 69 Geologischer Schnitt, Druckschacht und Stollen (53)	100
Abbildung 70 Aufweitung des Schachtes – Bohrkopf (53)	103
Abbildung 71 Aufweitung des Schachtes mittels Raising (53)	103
Abbildung 72 Auskleidung Lotschacht (53)	104
Abbildung 73 Regelschnitt Betonauskleidung (53).....	106
Abbildung 74 Schalwagen (53)	107

Abbildung 75 Betonpumpe vor Abschaltung (53).....	107
Abbildung 76 GFK - Rohre mit Betoninnenring Auskleidung – Schrägstollen (53)	108
Abbildung 77 GFK - Rohr mit Transportwagen (53).....	109
Abbildung 78 Stahlrohr mit Betoninnenring (53).....	110
Abbildung 79 GFK - Auskleidung Unterwasserstollen (53)	111
Abbildung 80 Dimensionierung der Stollenauskleidung mittels SEEBER - Diagramm	113
Abbildung 81 Anlageübersicht Kopswerk II (58).....	116
Abbildung 82 Geologischer Schnitt: Einlaufstollen Sperrkammer und Entlastungsanlagen (58).....	117
Abbildung 83 Geologischer Schnitt entlang des Triebwasserstollens (58).....	118
Abbildung 84 Regelquerschnitte für offene- und DS-TBM als Grundlage der Evaluierung.....	121
Abbildung 85 Hexagonales Volltübblingsystem (58).....	121
Abbildung 86 Regelquerschnitt Entlastungsschacht mit Injektionsmaßnahmen (58)	123

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Elastizitätsmodul ER verschiedener Materialien (3)	15
Tabelle 2 Systematik der Korrosionsschutzmaßnahmen (19)	31