Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria

Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Band: 91 (1999)

Heft: 7-8

Artikel: Wasserkraftanlage Samanalawewa, Sri Lanka : Erfahrungen bei der Auskleidung des Druckstollens

Autor: Minor, Hans-Erwin / Molinari, Peter / Öhmichen, Volker

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-940060

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 23.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Wasserkraftanlage Samanalawewa, Sri Lanka – Erfahrungen bei der Auskleidung des Druckstollens

Hans-Erwin Minor, Peter Molinari, Volker Öhmichen

Zusammenfassung

In einem ersten Beitrag (wel, Heft 3/4 1994) wurden die Schwierigkeiten beim Ausbruch des 5,5 km langen Druckstollens für die Wasserkraftanlage Samanalawewa in Sri Lanka beschrieben.

Die bis zum Durchbruch akkumulierten 9,7 Monate Verzögerung auf das Bauprogramm konnten bis zum Beginn der Stollenauskleidung auf 5,5 Monate reduziert werden. Wegen der beim Ausbruch angetroffenen geologischen Bedingungen musste die ursprünglich unarmiert vorgesehene Tunnelauskleidung auf 27,5 % ihrer Länge armiert werden. Als Folge dieser Änderung hätten bis zur Fertigstellung weitere 3 bis 7 Monate Verspätung in Kauf genommen werden müssen.

Ein wichtiger Aspekt war auch während dieser Arbeitsphase die Fassung, Ableitung und schliesslich Verpressung des konstant anfallenden Gebirgswassers.

Im Bestreben, die erwartete Gesamtverzögerung von 8,5 bis 12,5 Monaten zu vermeiden, wurden in enger Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Ingenieur und Unternehmer Designdetails sowie mögliche Ausführungsmethoden auf dieses Ziel hin ausgerichtet. Durch die Verwendung einer 72 m langen Teleskopschalung mit kontinuierlichem Betoneinbau mit Spitzenleistungen bis zu 79,3 m Auskleidung pro Tag konnte der Stollen schliesslich fristgerecht fertiggestellt werden.

Résumé

Dans un premier article (eau, énergie, air, no 3/4 1994), les problèmes survenus pendant l'excavation du tunnel, long de 5,5 km, pour l'aménagement hydroélectrique de Samanalawewa au Sri Lanka, ont été décrits.

Le retard de 9,7 mois, accumulé jusqu'au percement du tunnel, a pu être réduit à 5,5 mois par des mesures adéquates avant le commencement des travaux de revêtement du tunnel. Dû aux conditions géologiques rencontrées pendant l'excavation, le revêtement du tunnel, prévu initialement sans armature, a dû être armé sur 27,5 % de sa longueur. Comme résultat de ce changement imprévu, on aurait dû s'attendre à un retard additionnel de 3 à 7 mois jusqu'à la fin des travaux.

Un aspect principal pendant cette phase de travail était aussi le captage, la dérivation et finalement l'injection des sources d'eau multiples.

Afin d'éviter un retard total de 8,5 à 12,5 mois, les détails de la construction ainsi que les méthodes de travail ont été adaptés à ce but, avec une coopération intense entre le client, l'ingénieur et l'entreprise. L'utilisation d'un coffrage téléscopique de 72 m de long, permettant le bétonnage continu avec des rendements de pointe de 79,3 m de revêtement de tunnel par jour, a enfin permis de terminer le tunnel à la date prévue.

Summary

In a first article (wel, no 3/4 1994) the problems during the excavation of the 5.5 km long pressure tunnel for the Samanalawewa hydropower project in Sri Lanka have been described.

The delay of 9.7 months, which was accumulated until the break through, could be reduced to 5.5 months until the start of the tunnel lining, by taking adequate measures. In consideration of the geological conditions encountered during the excavation, the originally foreseen unreinforced tunnel lining had to be reinforced over 27.5 % of its length. Due to this unforeseen change, a further delay of 3 to 7 months until the completion of the tunnel had to be expected.

A major aspect during this work phase was also the tapping, leading away and eventually injection of the various water sources.

With the aim to avoid a total expectable delay of 8.5 to 12.5 months, design details and construction methods were adapted to this target in a close cooperation between the Client, the Engineer and the Contractor. The utilisation of a 72 m long telescopic shutter, allowing continuous concrete placing with peak outputs of 79.3 m lining per day, eventually lead to the timely completion of the tunnel.

1. Einleitung

Wie im vorgängigen Artikel [1] berichtet, führten die Schwierigkeiten beim Ausbruch des Druckstollens für die Wasserkraftanlage Samanalawewa in Sri Lanka zu einer Verzögerung von beinahe 10 Monaten, welche jedoch durch geeignete Massnahmen bis zum Beginn der Auskleidungsarbeiten auf 5,5 Monate reduziert werden konnten.

Da sich zu jenem Zeitpunkt der Bau des Druckstollens auf dem kritischen Weg zu einer programmgemässen Inbetriebnahme der Anlage befand, war es unerlässlich, den Stollen termingerecht fertigzustellen. Die verbleibende Verspätung musste deshalb während der für die Auskleidungs- und Injektionsarbeiten vorgesehenen Zeit aufgeholt werden.

Die gesamte, vertraglich vorgesehene Zeit für die mit zwei 20 m langen, fixen Schalungen durchzuführenden Auskleidungsarbeiten sowie für Injektionen betrug 13 Monate. Wegen der ursprünglich nicht vorgesehenen Armierung der Tunnelauskleidung über weite Strecken wurden weitere Verzögerungen in der Grössenordnung von 3 bis 7 Monaten erwartet. Es mussten somit 8,5 bis 12,5 Monate während der Auskleidungs- und Injektionsarbeiten eingespart werden.

Zu diesem Zwecke einigte man sich mit dem Unternehmer auf einen kontinuierlichen Betoneinbau unter Verwendung einer 72 m langen Teleskopschalung.

Die Auskleidungsarbeiten im Druckstollen begannen im Juni 1990 und wurden termingerecht im April 1991 abgeschlossen.

2. Konzept der Stollenauskleidung

Der Ausbruchquerschnitt des Stollens war für eine unarmierte Betonauskleidung mit einem lichten Durchmesser von 4,5 m und einer Stärke von 0,35 m ausgelegt. Nur die letzten, unterhalb des Wasserschlosses gelegenen und dem Druckstoss ausgesetzten 160 m der Tunnelauskleidung, mit weniger als 80 m Überdeckung, waren mit Stahlpanzerung vorgesehen.

Die während des Ausbruchs angetroffenen ungünstigen geologischen Verhältnisse führten schon früh zu einer grundlegenden Revision der ursprünglich vom Bauunternehmer vorgesehenen Stollenauskleidung.

Mitte 1989 wurden deshalb in ausgewählten Strecken des bereits ausgehobenen

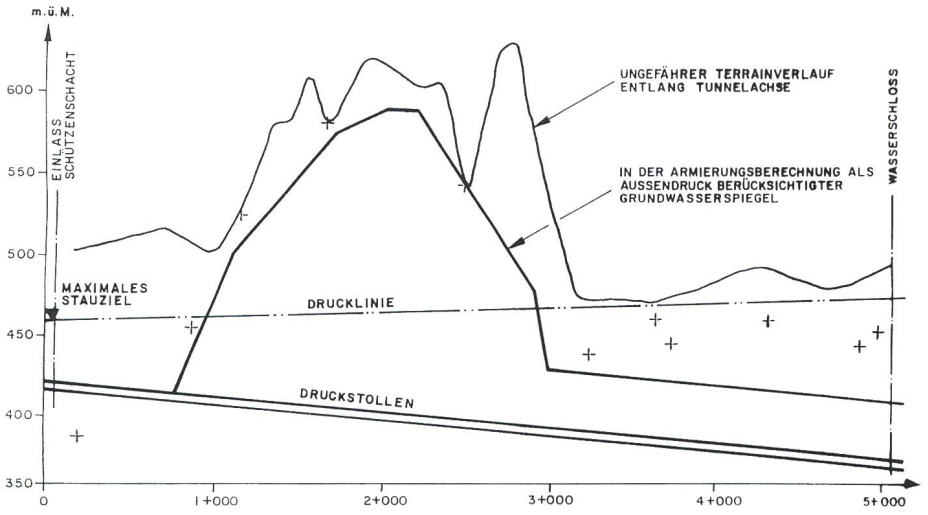

Bild 1. Grundwasserspiegel entlang des Stollentrassees.

Stollens mikroseismische Untersuchungen durchgeführt. Die Interpretation der entsprechenden Resultate führte zu Felsmoduli zwischen 0,05 bis 30 GPa, welche der Berechnung der Stollenauskleidung zugrunde gelegt wurden. In den ungünstigen Strecken war eine Stahlpanzerung nur zu vermeiden, wenn zweifelsfrei nachgewiesen werden konnte, dass sich der hohe Grundwasserspiegel wieder aufbauen würde.

Tatsächlich erlaubte die Voraussage einer weitgehenden Regeneration des Grundwasserspiegels die Inrechnungstellung von äusseren hydrostatischen Drücken von bis zu 1,7 bar, welche zu einer stark reduzierten Innendruckbelastung führte (Bild 1). Dass die Voraussagen bezüglich der Wiederherstellung des ursprünglichen Grundwasserspiegels tatsächlich eingetroffen sind, wurde bereits [1] beschrieben (Bild 8).

Der Einbezug dieser externen Wasserdrücke in die statische Berechnung der Stollenauskleidung ermöglichte es, die schwerste notwendige Armierung auf Durchmesser 32 mm radial im Abstand von 150 mm, kombiniert mit 25 mm längs im Abstand von ca. 315 mm zu beschränken. Von der gesamten, ursprünglich nicht armiert vorgesehenen Stollenauskleidung mussten schliesslich 27,5 % der Länge oder 1470 m armiert werden. Die Verteilung der verschiedenen Armierungstypen ist aus Tabelle 1 ersichtlich.

Die Anordnung der Kreisarmierung, wie im Bild 2 dargestellt, erlaubte dem Unternehmer, mit möglichst wenig Schnittabfall die Firstbögen vorgängig zu installieren. Die Firstarmierung in den meisten zu armierenden Strecken war denn auch bereits vor dem Durchstich fertig montiert, während die beiden Ergänzungsstähle in der Sohle jeweils erst unmittelbar vor dem Einbringen des Betons, d.h. ca. 20 m vor der Schalung eingebaut wurden (Bild 6).

Tabelle 1. Verteilung der Armierung in der Stollenauskleidung.

POSITION			KREISARMIERUNG				LAENGSARMIERUNG		
STATION		LAENGE	D	a	Anzahl Ringe		Gesamt-	Standard	Ergänzungs-
von	bis	(m)	(mm)	(mm)	D 25	D 32	länge	Längen(6 m)	stücke
535	582	47	25	250	189		47	8	1 x 6.5 m
644	678	34	25	200	170				
679	726	47	32	220		219			
726	812	86	25	180	478				
812	834	22	25	250	87		286	55	1 x 5.0 m
834	877	43	32	260		166			
877	930	53	32	200		266			
949	960	11	25	200	55				
960	1,046	86	32	260		332	139	27	-
1,046	1,088	42	25	250	168				
3,034	3,049	15	32	260		59			
3,049	3,087	38	25	250	152		53	9	1 x 7.0 m
3,146	3,157	11	25	220	51		11	2	-
3,193	3,231	38	25	180	213		38	6	1 x 7.5 m
3,280	3,312	32	32	260		125			
3,312	3,381	69	25	250	275		123	23	1 x 5.5 m
3,381	3,403	22	32	200		111			
3,496	3,567	71	32	180		396			
3,567	3,575	8	32	220		36			
3,575	3,593	18	25	250	71				
3,593	3,615	22	32	250		89			
3,615	3,636	21	32	200		105	199	38	1 x 4.5 m
3,636	3,649	13	25	180	72				
3,649	3,680	31	32	220		141			
3,680	3,695	15	32	200		75			
3,860	4,046	186	32	180		1034			
4,046	4,053	7	32	250		28	193	37	1 x 5.0 m
4,071	4,078	7	32	260		27			
4,078	4,099	21	32	180		118	28	5	1 x 3.0 m
4,117	4,132	15	32	160		95	15	2	1 x 5.0 m
4,177	4,274	97	32	160		608	97	18	1 x 7.5 m
4,517	4,581	64	25	200	321				
4,581	4,601	20	25	250	79				
4,601	4,624	23	32	220		106	119	22	1 x 6.5 m
4,624	4,636	12	25	220	54				
4,687	4,698	11	25	250	44				
4,698	4,757	59	32	160		369			
4,757	4,776	19	32	150		128	127	24	1 x 4.5 m
4,776	4,798	22	32	200		110			
4,798	4,814	16	32	260		62			
TOTAL		1,469			2,479	4,805		276	

3. Wasserhaltung

Die im vorgängigen Artikel erwähnten Wassereintritte brachten auch während der Auskleidungsarbeiten konstant ca. 250 l/s am Auslaufportal und bedurften ganz besonderer Aufmerksamkeit in dieser Phase der Arbeiten.

Bis auf eine Quelle im Ulmen-Sohlenbereich bei Station 3+684, mit einer kontinuierlichen Schüttung von ca. 110 l/s, waren die Wassereintritte grossflächig auf einzelne Strecken des Stollens verteilt. Generell wurde das Wasser mit PVC-Schläuchen oder -Halbschalen in die Rigolen abgeleitet. Wo das Bergwasser konzentriert auftrat, z. B. bei Entlastungsbohrungen im Spritzbeton, Vorausbohrungen oder einzelnen Klüften, wurde das Wasser punktuell gefasst und mit PVC-Schläuchen abgeleitet. Bei flächenhaften Eintritten verlegte man Halbschalen fischgrätenartig oder befestigte PVC-Folien zusammen mit feingliedrigem Maschendraht auf den nassen Oberflächen, dichtete die Ränder mit schnell abbindendem Mörtel ab und führte das so gesammelte Wasser am tiefsten Punkt mit Schläuchen zu den Rigolen ab.

Um einen für die frische Auskleidung schädlichen Aussendruckanstieg während der Betonierarbeiten zu vermeiden, musste die Drainage des Gebirges ständig gewährleistet sein. Zu diesem Zweck wurden die Rigolen mit vorfabrizierten, bewehrten Betonplatten nach jeweiliger abschnittsweiser Reinigung abgedeckt. Die Fugen zwischen den Platten wurden mit schnellbindendem Mörtel abgedichtet, so dass kein Beton in die Rigolen dringen konnte. Alle ca. 50 m war für das spätere Verpressen der Rigolen ein Stollenanschluss eingebaut (Bild 3).

4. Betonierarbeiten

4.1 Betonrezeptur und Qualität

Der bei der Stollenauskleidung zur Anwendung gelangende Beton hatte verschiedene,

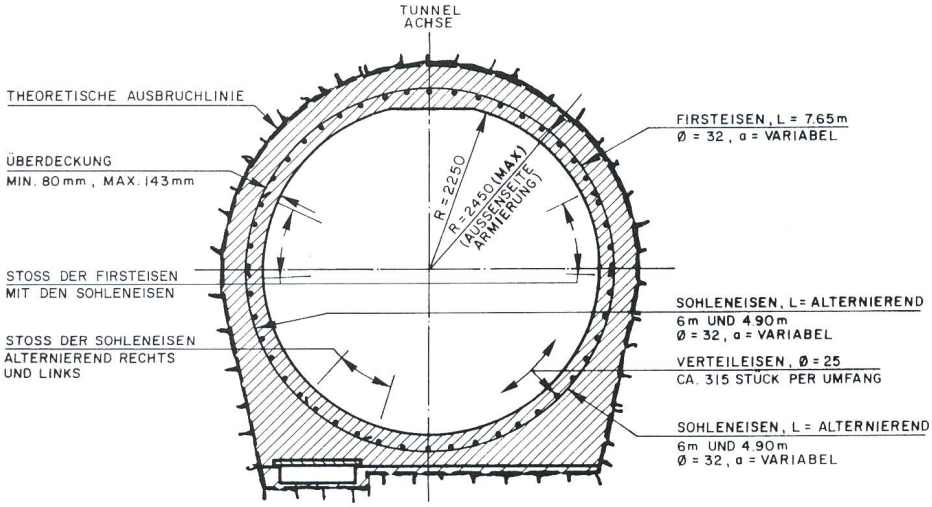

Bild 2. Typische Anordnung der Armierung für ∅ = 32 mm radial.

zum Teil widersprüchliche Bedingungen zu erfüllen:

- Der Beton musste leicht verarbeitbar und relativ flüssig sein, um das Einbringen zu erleichtern und eine zufriedenstellende Verdichtung in dem engen Raum zwischen Schalung und Fels zu gewährleisten.
- Mit der gegebenen Länge der Teleskopschalung und um eine möglichst kurze Schalungszeit zu erlauben, musste der Beton genügend steif sein, um eine Böschung von ca. 1:4 im frisch eingebrachten Beton zu erreichen.
- Zur Vermeidung von Temperaturrissen als Folge von zu hoher Hydratationswärme und steilen Temperaturgradienten während des Abbindeprozesses in der frischen Schale wurde die maximale Kerntemperatur auf 50 °C und die maximal zulässige Temperaturdifferenz zwischen zwei beliebigen Punkten in der Wandung auf 10 °C limitiert.
- Die angestrebte möglichst kurze Schalungszeit verlangte nach einem schnellen Abbindeprozess, um früh relativ hohe Druckfestigkeiten zu erreichen.

Noch während des Stollenaushubs wurde mit intensiven Labortests mit Zementtypen verschiedener Qualität und Herkunft begonnen. Insbesondere normale Portland-Zemente und Niedrigtemperaturzemente aus Indonesien, Kenia, Saudi-Arabien und Singapur mit variierenden Zuschlägen von Flugasche oder Schlacke wurden untersucht.

Der Konflikt zwischen relativ «kühlen» Zementen mit niedrigen Initialfestigkeiten und der erhöhten Abbindetemperatur von normalen und schneller bindenden Portland-Zementen bestätigte sich in diesen Versuchen. Weitere Versuche mit normalen Portland-Zementen und mit künstlicher Kühlung (Eis) unter simulierten Tunnelbedingungen zeigten, dass die an die Temperaturverläufe gestellten Bedingungen eingehalten werden konnten, wenn die Einbringtemperatur des Frischbetons unter 25 °C blieb. Die hohe Umgebungstemperatur von 25 bis 30 °C erleichterte die Einhaltung der vorgegebenen maximalen Temperaturdifferenz in der Wandung. Die Bedingung der Einbringtemperatur, zusammen mit der grossen anfänglichen Transportdistanz von über 5 km zwischen der Mischanlage und dem Einbringort, verlangte Mischtemperaturen von unter 18 °C, was mit dem Beimischen von 40 kg Eissplittern pro m^3 erreicht wurde.

Die schliesslich gewählte Mischung mit den folgenden Anteilen erfüllte alle Bedingungen optimal:

Portland-Zement:		350 kg
(Herkunft: Semen Andalas, Indonesien)		
Wasser:		175 kg
(davon 40 kg Eis)		
Sand:		735 kg
Kies	37,5 mm:	395 kg
	20,0 mm:	425 kg
	10,0 mm:	370 kg
Zusatz:	4,50 ml «Cormix P4» Betonverflüssiger	
Setzmass:	120 mm	
bis maximal	180 mm	

Um eine erhöhte Verarbeitbarkeit in stark bewehrten Abschnitten zu erreichen, wo die Armierung den ohnehin engen Raum zwischen Fels und Schalung zusätzlich einschränkte und den Einsatz von Innenrüttlern praktisch unmöglich machte, wurde für diese Strecken das Grösstkorn auf 20 mm begrenzt.

Mit diesen Mischungen wurde je nach den Witterungsbedingungen eine durchschnittliche Mischtemperatur von 19 °C und eine durchschnittliche Einbringtemperatur von 22,7 °C erreicht. Die Temperaturentwicklung im frisch eingebrachten Beton wurde in verschiedenen Abschnitten mit Hilfe von Thermoelementen an drei Stellen im Wandquerschnitt beobachtet. Ein typischer Temperaturverlauf ist im Bild 4 dargestellt.

In Bild 5 ist der maximale Temperaturanstieg infolge des Abbindeprozesses (DT) in Funktion der Betonstärke am Messpunkt aufgezeichnet. Man erkennt, dass zwischen den beiden Werten eine beinahe lineare Beziehung besteht.

Die 28-Tage-Zylinderdruckfestigkeiten erreichten mit den genannten Mischungen durchschnittlich 41 N/mm^2 mit Spitzen von bis 55 N/mm^2 und unterschritten in keinem Falle die spezifizierte Mindestdruckfestigkeit von 30 N/mm^2.

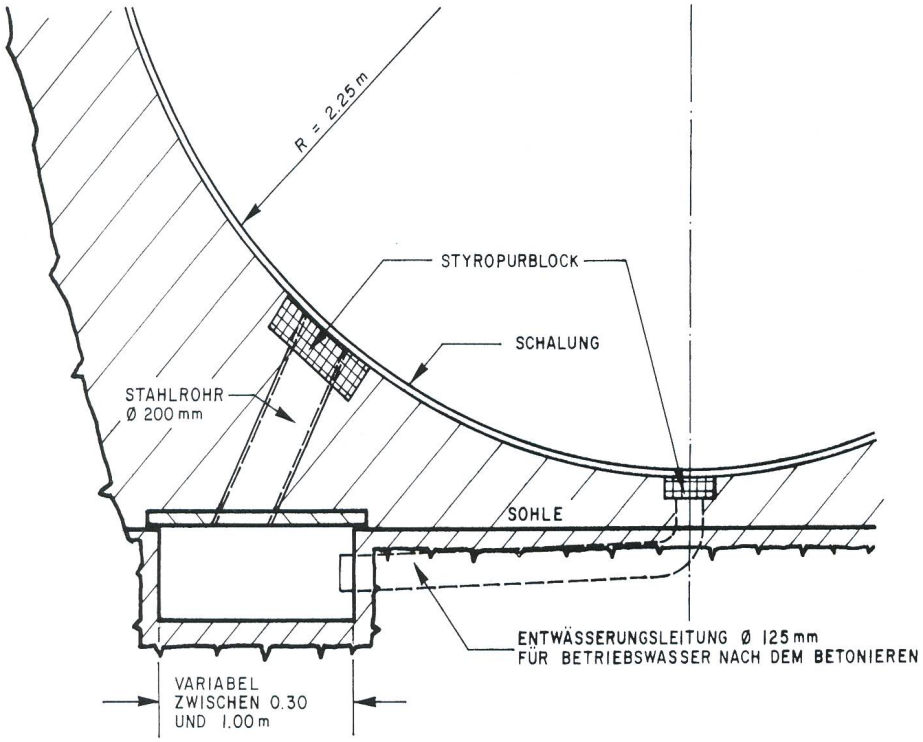

Bild 3. Schnitt durch Stollenrigolen, Anschluss für späteres Verpressen der Rigolen.

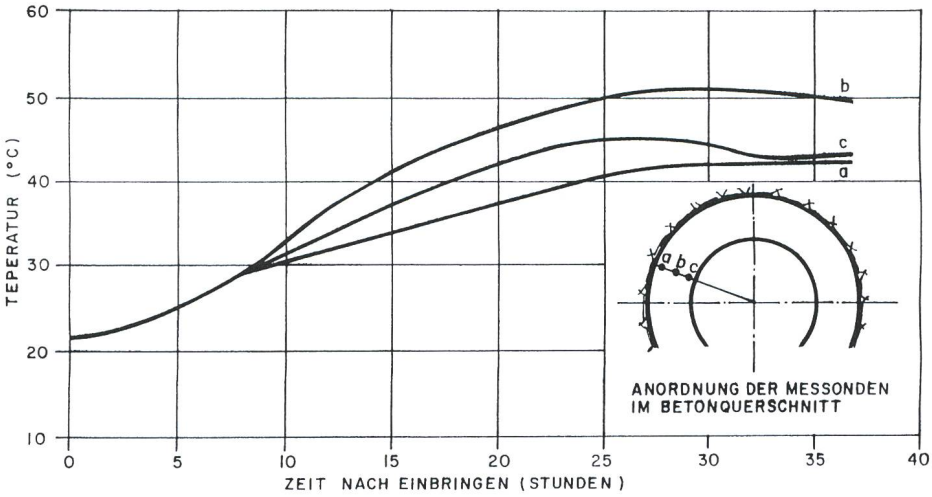

Bild 4. Typischer Temperaturverlauf im frisch eingebrachten Beton.

Querrisse in der fertigen Auskleidung traten in einem durchschnittlichen Abstand von 8,60 m vorwiegend in den unbewehrten Abschnitten auf. Ein stark bewehrtes Teilstück von 132 m Länge zeigte gar keine Risse. Ausschliesslich in unbewehrten Strecken entstanden z.T. auch Längsrisse (total 73) mit Längen zwischen 1,4 m und 21 m. Die Rissbreiten an der Oberfläche variierten zwischen 0,1 mm und 1,35 mm. Die Tatsache, dass nach dem Abschluss der Injektionen und bei einem bis auf ca. 40 m über der Tunnelsohle regenerierten Grundwasserspiegel der Wassereintritt auf der gesamten Tunnellänge bloss noch 12 l/s betrug, ist ein Hinweis auf die gute Qualität der Auskleidung (Tabelle 2).

Tabelle 2. Rissverteilung in der Stollenauskleidung.

Station		Armierung		Rissverteilung					Rissweite
				Quer			Längs		
von	bis	D (mm)	a (mm)	Anzahl	Max. Länge (m)	Durchschnittlicher Abstand (m)	Anzahl	Max. Länge (m)	(mm)
0	70	Einlaufbauwerk			nicht aufgenommen				
70	380	-	-	42	14.14	10.30	3	20.0	0.3-1.35
		Beginn der kontinuierlichen Betoneinbringung							
380	535	-	-	15	14.14	10.30	2	20.0	0.3-1.35
535	582	25	250	9	9.50	5.22	-	-	0.15-0.65
582	644	-	-	10	14.14	6.20	-	-	0.25-1.3
644	930	25/32	180/260	18	10.00	15.89	-	-	0.15-0.45
930	949	-	-	2	14.14	9.50	-	-	1.0-1.05
949	1088	25/32	200/260	2	8.00	132.00	-	-	0.5
1088	3034	-	-	242	29.50	8.42	31	21.0	0.1-1.2
3034	3087	25/32	250/260	7	7.30	7.57	-	-	0.6-0.85
3087	3146	-	-	5	14.14	11.80	2	6.0	0.6-0.9
3146	3157	25	220	-	-	-	-	-	-
3157	3193	-	-	3	14.14	12.00	1	1.4	0.85-1.1
3193	3231	25	180	4	7.50	9.50	-	-	0.65-0.9
3231	3280	-	-	8	14.14	6.13	3	9.0	0.65-0.95
3280	3403	25/32	200/260	16	14.14	7.69	-	-	0.65-0.85
3403	3496	-	-	6	14.14	15.50	2	4.0	0.85-1.1
3496	3695	25/32	180/250	15	10.00	13.27	-	-	0.65-0.95
3695	3860	-	-	21	14.14	7.86	6	4.5	0.6-1.1
3860	4053	32	180/250	24	14.14	8.77	-	-	0.65-0.9
4053	4071	-	-	4	14.14	4.50	-	-	0.8-1.0
4071	4099	32	180/260	3	3.00	9.33	-	-	0.65-0.75
4099	4117	-	-	3	8.80	6.00	1	8.0	0.8-0.95
4117	4274	32	160	10	14.14	17.44	-	-	0.65-1.1
4274	4517	-	-	25	14.14	9.72	-	-	0.75-0.85
4517	4636	25/32	200/250	8	14.14	17.00	-	-	0.7-0.85
4636	4687	-	-	5	14.14	10.20	-	-	0.75-0.95
4687	4814	25/32	150/260	11	14.14	11.55	-	-	0.7-1.1
4814	5050	-	-	26	14.14	9.08	1	2.0	0.7-1.0
		Ende der kontinuierlichen Betoneinbringung							
5050	5194	-	-	10	10.80	14.40	21	13.0	k.A.
		Beginn der Stahlpanzerung							
Unarmierte Strecken:						8.44			
Armierte Strecken:						11.97			

4.2 Betonzubereitung, Transport und Einbringung

Eine Betonmischanlage (90 m³/h), zwei Zementsilos à 300 und 400 Tonnen und zwei Eisanlagen mit je 30 t/h Kapazität wurden speziell für die Tunnelauskleidung über dem Fensterstollenportal an der Auslaufseite installiert. Die anfänglich sieben Betontransporteinheiten, je bestehend aus einer 25-t-Diesel- oder -Batterielok, zwei 4-m³-Transportmischern und einem Personen- und Materialwagen, fuhren zum Beladen direkt unter die Betonmischanlage. Das Entladen in das Nachmischsilo am Ende des Betonierzuges geschah gleichzeitig von beiden Transportmischern, direkt und über ein Förderband (Bild 6).

Zu Beginn der Betonierarbeiten, als die Transportstrecke ca. 5000 m betrug, stand jeweils je eine Transporteinheit auf der mobilen und den vier stationären Kreuzungsstellen im Tunnel, während je eine Einheit beim Beladen und Ausladen war. Um den vollen Einheiten eine möglichst schnelle Durchfahrt bis zum Einbringort zu gewährleisten, warteten die leeren Züge bei der Rückfahrt zur Mischanlage auf den Kreuzungen auf den jeweils nächsten vollen Transport. Auf diese Weise konnten die Transportzeiten zwischen dem Mischen des Betons und dem Einbringen auf maximal 15 Minuten beschränkt werden.

Vor dem Beladen der Pumpe wurde der Beton im mobilen Silo nachgemischt. Durch die bis 36 m in die Schalung und 3 bis 5 m in den frischen Beton reichende Pumpenleitung gelangte der Beton über die Krone hinter die Schalung. Sobald die Differenz zwischen dem Austrittsdruck am Ende der Leitung und dem Pumpendruck ausreichte, schob dieser den gesamten, auf Schienen montierten Betonierzug so weit zurück, bis Druckausgleich stattfand. Um grössere Überprofile in der Firste zu verfüllen, musste der Betonzug vorübergehend arretiert werden.

Wo der begrenzte Raum zwischen der Schalung oder der Armierung und dem Fels es erlaubte, waren beidseitig 3 bis 4 Mann mit Innenrüttlern plaziert. Vor allem in bewehrten Abschnitten musste diese Arbeit zum Teil durch die Schalungsfenster ausgeführt werden. Trotz dem zusätzlichen Einsatz von Schalungsrüttlern in den unteren zwei Dritteln der Schalung ist es nicht gelungen,

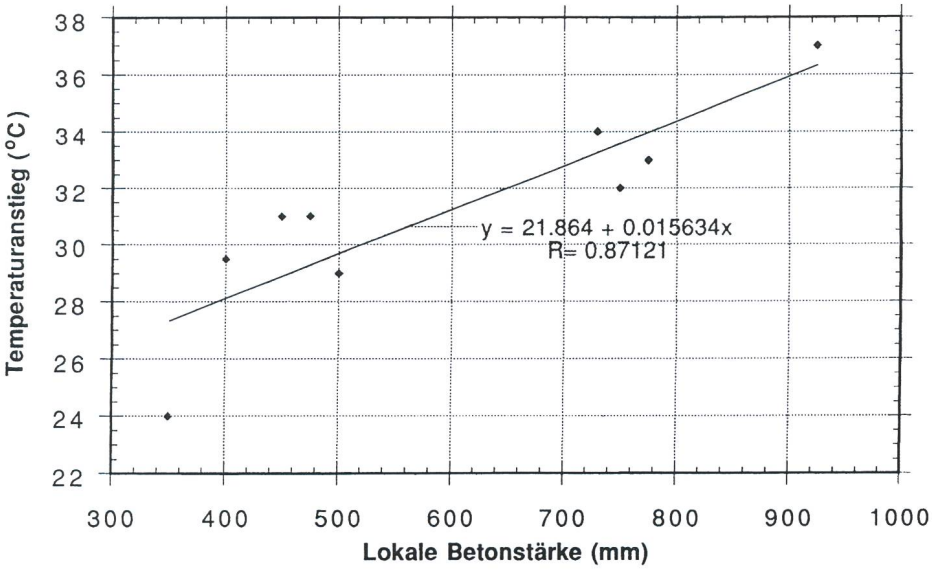

Bild 5. Beziehung maximale Abbindetemperatur – Betonstärke.

die Bildung von oberflächlichen Luftblasen im unteren Teil der Auskleidung gänzlich zu vermeiden.

4.3 Schalungssystem

Die Teleskopschalung, eigens für den Samanalawewa-Tunnel konzipiert, bestand aus zehn 7,2 m langen Stahlelementen plus einem separaten Sohlelement. Die einzelnen Elemente konnten mit Schraubstützen auf der vorbetonierten Sohle und gegen den Fels nach oben und den Seiten abgestützt werden. Die Schalung war in der Firste um 63 mm abgeplattet, um Platz für die Pumpenleitung zu schaffen.

Aus dem gleichen Grunde wurde auf den Wunsch des Unternehmers hin die Armierung von einer idealen Position mit ca. 80 mm Überdeckung von der Wasserseite der Auskleidung gegen den Fels hin verschoben (Bild 2).

Jedes Element war in eine First- und eine Sohlschalung unterteilt, wobei erstere aus drei und letztere aus zwei abwinkelbaren Segmenten bestand. Die Sohlelemente waren mit Schienen ausgerüstet, auf welchen sich der mit einem Kragarm versehene Transportwagen bewegte. Nach Ablaufen der Abbindezeit, die im Normalfall ca. 10 Stunden betrug, wurde die Firstschalung des letzten auszuschalenden Elementes auf dem Transportwagen zusammengeklappt, worauf dieser auf ein Nachläuferschienenstück zurückfuhr, um die Sohlschale am Kragarm aufzuhängen. Der so beladene Transportwagen fuhr durch die Schalung bis zur Betoneinbauseite, wo nach vorgängiger Reinigung zuerst der Sohlenteil des Schalungselementes neu errichtet und ajustiert und anschliessend der Firstteil darauf montiert wurde.

Auf dem Rückweg beförderte der Transportwagen die demontierten Tunnelgeleise und Versorgungsleitungen zur fertiggestellten Stollenseite, wo diese in der betonierten Tunnelröhre für die nachfolgenden Injektionsarbeiten installiert wurden.

5. Injektionsarbeiten

5.1 Füllinjektionen

Obwohl Überprofile in der Firste grösstenteils vor dem Betonieren gefüllt und allzu unregelmässige Kronenprofile mit Spritzbeton ausgeglichen wurden, entstanden während des Betonierens Hohlräume zwischen Fels und Beton.

Je nach Absorption wurde eines der in folgenden Verhältnissen gemischten Injektionsgüter zum Verfüllen dieser Hohlräume verwendet:

Wasser	: Zement	: Sand
1,00	1,00	1,00
0,65	1,00	1,25
0,65	1,00	1,50
0,68	1,00	2,00

Die Füllinjektionen begannen jeweils frühestens zwei Wochen nach dem Betonieren mit einem Maximaldruck von 2 bar, um den noch jungen Beton nicht zu beschädigen. Das Injektionsgut gelangte mittels Pumpenleitungen durch mit PVC-Röhren vorgeformte Löcher in allfällige Hohlräume in der Firste (siehe Bild 7).

Die zwischen den Stationen 0+018 und 5+092 injizierten Gesamtmengen an Material beliefen sich auf 1252 Tonnen Zement und 1580 Tonnen Sand, was einem Gesamtvolumen von ca. 1690 m^3 oder durchschnittlich 0,333 m^3 Injektionsgut mit 247 kg Zement und 311 kg Sand pro Laufmeter Tunnel entspricht.

Spitzenabsorptionen erreichte man in Gebieten, wo schon während des Ausbruchs Karstformationen festgestellt wurden. So bei Station 3+068, wo ein einziges Loch 35 m^3 Material aufnahm und wo die Gesamtabsorption zwischen den Stationen 3+061 und 3+068 50 m^3 betrug.

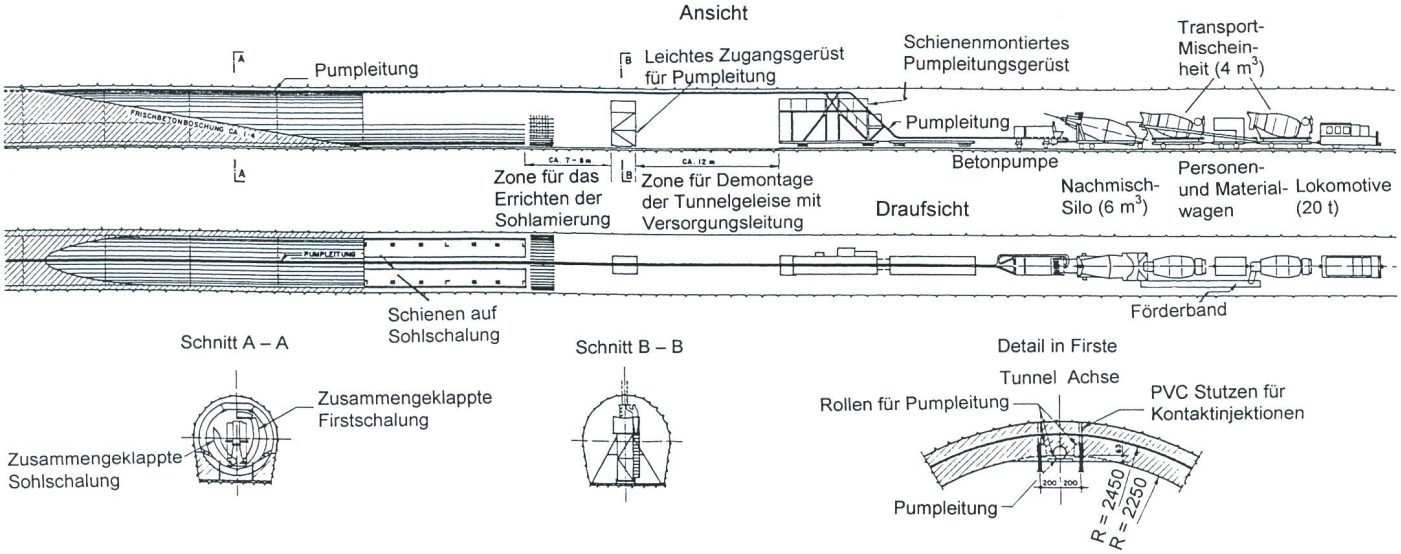

Bild 6. Betonierzug, Transporteinheit und allgemeine Anordnung von Schalung und Betoniereinrichtung im Tunnel.

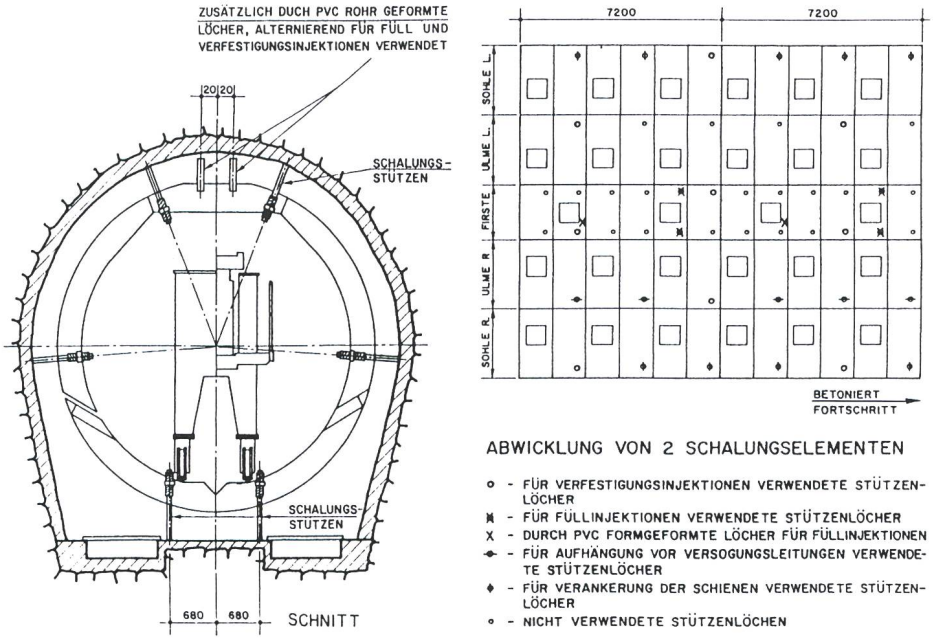

Bild 7. Anordnung der Injektionslöcher in der Schalung.

5.2 Verfüllen der Drainagerigolen

Um ein Auswaschen des relativ dünnflüssigen und mit hohen Drücken zu injizierenden Injektionsgutes für die Verfestigungsinjektionen zu verhindern, mussten die konstant ca. 250 l/s Wasser führenden Rigolen vorgängig verpresst werden.

Im Bild 3 sind die Anschlüsse dargestellt, die im Abstand von ca. 50 m angeordnet waren. Am oberen Ende des Stollens beginnend, wurden die Rigolen mit eigens zu diesem Zwecke hergestellten und dem jeweiligen Kanalprofil angepassten *Bullflex*-Säcken isoliert und abgedichtet. Zwei an den Extremitäten der so entstandenen Abschnitte angebrachte Bohrungen erlaubten die Injektion der Rigole, wobei das jeweils sich in Fliessrichtung aufwärts befindende Loch dem Wasseraustritt diente, bis das Injektionsgut diese Öffnung erreichte.

Als Injektionsgut diente ein Zement-Sand-Mörtel, wie er bei den Füllinjektionen verwendet wurde. Wie dort betrug auch hier der Druck maximal 2 bar.

In der Regel genügten zwei Injektionsstufen, um einen Abschnitt vollständig zu verpressen. Nur in Zonen mit sehr starkem Wasserzutritt musste bisweilen eine dritte Kampagne mit zum Teil zusätzlichen Injektionslöchern durchgeführt werden.

Nach dem Start der Rigoleninjektionen im August 1990, nahm der Wassereintritt kontinuierlich bis auf ca. 60 l/s ab. Diese verbleibende Wassermenge trat konzentriert aus einem einzigen Bohrloch bei Station 3+600 aus. Der in einem bei Station 3+080 bis auf Tunnelniveau abgesenkten Bohrloch beobachtete Grundwasserspiegel reflektierte diese Entwicklung. Vor allem die Unterbindung der letzten 60 l/s Wassereintritt am 18. Februar 1991 ist durch einen deutlichen Knick in der stetig ansteigenden Kurve der Grundwasseroberfläche markiert (Bild 8).

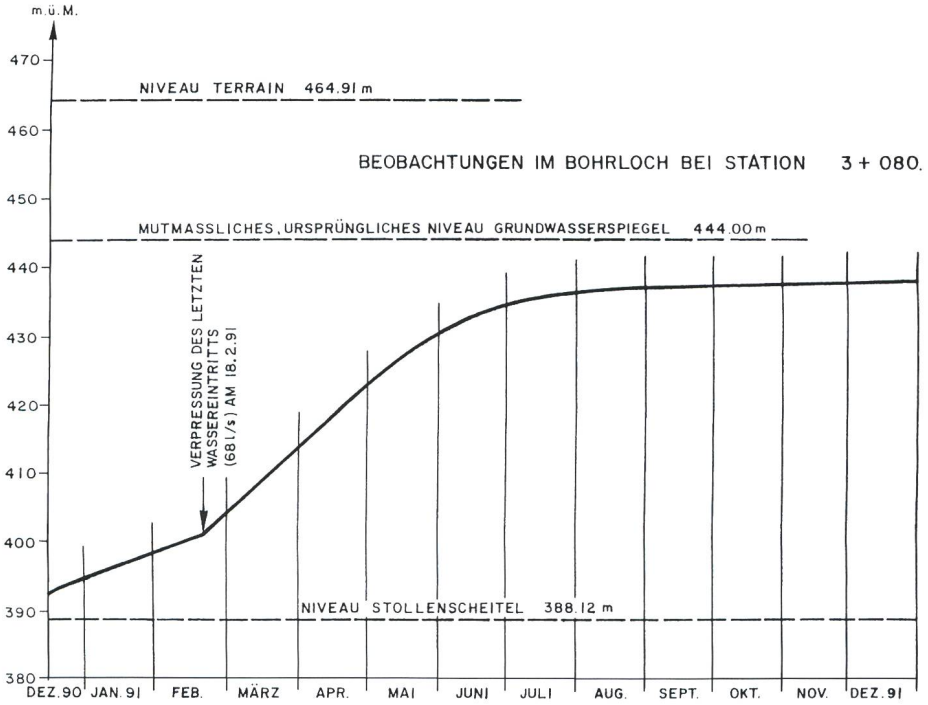

Bild 8. Anstieg des Grundwasserspiegels während und nach den Injektionen.

5.3 Verfestigungsinjektionen

Die Verfestigungsinjektionen folgten der Rigolenverpressung im Abstand von etwa einer Woche als letzte der Injektionsarbeiten. In der Regel genügten zwei Kampagnen, um die spezifizierten Bedingungen zum Abschluss der Verfestigungsinjektionen zu erreichen. Nur in Zonen mit extremen Absorptionen bedurfte es einer dritten und in seltenen Fällen einer vierten Kampagne.

Vor allem um in armierten Strecken Bohrungen durch die Betonauskleidung auf ein Minimum zu beschränken, wich man von einer idealen 120°-Anordnung der drei Injektionslöcher pro Querschnitt ab und verwendete, von Querschnitt zu Querschnitt alternierend, die durch die Schalungsstützen geformten Löcher. Die Distanz zwischen den einzelnen Injektionsquerschnitten betrug 4,8 m (Bild 7).

Die Injektionslöcher wurden 2,5 m tief in den Fels gebohrt. Das verwendete Injektionsgut bestand aus Wasser-Zement-Mischungen mit Bentonit, mit von 3 bis 0,5 variierenden Wasser-Zement-Werten. Nur im Falle von extrem grossen Absorptionen wurde Sand beigemischt. Beginnend mit der flüssigsten Mischung (W/Z = 3) wurde mit maximal 10 bar injiziert, so lange bis die Absorptionsrate unter 1 Liter pro Minute fiel.

Gesamthaft wurden 3224 m^3 Material, bestehend aus 2999 Tonnen Zement und 1427 Tonnen Sand, injiziert, mit lokalen Spitzenmengen von 103 Tonnen Zement und 46 Tonnen Sand zwischen den Stationen 4+116 und 4+128.

6. Baukosten

Die Gesamtkosten für die Auskleidung des Druckstollens sowie die Injektionen, einschliesslich der Betonabschlusspfropfen bei beiden Fensterstollen und exklusive der Stahlpanzerung auf den letzten 160 m nach dem Wasserschloss, belaufen sich auf 12,49 Mio Franken. Pro Meter Tunnel ergibt sich ein Mittel von 2333 Franken. Die nichtindexierten, endgültigen Kosten (Basisjahr 1986) überstiegen somit das Budget um 38,4 %.

Budgetierten Gesamtkosten für Stollenausbruch und -auskleidung von 24,81 Mio

Franken standen schliesslich 52,48 Mio Franken endgültige Kosten gegenüber, was einer Kostenüberschreitung von 111,5 % entspricht. Die spezifischen Kosten erhöhten sich entsprechend von vorgesehenen 4640 Franken auf 9803 Franken pro Meter Tunnel.

Von den 27,67 Mio Franken zusätzlicher Kosten entfallen:

20,8 % auf Mengenüberschreitungen von Positionen im ursprünglichen Leistungsverzeichnis. Im Zusammenhang mit den angetroffenen geologischen Verhältnissen konzentrieren sich diese Überschreitungen vor allem auf Positionen für Felssicherung und Wasserhaltung;

45,9 % auf Positionen, die neu im Leistungsverzeichnis eingeführt werden mussten, um vor allem den ungünstigen geologischen Verhältnissen Rechnung zu tragen, wie Vorpfändspiesse, «Swellex»-Felsanker, Armierung usw.;

17,1 % auf Nachforderungen des Bauunternehmers im Zusammenhang mit der in den Jahren 1987 bis 1989 vorherrschenden politischen Situation im Lande, die zu zahlreichen Arbeitsunterbrüchen führte, und

16,2 % auf Beschleunigungsmassnahmen wie die Einführung von zusätzlichen Arbeitsschichten, Einsatz der Teleskopschalung mit kontinuierlichem Betoneinbau bei der Stollenauskleidung usw.

7. Baufortschritt

Mit der beschriebenen Betoniermethode gelang es tatsächlich, die notwendigen 8,5 bis 12,5 Monate während der für die Auskleidung und Injektionen vorgesehenen Zeit einzusparen und den Druckstollen zum ursprünglich vorgesehenen Zeitpunkt fertigzustellen.

Um dies zu erreichen, wurde jeweils von montags 0.00 Uhr bis samstags 14.00 Uhr ununterbrochen betoniert. Die Wochenenden standen für die notwendigen Wartungsarbeiten zur Verfügung. Die beiden vorhandenen Betonpumpen wurden im Wochenrhythmus alternierend ausgewechselt und überholt.

Verzögerungen bei der Erstmontage der Teleskopschalung führten dazu, dass erst am 18. Juli 1990 ab Station 0+398 mit dem kontinuierlichen Einbringen begonnen werden konnte. Dieses Verfahren konnte schliesslich bis Station 5+054, wo es am 28. November 1990 endete, ohne wesentliche Unterbrechungen weitergeführt werden. In diesem Zeitraum wurden während 2264 Arbeitsstunden 52 338 m^3 Beton eingebracht. Ca. 12 % dieser Zeit fielen als Störungszeit an.

Die durchschnittlichen Tagesleistungen bei 24 Arbeitsstunden pro Tag betrugen in unbewehrten Abschnitten 51,6 m oder 608 m^3 Beton und in bewehrten Strecken 45,5 m oder 454 m^3 Beton. Die Tageshöchstleistung in einem unbewehrten Stollenabschnitt betrug 79,3 m bzw. 870 m^3 Beton.

Literatur

[1] Wasserkraftanlage Samanalawewa, Sri Lanka. Erfahrungen beim Ausbruch des Druckstollens. «wasser, energie, luft», Heft 3/4, 1994.

Adressen der Verfasser: *Hans-Erwin Minor,* Prof. Dr.-Ing., VAW, ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich; *Peter Molinari,* Direktor, Engadiner Kraftwerke AG, CH-7530 Zernez; *Volker Öhmichen,* Realisierungsmanager für VDE 1, Büro für Planung und Ingenieurtechnik GmbH, Wismarsche Strasse 323b, D-19055 Schwerin.

Zur Zeit der Bauarbeiten von Samanalawewa waren die Verfasser bei der Electrowatt Engineering AG in Zürich tätig.

Einfluss der Klimaänderung auf die Wasserkraft

■ *Daniel Vischer und Stephan Bader*

1. Fragestellung und Untersuchungsgebiet

Die Klimaänderung ist Tatsache. Allerdings manifestiert sie sich nicht überall gleich. Die meisten Gebiete der Erde erfahren eine Erwärmung, doch gibt es auch Gebiete mit einer Abkühlung. Für die Schweiz ist folgendes festzustellen: Die mittlere Jahrestemperatur hat sich seit 1850 um rund 1 °C erhöht. Dabei haben sich auch die Niederschläge verändert, und zwar durch eine Zunahme im Winterhalbjahr. Aufgrund von Analysen ist damit zu rechnen, dass sich dieser Trend in Zukunft fortsetzt. Entsprechende Szenarien finden sich in Abschnitt 2.

Wie beeinflusst diese Klimaänderung die Produktion der schweizerischen Wasserkraftwerke? Was ist in den nächsten Jahrzehnten zu erwarten? Um diesen Fragen nachzugehen, wurde ein diesbezüglich sensitives Untersuchungsgebiet gewählt. Es handelt sich um das im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms «Klimaänderungen und Naturkatastrophen» von Ehrler (1998) bearbeitete Einzugsgebiet des Alpenrheins bei Felsberg. Ehrler beschreibt dieses Einzugsgebiet wie folgt: Es umfasst eine Fläche von 3241 km^2 ohne das Val Cadlimo, dessen Abflüsse von durchschnittlich 0,4 m^3/s seit 1920 in den Tessin abgeleitet werden. Die Vergletscherung erreicht rund 2 %. Der Höhenbereich erstreckt sich von 575 bis 3241 m ü. M., mit einem Mittelwert von 1997, das heisst praktisch 2000 m ü. M.

Tabelle 1. Vergleich der «realistischen Variante» der Klimaszenarien mit den jüngsten Abschätzungen auf Basis globaler Klimamodelle (Bader, Kunz, 1998). Zeithorizont 2050.

	Szenario: realistische Variante		*Jüngste Abschätzungen auf der Basis globaler Klimamodelle*	
	Sommer	*Winter*	*Sommer*	*Winter*
Temperaturänderung	+ 2 °C	+ 2°C	(keine wesentliche Änderung)	+ 1,5 °C
Niederschlagsänderung	± 0 %	+ 10 %		Zunahme

Die Bestimmung der Vergletscherung erfolgte für den Stand von 1973. Die Rheinabflüsse liessen sich aus den Hydrologischen Jahrbüchern der Landeshydrologie und -geologie entnehmen. Diese betreibt in Felsberg eine Abflussmessstation, die sie im Februar 1989 nach Domat/Ems verlegte. Da beide Stationen nur wenig weit auseinanderliegen, passen die Messreihen zusammen.