**Zeitschrift:** Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
**Herausgeber:** Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
**Band:** 84 (1992)
**Heft:** 10

**Artikel:** Der Ausbau der Pradella-Martina der Engadiner Kraftwerke AG
**Autor:** Meier, Robert / Beeler, Walter / Klemenz, Werner
**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-940588

**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:** 24.10.2025

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

# Der Ausbau Pradella–Martina der Engadiner Kraftwerke AG

## 1. Die Bauherrschaft – Das Neubauprojekt

*Robert Meier, Walter Beeler*

Im Frühsommer 1990 konnten die Ausführungsarbeiten für das Wasserkraftwerk Pradella-Martina der Engadiner Kraftwerke AG (EKW) in Angriff genommen werden. Diese neue, dritte und sogenannte *«untere Innstufe»* der EKW nutzt das Gefälle im Unterengadin zwischen der bestehenden Zentrale Pradella unterhalb Scuol und Martina an der Landesgrenze zu Österreich. Die Inbetriebnahme der Neuanlage ist auf Ende 1993 vorgesehen. Damit wird die Jahresproduktion der EKW um fast einen Drittel auf insgesamt 1290 GWh erhöht.

### Die Engadiner Kraftwerke AG und ihre Anlagen

Auch wenn die Engadiner Kraftwerke bereits 1954 gegründet wurden und schon ein Jahr später ein Konzessionsprojekt für die Nutzung von Spöl und Inn in drei Stufen bis zur Landesgrenze bei Martina vorlag, so dauerte es doch noch 16 Jahre bis zur Inbetriebnahme der ersten beiden EKW-Kraftwerke Ova Spin und Pradella im Jahre 1970. Erst jetzt trugen auch die Gewässer des Engadins mit jährlich rund 1000 GWh an die schweizerische Stromproduktion bei. Über acht Jahre erstreckte sich die Bauzeit für die Anlage S-chanf-Pradella mit der Innfassung bei S-chanf, dem Ausgleichsbecken Ova Spin und der Zentrale Pradella sowie für das Speicherwerk Livigno-Ova Spin mit dem grösstenteils auf italienischem Boden liegenden Stausee Livigno und der Zentrale Ova Spin.

Wenn die unterste Innstufe zwischen Pradella und Martina vorerst ungenutzt blieb, dann vor allem aus wirtschaftlichen Überlegungen: Denn zu Beginn der siebziger Jahre herrschte allgemein noch die Meinung vor, mit Kernkraftwerken lasse sich billiger Strom produzieren als mit Wasserkraftwerken. Der ständige Anstieg des Energieverbrauchs und der Energieproduktionskosten sowie die zunehmende Opposition gegen weitere Kernkraftwerke bewogen die EKW indessen Anfang der achtziger Jahre zu einer Neubewertung des aufs Eis gelegten Projekts Pradella–Martina. In ihrem Auftrag entwickelte die gleiche Ingenieurgemeinschaft, die bereits die beiden bestehenden Anlagen geplant hatte (Colenco, Elektrowatt, Suiselectra und Gruner), ab 1985 auch das Projekt für den Ausbau der unteren Innstufe.

Aufgrund der mittlerweile stark ausgebauten Gesetzgebung im Umweltschutzbereich und ihrer weiterhin zu erwartenden Entwicklung bedurfte die bald 30jährige Konzession gewisser Anpassungen. Zudem musste die neue Anlage verständlicherweise besonders sorgfältig in die schöne und reizvolle Landschaft des Unterengadins eingepasst werden.

Deshalb beauftragte die Regierung des Kantons Graubünden im Einvernehmen mit der EKW die Fornat AG, Forschungsstelle für Naturschutz und angewandte Ökologie in Zernez, mit der Ausarbeitung eines fischereilichen Gutachtens. Gleichzeitig untersuchte die Fornat auch Fragen zu Landschaftsbild, Naturschutz und Landschaftspflege sowie zum Heimat- und Erholungslandschaftsschutz. Aus den Untersuchungen resultierten schliesslich die folgenden zusätzlichen Auflagen zu denjenigen der Konzession von 1958:

- Verdoppelung der minimalen Winterdotierung des Inns auf 2 m³/s.
- Zeitliche Vorverlegung der Sommerdotierung von 5 m³/s im Frühling mit entsprechender Anpassung im Herbst. Um Fauna und Flora die Anpassung an die unterschiedlichen Abflussregimes zu erleichtern, erfolgt der Übergang von der Winter- zur Sommerdotierung und umgekehrt nicht plötzlich, sondern stufenweise.
- Verzicht auf die Fassung des Uinabaches, eines bedeutenden und damit biologisch besonders wertvollen Fischlaichgewässers.
- Bau eines Fischbachs mit Biotop bei der Innfassung Pradella zur Gewährleistung der Fischwanderung.

Hinzu kamen noch wesentlich verschärfte Forderungen in bezug auf Ersatzaufforstungen für ein Auenwaldgebiet, das im Zusammenhang mit dem Ausgleichsbecken bei

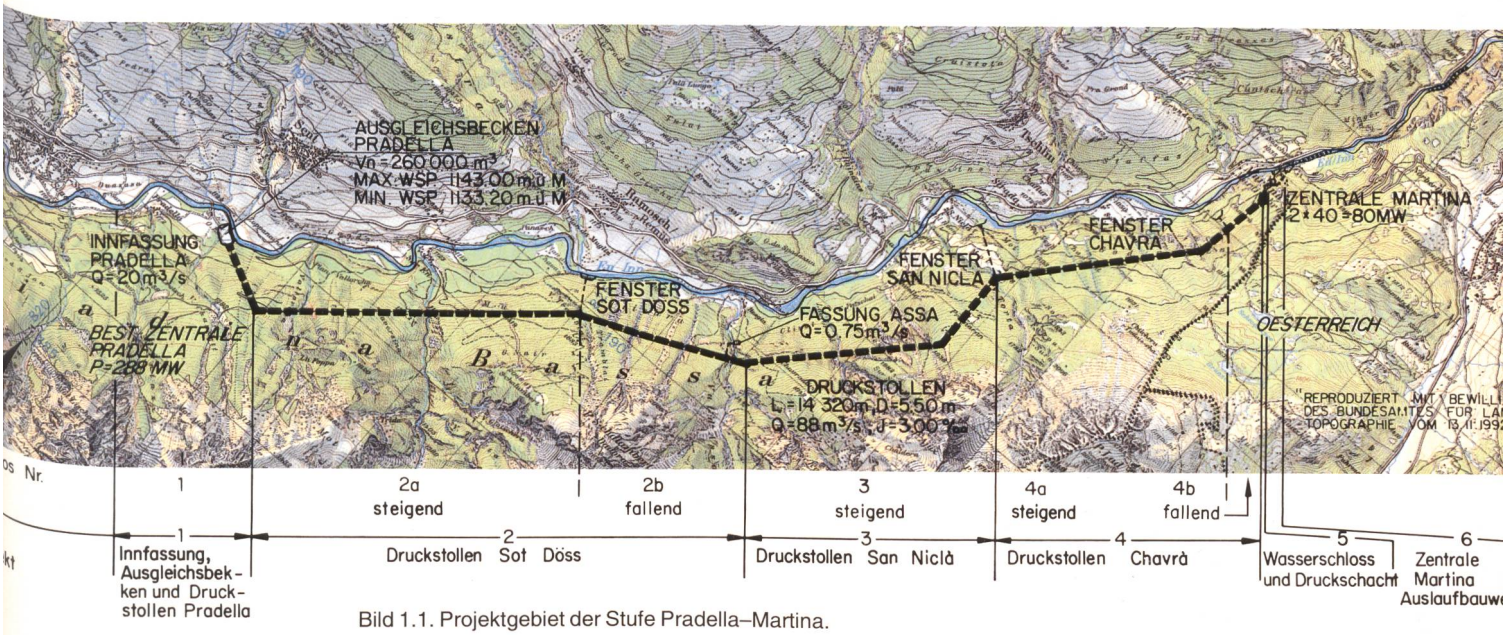



Bild 1.1. Projektgebiet der Stufe Pradella–Martina.

Bild 1.2. Die Anordnung bei Pradella: Inn-Wasserfassung, Betriebsgebäude, Freiluftschaltanlage, Zentrale und Ausgleichsbekken. Dargestellt als Modell.

der Zentrale Pradella gerodet werden musste. Da den Auenwäldern an Flüssen mit ihren wiederkehrenden Überflutungen durch Hochwasser eine besonders wichtige biologische Funktion zukommt, kam nur eine sowohl flächenmässig als auch qualitativ (d.h. biologisch) gleichwertige Ersatzaufforstung in Frage. Die Lösung dieses nicht einfach zu bewältigenden Problems ergab sich für die EKW in der Möglichkeit, das Gebiet eines Flusskieswerks bei Strada in diesem Sinne zu revitalisieren, da das Kieswerk durch den Bau einer Umfahrungsstrasse ohnehin verlegt werden musste. Da nicht nur Hochwasser, sondern auch der Geschiebetrieb entscheidenden Anteil am Fortbestand der Auenwälder haben, muss die EKW diesem Umstand auch bei der Spülung ihrer Wasserfassungen Rechnung tragen.

Für den Erhalt eines intakten Landschaftsbildes spielte ferner die Wahl der Standorte sowie Ausführung, Gestaltung und Bepflanzung der Deponien für das Stollenausbruchmaterial der Strecke Pradella–Martina eine wesentliche Rolle, sofern es qualitäts- und mengenmässig nicht als Zuschlagsstoff für die Betonierungsarbeiten verwendet werden konnte bzw. im Laufe der Bauarbeiten noch kann. Ebenfalls im Interesse einer Schonung der Landschaft lag ferner die Verringerung des Nutzinhaltes des Ausgleichsbeckens bei Pradella um annähernd die Hälfte von ursprünglich geplanten 500 000 $m^3$ auf nur noch 260 000 $m^3$. Dem gleichen Zweck dient auch der Ersatz der seinerzeit geplanten Freiluft-Schaltanlage in Martina durch eine in die Kavernenzentrale verlegte, kleinere, aber entsprechend teurere Version in $SF_6$-Technik.

Schliesslich: Wenn die dritte EKW-Stufe Pradella–Martina voraussichtlich Ende 1993 in Betrieb genommen wird, werden auch die durch den bisherigen Kraftwerksbetrieb verursachten Wasserschwälle des Inns unterhalb Pradella entfallen, welche das Ökosystem des Flusses bisher nachteilig beeinflussten. Zumindest indirekt einen ökologischen Gewinn stellt auch die Tatsache dar, dass das aus dem Livigno-Stausee stammende Wasser noch ein weiteres Mal zur Stromproduktion genutzt werden kann, ohne dass dies die Natur zusätzlich massgeblich beeinträchtigt. Im übrigen werden die bisherigen Massnahmen während der Bauphase der dritten Stufe durch eine ökologische Begleitplanung der Fornat AG unterstützt.

Gegen die regierungsrätliche Bau- und Betriebsbewilligung für die Stufe Pradella–Martina reichten seinerzeit vier ausserkantonale Natur- und Umweltschutzorganisationen beim Bundesgericht eine Verwaltungsgerichtsbeschwerde ein. Im Gegensatz dazu fand das Projekt im Kanton Graubünden und im Engadin breite Unterstützung durch die Bevölkerung, die damit die Bemühungen der EKW um eine möglichst harmonische Synthese zwischen Technik und Natur honorierte. Anfang 1989 wies das Bundesgericht die Einsprachen der Naturschutzorganisationen in den wesentlichen Punkten ab, machte der Bauherrschaft aber gewisse zusätzliche Auflagen. Mit einer durch die Beschwerden verursachten Verzögerung von drei Jahren fasste der Verwaltungsrat der EKW im März 1989 den Beschluss für die Ausführung der dritten Kraftwerkstufe Pradella–Martina.

## *Das Projekt der unteren Innstufe, Pradella–Martina*

Die Kraftwerkstufe Pradella–Martina (Bild 1.2), die sich zurzeit im Bau befindet, wird das Wasser des Inns und seiner Zuflüsse aus einem Einzugsgebiet von 1655 $km^2$ nutzen. Von allen drei Werken der EKW wird sie mit einer Schluckwassermenge von 88 $m^3/s$ am meisten Wasser verarbeiten können. Davon stammen 67 $m^3/s$ von der oberen Stufe und werden bereits in der Zentrale Pradella genutzt. Weitere maximal 20 $m^3/s$ werden in Pradella dem Inn entnommen. Die Innfassung, die sich rund 100 m oberhalb der Innbrücke Pradella befindet, erforderte den Bau eines Stauwehrs. Das Wehr, mit Tosbecken und zwei Öffnungen von je 14 m Breite und hydraulischen Segmentklappenschützen, wurde für ein tausendjährliches Hochwasser von 810 $m^3/s$ ausgelegt. Infolge des Wehres ergibt sich bei normaler Wasserführung ein Höherstau des Inns um 10,50 m; die Stauwurzel des Aufstaus liegt dabei rund 1500 m flussaufwärts der Wehranlage. Die naturnahe Ausbildung des Stauraumgebietes zu einem weiteren Erholungsgebiet des nahen Scuol wie auch die Linienführung der Unterengadiner Langlaufloipe, für die eigens eine Innbrücke zu erstellen war, wurde dabei entsprechenden Spezialisten übertragen. Die Wehranlage selbst wird mit einer Dotieranlage versehen, während ein Fischbach, der die Wehranlage umrundet, auch in Zukunft Fischwanderungen ermöglicht.

Das dem Inn entnommene Wasser wird über eine Zwei-Kammer-Entsanderanlage und durch einen Hangkanal ins Ausgleichsbecken neben der Zentrale Pradella geleitet, dem in Zukunft auch das Betriebswasser der Zentrale Pradella zufliesst. Das Ausgleichsbecken, das der Schweizerischen Talsperrenverordnung untersteht, weist ein Nutzvolumen von 260 000 $m^3$ auf. Vorkommen von teilweise recht aggressivem Grundwasser verlangten für das Becken spezielle Drainagemassnahmen. In der Bekkenflanke parallel zum Inn wird ein Überlaufbauwerk in Form eines Streichwehrs erstellt, um allfälligen betrieblichen Störfällen begegnen zu können.

Der Einlauf zum Druckstollen – mit Abschlussorganen ausgestattet – befindet sich am östlichen Ende des Bekkens, an den sich der 14,3 km lange Druckstollen anschliesst. Der Ausbruchdurchmesser des Stollens beträgt 6,3 m. Wegen der durchgehenden Betonauskleidung des Stollens verbleibt für das Betriebswasser schliesslich eine Durchflussöffnung von 5,5 m Durchmesser.

Mittels einer separaten Fassungsanlage werden dem Bach des Val d'Assa, das durch den Druckstollen unterquert wird, weitere maximal 0,75 $m^3/s$ entnommen. Dieses Wasser, mit dem die Betriebswassermenge der Neu-

anlage somit insgesamt rund 88 $m^3/s$ erreicht, wird mittels eines Schrägschachtes direkt in den Druckstollen eingeleitet.

Im Felsmassiv gegenüber Martina mündet der Druckstollen, der ein durchschnittliches Längsgefälle von 3 Promille aufweist, in den gepanzerten Druckschacht mit direkt darüber liegendem Wasserschloss und Wasserschlosskammer.

Das untere Ende des Druckschachtes führt schliesslich in die Kavernenzentrale, die über eine neue Brücke über den Inn bei Martina sowie durch einen 120 m langen Zufahrtstunnel erschlossen wird. In der 70 m langen, 22 m breiten und 34 m hohen Kaverne werden zwei vertikalachsige Maschinengruppen mit Francisturbinen von je 40 MW Leistung und den dazugehörigen Transformatoren, Schaltanlagen und Hilfsbetrieben angeordnet.

Nach dem Durchströmen der Maschinengruppen wird das Betriebswasser durch einen Unterwasserstollen dem Inn knapp vor der österreichischen Grenze zugeleitet. Die durch die Wasserkraft gewonnene Energie von jährlich 290 Mio kWh wird mit 110 kV Spannung über die 1991 in Betrieb genommene, internationale A-CH-I-Leitung nach Pradella transportiert, wo sie auf 400 kV hinauftransformiert dem internationalen Verbundsystem zugeführt wird.

## *Ausführung der unteren Innstufe*

Die aus wirtschaftlichen Überlegungen auf Ende 1993 geplante Inbetriebnahme der unteren Innstufe verlangt ein sehr gedrängtes Programm (Bild 1.3). Dies führte, unter Berücksichtigung der geologischen und geographischen Verhältnisse wie auch im Hinblick auf kosten- und kapazitätsmässige Überlegungen, zur Unterteilung der Bauarbeiten in *sechs Baulose: Pradella* (Innfassung mit Ausgleichsbecken und Druckstollenteil), die Druckstollenlose *Sot Döss, San Niclà* und *Chavrà* sowie *Martina* mit den beiden Baulosen *«Wasserschloss»* und *«Kavernenzentrale»*.

Mit den Vorarbeiten, insbesondere den Zufahrten zu den Baustellen Sot Döss, San Niclà, Chavrà und Martina, begann man kurz nach Baubeschluss. Zur bestmöglichen Nutzung der terminlichen Vorgabe wurden die Fensterstollen der Druckstollenlose Sot Döss und San Niclà wie auch die Zufahrtsbrücke zur Kavernenzentrale in Martina von den Ausführungsarbeiten der eigentlichen Baulose abgetrennt und separat vergeben. Damit konnte die Ausführung dieser Anlageteile bereits im Juni 1989 in Angriff genommen werden.

Anfang April 1990 wurden die Hauptarbeiten vergeben: sechs Baulose an fünf Arbeitsgemeinschaften, wie auch die Vergabe der ersten Hauptkomponenten der elektromechanischen Ausrüstung. Die Bauarbeiten konnten dabei zu knapp 60 Prozent an Bündner Firmen, davon gut ein Drittel aus dem Engadin, vergeben werden. Die Hauptarbeiten wurden am 1. Juni 1990 auf allen sechs Baulosen gleichzeitig in Angriff genommen, für deren Zugang acht Brücken über den Inn erforderlich sind. Vier dieser Inn-Brücken verbleiben auch nach Beendigung des Werkes im Tal, wovon drei der Öffentlichkeit weiterhin zur Verfügung stehen werden.

## *Kosten – Gesamtinvestitionen*

Die Kosten für die gesamte Stufe Pradella–Martina wurden mit der Preisbasis vom März 1989 auf 467,5 Mio Franken veranschlagt. In dieser Summe inbegriffen sind auch rund 37 Mio Franken Teuerungskosten, die sich aus den rund drei Jahren Bauverzögerung durch die Be-

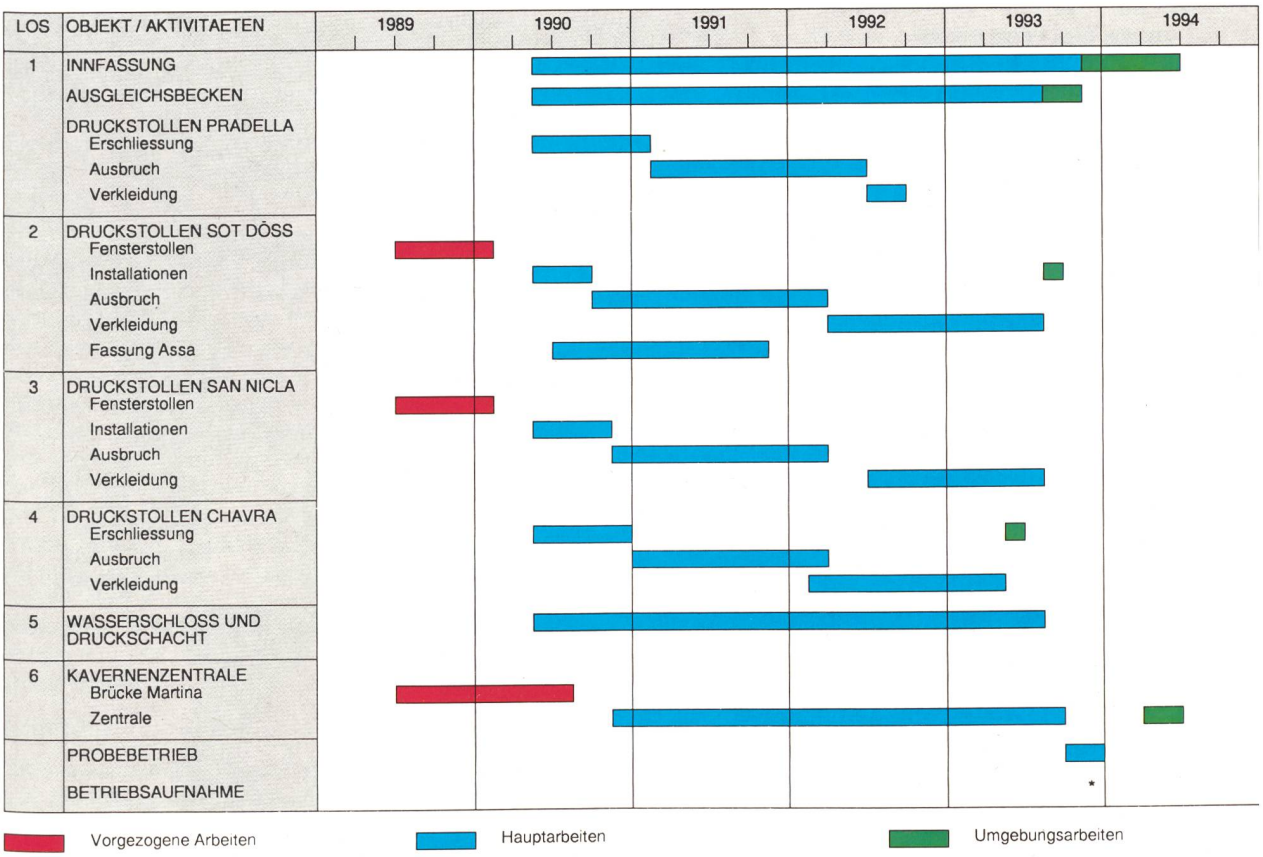



Bild 1.3. Generelles Bauprogramm.

schwerde und deren Behandlung beim Bundesgericht ergaben. Die 467,5 Mio Franken des Kostenvoranschlages teilen sich dabei auf in Baukosten (Bau + elektromechanische Ausrüstungen) von insgesamt 372,5 Mio Franken sowie in allgemeine Kosten (Landerwerb, Kapitalkosten usw.) mit 95 Mio Franken, die somit rund 26 Prozent der Baukosten ausmachen.

Heute ist abzusehen, dass die veranschlagten Baukosten nicht überschritten werden. Wegen der Lage auf dem Kapitalmarkt und der fortlaufenden Teuerung werden die Gesamtinvestitionen für das neue Werk rund 530 Mio Franken betragen.

# 2. Die Geologie

*Werner Klemenz*

Über zwei Drittel der Investitionen für die untere Innstufe erfolgen in unterirdischen Anlagen. Die anstehende Geologie ist damit kostenmässig sehr ausschlaggebend. Deshalb ergibt sich zwingend, die Projektierung wie die Ausführung der Anlageteile der vorhandenen Geologie möglichst anzupassen.

## 2.1 Geologischer Überblick

Wo eine tieferliegende tektonische Einheit unter allseitiger Umrahmung durch höhere tektonische Einheiten an die Oberfläche tritt, spricht man von einem tektonischen Fenster. Das Projektgebiet der Ausbaustufe Pradella–Martina der EKW liegt in einer derartigen Aufwölbung, dem sogenannten Unterengadiner Fenster (Bild 2.1). Das Fensterinnere besteht aus einem 55 km langen und bis 17 km breiten gewölbeartigen Aufbruch von penninischen Bündnerschiefern. Die Umrandung des Fensters ist von ungleichem Aufbau. Im Norden umsäumt vor allem das mächtige Silvretta-Kristallin das Schiefergewölbe, im Süden bilden Serpentinite, Kristallin und Sedimente der Tasna-Decke, Sesvenna-Kristallin und darüber die Mauer der Engadiner Dolomite die Umrandung.

Das Projekt liegt am südöstlichen Rand des Unterengadiner Fensters und tangiert die folgenden tektonischen Einheiten: die penninischen Bündnerschiefer, den darüberliegenden kristallinen Sockel und die stark dezimierten Teile der Sedimentserie der ebenfalls penninischen Tasna-Decke und schliesslich als höchste Einheit das oberostalpine Sesvenna-Kristallin.

Der Druckstollen verläuft zudem fast auf seiner ganzen Länge parallel zu der in diesem Abschnitt des Inntals nicht immer genau situierbaren Engadiner Linie. Entlang dieser komplexen Störungszone überregionaler Bedeutung wurde die südöstlich gelegene Scholle (Engadiner Dolomiten mit Sesvenna-Kristallin) gegenüber dem Fensterinneren verstellt (Überschiebung und Abschiebung, evtl. noch horizontale linksinnige Bewegungen).

## 2.2 Fassungsbauwerke Pradella

*Untersuchungen*

Die Bauwerke zwischen der bestehenden Zentrale Pradella und dem Eingang in den neuen Druckstollen Pradella–Martina, d.h. die Innwasserfassung (Stauwehr, Seitendamm, Entsander und Kanal), das Ausgleichsbecken und das Einlaufbauwerk sind die wesentlichen Bestandteile der Anlage, welche im Tagbau erstellt werden und später sichtbar bleiben. Sie liegen alle in der Alluvialebene von

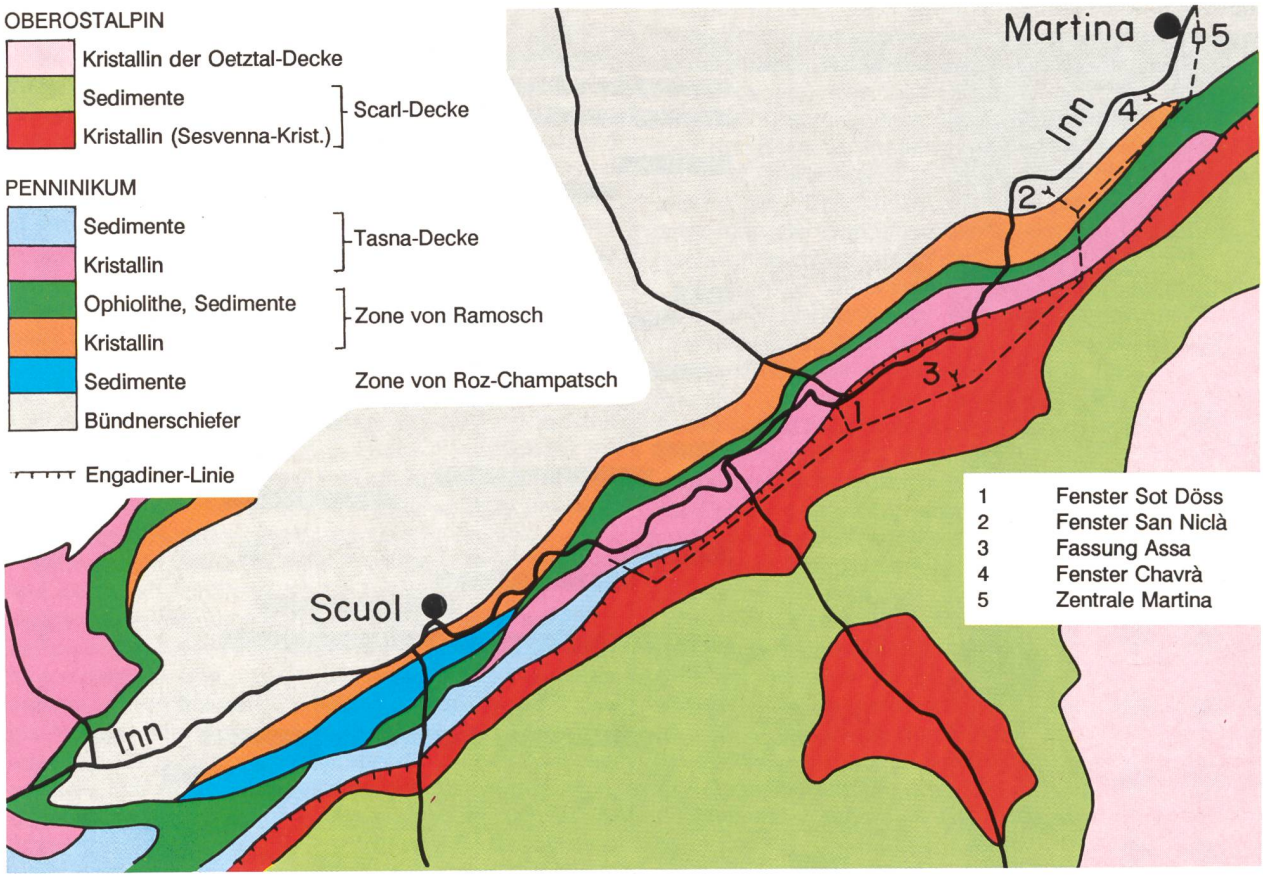



Bild 2.1. Geologische Übersichtsskizze mit Projekt.

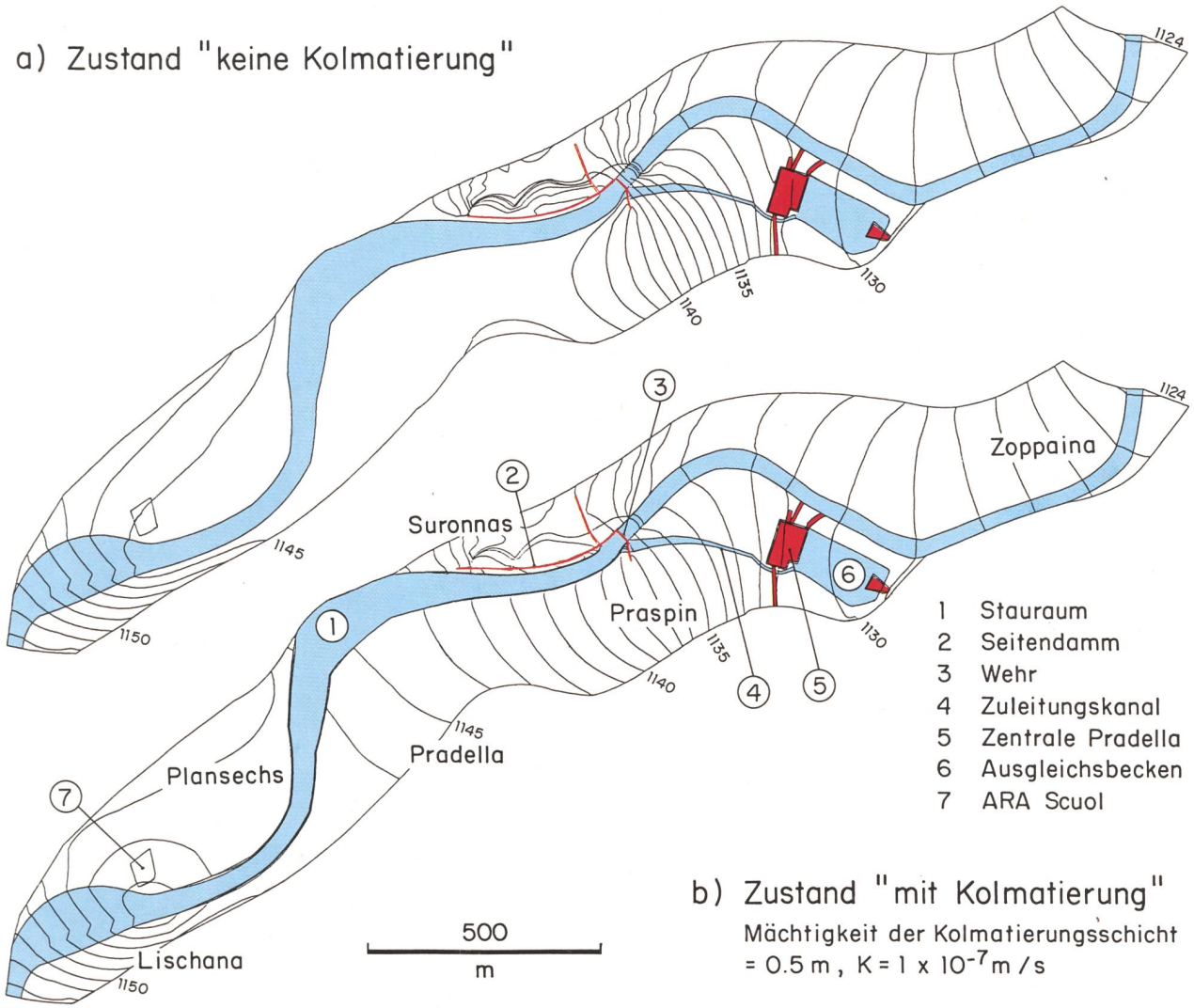



Bild 2.2. Modellierung des Inn-Grundwassers. Die Veränderungen wurden mit einem dreidimensionalen Modell unter zwei Voraussetzungen a) keine Kolmatierung und b) mit Kolmatierung für den Bau der Anlagen im Raum Pradella bestimmt.

Pradella in unmittelbarer Nähe der bestehenden Zentrale.

Die Untersuchungen im Bereich von Stauwehr und Ausgleichsbecken/Einlaufbauwerk umfassten neben Kernbohrungen und Sondierschlitzen auch Standard Penetration Tests (SPT), Durchlässigkeitsversuche, Beobachtungen des Grundwasserspiegels sowie geotechnische und hydrogeologische Laboruntersuchungen. Sie dienten der geologisch-geotechnischen Beurteilung des Untergrundes im Hinblick auf Fundationsfragen und der Abklärung der hydrogeologischen Verhältnisse (Grundwasserspiegel, Durchlässigkeit, Chemismus). Zu Beginn der Bauphase wurden zusätzliche Untersuchungsarbeiten zur weiteren Abklärung vor allem geotechnischer Fragen im Gebiet des Ausgleichsbeckens und des Eingangsbereichs des Druckstollens ausgeführt. Der Grundwasserhaushalt wurde bereits vor und auch während der Bauarbeiten überwacht.

### *Geologie*

Die Lockergesteine zeigen einen recht heterogenen Aufbau mit schnellen lateralen Fazieswechseln. Die sandig-kiesigen Inn-Alluvionen enthalten überdies gegen den Hangfuss zu kleinräumige Einschaltungen von Silten und siltigen Tonen, lokal treten auch Torf und Holz auf. Bei diesen Einschaltungen handelt es sich um Stillwasserablagerungen in strömungsarmen Winkeln des Flusses. Diese Flusssedimente sind in komplizierter Form mit dem Gehängeschutt und einem Bachschuttkegel verzahnt. Lehmiges Moränenmaterial existiert erst in grösserer Tiefe und ist im Eingangsbereich des Druckstollens und unterhalb der Fundationssohle des Wehrs angetroffen worden.

Aufgrund dieser heterogenen Beschaffenheit der Lokkergesteine ist die Durchlässigkeit des Untergrundes sehr variabel.

### *Geologische Verhältnisse im Bereich des Wehrs*

Der Fundationsbereich des Wehrs ist durch Inn-Alluvionen in Form heterogener kiesig-sandiger Schotter mit lokalen Einlagerungen von Feinsand- und tonigen Siltlagen gekennzeichnet. Dicht gelagertes, schlecht durchlässiges kiesig-lehmiges Moränenmaterial setzt 3 bis 5 m unterhalb der Fundationssohle ein.

### *Geologische Verhältnisse im Bereich Ausgleichsbecken/Einlaufbauwerk*

Im Bereich des Ausgleichsbeckens sind während der Projektierung und der Bauarbeiten zahlreiche Untersuchungen durchgeführt worden. Der grösste Teil des Gebiets

besteht aus Inn-Alluvionen (saubere und sandig-siltige Kiese, saubere und siltige Sande). Ab einer Tiefe von etwa 10 m und gegen den Hangfuss zu (Beruhigungszonen des Inns) treten vermehrt sandige und siltig-sandige Fluss- und Seeablagerungen auf. Gegen den Hangfuss verfingern sich die Ablagerungen des Inns mit z. T. grobem Gehängeschutt und Moränenmaterial, während sie im Gebiet, das an die Zentrale Pradella angrenzt, bis in wechselnde Tiefen von Aushubmaterial überdeckt sind.

### *Hydrogeologie*

Die Projektoptimierung und die Abschätzung der Auswirkungen einer möglichen Wasserfassung für die Trinkwasserversorgung der Gemeinde Scuol in der rechtsseitigen Talsohle unterhalb des Stauraums erfolgte mit einem numerischen dreidimensionalen Grundwassermodell.

Die Hauptarbeiten beschränkten sich dabei auf die Durchrechnung von zwei Fällen. Im Zustand «keine Kolmatierung» ist der Stauraum nicht kolmatiert. Dieser Zustand ist realistisch für Perioden, in denen bei Hochwasser der Stauraum gespült wird. Mit der Absetzung von Schwebstoffen über den längeren Zeitabschnitt des Jahres entwickelte sich eine Kolmatierungshaut an der Sohle des Stauraumes. Dieser Zustand wurde als Zustand «mit Kolmatierung» simuliert.

Die berechneten Grundwasserspiegel der beiden Zustände gehen aus Bild 2.2 hervor.

*Zustand «keine Kolmatierung»*

Am südwestlichen Ende des Stauraums (Teilgebiete von Lischana und Plansechs) werden keine wesentlichen Veränderungen gegenüber dem heutigen Zustand prognostiziert. Bei einer Mittelwasserführung des Inns (23 $m^3/s$) wird nach den Modellrechnungen im Bereich der ARA Scuol die Wasserspiegelkote von 1149 m ü. M. (Auflage) nicht überschritten. Bei einer Hochwasserführung von 400 $m^3/s$ ist aber eine Beeinflussung der ARA nicht auszuschliessen.

In den an den Hauptteil des Stauraums angrenzenden Gebieten Pradella, Praspin und Teilen von Plansechs stellt sich der Grundwasserspiegel praktisch auf die Kote des Stauspiegels ein. Deshalb ist in der Nähe des Wehrs ein Anstieg des Grundwasserspiegels um bis zu 10 m zu erwarten. Da der Dichtungsschirm des Seitendammes nicht bis zum undurchlässigen Untergrund hinabreicht, wird in dem an den Seitendamm angrenzenden Gebiet bei Suronnas die Grundwasserströmung durch die seitliche Infiltration aus dem Stauraum diktiert. Der Anstieg des Grundwasserspiegels wird allerdings durch den als Vorfluter wirkenden Fischbach reguliert. Die Berechnungen zeigen, dass dies zu einer (zum Teil erwünschten) Vernässung dieses Gebietes führt.

In der Umgebung des Wehrs werden die grössten Gradienten bei Unterströmung der Wehrabdichtung erzeugt, wo das Potential auf kurzer Distanz um 5 m abgebaut wird. Im östlichen Teil des Gebiets unterhalb des Stauraums (Praspin) wird durch die Schaffung der Stauhaltung ein Wasserspiegelgefälle errechnet, das fast das Dreifache des heutigen beträgt. Allerdings mag dabei auch ein gewisser Rückstaueffekt durch die Baugrubenumschliessung der Zentrale Pradella eine Rolle spielen.

Im Areal des Ausgleichsbeckens ist der Grundwasserspiegel sehr flach und hauptsächlich vom Wasserstand im Inn abhängig. Gegenüber dem Zustand vor dem Bau ändert er sich nur wenig.

Weiter flussabwärts, ab dem Gebiet von Zoppanina, wird die Grundwasserströmung nach wie vor durch die (veränderte) Wasserführung des Inns diktiert.

*Zustand «mit Kolmatierung»*

Bei einem Zustand «mit Kolmatierung» ergeben die Berechnungen für die an den Stauraum angrenzenden Gebiete Lischana, Plansechs und Pradella einerseits, für das Gebiet des Ausgleichsbeckens und von Zoppanina anderseits praktisch keine Veränderungen gegenüber dem Zustand «keine Kolmatierung». In der Nähe des Wehrs bewirkt die Kolmatierung gegenüber dem Zustand ohne Kolmatierung eine Herabsetzung des Grundwasserspiegels bis 6 m. Der prognostizierte Grundwasserspiegel im Gebiet Praspin ist aber immer noch wesentlich höher als bei den Verhältnissen vor dem Bau.

## *2.3 Druckstollen*

### *Trasseewahl*

Für das Druckstollentrassee der Ausbaustufe Pradella–Martina kam entweder die linke oder die rechte Talseite in Betracht. Da die bestehende Anlage rechtsseitig des Inns liegt und die geologischen Verhältnisse in der rechten Talseite generell als günstiger beurteilt wurden, wurde bereits in einer frühen Projektphase am Projekt auf der rechten Talseite festgehalten.

Die Ausbildung des Stollens als Hangstollen ist durch die topographischen Rahmenbedingungen der beiden Endpunkte Pradella und Martina weitgehend vorgegeben. Für die Optimierung des Druckstollentrassees wurde von folgenden Randbedingungen und Kriterien ausgegangen:

- obligatorische Durchquerung der Sedimentserie und des Kristallins der Tasna-Decke
- weitgehende Vermeidung der Engadiner Linie, nicht vermeidbare Querungen unter einem möglichst steilen Winkel
- Vermeidung der Engadiner Dolomiten
- genügend hohe Überdeckung und Lage des Bergwasserspiegels entlang dem Tunneltrassee weitgehend über der Drucklinie im Betriebszustand.

Die in Bild 2.1 eingezeichnete Trasseeführung ist das Resultat dieser Optimierung der zu erwartenden geologischen Verhältnisse. Für die Bauarbeiten wurde das Trassee durch die drei Fenster Sot Döss, San Niclà und Chavrà erschlossen.

### *Geologie*

Ausser den ersten 100 m des Druckstollens in Pradella und dem Eingangsbereich der Fassung Assa liegt der gesamte, 14,3 km lange Druckstollen im Fels. Nach der Lokkergesteinsdecke in Pradella (bis km 0,120) wurden auf einer Länge von 65 m das Tasna-Kristallin und danach bis km 0,750 die Sedimentserie der Tasna-Decke (lokal mit Gips und Anhydrit) durchfahren. Die Engadiner Linie (Überschiebungsfläche Sesvenna-Kristallin auf Tasna-Decke) und das Sesvenna-Kristallin wurden bei Tunnelmeter 840 erreicht. Der Stollen bleibt dann bis kurz vor der Kreuzung mit dem Fensterstollen San Niclà (etwa km 9,95) im Sesvenna-Kristallin, d. h. überwiegend in Alkalifeldspat-Augengneis und untergeordnet in oft gebändertem Amphibolit.

Weiter gegen Martina zu sinkt der Stollen wieder in tektonisch tiefer gelegene Einheiten ab. Obwohl aufgrund der Aufschlüsse im Gelände mit einer an dieser Stelle geringen Mächtigkeit der Sedimentserie der Tasna-Decke gerechnet wurde, ist ihre auf eine 1 bis 2 m breite Kakiritzone mit Gipseinschlüssen reduzierte Mächtigkeit ausserordentlich gering. Das Tasna-Kristallin mit dioritischen und granitischen Gesteinen weist eine Länge von 350 m auf,

gefolgt auf rund 150 m von Serpentiniten (Zone von Ramosch). 100 m vor dem Fensterstollen von San Niclà tritt der Stollen in die basalen Bündnerschiefer ein. Die letzten 3,8 km liegen in den Bündnerschiefern. Sie weisen eine einheitliche Schieferungsrichtung auf und fallen mit 35 bis 45° nach Südosten ein.

Von den Fensterstollen liegen diejenigen von San Niclà und Chavrà im Bündnerschiefer, das Fenster Sot Döss und die Fassung Assa (Schrägschacht) im Sesvenna-Kristallin.

### *Geotechnik*

In den bis Ende 1991 aufgefahrenen Stollenabschnitten sind seismische Messungen und Dilatometerversuche zur Ermittlung des Verformungsverhaltens des durchfahrenen Gebirges ausgeführt worden. Die ermittelten Werte werden in Abschnitt 4 beschrieben.

### *Wasserführung und Grundwasserspiegel*

Neben geologischen Oberflächenkartierungen wurde das Stollentrassee auch mit zwei Bohrungen Val d'Uina (Sesvenna-Kristallin) und San Niclà (Übergangszone des Sesvenna-Kristallins zu den Bündnerschiefern) erkundet. In beiden Bohrungen wurden Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Die Resultate ergaben im Bohrloch Val d'Uina Werte zwischen 0,5 und 3 Lugeon (unterhalb 100 m Tiefe Durchschnittswert rund 0,75 Lugeon). Im Bohrloch San Niclà ergaben die Versuche im unteren Teil, d. h. auf der Höhe des Druckstollens, sehr geringe Durchlässigkeiten (durchwegs < 0,5 Lugeon).

Seit dem Sommer 1989 werden in der rechten Talflanke zwischen Pradella und Martina insgesamt 73 Quellen gemessen. Eine Beeinträchtigung dieser Quellen durch den Stollenbau konnte bisher nicht festgestellt werden.

Der Wasseranfall im Stollen war, in Übereinstimmung mit der generell geringen Gebirgsdurchlässigkeit, sehr minim. Allerdings kann während der Schneeschmelze eine Verstärkung der Wasserzuflüsse auf den Trennflächen beobachtet werden. Die Piezometermessungen in den Bohrlöchern, die Verteilung der Quellen und oberflächlichen Wasserläufe, die geringe Wasserführung und Durchlässigkeit des aufgefahrenen Gebirges lassen den Schluss zu, dass der Bergwasserspiegel mit Ausnahme der näheren Umgebung der drei Fensterstollen und der Zone von Martina nach Inbetriebnahme des Bauwerkes über der Drucklinie des Stollens liegen wird.

In drei Stollenabschnitten sind die Wässer stark mineralisiert:

- Im Eingangsbereich des Stollens in Pradella weist das Wasser im Lockergesteinsabschnitt und in den Sedimenten der Tasna-Decke (mit lokal Anhydrit und Gips) hohe Gehalte an Sulfat und an betonagressiver Kohlensäure auf.
- Im Sesvenna-Kristallin sind zwischen den beiden Fenstern Sot Döss und San Niclà mehrfach Sulfatgehalte bestimmt worden, die nach DIN 1040 an der Untergrenze des «schwach agressiven Bereiches» liegen.
- Durch erhöhte Sulfatgehalte stark betonaggressives Wasser kommt erneut oberhalb vom Fenster San Niclà in dem aus Gesteinen der Tasna-Decke aufgebauten Stollenabschnitt zwischen km 9,9 und 10,5 vor.

## *2.4 Zone von Martina*

### *Untersuchungen*

Während der Projektierung sind im Bereich des Wasserschlosses, des Druckschachtes, der Kaverne, des Unterwasserstollens und des Auslaufbauwerkes folgende geologischen und geotechnischen Untersuchungen ausgeführt worden:

- 200 m langer Sondierstollen mit zwei Seitenstollen
- vier Kernbohrungen (MS1–MS4) aus Sondierstollen mit Durchlässigkeits- und Dilatometerversuchen
- Kernbohrung im Bereich des Wasserschlosses und des Druckschachtes mit Durchlässigkeitsversuchen und Piezometerbeobachtungen
- fünf Kernbohrungen im Talgrund (Auslaufbauwerk)
- geotechnische Laboruntersuchungen

### *Geologie*

Sowohl das Wasserschloss als auch der Druckschacht und die Kaverne befinden sich im Bündnerschiefer – graue, bankige Kalksandsteine und Kalkschiefer, die mit dünnbankigen Mergeln bis Tonschiefern wechsellagern. Die Gesteine sind leicht metamorph, ausserdem weisen sie eine ausgeprägte Schieferung auf. Sie fallen mit rund 30° gegen Südsüdosten ein. Die Schichten sind oft isoklinal gefaltet und von diskordanten Calzit-Quarz-Adern durchschlagen. Insgesamt handelt es sich um einen wenig geklüfteten, stabilen Fels mit sehr wenigen durchziehenden, grösseren tektonischen Störungen.

### *Geotechnik*

Die im Bereich der Kaverne ausgeführten Dilatometerversuche ergaben ein Verformungsmodul von 3700 N/mm$^2$ und ein Elastizitätsmodul von 6200 N/mm$^2$ (abgerundete Mittelwerte).

### *Hydrogeologie*

Die Durchlässigkeitsversuche in den vier Bohrlöchern MS1 bis MS4 ergaben Werte zwischen 0,0 und 3,2 Lugeon; eine Abhängigkeit von der Bohrrichtung und der Örtlichkeit ist nicht zu erkennen. Auch in den kalkigen Bündnerschiefern des Bohrlochs Wasserschloss/Druckschacht wurden Lugeonversuche durchgeführt. Neben zwei höheren Werten (12,5 und 13,5 Lugeon) wurden Durchlässigkeiten von 0,0 bis 3,9 Lugeon gemessen (Mittelwert 0,9 ohne die erwähnten höheren Werte).

Da das Gestein wenig geklüftet ist, wurde daraus auf eine generell sehr geringe Durchlässigkeit der Bündnerschiefer geschlossen. Dies wurde beim Ausbruch weitgehend bestätigt, kommen doch selbst in den unterhalb der Wasserlinie des Inns gelegenen Ausbruchabschnitten keine Wasserzutritte vor.

Der Bergwasserspiegel in der rund 200 m vom Hangfuss liegenden «Bohrung Wasserschloss/Druckschacht» liegt 24 bis 80 m über dem Inn.

## 3. Von den Aussenanlagen des Bauloses 1...

*Marc Balissat, Rolf Brogli, Othmar Bruman, Christoph Raz*

Die Hauptkomponenten, die im Baulos 1, dem sogenannten Aussenlos, auszuführen sind, umfassen im wesentlichen

| | |
|---|---|
| die Innfassung mit | Wehr/Fassung<br>Entsanderanlagen<br>Zuleitungskanal |
| das Ausgleichsbecken mit | Einlaufbauwerk<br>Überlaufbauwerk<br>Druckstolleneinlauf |
| den Druckstollen Pradella mit | Druckstollenteil von rund 900 m<br>Schützenschacht |

### 3.1 Die Innfassung

#### *Hydraulische Modellversuche*

Die hydraulischen Formen und die Dimensionen einzelner Bauwerksteile für die Innfassung wurden wohl auf der Basis theoretischer Grundlagen sowie praktischer Erfahrungswerte festgelegt. Im Hinblick insbesondere auf den beachtlichen Geschiebetrieb des Inns wurde jedoch die Versuchsanstalt für Wasserbau (VAW) der ETH Zürich mit der Durchführung einer umfangreichen Serie von Modell-

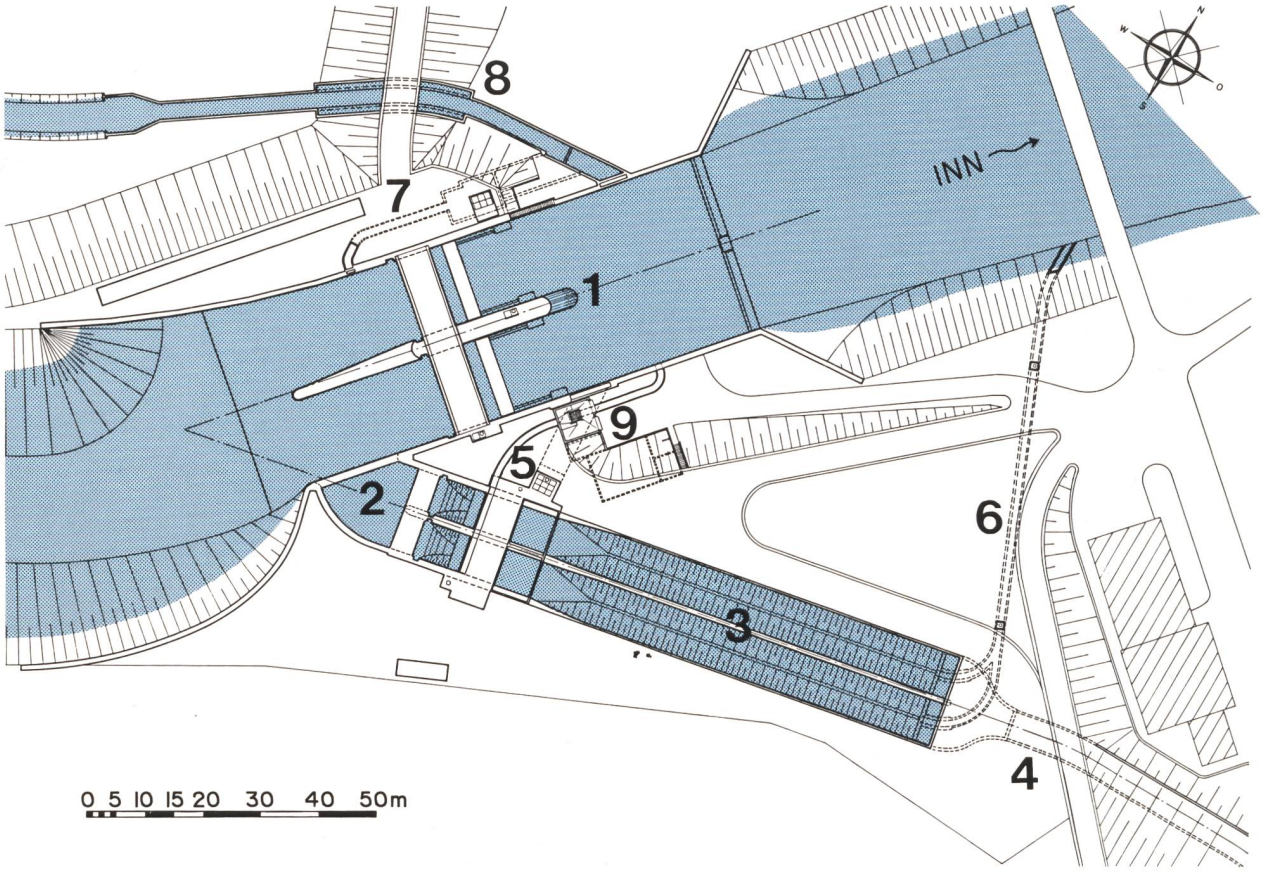



Bild 3.1. Situation Wehr und Innfassung. 1 Wehr mit Tosbecken, 2 Fassung, 3 Entsander, 4 Zuleitungskanal, 5 Kiesspülkanal, 6 Sandspülkanal, 7 Dotieranlage, 8 Fischtreppe, 9 Kommandoraum.

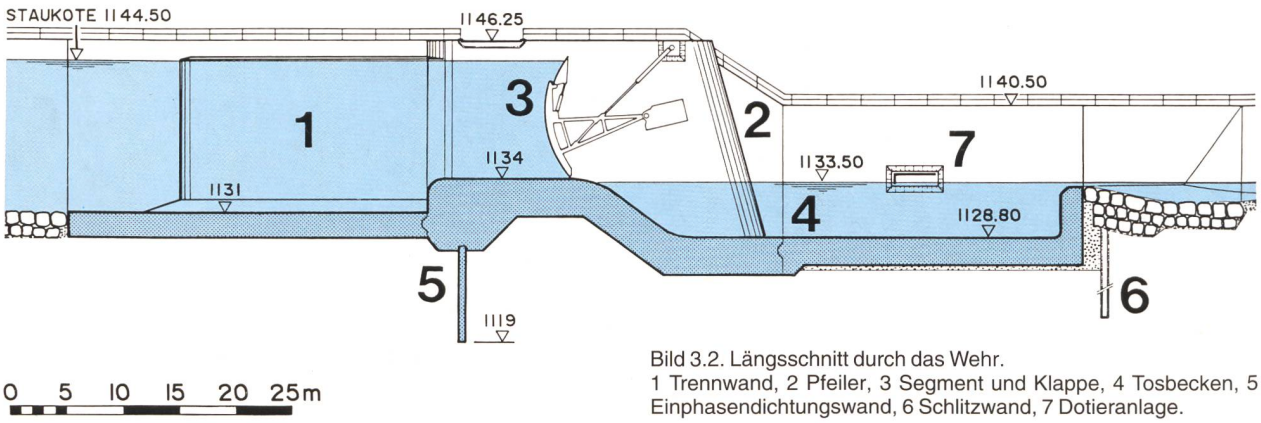



Bild 3.2. Längsschnitt durch das Wehr.
1 Trennwand, 2 Pfeiler, 3 Segment und Klappe, 4 Tosbecken, 5 Einphasendichtungswand, 6 Schlitzwand, 7 Dotieranlage.

versuchen betraut, um die hydraulische Funktionstüchtigkeit der Fassungsbauwerke praxisnahe zu überprüfen.

Folgende zwei Hauptaufgaben waren dabei der Versuchsanstalt gestellt worden:

1. Überprüfung der Bauwerksformen sowie der gegenseitigen Lage von Wehr und Fassung mit dem Ziel, die vorgesehene Nutzwassermenge möglichst geschiebefrei zu fassen.
2. Festlegung eines Wehrbetriebes, der
   - die Auflandungen im Stauraum auf ein Mass begrenzt, das nicht zu Überschreitungen der zulässigen Wasserspiegellage von 1149,0 m ü. M. im Bereich der kommunalen Abwasserreinigungsanlage Scuol führt,
   - gewährleistet, dass früh genug die notwendigen Stauraumspülungen zur Vermeidung unzulässiger Auflandungen vorgenommen werden,
   - im Durchschnitt über die Lebensdauer der Anlage die Weiterleitung der jährlichen Geschiebefracht gestattet.

Hinsichtlich der Geschiebefreiheit der Fassung konnte im Rahmen der Modellversuche (Bild 3.5) erkannt werden, dass der Abgangswinkel der Fassung von etwa 35° richtig gewählt worden war, dass jedoch der Mittelpfeiler zur Vergrösserung der Kurveneffekte gegenüber der theoretischen Auslegung um einige Meter verkürzt werden sollte.

Zum gleichen Zwecke wurde die rechtsseitige Führungsmauer unmittelbar oberhalb des eigentlichen Fassungseinlaufes gestreckt.

Aufgrund von mehr als 50 Auflandungs- und Spülversuchen mit einer «beweglichen» Flusssohle liess sich eindeutig erkennen, dass sich die unbeeinflusste Verlandungsfront bis knapp unterhalb des Weilers Pradella ausdehnen darf, um sicherzustellen, dass der infolge der Geschiebeablagerungen erhöhte Wasserspiegel im Bereiche der ARA die zulässige Höhe nicht überschreitet.

Aufgrund einer möglichst weitgehenden Weiterleitung der jährlichen Geschiebefracht wurde weiterhin erkannt, dass der Stauraum bereits vom ersten Betriebsjahr an in der Schmelzperiode gespült werden muss.

## *Das Wehr*

Die Wehranlage liegt 100 m oberhalb der Innbrücke in Pradella. Dieser Standort wurde aus topographischen und hydraulischen Gründen gewählt: Hier kann ohne allzugrosse Massnahmen im zukünftigen Stauraum der Inn um rund 10,50 m aufgestaut werden. Die Staukote auf 1144,50 m ü. M wurde in Funktion der maximal zu fassenden Wassermenge von 20 m³/s und der Höhenlage der bestehenden Turbinen in Pradella festgelegt. Das Wehr selbst erlaubt das Ableiten eines 1000jährlichen Hochwassers von 810 m³/s (Bild 3.1).

Erstellt wird ein Wehr mit zwei Durchflussöffnungen von je 14 m Breite, die mit 10,7 m hohen Segmentschützen mit aufgesetzten Klappen abgeschlossen werden. Aus strömungstechnischen Gründen wurde der Mittelpfeiler oberwasserseitig durch eine Leitwand um 22 m verlängert. Die Energieumwandlung des durchschiessenden Wassers erfolgt in einem rechteckigen, rund 34 m langen Tosbecken mit Gegenschwelle. Die Wehranlage ist ober- und unterwasserseitig mit Flügelmauern an die Flussufer angeschlossen. In diesen Bereichen wird die Flusssohle mit einem Kolkschutz versehen. Wehrschwelle, Wehrrücken und Tosbecken werden mittels einer 30 cm starken Hartbetonschicht gegen Abrasion geschützt. Als Hartgesteinskomponente wurde ein Amphibolit aus der Abbaustelle Ras am Flüelapass verwendet. Zur Reduktion der Hydrationswärme in den recht massiven Teilen des Wehres wurde ein Kranbeton mit einem Grösstkorn von 64 mm und einem Zementgehalt von 280 kg/m³ eingesetzt.

Das Wehr (Bild 3.2) ist ausschliesslich auf recht durchlässigen Inn-Alluvionen und nur bedingt wasserdichten Moränenablagerungen gegründet. Dies erforderte einen Dichtungsschirm unter der Wehrschwelle, der als 80 cm breite Einphasen-Dichtwand mit einer Suspension, bestehend aus Bentonit, Bindemitteln und Füllstoffen, bis 10 m unter UK Wehrschwelle ausgeführt wurde. Zur Sicherung gegen den Auftrieb ist die 2,50 m starke Tosbeckenplatte mit Entlastungsrohren versehen. Weiterhin dient unterhalb der Platte eine 0,50 m dicke Sickerkiesschicht der Drainage des Sickerwassers. Diese Schicht wird bis zur Gegenschwelle verlängert.

Betriebliche Anforderungen bedingten die Auslegung von Schützen, die ein Über- und Unterströmen erlauben. Die Segmente und Klappen können dabei vom naheliegenden Kommandoraum oder direkt beim Wehr gesteuert werden.

Zur Verhinderung von Eisbildung sind die Schützen mit einer kompletten Luftschleieranlage ausgerüstet. Ein Satz Dammbalken als Abschlüsse im Ober- und Unterwasser ermöglichen Revisions- und Unterhaltsarbeiten.

## *Fassung, Entsander, Zuleitungskanal*

Mit dem Fassungsbauwerk – rechtsufrig des Inn – können dem Inn bei Geschiebebetrieb maximal 30 m³/s entnom-

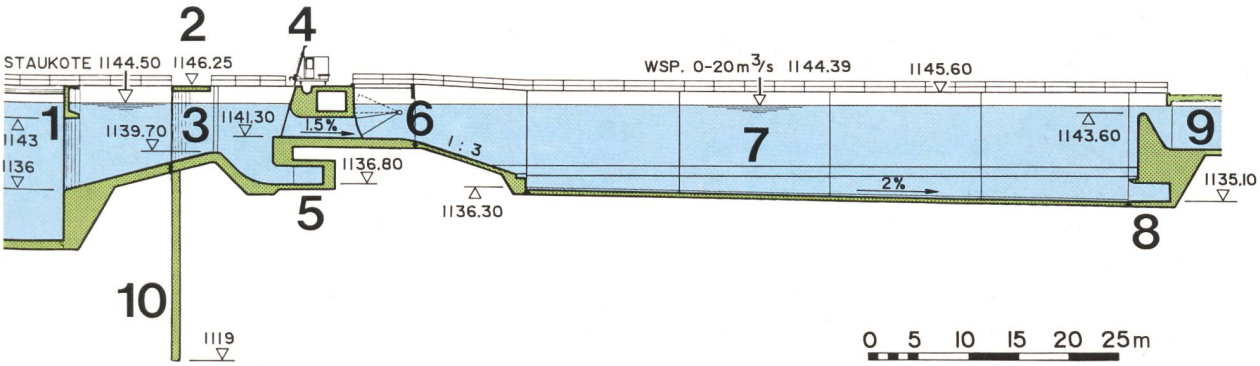



Bild 3.3. Fassung und Entsander Pradella, Längsschnitt. 1 Tauchwand, 2 Brücke, 3 Dammbalken, 4 Rechen, 5 Kiesspülkanal, 6 Segmentschütze, 7 Entsanderanlage mit Spülkanal, 8 Sandspülkanal, 9 Zuleitungskanal zum Ausgleichsbecken, 10 Einphasendichtungswand.

men werden. Dabei werden 10 m³/s zur Geschiebeabfuhr über einen Kiesspülkanal dem Inn im Unterwasser des Wehrs zurückgeführt, so dass für die Nutzung für die neue Kraftwerksstufe max. 20 m³/s verbleiben.

Im Anschluss an die Fassung, die mit Rechen geschützt und mittels zweier Segmentschützen von je 6,5 × 2,0 m Grösse reguliert werden kann, sind zwei Entsanderbekken angeordnet. Diese Entsanderbecken (Bild 3.3) mit je einer Breite von 7,5 m und einer Länge von 60 m sind mit einer Spülvorrichtung vom Typ «Bieri» ausgestattet. Isotopenmesssonden registrieren dabei automatisch das Sandniveau. Manuelle Bedienung wie eine zeitabhängige oder in Funktion des Sandniveaus automatisch funktionierende Steuerung ermöglichen die Initialisierung eines Spülvorganges, damit der abgesetzte Sand über einen unterirdischen Spülkanal ins Unterwasser des Wehrs abgeführt wird.

Zum Schutz gegen Abrasion ist die Bodenplatte wie der untere Teil der Wände der Kies- und Sandspülkanäle mit Schmelzbasalt-Platten ausgekleidet.

Das gefasste Wasser verlässt die Entsanderbecken über einen Überfall und wird durch einen rechteckigen, geschlossenen Hangkanal von 260 m Länge dem Ausgleichsbecken zugeleitet.

### *Fischbach und Dotieranlage*

Behördliche Auflagen verlangen im Winter eine Restwassermenge von 2 m³/s und im Sommer 5 m³/s.

Der *Fischbach* besteht aus einem Einlaufbauwerk, ausgerüstet mit Klappen zur Wassermengenregulierung, einer flachen, naturnah gestalteten Treppe, gefolgt von einem flachen Teil sowie einer steilen Treppe an dessen unterem Ende. Der flache Teil ist so konzipiert, dass dort im Verlauf der Zeit ein biologisch wertvolles Feuchtgebiet mit einem Weiher entstehen kann. Das ganze Bauwerk ist für eine Wassermenge von 1,5 m³/s ausgelegt und soll die freie Wanderung von regional typischen Fischarten (vor allem Grossalmoniden) weiterhin ermöglichen.

Die *Dotieranlage,* ausgerüstet mit einem Kugelstrahlschieber, übernimmt die Regulierfunktion für die Restwassermenge und ergänzt das Restwasser auf die Sollmengen von 2 bzw. 5 m³/s. Die Steuerung erfolgt automatisch ab Kommandoraum, kann aber auch lokal von Hand vorgenommen werden.

### *Stauraumgestaltung*

Um das am linken Flussufer tiefliegende Gebiet von Suronnas vor einer Überflutung infolge der Stauhaltung zu schützen, ist eine Dammschüttung erstellt worden. Im restlichen Stauraum waren bei einzelnen Strecken die Uferböschungen derart steil (und teilweise bereits instabil), dass Stützungsmassnahmen sich als erforderlich erwiesen haben, um auch den neuen Anforderungen eines Aufstaues zu genügen (Tabelle 1).

Tabelle 1. Die wichtigsten Daten der Stauraummassnahmen.

| Bauwerk | Uferlänge | Schüttvolumen | |
|---|---|---|---|
| | | Schüttmaterial | Blockwurf |
| | m | m³ | |
| Damm Suronnas | 410 | 72 000 | 5 600 |
| Stützung | | | |
| – Chaschlans | 370 | 5 500 | 8 000 |
| – Suronnas | 150* | | 1 600 |
| – Duasasa | 250* | – | 2 700 |

* nur lokal

Der Böschungsschutz besteht dabei aus einem Blocksatz aus Natursteinen, die auf ein Geotextil als Filterschicht aufgebracht werden. Die Abmessungen der Einzelblöcke wurden je nach Strömungsverhältnissen (gerade Strecke/Aussenkurve) zwischen 80 und 140 cm festgelegt.

Beim Damm Suronnas war eine weitgehende Abdichtung des Untergrundes erforderlich, um das ansonst zu hohe Sickerwassergefälle zu reduzieren bzw. eine innere Erosion der Fundation zu vermeiden. Zu diesem Zweck wurde eine 400 m lange und 18 m tiefe Einphasen-Dichtungswand von der Dammkrone aus realisiert.

Mehrere Geländeflächen, die bisher nur sporadisch durch den Inn überflutet wurden (sog. Auen), werden durch den Einstau dauernd unter Wasser gesetzt. Sie müssen dementsprechend gerodet und ersetzt werden, teilweise entlang dem neuen Stauraum, teilweise und in Zusammenarbeit mit den kantonalen Behörden im Bereich von Strada.

### *Bauausführung*

Im Bereich der Wehranlage und der Innfassung hatte sich das Bauprogramm in die vor allem durch den Stollenvortrieb bestimmte Gesamtbauzeit von dreieinhalb Jahren einzufügen. Besonders zu beachten waren dabei die saisonal stark unterschiedliche Wasserführung des Inns und der durch die Witterungsverhältnisse bedingte Arbeitsunterbruch im Winter.

Für die Erstellung der Bauwerke im Flussbett wurde eine Umlegung des Inns auf einer Strecke von rund 400 m in einem provisorischen Gerinne notwendig. Die erforderlichen Erdarbeiten wurden im Frühsommer 1990 in Angriff genommen. Der Fluss wurde Anfang Oktober 1990 umgeleitet. Das Umleitgerinne wurde auf das Ableiten eines Hochwassers mit einer Spitze von 550 m³/s ausgelegt. Als Baugrubenabschluss diente ein Seitendamm sowie im unteren Bereich, d.h. um das Tosbecken, eine Betonschlitzwand mit tragender und abdichtender Funktion. Die Schlitzwand reichte bis in eine Tiefe von 20 m ab bestehender Flusssohle. Um den Wasserandrang in die Baugrube unter dem Seitendamm ebenfalls zu begrenzen, wurde eine etwas weniger tiefe Einphasen-Dichtwand erstellt (Bild 3.5). Nach Fertigstellung beider Wände, d.h. im März 1991, konnte mit dem eigentlichen Aushub für das Wehr angefangen werden. Der Aushub erfolgte in drei Hauptetappen, wobei jede Etappe einem Verankerungsniveau bei der Schlitzwand entsprach. Es wurden rund 150 Litzenanker mit einer Gebrauchslast von je 550 kN gesetzt und gespannt. Gleichzeitig wurde der Wasserspiegel in der Baugrube mittels Filterbrunnen abgesenkt. Die Wahl der Brunnenstandorte und der erforderlichen Pumpleistung in den recht heterogenen Inn-Alluvionen erwies sich als schwierig. Nach entsprechenden Versuchen entschied man sich für eine Kombination von Filterbrunnen und oberflächlichen Drainagegräben, womit eine maximale Absenkung des Grundwasserspiegels von 10 m erreicht werden konnte (verglichen mit dem ursprünglichen Zustand). Die mittlere Pumpleistung der sechs betriebenen Filterbrunnen blieb stark von der Wasserführung im Inn abhängig, was auf eine wesentliche Unterströmung des Seitendammes hinweist. Die Gesamtpumpenleistung betrug bei maximaler Absenkkote rund 6000 l/min in den Wintermonaten gegenüber 10 000 l/min im Frühjahr und im Sommer.

Die Baugrube wurde so ausgelegt, dass sie im Falle eines ausserordentlichen Hochwassers geflutet werden konnte. Zu diesem Zweck wurde eine 25 m lange Flutöff-

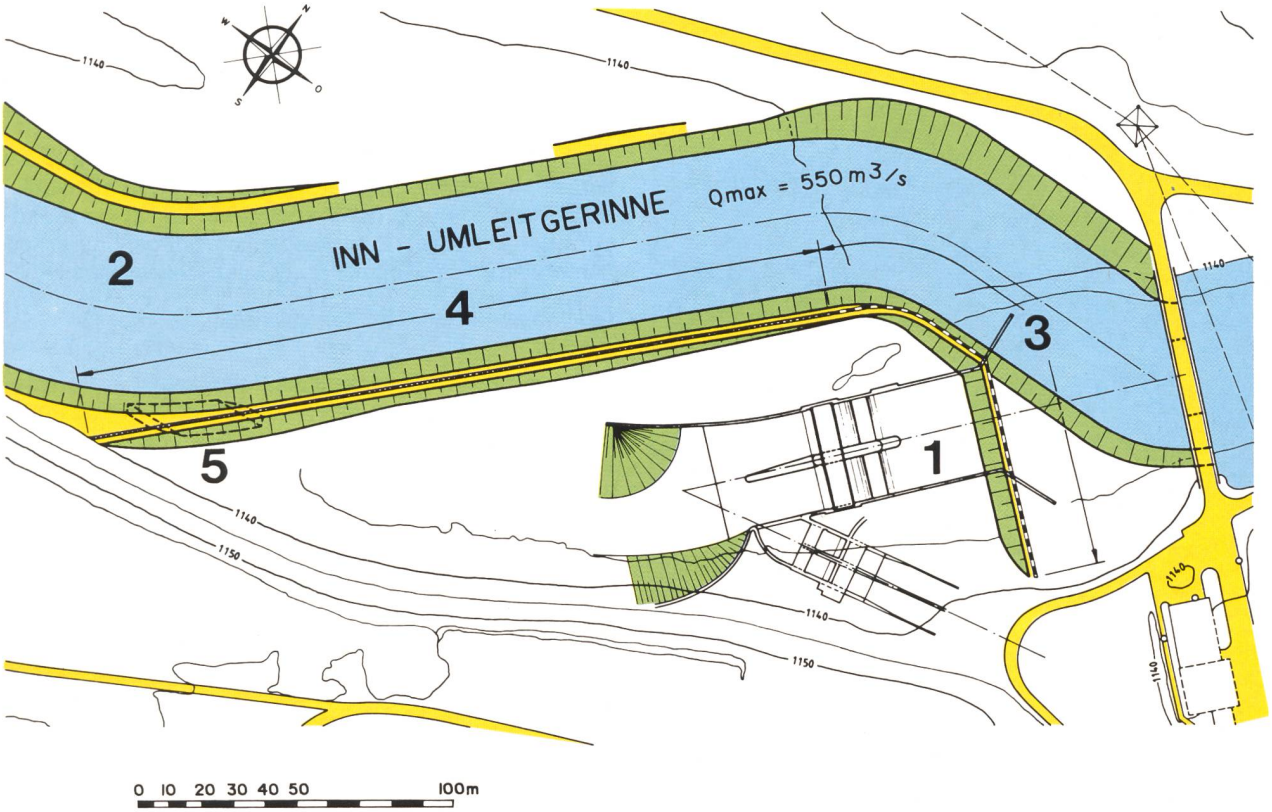



Bild 3.4. Umleitungskonzept, Situation.
1 Wehr, 2 Umleitgerinne, 3 Rückverankerte Betonschlitzwand, 4 Einphasendichtungswand, 5 Flutöffnung.

nung im Seitendamm ausgebildet. Um das Aufräumen der Baugrube, das Evakuieren des Personals und das Bereitstellen der Öffnung klar zu definieren, wurde ein Alarmkonzept erstellt, basierend auf dem Wasserstand im Inn und dessen Wasserspiegel-Steiggeschwindigkeit (Bild 3.6). Nach der Eröffnung der Baustelle im Sommer 1990 wurde auch unmittelbar mit den Arbeiten am Zuleitungskanal und am Sandspülkanal angefangen. Dank der günstigen Witterung konnte ein guter Arbeitsfortschritt bei den Schüttungen im Raum Suronnas und Chaschlans verzeichnet werden.

Im Frühjahr 1991 sind die Vorbereitungsarbeiten für den Entsander in Angriff genommen worden. Beim Wehr konnte das Tosbecken samt Seitenwänden betoniert werden. Anschliessend wurde an Wehrrücken und -schwelle gearbeitet. Gleichzeitig konnte der Zuleitungskanal vorangetrieben werden. Die erneut günstige Witterung erlaubte, praktisch ungehindert bis Ende November auf der Baustelle zu arbeiten. Somit konnten auch zwei Stützungsbereiche (Duasasa und Suronnas) fertiggestellt werden. Nach der Winterpause 1991/92 wurden die Betonierarbeiten am Wehr so vorangetrieben, dass die

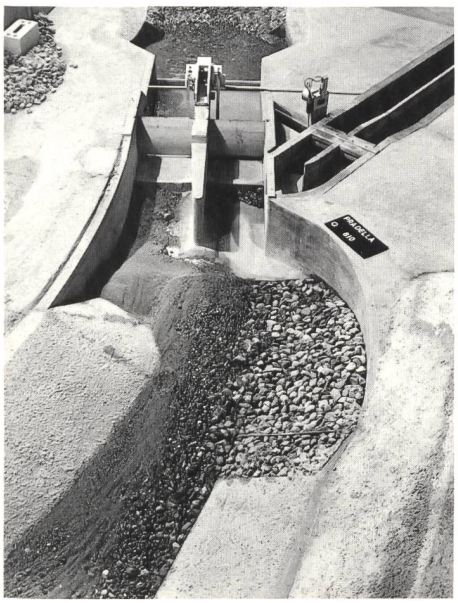


Bild 3.5, links. Hydraulisches Modell der Wehranlage und Innfassung. Zustand des Blockwurfes im Anschluss an ein 100jährliches Hochwasser mit beiden Schützen geöffnet, Blick flussaufwärts (Bild VAW, ETH Zürich).

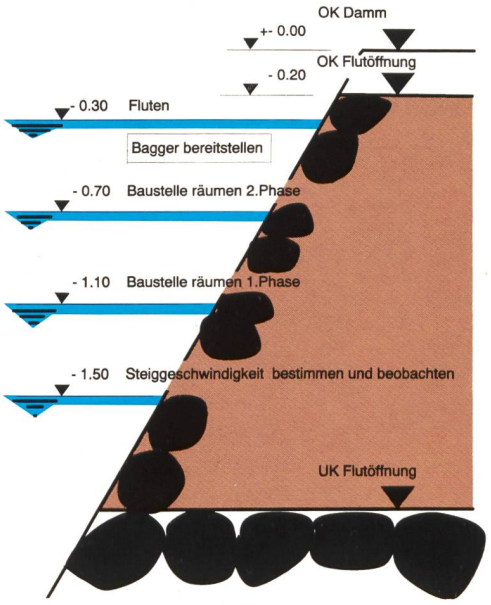



Bild 3.6, rechts. Flutungskonzept.

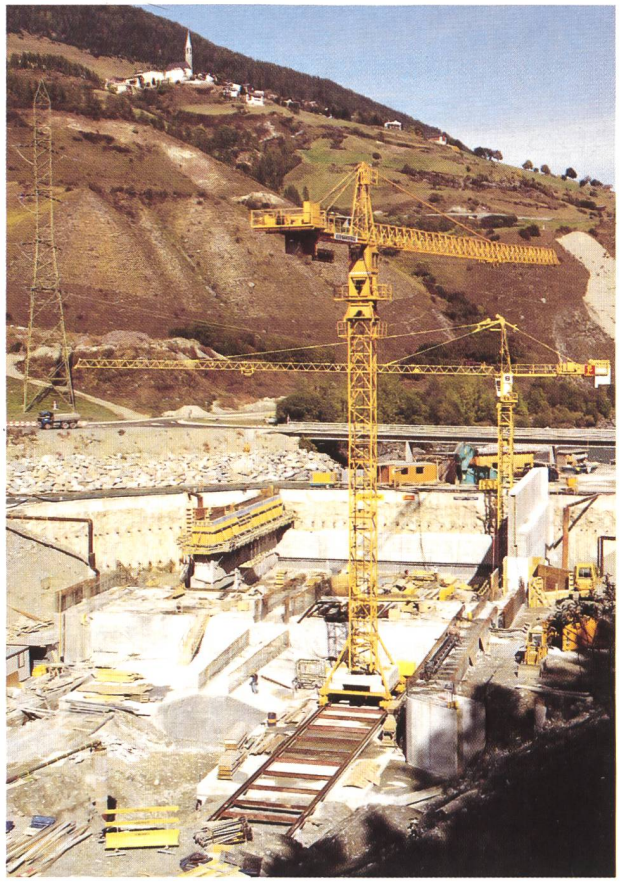


Bild 3.7. Wehranlage im Bau (Stand November 1991), Blick flussabwärts. Im Hintergrund Zufahrtsbrücke zur Zentrale Pradella und Dorf Sent.

Montage des Stahlwasserbaues programmgemäss Mitte Juni 1992 beginnen konnte.

Die Innrücklegung (Bild 3.8) ist auf Anfang November 1992 geplant. Im Jahr 1993 soll noch der Fischbach gebaut und sämtliche übrige Bauwerke und Schüttungen fertiggestellt werden. Der erste Einstau ist für den Sommer 1993 vorgesehen, so dass das Wasser per Ende August für die Inbetriebnahme der gesamten Anlage zur Verfügung stehen wird.

## 3.2 Das Ausgleichsbecken

Der zukünftige Ausbau der Engadiner Kraftwerke, d. h. die zurzeit im Bau befindliche Kraftwerksstufe von Pradella nach Martina, wurde bereits beim Bau der Zentrale Pradella berücksichtigt. Zum Ausbaukonzept gehörte schon damals ein an die Zentrale Pradella anschliessendes Ausgleichsbecken.

### *Zweck*

Das Ausgleichsbecken dient als Puffer zwischen der oberen – bestehenden – und der unteren – sich im Bau befindenden – Innstufe. Das in der Zentrale Pradella turbinierte Wasser wird in Zukunft im Normalfall nicht mehr in den Inn zurückfliessen. Bevor es in den Druckstollen eingeleitet wird, durchfliesst es das vollständig mit Asphalt ausgekleidete Ausgleichsbecken. Das Becken dient weiter dazu, das bei Pradella aus dem Inn gefasste Wasser zu speichern. Das Nutzvolumen von 260 000 $m^3$ ist das Ergebnis umfangreicher Optimierungsstudien.

### *Lage und Anordnung*

Das Ausgleichsbecken liegt in der ursprünglichen Ebene östlich der Zentrale Pradella und lehnt sich im Süden an die Talflanke an (Bilder 3.9 und 3.10). Der Inn sowie die Zentrale Pradella bilden den nördlichen bzw. westlichen Abschluss. Bei der Festlegung der Anordnung wurden nicht nur die topografischen Randbedingungen, sondern auch die hydrogeologischen Gegebenheiten und die betrieblichen Erfordernisse berücksichtigt.

Durch den Aufstau des Inns bei Pradella werden u. a. auch die Grundwasserverhältnisse im Bereich östlich der Zentrale Pradella beeinflusst. Das Zusammenwirken dieses Grundwasserstromes mit dem Abfluss des Inns unterhalb von Wehr und Fassung wurde im Detail untersucht und hat zu einer Höhenlage der Beckensohle geführt, die eindeutig über dem Grundwasserspiegel liegt. Dies war erforderlich, da zu jeder Zeit in allen Betriebszuständen eine Entleerung des Beckens möglich sein muss.

Einphasendichtungswand in Ausführung.

Bild 3.8a, links. Führungsmauer (Abstand 0,80 m) und Zustand der Suspension rund 48 Stunden nach Erstellung der Lamelle.

Bild 3.8b, rechts. Detail der Linienführung unter der Wehrschwelle (mit Greifer).

Die in der Beckensohle angeordneten zwei Spülrinnen erleichtern im Bedarfsfall die Spülung des Beckens.

### *Hauptabmessungen und technische Daten*

Der Zufluss von der Zentrale Pradella beträgt 67 $m^3/s$. Zusätzlich werden von der Innfassung maximal 20 $m^3/s$ zugeleitet, was somit einen Gesamtzufluss von 87 $m^3/s$ ergibt. Im Normalfall schwankt der Betriebswasserspiegel im Becken zwischen 1133,20 m ü. M. und 1143,00 m ü. M.; für den Fall, dass die Zentrale Martina bei vollem Becken nicht in Betrieb ist und trotzdem rund 87 $m^3/s$ in das Ausgleichsbecken fliessen, kann der Wasserspiegel auf maximal 1143,50 m ü. M ansteigen.

Das Ausgleichsbecken hat eine Länge von rund 220 m und eine durchschnittliche Breite von etwa 140 m. Die Grundfläche beträgt rund 20000 $m^2$. Bei einer maximalen Wassertiefe von 11 bis 12 m ergibt dies ein Nutzvolumen von 260000 $m^3$.

Hangseitig haben die Böschungen eine Neigung von 1:1,8. Der innseitige Abschlussdamm hat auf der Luftseite eine Neigung von 2:3 und auf der Wasserseite von 1:1,7.

Bild 3.10. Das Ausgleichsbecken mit einem Nutzvolumen von 260000 $m^3$ liegt in der ursprünglichen Ebene östlich der im Hintergrund abgebildeten Zentrale.

### *Talsperrenverordnung*

Entsprechend dem Bundesgesetz betreffend Wasserbaupolizei unterstehen Anlagen mit folgenden Bedingungen der sogenannten Talsperrenverordnung:

| | |
|---|---|
| Stauhöhe | > 10 m |
| Stauvolumen | > 50000 $m^3$ bei 5 m Stauhöhe |

Das Ausgleichsbecken mit einer Wassertiefe von 11 bis 12 m und einem Nutzvolumen von 260000 $m^3$ übertrifft beide Randbedingungen und untersteht somit der Oberaufsicht durch das Eidg. Verkehrs- und Energiedepartement. Die Aufsicht wird durch das Bundesamt für Wasserwirtschaft ausgeübt. Neben Massnahmen und Auflagen zur Wahrung der öffentlichen Sicherheit bei Becken, Grundablass und Hochwasserentlastungsanlage wurden vom Bundesamt für Wasserwirtschaft die folgenden Bedingungen an das für die Schüttung der Dämme verwendete Material gestellt:

- Die Anforderungskriterien für das Schüttmaterial der Dämme müssen so definiert werden, dass die Böschungsstabilität einen Sicherheitsfaktor von mindestens 1,5 aufweist.
- Dem Bundesamt für Wasserwirtschaft sind die folgenden Unterlagen zuzustellen bzw. zur Genehmigung einzureichen:
  - Bericht über die hydraulischen Modellversuche der Hochwasserentlastung.
  - Ausführungsvorschriften für die Erstellung des Bekkens
  - detailliertes Bauprogramm
  - Ausführungspläne, geologische Aufnahmen und zusammenfassender Bericht über die Bauarbeiten
  - Programm für den ersten Einstau
  - Reglement für die Überwachung des Ausgleichsbekkens

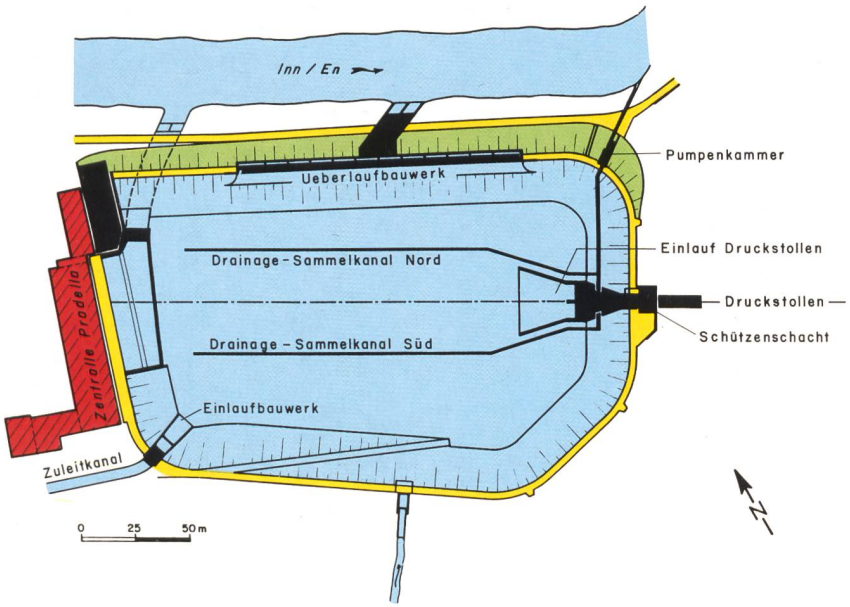



Bild 3.9. Situationsplan Ausgleichsbecken.
Der Inn sowie die bestehende Zentrale Pradella bilden die Begrenzung des Ausgleichsbeckens. Im Süden lehnt es sich an die Talflanke an.

Bild 3.11. Querdrainageleitungen führen allfällige Sickerverluste zu den beiden begehbaren Sammelkanälen. Bedingt durch die grosse Aggressivität des Grundwassers, sind Steinzeugrohre verwendet worden.

### *Asphaltdichtung*

Das Ausgleichsbecken wird vollständig mit einer Asphaltdichtung ausgekleidet. Nach dem Abwalzen der Böschungen und Sohle wird der nachfolgend beschriebene Schichtaufbau ausgeführt:

| | |
|---|---|
| 6 cm | Binderschicht |
| 8 bzw. 9 cm | Dichtungsschicht auf der Sohle bzw. den Böschungen |

Die Böschungen werden anschliessend mit einer Mastix-Versiegelung versehen.

Die Arbeiten bedingen spezielle Anforderungen an den Untergrund sowie spezielle Geräte für den Einbau. Aus diesem Grunde wurde im Rahmen einer Vorsubmission eine Spezialfirma bezeichnet und diese dem Unternehmer für die Bauarbeiten im Los 1 als Subunternehmer vorgeschrieben.

### *Dammschüttungen*

Da das Becken mit einem Schwarzbelag abgedichtet wird, müssen die Dammschüttungen keinerlei Dichtungsfunktion übernehmen. Sie müssen demzufolge nur den Stabilitäts- und Filterkriterien genügen. Die Dämme werden als homogene, verdichtete Dammschüttung aufgebaut. Zwischen Asphaltdichtung und Dammkörper wird eine Drainageschicht eingebaut.

Untersuchungen von Bodenproben aus dem Aushub für das Ausgleichsbecken haben ergeben, dass es sich um frostsichere bis leicht frostgefährdete Kiessande und leicht bis mittel frostgefährdete Sande handelt. Vereinzelt wurden während der Aushubarbeiten schlechte Zonen (Sandlinsen, organisch durchsetzte Partien) festgestellt. Das Material wies zudem viele grössere Steine und Blökke auf.

Aufgrund umfangreicher Vorversuche wurden die Einbaukriterien definiert. Neben einer klar definierten Kornverteilung mit einem Grösstkorn von 200 mm wurde als Frostkriterium ein Anteil von maximal 5 Prozent kleiner als 0,02 mm festgelegt. Der zulässige Einbauwassergehalt beträgt 3,5 bis 7 Prozent. Die Verdichtung wird laufend kontrolliert, wobei ein $M_E$-Wert von 75 MN/m$^2$ gefordert wird.

### *Drainagesystem*

Im Abstand von 20 m führen Querdrainageleitungen von 20 cm Durchmesser das vom Untergrund aufstossende Wasser sowie allfällige Sickerverluste des Beckens zu den beiden Sammelkanälen, die bergseitig bzw. innseitig der beiden Spülrinnen angeordnet sind. Bedingt durch die grosse Aggressivität des Grundwassers sind Steinzeugsickerrohre (Bild 3.11) verwendet worden. Das anfallende Sickerwasser wird durch die begehbaren Sammelkanäle und einen Drainage-Kontrollgang zur Pumpenkammer geleitet, von wo aus es über eine Rohrleitung in den Inn geleitet wird. Wassermessstellen ermöglichen die Bestimmung der Sickerwassermengen.

### *Bauwerke im Ausgleichsbecken*

Das bestehende Schwallbecken und der Unterwasserkanal der Zentrale Pradella mussten an die zukünftigen Anforderungen des Betriebs angepasst werden. Diese Anpassungen sowie der gleichzeitige Umbau in einen Grundablass erfolgten während einer Betriebseinstellung im Frühjahr 1991.

Der *Einlauf* verbindet den Zuleitkanal von der Fassung mit dem Becken. Das Bauwerk ist vollständig in die Dammböschung integriert.

Das *Überlaufbauwerk* hat eine Länge von 125 m. Es ist als Streichwehr mit zentralem Auslauf in den Inn konzipiert.

Der *Einlauf zum Druckstollen* (Bilder 3.12 und 3.13) wird innerhalb einer Baugrubensicherung, bestehend aus rund 28 m tiefen Schlitzwänden, gebaut. Die Bodenplatte ist mit Ankern gegen Auftrieb gesichert. Innerhalb dieser Baugrube kommt auch der *Schützenschacht* zu liegen. Es

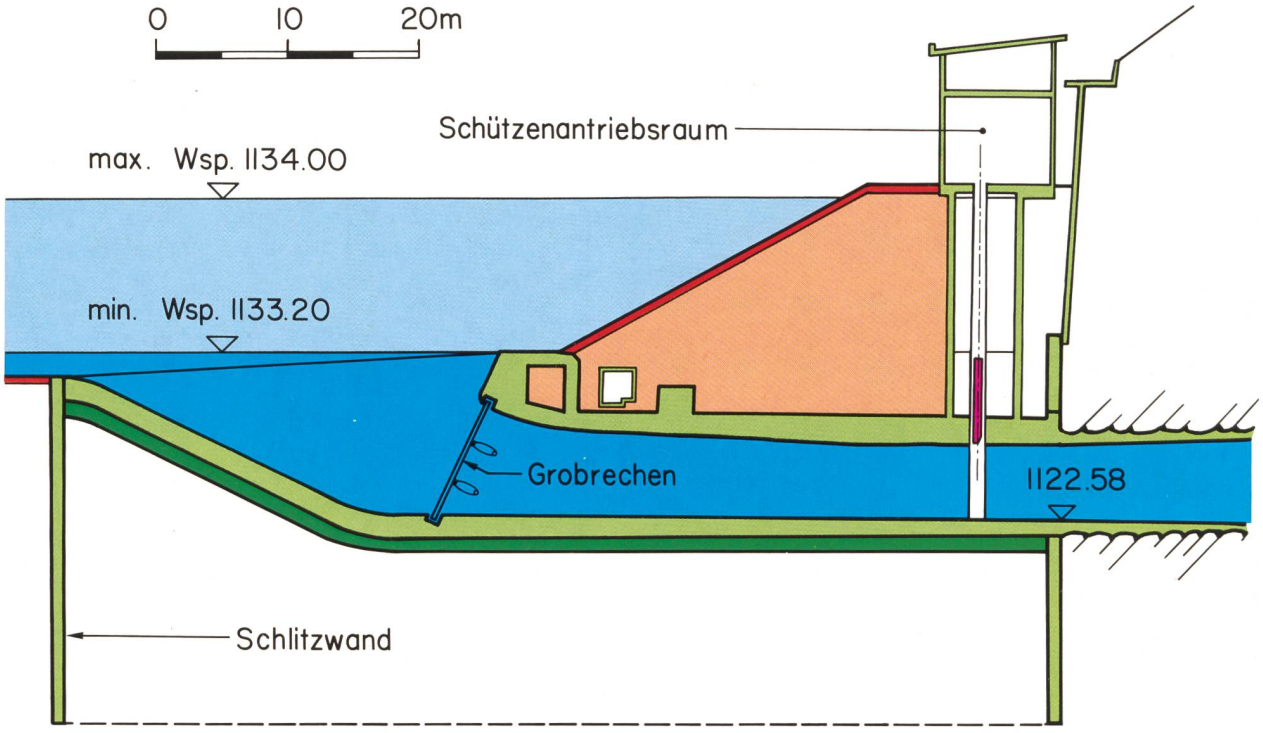



Bild 3.12. Längsschnitt durch Druckstolleneinlauf und Schützenschacht. Der Einlauf zum Druckstollenschacht sowie der Schützenschacht werden im Schutz von 28 m tiefen, verankerten Schlitzwänden gebaut.

Bild 3.13. Vom tiefsten Punkt des Einlaufbauwerkes wird im fallenden Vortrieb der Druckstollen ausgebrochen und betoniert.

handelt sich dabei um einen Nassschacht, in welchem sich eine Tafelschütze als Revisionsorgan befindet. Vom tiefsten Punkt des Einlaufbauwerkes wird im fallenden Vortrieb der Druckstollen ausgebrochen und betoniert.

## 3.3 Druckstollen Pradella

Die ersten 100 m des Druckstollens laufen aus der Alluvialebene des Inns in den Gehängeschutt und lehmiges Moränenmaterial mit teilweise grossen Blöcken. Aggressives Grundwasser mit Druckhöhen zwischen 10 und 30 m musste berücksichtigt werden.

Für den Ausbruch des Querschnittes von 39 m² in leicht fallendem Vortrieb wurden drei Methoden untersucht:

- Schildvortrieb mit Brustverzug und Tübbingeinbau
- vorauseilende Abdichtung des Lockergesteins mittels Injektionsschaum und Verfestigung mit Injektionsharz bzw. Zementinjektionen
- horizontale Bohrpfähle mit Zementmörtel (Mikropfähle). Zusätzlich Einsatz von Injektionsschaum zur Abdichtung während des Vortriebs. Es handelte sich dabei um eine Unternehmervariante.

Obwohl der Schildvortrieb die grösstmögliche Sicherheit bezüglich Ausbruch und Vortriebsgeschwindigkeit bietet, wurde aus finanziellen und terminlichen Überlegungen auf diese Ausbruchart verzichtet.

Gewählt wurde für die Lockergesteinsstrecke eine Kombination von horizontalen Bohrpfählen (Länge rund 24 m) und, wo erforderlich, zusätzlichen Abdichtungen mit Injektionsschaum. Bei der Ausführung der horizontalen Pfähle haben die Bohrgenauigkeit und die Schwierigkeiten beim Durchbohren von Blöcken zu Problemen geführt.

Die Durchörterung der Lockergesteinsstrecke von rund 100 m Länge dauerte rund 6 Monate, was einem durchschnittlichen Vortrieb von 0,8 m pro Arbeitstag entspricht. Rund die Hälfte der Lockergesteinsstrecke wurde im Kalottenvortrieb ausgebrochen.

Die restlichen 800 m des Druckstollens werden im konventionellen Sprengvortrieb ausgebrochen.

# 4. ... durch den Druckstollen ...

*Jürg Stebler, Charles Zulauf, Martin Hofmann*

Im Hinblick auf die Gesamtlänge des Druckstollens von annähernd 14,3 km wurde der Druckstollen für die Ausführung in drei eigentliche Druckstollenlose aufgeteilt.

## 4.1 Die Stollen

### Fensterstollen

Die Druckstollenlose bzw. der Zwischenangriffspunkte für die eigentlichen Druckstollenteile wurden in allen drei Baulosen mit Fensterstollen erschlossen.

Die drei Fensterstollen Sot Döss, San Niclà und Chavrà konnten kurz gehalten werden. Die beiden ersten wurden aus terminlichen Gründen separat zu den Druckstollenlosen vergeben und früher als die Hauptlose begonnen. Die einzelnen Längen betragen dabei

| | |
|---|---|
| Sot Döss: | 404 m |
| San Niclà: | 609 m |
| Chavrà: | 330 m |

Für den Zugang zu den Fenstern Sot Döss und San Niclà wurden zwei temporäre Dienstbrücken (von 60 t resp. 50 t Tragkraft) über den Inn gebaut, während für das Fenster Chavrà die bestehende Holzbrücke durch eine stärkere von 36 t Nutzlast ersetzt wurde.

Der grosse Querschnitt der Fensterstollen von rund 25 m² wurde gewählt, um für die Hauptarbeit im Druckstollen moderne, effiziente Ausbruchgeräte wie Tunnelbohrmaschinen einsetzen zu können.

Den Ausbruchdeponien wurde grosse Beachtung geschenkt. Für die Stollen in Sot Döss und San Niclà ist der notwendige Deponieraum für die vorliegende Ausbruchkubatur durch vorgängige Kiesentnahme von Schotterterrassen geschaffen worden. In Chavrà dagegen wird die Deponie als Terrasse auf dem bestehenden Terrain ohne vorgängige Kiesausbrüche ausgebildet. Die Endgestaltung der Deponien Sot Döss und San Niclà wurde sehr sorgfältig untersucht, um eine einwandfreie Bewirtschaftung zu ermöglichen (Bild 4.1).

### Druckstollen

Die Länge des Druckstollens zwischen dem Einlauf und dem Beginn der Panzerung im Bereich des Wasserschlosses beträgt 14 244 m, wovon die ersten 918 m Teil des Bauloses 1 sind und die letzten 15 m dem Los 5 zugeschlagen wurden. Die Loslängen betragen:

| | |
|---|---|
| Los 2 (Sot Döss): | 6113 m (3939 m steigend, 2174 m fallend) |
| Los 3 (San Niclà): | 3494 m (steigend) |

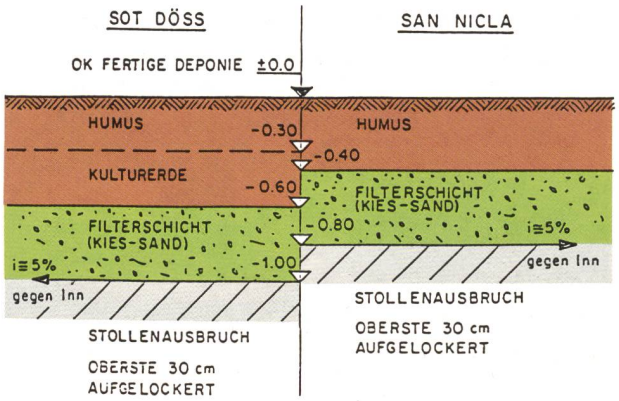
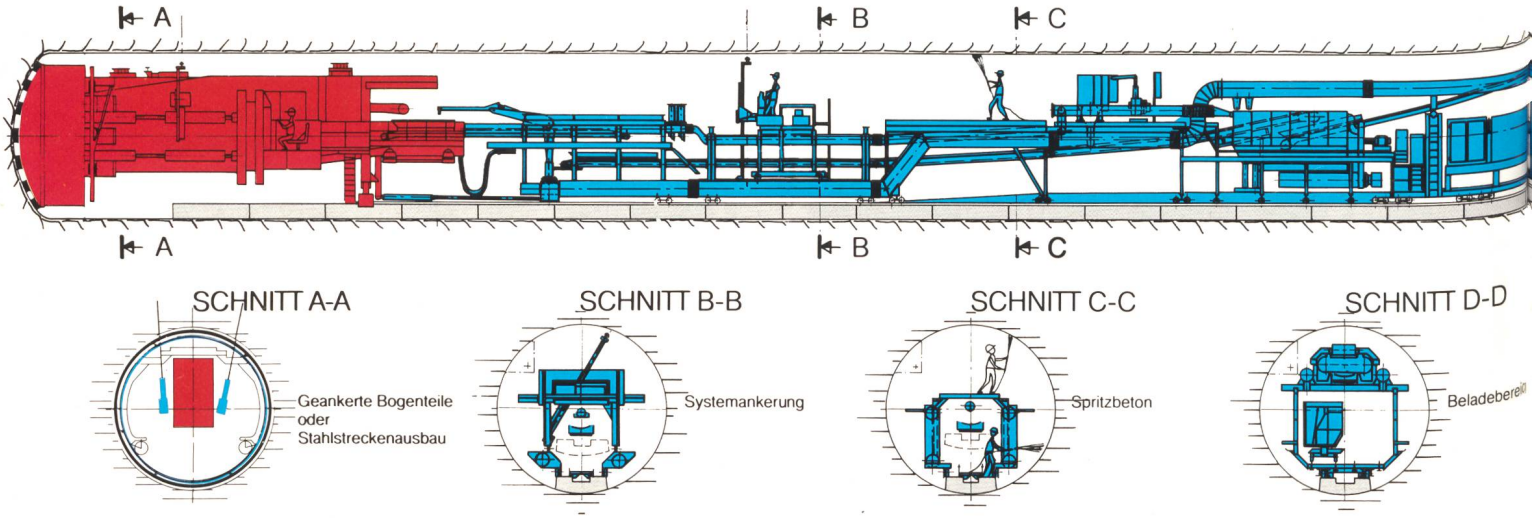



Bild 4.1. Endgestaltung der Deponien: Bodenaufbau.




Los 4 (Chavrà): 3704 m (3001 m steigend, 703 m fallend).

Der Ausbruchquerschnitt beträgt dabei durchgehend 31 m² (Durchmesser 6,30 m).

Die Aufteilung des gesamten Druckstollens in die drei Lose mit den den Baulosen zugeordneten Einzellängen wurde massgebend beeinflusst durch die prognostizierte Geologie und der damit verbundenen Vortriebsleistungen, den Zufahrts- und Erschliessungsmöglichkeiten, und stellt schlussendlich eine terminliche und damit auch finanzielle Optimierung dar. Aus heutiger Sicht darf festgehalten werden, dass die bisher angetroffene Geologie in bemerkenswerter Weise den Prognosen entspricht. Ebenfalls bestätigt wurde das prognostizierte Vorkommen von aggressivem Wasser (sulphathaltig), wobei die maximale Konzentration 1500 ppm nicht überschritt.

### *Ausschreibungen und Unternehmerofferten*

Aufgrund der geologischen Untersuchungen und Prognosen wurde sowohl konventioneller wie mechanischer Vortrieb ausgeschrieben. Die Offerten zeigten jedoch rasch die finanziellen Vorteile des mechanischen Vortriebes wie auch, dass die knappen Erstellungstermine nur mit maschinellem Vortrieb mittels Tunnelbohrmaschinen einzuhalten waren (Bild 4.2).

Trotz den knappen Terminen für die Ausarbeitung der Offerten boten einige Unternehmer interessante Varianten an. So schlug ein Unternehmer eine Variante mit Sohltübbingen vor, die aufgrund der offensichtlichen Vorteile während des Ausbruchs (sauberere Verkehrsunterlage) und Betonierens (bessere Reinigungsmöglichkeit) zur Ausführung gelangte (Bild 4.3). Der Vorschlag eines anderen Unternehmers war es, eine Tunnelbohrmaschine einzusetzen, die mit leicht variablen Durchmessern arbeiten kann. Obschon der Gedanke an sich für den Bauherrn und den Ingenieur sehr interessant ist – es ist hydraulisch besser, eine Verkleidung mit durchgehend konstantem Innenradius zu haben als eine Verkleidung mit Absätzen –, wurde der angebotene Vorschlag nicht angenommen, da die Konstruktion selbst noch zuwenig erprobt ist und bei den knappen Terminen kein Risiko eingegangen werden konnte.

## *4.2 Besonderheiten bei der Festlegung der Druckstollenverkleidung*

### *Dimensionierung der Verkleidung und Kriterien für die Injektionen*

Für den Bau eines 14,3 km langen Druckstollens wird eine Vielzahl von geologischen und hydrogeologischen Auf-

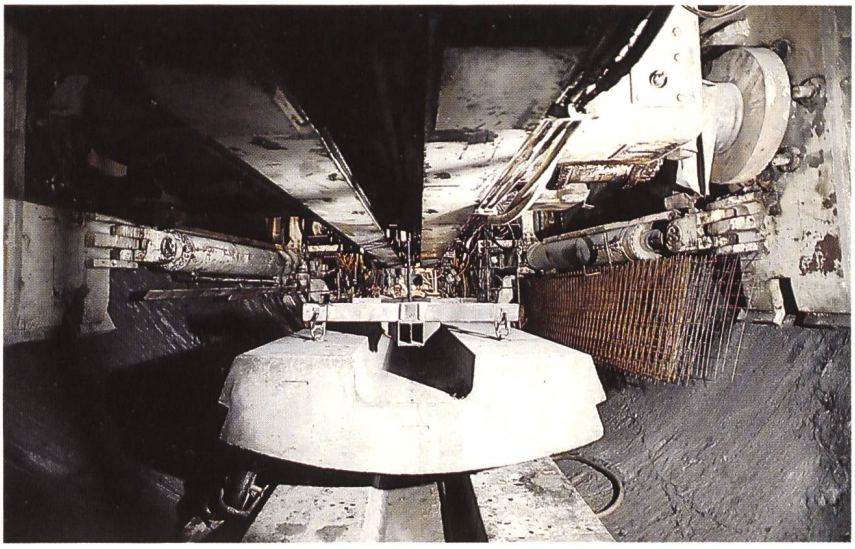
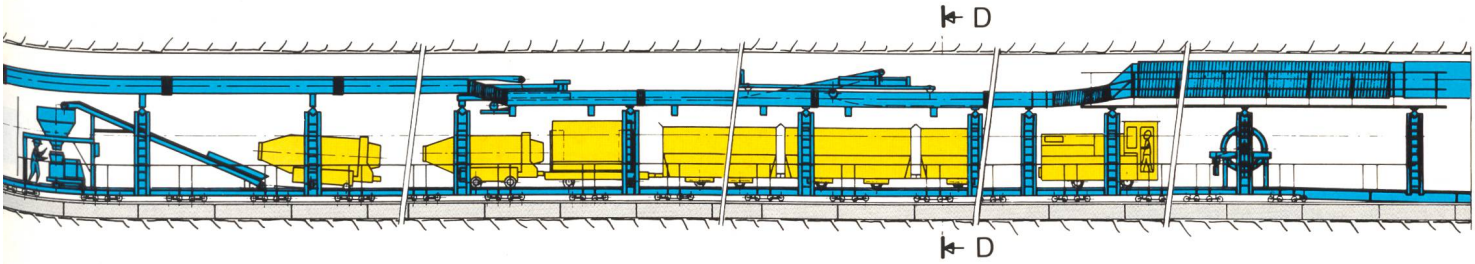


Bild 4.3. Sohltübbinge als temporäre Schienenschwellen werden im Baulos 3 in die Stollenverkleidung integriert.

Bild 4.4. Mineur bei der Kontrolle der Full-round-Schalung im Stollen.



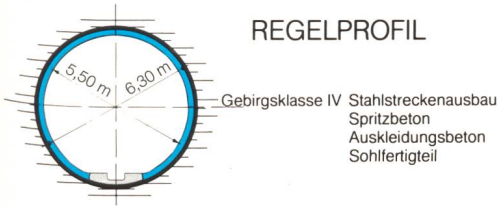




Bild 4.2. Systemskizze einer der 3 verwendeten Tunnelbohrmaschinen mit einem Bohrdurchmesser von 6,30 m, einer Gesamtlänge von ca. 200 m mit einem Totalgewicht von über 500 t.

schlüssen des Gebirges benötigt. Ihre Erhebung muss zeitlich und räumlich in zwei Phasen unterteilt werden. In der ersten Phase interessiert die Geologie in erster Linie für die Kostenschätzung und im Zusammenhang mit der Wahl der optimalen Ausbruchmethode. Auf diese Untersuchungen wird hier nicht näher eingegangen.

Eine Druckstollenverkleidung und deren flankierende Massnahmen (z. B. Injektionen, Armierung usw.) müssen unterschiedlichen Anforderungen genügen. Im Betriebszustand ist eine stabile, glatte und möglichst dichte Betonverkleidung gefordert, um die Wasserverluste und damit die Energieverluste auf ein Minimum zu beschränken. Die statisch erforderliche Betonstärke ist einerseits abhängig von der Qualität des den Druckstollen umgebenden Felses, andererseits von der Höhe des Wasserinnendrucks. Je höher der statische Elastizitätsmodul, das heisst je steifer und dichter der bettende Fels ist, desto geringer ist die Belastung auf die Betonverkleidung. Die Risse infolge der Zugspannungen sind kleiner, und es exfiltriert weniger Wasser durch die Verkleidung. Entscheidend dabei ist auch die Lage des Bergwasserspiegels, die sich während des Betriebs einstellt. Liegt der Bergwasserspiegel über der dem Wasserinnendruck entsprechenden Drucklinie, findet kein Wasseraustritt aus dem Stollen statt.

Für Revisionen wird der Stollen entleert. In dieser Situation belasten der Bergwasserdruck und der Bergdruck die Betonverkleidung. Während dieser Zeit fliesst Wasser in den Stollen zurück.

Die Kriterien zur Festlegung der Druckstollenverkleidung, ihre Abhängigkeiten und die geeigneten Massnahmen sind aus Bild 4.5 ersichtlich.

Die Dimensionierung einer Druckstollenverkleidung basiert auf dem statischen Wert des Elastizitätsmoduls des umgebenden Gebirges. Dilatometermessungen und Lastplattenversuche sind übliche Feldversuche zur Bestimmung dieser Grösse. Beim Druckstollen Pradella–Martina waren diese Versuche aus terminlichen, finanziellen und logistischen Gründen nicht vollständig durchführbar. In der Folge wurde folgendes Vorgehen beschlossen, um die Vortriebsarbeiten möglicht wenig zu tangieren:

- mikroseismische Untersuchungen über die ganze Stollenstrecke
- Dilatometermessungen lokal an speziell festgelegten Stellen.

Das Verfahren der Mikroseismik erlaubt eine rasche, lückenlose Erhebung der Gesteinsverhältnisse. So wurde im steigenden Ast des Loses Chavrà zum Beispiel in drei Nachtschichten 2900 m Stollenstrecke gemessen. Erfasst wurden die seismischen Geschwindigkeiten des Gebirges. Daraus konnte der dynamische Elastizitätsmodul ermittelt werden. Mit Hilfe der Dilatometermessresultate wurden diese anschliessend in statische Werte umgerechnet, wobei diese quantitative Umrechnung auf einer rein statistischen Auswertung beruht: Es wurde eine Korrelation zwischen den dynamischen und den statischen Werten gesucht. Die beiden Untersuchungsmethoden

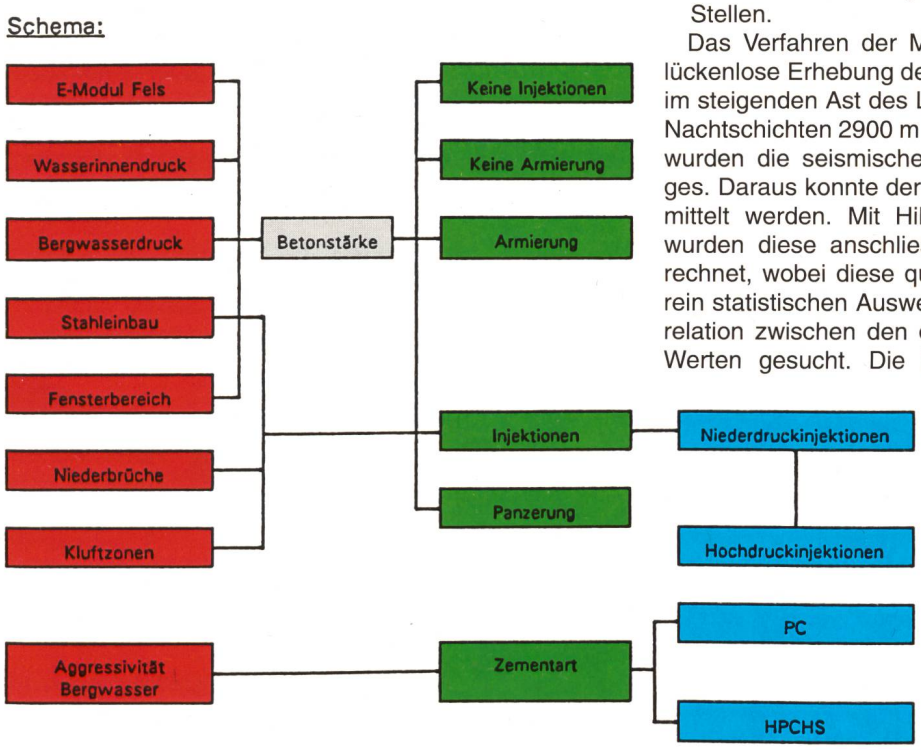



Bild 4.5. Kriterien, schematischer Verlauf zur Festlegung der Druckstollenverkleidung.

wurden unter physikalisch unterschiedlichen Bedingungen durchgeführt, und es ist problematisch, eine mathematische Beziehung zwischen einem statisch und einem dynamisch gemessenen E-Modul herzustellen.

Als zusätzliche Unterlagen für die Dimensionierung des Verkleidungsbetons dienten weiterhin die konsequent und während des Vortriebes durchgeführten geologischen und bautechnischen Stollenaufnahmen.

Alle ausgewerteten Daten und die entsprechenden Massnahmen wurden in einem Plan eingezeichnet. Anhand eines Planausschnittes (Bild 4.7) werden die wichtigsten Bemessungsgrundsätze erklärt. Sie beruhen einerseits auf den erwähnten Resultaten der geotechnischen Untersuchungskampagne, andererseits auf pragmatischen Überlegungen:

- In Bereichen mit Stahleinbau wird unabhängig von der Qualität des anstehenden Felses (Wert des E-Moduls) aus konstruktiven Gründen eine Betonstärke von mindestens 40 cm vorgesehen, um eine genügende Betonüberdeckung der Stahleinbauten sicherzustellen.
- Niederbrüche und Stahleinbau weisen auf Zonen hin, die stärker aufgelockert und oft auch durchlässiger sind. Hier wird unabhängig von der gewählten Betonstärke injiziert.
- Die im Stollen laufend entnommenen und bezüglich Chemismus untersuchten Bergwasserproben sind entscheidend für die Wahl der Zementart (PC oder HPCHS).
- Um Mess- und Umrechnungsungenauigkeiten auszugleichen, werden die aus den dynamischen umgerechneten statischen E-Moduli des Felses als Bandbreiten dargestellt (gelb). In der gleichen Zeile wird blau jener E-Modul eingezeichnet, bei dem die als kritisch definierte Betonzugspannung (2 N/mm$^2$) erreicht ist. In Bereichen mit niedrigen E-Moduli (zu hohe Zugspannungen in der Verkleidung infolge Wasserinnendruck) wird ein stärkerer Betonring eingebracht und/oder injiziert, um einerseits eine geringere Durchlässigkeit, andererseits eine Erhöhung des E-Moduls des Felses zu erreichen.
- In geologisch sehr schwierigen Zonen ist zusätzlich eine konstruktive Armierung vorgesehen, um eine bessere Risseverteilung im Beton und damit eine geringere Durchlässigkeit zu erzielen. Falls seitens der Geologie in solchen Bereichen ein genügend hoher, stabiler Bergwasserspiegel prognostiziert wird, wird auf eine Armierung verzichtet. Die Injektionen werden auf jeden Fall ausgeführt, um eine bessere Bettung zu erzielen.

### *Qualität des Verkleidungsbetons*

Die besonderen Bestimmungen und das Leistungsverzeichnis der Werkverträge sehen für die Stollenverkleidung einen Beton B 35/25 vor, der gut verarbeitbar sein und einen minimalen Zementgehalt aufweisen soll. Bei den Betonierarbeiten von Aussenbauwerken in anderen Losen zeigte sich sehr rasch, dass die Rezepturen für Pumpbeton eine Mindestdosierung von 325 kg Zement pro m$^3$ Beton erfordern, um normkonforme Druckfestigkeiten zu erreichen.

Die spezifischen Anforderungen an den Stollenbeton sind:

- sehr grosse Dichte bei möglichst geringer Rissanfälligkeit
- gute Pumpbarkeit/Verarbeitbarkeit
- frühe Ausschalzeit (18 bis 24 Stunden).

Die geforderte Enddruckfestigkeit von B 35/25 muss erreicht werden, aber beim Verkleidungsbeton muss der Normwert nicht unbedingt nach 28 Tagen erreicht werden, da der Beton erst viel später belastet wird.

Diese Anforderungen liessen sich mit den Rezepturen, die bisher verwendet worden waren, nicht erreichen, sondern verlangten eine geringere Zementdosierung, einen möglichst niedrigen W/Z-Faktor und eine tiefe Frischbetontemperatur, d. h. primär eine Verringerung der Hydratationswärme.

Auf der Suche nach Rezepturen für einen einwandfreien Stollenbeton stiess man auf die österreichische Erfahrung mit der Verwendung von Flugasche im Beton. Dabei wird ein Teil des Zementes durch Flugasche ersetzt. Aufgrund dieser Erfahrungen und unter Beizug von Spezialisten wurde ein Versuchsprogramm erarbeitet, um festzustellen, ob eine Beimischung von Flugasche mit den im Unterengadin verwendeten Zementsorten und Zuschlagstoffen einen einwandfreien Stollenbeton ergeben würde. Nachdem die Laborversuche positiv ausgefallen waren, entschloss man sich zu einem Grossversuch an einem konkreten Objekt. Trotz widrigen klimatischen Bedingungen (kalt und windig) verlief der Versuch erfolgreich, und die gemessenen Werte entsprachen den Normen.

Der Entscheid, dem Zement Flugasche beizumischen, wurde aufgrund der technischen Vorteile dieses Betons getroffen.

Weiterhin konnte erreicht werden, dass prinzipiell dieselbe Rezeptur in allen Stollenlosen verwendet wird.

Diese schreibt 240 kg Zement und 60 kg Flugasche vor mit einem chemischen Zusatzmittel (in erster Linie Verflüssiger). Bis die Unternehmer den ganzen Betonierprozess (Fabrikation, Transport und Einbringen) beherrschten, wurden 250 kg Zement verwendet

Die Betonierung des Druckstollens hat Mitte April 1992 begonnen, und die bisher vorhandenen Resultate haben die Anforderungen erfüllt:

| Alter Tage | 3 | 7 | 28 | 56 |
|---|---|---|---|---|
| Druckfestigkeit in N/mm$^2$ | 17,1 | 25,5 | 40,5 | 45,9 |

In Strecken mit sulfathaltigen Wasseraustritten wird HPCHS-Zement verwendet, weil der normale Sulfacem-Zement aufgrund seiner sehr geringen Anfangsfestigkeiten die erwünschten kurzen Ausschalfristen nicht erlaubt und damit eine längere Bauzeit zur Folge hätte.

Die Vorteile eines Betons mit Beimischung von Flugasche zum Zement sind zahlreich und für die Qualität des Endproduktes wesentlich:

- Starke Verbesserung der Pumpbarkeit (konstantere Qualität, Zeitgewinn und weniger chemische Zusatzmittel).

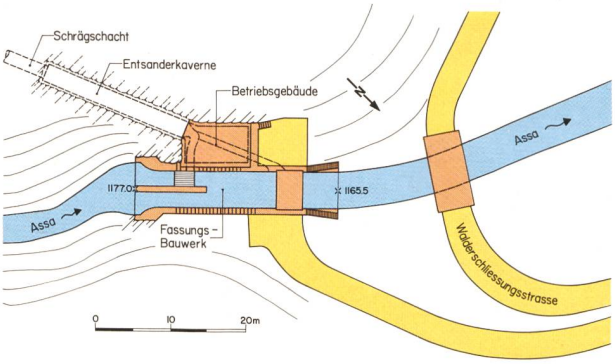



Bild 4.6. Situationsplan Fassungsbauwerk. Mit dem Tirolerwehr wird das Wasser aus dem Val d'Assa gefasst und durch einen Sandfang zum Schrägschacht geleitet.

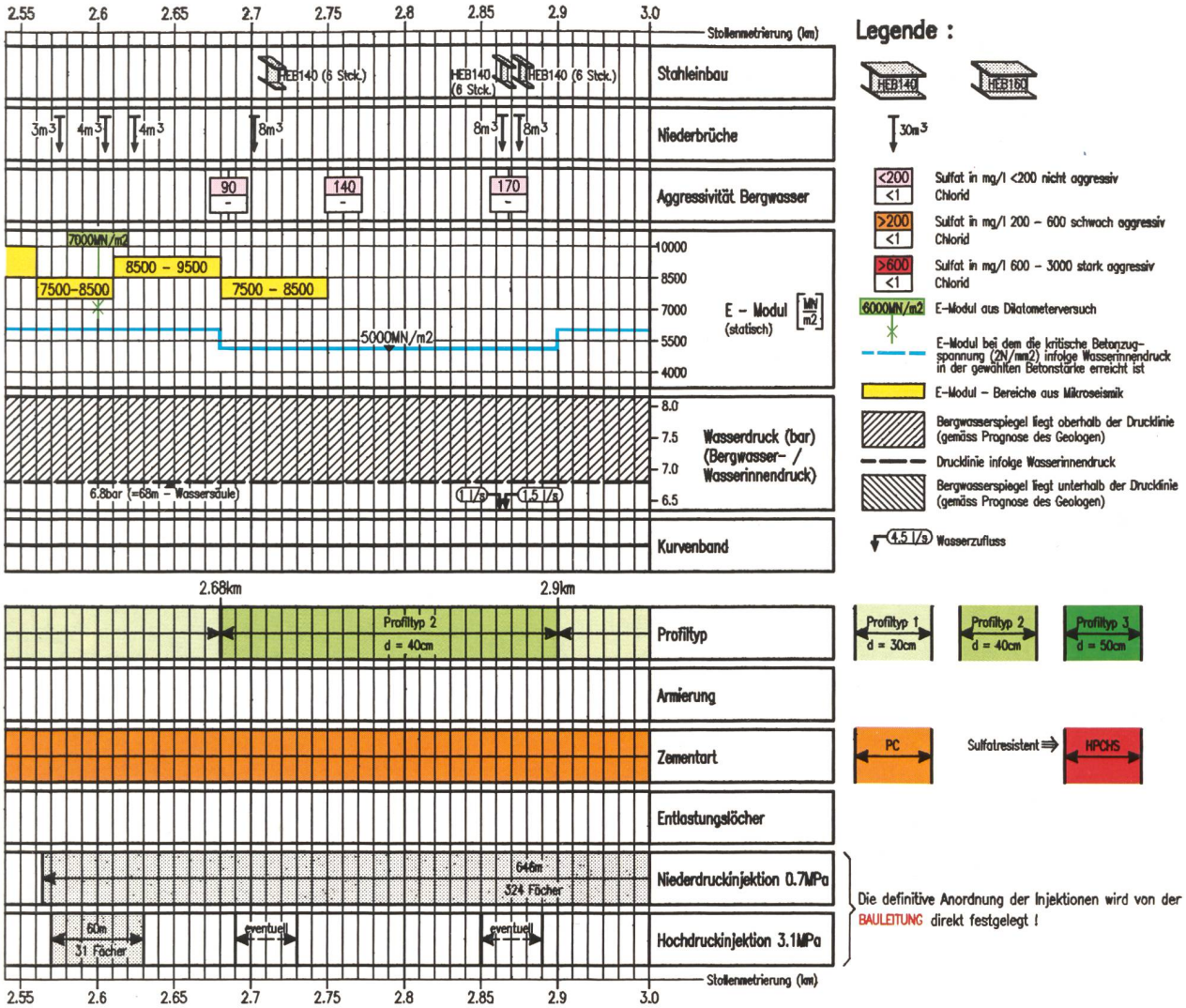



Bild 4.7. Datenband geologischer und bautechnischer Erhebungen und sich daraus ergebende Massnahmen für die Stollenauskleidung.

- Gegenüber einem normalen Beton weist der Flugaschenbeton eine wesentlich grössere Dichte auf. Die Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Angriffen ist sehr gut – was für die Strecken mit Sulfatwasser äussert wichtig ist –, und auch die Eigenschaften in bezug auf Hydratationsverhalten und Rissebildung sind besser.
- Dank ihrer Mahlfeinheit bringt die Flugasche den weiteren Vorteil, dass die üblicherweise im Engadin auftretenden grossen Schwankungen des Mehlkornanteils des Sandes von 0 bis 4 mm auf natürliche Weise ausgeglichen werden.

## 4.3 Fassung Assa

Bei Ramosch im rechtsufrigen Seitental Val d'Assa ist eine Wasserfassung vorgesehen. Der Zufluss aus dieser Fassung wird ungefähr bei km 6,800 in den Druckstollen eingeleitet.

Das Einzugsgebiet der Assa beträgt bei der Fassung 13,7 km². Bei einem mittleren Abfluss von 0,37 m³/s wurde die Ausbauwassermenge mit 0,75 m³/s festgelegt.

Mit einem Tirolerwehr wird das zu fassende Wasser dem Bach entzogen, durch einen Sandfang zum Schrägschacht mit einem Durchmesser von 1,70 m geleitet und dem Druckstollen zugeführt. Die gesamte Entsandereinrichtung wird linksufrig der Assa in einer Kaverne untergebracht. Betriebsgebäude und Traforaum werden im Voreinschnitt für die Entsanderkaverne angeordnet (Bilder 4.6 und 4.7).

Der Schrägschacht wurde vom Druckstollen aus mit Hilfe einer Tunnelbohrmaschine (Aussendurchmesser: 2,30 m) ausgebrochen. Die Neigung des Schachtes beträgt rund 35°.

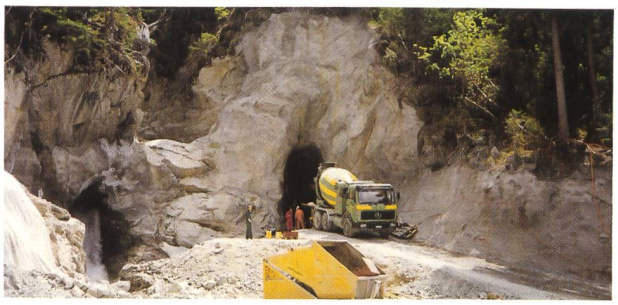


Bild 4.8. Übersicht über das Fassungsgebiet mit ausgebrochener Entsanderkaverne und Bachumleitung. Die Fassung befindet sich am Fusse einer natürlichen Gefällsstufe. Links im Bild ist die provisorische Umleitung des Baches zu sehen. Die Entsanderkaverne ist bereits ausgebrochen.

# 5. . . .ins Wasserschloss und in den Druckschacht. . .

*Franz von Mandach, Andreas Hohl*

Als Schwallraum beim plötzlichen Schliessen der Regulierorgane in der Zentrale Martina einerseits und um den Wassernachschub beim Öffnen dieser Abschlussorgane sicherzustellen andererseits, ist am Übergang vom schwach geneigten, rund 14 km langen Druckstollen zum vertikalen Druckschacht das Wasserschloss vorgesehen. Es hat somit quasi die Funktion eines Expansionsgefässes. Das Wasserschloss besteht im wesentlichen aus einem Vertikalschacht, einer ringförmigen Wasserschlosskammer und der sogenannten Werkstattkaverne (Bild 5.1).

Alle Objekte liegen im für Untertagebauwerke relativ günstigen Bündnerschiefer. So wurden die Werkstattkaverne und die Wasserschlosskammer derart orientiert, dass sie – dem einheitlichen Fallen der Schichten entsprechend – mit einem Minimum an Sicherungsmassnahmen ausgebrochen werden konnten. Weiterhin konnte der Gebirgswasseranfall – vor allem längs der Trennflächen – als sehr gering angenommen werden. Die der Projektierung zugrunde gelegte geologische Prognose hat sich vollumfänglich bestätigt.

## 5.1 Auslegungskriterien

Als Basis für die Projektierung wurden verschiedene Betriebsfälle berechnet und anschliessend in einem hydraulischen Modellversuch an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne überprüft. Die folgenden, ungünstigsten Betriebsabläufe wurden berücksichtigt:

- Schliessen der Turbinen (Rückfahren von 90 $m^3/s$ auf 0 $m^3/s$) innert 10 Sekunden bei einem maximalen Wasserspiegel im Ausgleichsbecken Pradella.
- Anfahren der Turbinen von 40 Prozent Summenlast auf Vollast innerhalb von 20 Sekunden.

Aufgrund dieser Annahmen wurden die verschiedenen Anlageteile dimensioniert.

## 5.2 Fensterstollen

Zur Erschliessung der Bauten des Wasserschlosses wurde am extrem steilen Hang oberhalb Martina auf Kote 1161,50 m ü.M ein Fensterstollen ausgebrochen (Bild 5.2). Der Zugang zum Stollenportal wird durch eine Transportseilbahn mit einer Tragkraft von 16 t ermöglicht, welche den Höhenunterschied zum Installationsplatz bei Martina von 125 m überwindet. Der Stollenquerschnitt beträgt 23 $m^2$ und erlaubt damit die Durchfahrt grösserer Baumaschinen.

## 5.3 Werkstattkaverne

Als Bestandteil des Wasserschlosses folgt im Anschluss an den Fensterstollen die Werkstattkaverne. Ihre grosse Breite von 19 m basiert auf dem Bedürfnis, darin die später einzubauende Panzerung vorzumontieren und Platz für die Abteufung des Schachtes zu schaffen. Sie wurde in vier Abschnitten ausgebrochen (Kalotte, Stross in drei Teilen). Die Schichtung der angetroffenen Bündnerschiefer erwies sich als günstig, so dass wenig Felssicherungen mit Anker erforderlich waren. Die Konvergenzmessungen bis zum Aufbringen des Spritzbetongewölbes zeigten keine messbaren Bewegungen. Die vertikalen Wände sind mit Beton verkleidet. Nach Abschluss sämtlicher Arbeiten am Wasserschloss wird beim Eintritt des Fensterstollens in die Kaverne eine massive Betonmauer auf der Höhe des maximalen Wasserspiegels erstellt. Das Wasserschloss ist in Zukunft durch eine Panzertüre zugänglich. Das Ausbruchmaterial wurde mit einer Seilbahn auf die Deponie in Martina transportiert.

## 5.4 Das Wasserschloss

Betriebliche Erfordernisse, die daraus sich ergebenden Ergebnisse der Schwingungsberechnungen sowie topographische Randbedingungen zeigten bei einer Optimierung, dass es vorteilhaft ist, das Wasserschloss in einen Vertikalschacht mit darüberliegender Wasserschlosskammer aufzuteilen.

### *Die Wasserschloss-Kammer*

Die obere Wasserschlosskammer ist ringförmig angeordnet. Mit einem Querschnitt von 27 $m^2$ hat sie eine Gesamtlänge von 190 m. Sie wurde mit Beton verkleidet. Der gesamte Ausbruch wurde ebenfalls mit dem Kabelkran weggeführt, da aus zeitlichen Gründen der Vertikalschacht noch nicht zur Verfügung stand.

### *Der Vertikalschacht*

Der Durchmesser des kreisförmigen, 76 m hohen Vertikalschachtes entspricht ebenfalls den Ergebnissen der Schwingungsberechnungen. Bei einer Verkleidungsstärke von 0,80 m ergab sich dabei ein Ausbruchdurchmesser von 16,50 m. Ausgebrochen wurde nach dem Raiseboring-Verfahren. Zunächst wurde eine Bohrung von 0,20 m Durchmesser aus der Werkstattkaverne bis auf den vorgängig ausgebrochenen Verbindungsstollen auf der Höhe

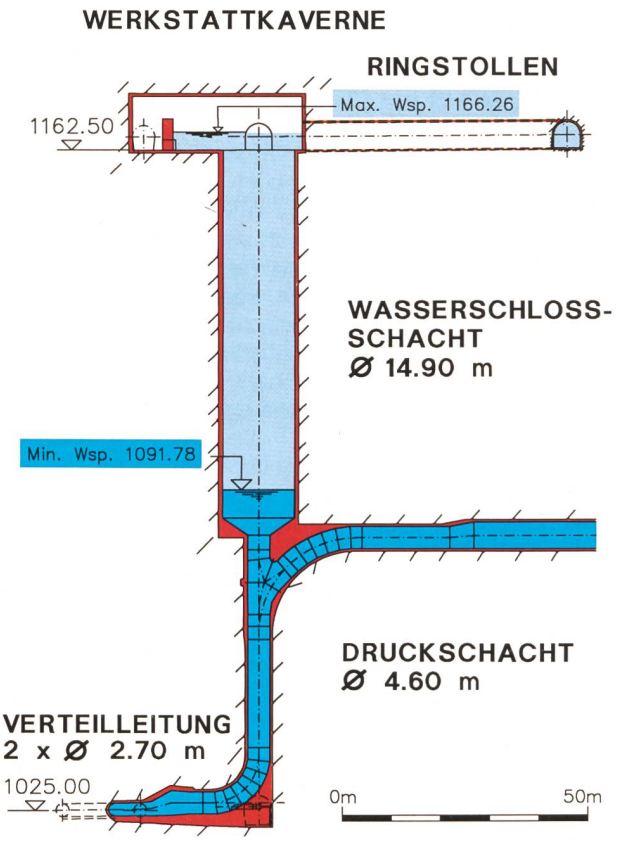



Bild 5.1. Längsschnitt durch das Wasserschloss. Das Wasserschloss besteht aus einem Vertikalschacht, einer ringförmigen Wasserschlosskammer und der Werkstattkaverne. Der Druckschacht ist vollständig mit Stahl gepanzert.

der Verteilleitung niedergebracht (Bild 5.3). Am Bohrgestänge wurde sodann ein rotierender Fräskopf nach oben gezogen, so dass ein Schacht von 2,10 m Durchmesser entstand. Dieser Schacht ermöglichte eine erste Inspektion der geologischen Verhältnisse, welche die Prognosen weitgehend bestätigte. Es war deshalb möglich, den Vertikalschacht auf die ganze Tiefe vorgängig der Ausführung der Auskleidung auszubrechen. Dies geschah jeweils in Stufen von 1,20 m Höhe im Sprengverfahren.

Das Ausbruchmaterial wurde mittels Bagger zum Schacht gebracht und erreichte im Freifall den Verbindungsstollen, von wo es mit Pneufahrzeugen durch den Unterwasserstollen zur Deponie transportiert wurde. Die Felsoberfläche wurde mit 5 cm Gunit und – wo nötig – mit kurzen Ankern und Netzen gesichert.

Zur Dimensionierung der Betonauskleidung konnte nur auf wenige Erfahrungsbeispiele zurückgegriffen werden, da Schächte ähnlicher Grösse sehr selten gebaut werden (z. B. Kraftwerk Dinorwic in Schottland, Raketensilos in den USA) und die spezifischen Gegebenheiten nur selten direkt reproduzierbar sind. Neben den statischen Erfordernissen, welche dank den guten Felseigenschaften bei der Bemessung der Verkleidung kaum ins Gewicht fielen, war die Bedingung der absoluten Wasserdichtigkeit von grosser Bedeutung (kein Wasseraustritt aus dem Schacht in den Fels und somit in die nicht abgedichtete, obere Hälfte der Maschinenkaverne). Folgende Massnahmen wurden eingehend geprüft:

- tangentiale Vorspannung mittels Kabeln
- radiale Vorspannung nach dem Ringspalt-Injektionsverfahren

Mit diesen Massnahmen sollte den tangentialen Zugspannungen im Verkleidungsbeton infolge Wasserdrucks und Schwinden begegnet werden. Während die Vorspan-

Bild 5.2. Der Ausbruch des Druckschachtes und des Vertikalschachtes erfolgte unter Anwendung des Raiseboring-Verfahrens. Die auf 2,10 m aufgeweitete Pilotbohrung diente zum Abtransport des bei der weiteren Ausweitung anfallenden Materials (Foto Wolf, Schruns).

nung mittels Kabel aufgrund vieler ausgeführter Objekte durchaus machbar schien, waren die prognostizierten Kosten prohibitiv.

Das Ringspalt-Injektionsverfahren ist vor allem in Österreich bei Druckstollen mit Erfolg angewendet worden. Dabei wird Injektionsgut unter hohem Druck in den Spalt zwischen Betonauskleidung und Gebirge gepresst, so dass der radiale Aussendruck eine Vorspannung des Betonringes bewirkt. Erfahrungen an Schächten dieser Grössenordnung sind keine bekannt. Auch fielen die damit verbundenen Kosten erheblich ins Gewicht.

Es blieb somit die Variante, die Zugspannungen infolge Innendrucks mittels schlaffer Stahlarmierung aufzunehmen und die kaum vermeidbaren Schwindrisse mit einer Folie zwischen der Aussenfläche der Betonauskleidung und dem Gebirge abzudichten.

Gewählt wurde eine 3 mm starke PVC-Folie, die vorgängig der Verkleidung auf die Gunitschicht verlegt wurde. Um eine satte Injektion und damit einen hohlraumfreien Kontakt zwischen Gebirge und Auskleidung zu ermöglichen, wurde anstelle des sonst üblichen Schutzvliesses zwischen Gunit und Folie ein PVC-Gitter angeordnet und je 20 $m^2$ Oberfläche ein Injektionsstutzen verlegt. Vor Beginn der Betonierarbeiten fand eine Dichtigkeitskontrolle statt.

Die Betonauskleidung erfolgte mittels Gleitschalung vom Schachtfuss nach oben. Der Beton gelangte mit dem Kabelkran zum Fensterstollen und über die Werkstattkaverne in den Schacht. Betoniert wurde ohne jegliche Unterbrüche (auch während der Wochenenden). Für das Einbringen der rund 3000 $m^3$ Beton und 135 t Armierungsstahl waren 22 Kalendertage erforderlich. Dank den im Verkleidungsbeton vorverlegten Injektionsstutzen konnte der Hohlraum zwischen Fels und Beton problemlos, rasch und ohne zusätzliche Bohrungen mit Injektionsgut verfüllt werden.

Bild 5.3. Die Betonauskleidung des Vertikalschachtes erfolgte mittels Gleitschalung vom Schachtfuss nach oben. Zur Abdichtung des Schachtes ist eine Dichtungsfolie auf den mit Gunit geschützten Fels aufgebracht worden (Foto Wolf, Schruns).

Bild 5.4. Die Endzone des Druckstollens, der Druckschacht sowie die beiden Verteilleitungen sind mit Stahl gepanzert. Die teilweise vormontierten Teile des Hosenrohres wurden vor Ort zusammengeschweisst. Die beiden Verteilleitungen und das Hosenrohr werden einer Druckprobe unterzogen.

## 5.5 Druckschacht

Im Anschluss an den Vertikalschacht des Wasserschlosses verjüngt sich der Querschnitt trichterförmig auf den Ausbruchdurchmesser des Druckschachtes von 5,60 m. Der Ausbruch erfolgte in Schritten von 1,20 m wie beim Vertikalschacht. Der bereits vorhandene Schacht (Raiseboring) ermöglichte eine Schutterung des Ausbruchmaterials über den Unterwasserstollen zur Deponie. Da der Druckschacht auf die ganze Länge mit einer Stahlpanzerung versehen wird, erübrigen sich Massnahmen zur Abdichtung.

## 5.6 Verteilleitung

Der Ausbruch im Bereich der Verteilleitung (Achse des Druckschachts bis zur Maschinenkaverne) musste mit dem Ausbruch der Maschinenkaverne koordiniert werden und hatte vor dem Ausbruch derselben zu erfolgen. Dies, um Einflüsse der Sprengerschütterungen auf das Ausbruchprofil der Kaverne auf ein Minimum zu beschränken. Die Bauarbeiten erfolgten deshalb unabhängig von den Arbeiten am Fensterstollen, der Werkstattkaverne und den Schächten zum frühestmöglichen Zeitpunkt vom Unterwasserstollen her. Der Bereich des Hosenrohres mit einer Breite von 10 m und einer Höhe von lediglich 6 m erforderte eine sorgfältige felsmechanische Untersuchung und entsprechende Ankerung zur Sicherung des Profils.

Die Verfüllung der Panzerung mit Beton ist in mehreren Etappen geplant und erfolgt im Kalottenbereich über Betonierstutzen, die in der Panzerung vorgesehen sind. Zur Erzielung einer guten Verfüllung im Scheitelbereich werden zudem auf der ganzen Länge Injektionsleitungen mit Mossgummi-Ventilen eingelegt.

## 5.7 Panzerung

Die Druckstollen-Endzone, der Druckschacht und die beiden Verteilleitungen mit einem Durchmesser von 2,70 m sind gepanzert. Als Dimensionierungsgrundlage diente die Annahme, dass die Panzerung imstande sein muss, sämtliche Kräfte (Wasserinnen- und -aussendruck, Gebirgsdruck) ohne Mitberücksichtigung der Betonhinterfüllung aufzunehmen. Die Kosten einer sorgfältigen Kontrolle der Betonhinterfüllung und die satte Injektion der Hohlräume hätten höhere Kosten verursacht als der minime Mehrverbrauch an Stahl.

Um möglichst viele Schweissarbeiten im Werk ausführen zu können, werden entsprechend den Transporterfordernissen und den Platzverhältnissen bei der Montage Schüsse von bis zu 3 m Länge angeliefert (Bild 5.4). Die Rohre mit grossem Durchmesser und die Hosenrohre werden im Werk vormontiert und anschliessend in geeignete Einzelstücke zerlegt angeliefert. Die Montage beschränkt sich deshalb auf ein sorgfältiges Ausrichten der Elemente und das Verschweissen der Bleche bei den Montagestössen in der Werkstattkaverne oder vor Ort.

Nebst den üblichen Qualitätsprüfungen im Stahlwalzwerk werden die Schweissnähte mit Röntgen und Ultraschall systematisch geprüft. Die Verteilleitung und das Hosenrohr werden ausserdem einer Druckprobe unterworfen.

Die Innenseite der Panzerung wird mit einem Korrosionsschutz versehen.

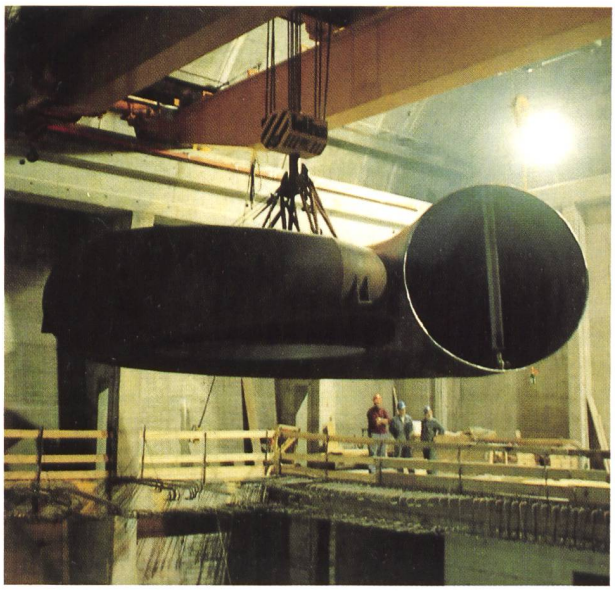


Bild 5.5. In der Kavernenzentrale Martina wird das Spiralgehäuse mit einem 100-t-Brückenkran eingebaut.

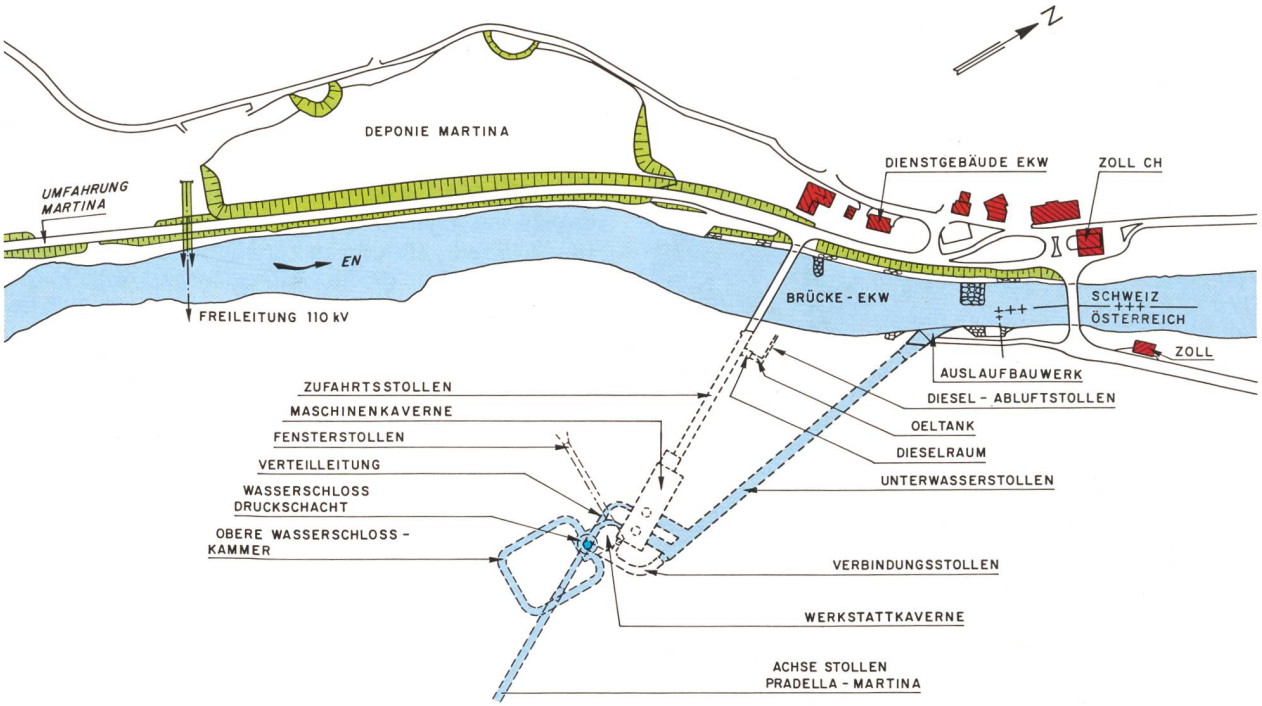



Bild 6.1. Generelle Disposition der Hauptbauwerke in Martina: Wasserschloss, Kavernenzentrale, Zugangsstollen und Unterwasserstollen mit Auslaufbauwerk.

# 6. . . . zur Kavernenzentrale in Martina

*Heinz Ehrbar, Milos Mancal, Hans Regli*

Das Baulos 6 des Kraftwerks Pradella-Martina umfasst die folgenden Hauptbauwerke (Bild 6.1):

- die Maschinenkaverne mit zwei Francis-Maschinengruppen zu je 40 MW Nennleistung
- den Zugangsstollen mit Zuluft- und Rohrkanal unter der Fahrbahnplatte
- den Unterwasserstollen, der durch einen Baustollen bis zum Fuss des Druckschachtes verlängert wurde
- das Auslaufbauwerk
- die vorgängig erstellte, vorgespannte, 68 m lange Zugangsbrücke über den Inn

Die Kavernenzentrale weist eine Länge von etwa 70 m und eine maximale Breite von 22 m auf. Die maximale Höhe von 34 m im Maschinentrakt reduziert sich auf 24 m im Montagetrakt. Die Felsüberdeckung der Kaverne beträgt 170 bis 220 m.

Der 220 m lange Unterwasserstollen ist als Freispiegelgerinne konzipiert und wird bis zu einer Wasserführung im Inn von 600 $m^3/s$ einen uneingeschränkten Betrieb in der Zentrale Martina ermöglichen. Am linken Ufer wird eine Leitbuhne in die Flusssohle eingebaut, welche im Hochwasserfall zusammen mit den Uferverbauungen die Geschiebefreiheit des Auslaufs garantieren soll.

Das Auslaufbauwerk selbst kommt in den vom rechten Innufer aufgehenden Steilhang mit einer mittleren Neigung von knapp 45° zu liegen. Dieses sowie die ersten etwa 40 m des Unterwasserstollens liegen in einer Lokkermaterialzone, welche umfangreiche Sicherungsmassnahmen verlangte.

## 6.1 Voruntersuchungen zum Projekt der Kavernenzentrale Martina

### Felsmechanische Berechnungen

Zur Optimierung der Felssicherung und des Bauvorganges der Kaverne wurden umfangreiche felsmechanische Berechnungen durchgeführt.

Das Finite-Element-Programm «Adina» ermöglichte es, in der Modellbildung verschiedene Arten von geometrischen sowie materialbedingten Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Mit dem «Birth and Death»-Berechnungsvorgang für einzelne Elemente war es möglich, die Ausbruchetappen zu simulieren. Die Felssicherungsmassnahmen konnten im Modell ebenfalls wirklichkeitsnah berücksichtigt werden. Auf diese Weise wurden für die einzelnen Bauphasen die Spannungen im Bezug auf die Bruchsicherheit analysiert (Bild 6.2). Im weiteren wurden Deformationsvoraussagen für die bereits bestimmten Messquerschnitte (sechs Konvergenzmessquerschnitte und zwei Extensometerquerschnitte mit je drei 20 m langen Vierfach-Stangen-Extensometern) getätigt (Bild 6.3). Alle Resultate wurden mittels einer Parameterstudie auf ihre Sensitivität bezüglich der felsmechanischen Eingabewerte untersucht.

### Hydraulische Modellversuche

Die Anlage Pradella-Martina weist ein Bruttogefälle von etwa 111 m auf. Jeder Meter zusätzlicher Fallhöhengewinn stellt somit beinahe 1% zusätzliche Energieproduktion dar. Als eine der Möglichkeiten, die Verluste zu minimieren, erwies sich das Auslaufbauwerk. Ursprünglich wurde vorgesehen, eine rund 1 m hohe Betonschwelle gegen einen allfälligen Geschiebeeintrag in den Unterwasserstollen zu erstellen. Im hydraulischen Modellver-

Bild 6.2. Beispiel eines Spannungsplots. Dargestellt sind die Spannungsreserven auf den Schieferungsflächen in bezug auf ein Mohr-Coulomb-Bruchkriterium. In den roten Bereichen wird die Bruchfestigkeit rechnerisch erreicht. Aufgrund der kinematischen Randbedingungen und der Aussteifungen mittels Stahleinbauten konnte ein Gleiten jedoch verhindert werden.

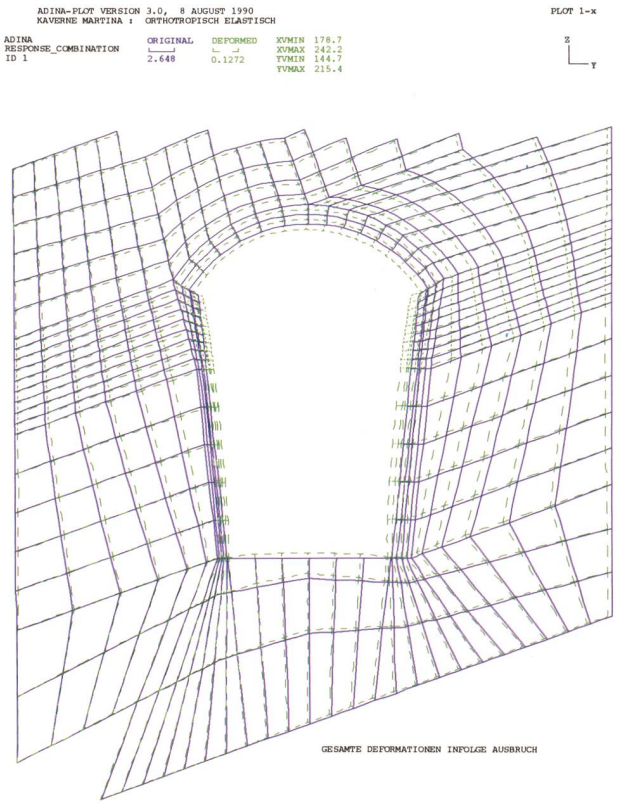



Bild 6.3. Deformationsplot. Auf dem Bild sind die undeformierte sowie die deformierte Elementmasche (nach vollständigem Kavernenausbruch) aus der Finite-Element-Berechnung ersichtlich.

such an der Universität in Innsbruck konnte eine Lösung gefunden werden, die es erlaubte, auf die Betonschwelle zu verzichten. Mittels flussbaulicher Massnahmen konnte die Auslaufschwelle so tief gelegt werden, dass der Unterwasserspiegel immer vom Inn her bestimmt war. Der energieverzehrende Fliesswechsel im Auslaufbauwerk wurde damit eliminiert und etwa 3 m Fallhöhe gewonnen. Zudem blieb im Modell die Auslaufschwelle auch im Hochwasserfall geschiebefrei.

Bei der Untersuchung der Einengung des Inns im Baustellenbereich während der Bauzeit zeigte es sich, dass die Flusssohle im Einschnürungsbereich bei einem Hochwasser bis rund 2 m ausgekolkt würde. Dies hätte aber die Stabilität der Baugrubenumschliessung gefährdet. Als Gegenmassnahme wurde der Einbau eines Sohlriegels in der engsten Stelle notwendig. Anlässlich des Hochwassers vom 17./18. Juni 1991 hat sich die Stabilisierung bewährt.

## 6.2 Ausgewählte bauliche Aspekte

### Kavernenzentrale

Im Werkvertrag wurde folgendes, durch die felsmechanischen Berechnungen verifiziertes Baukonzept vorgegeben:

- Ausbruch des Gewölbebereichs der Kavernenzentrale aus einem Firststollen auf die volle Breite von 24,6 m in Abschlagsetappen von 3,0 m.
- Sofortige Felssicherung des Kavernengewölbes mit 2 bis 5 cm Gunit, einer systematischen Felsankerung (Ankerlänge 3,0 m bis 4,0 m, 1 Anker pro 2,0 m$^2$) und 10 cm armiertem Spritzbeton nach jedem Abschlag.
- Einbau des permanenten, rund 35 cm starken, armierten Betongewölbes in einem vorgegebenen Abstand von etwa 12 m hinter der Ortsbrust.
- Strossenabbau der Kaverne in mehreren Etappen. Sicherung der Kavernenwände mit einer systematischen Felsankerung und armiertem Spritzbeton analog der Kalotte. Optimale Verstärkung des Verbunds zwischen Schieferpaketen durch Neigung der Anker an den Seitenwänden um rund 20° zur Horizontalen, so dass sie die Schieferpakete schräg queren.
- Ausbruch der seitlichen Anschlüsse (Verteilleitung, Saugrohre, Verbindungsstollen) vorgängig des Strossenabbaus und den damit verbundenen Spannungsumlagerungen. Aussteifung der Seitenstollen im Bereich der künftigen Kavernenwand mit Stahleinbauten.
- Zentralenrohbau als Erstbeton von unten nach oben. Zweitbetonphase im Takt mit den Montagen der elektromechanischen Ausrüstung.
- Begrenzung der Belastung aus dem Bergwasserdruck mittels eines Drainagesystems auf der Kote des Maschinensaalbodens. Die Aussenwände gegen den Fels unterhalb des Maschinensaalbodens mussten zur Begrenzung der anfallenden Sickerwassermengen wasserdicht ausgeführt werden (Bilder 6.4, 6.5 und 6.9).

### Auslaufbauwerk und Unterwasserstollen

Abgesehen von der Kavernenzentrale handelt es sich bei diesem Bauteil um das anspruchsvollste Bauwerk im Bau-

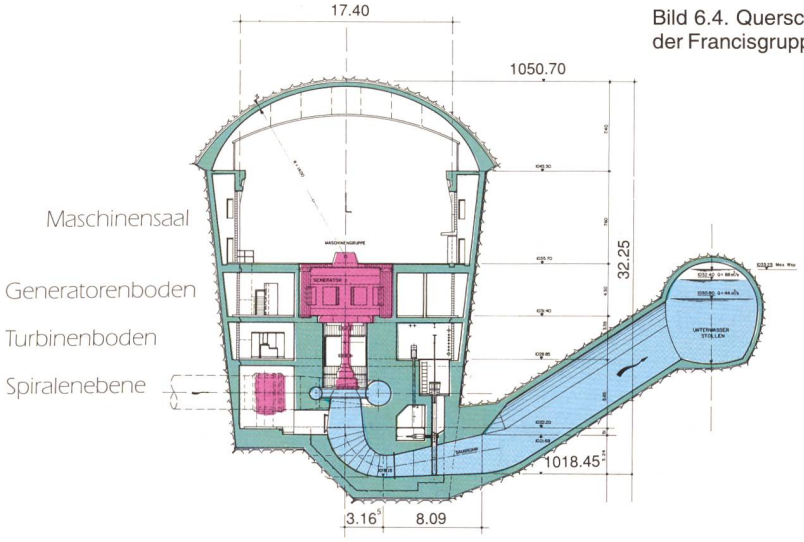



Bild 6.4. Querschnitt durch die Zentrale Martina im Bereich einer der Francisgruppen.

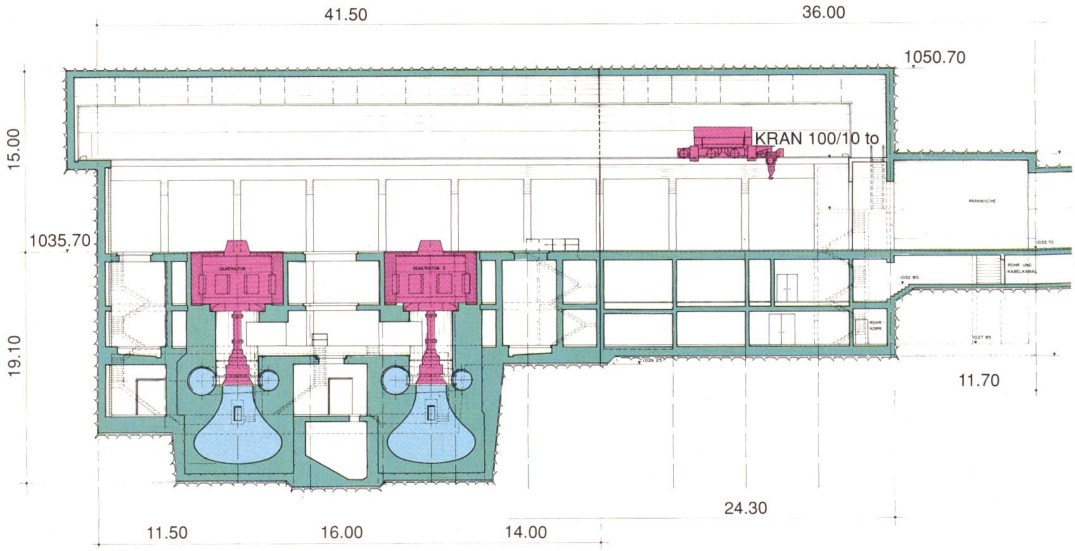



Bild 6.5. Längsschnitt durch den Maschinen- und Montagetrakt der Zentrale Martina. Die zwei vertikalachsigen Francismaschinen weisen eine Nennleistung von je 40 MW auf. Die Maschinendrehzahl beträgt 300 U/min.

los 6. Die folgenden Problemkreise verlangten spezielle Massnahmen:

- komplizierte Geometrie als Folge der hydraulischen Optimierungen
- anspruchsvoller, inhomogener Baugrund (Gehängeschuttkegel mit geringer Gleitsicherheit)
- Grundwasser (Stollensohle rund 5 m unter der Flusssohle)
- beschränkte Platzverhältnisse (steiles Gelände, Rodungsgrenzen, Offenhalten eines ausreichenden Abflussquerschnittes)
- Hochwasserrisiko (Dimensionierungshochwasser der Baugrube 510 $m^3/s$)
- Kolkgefahr im offenbleibenden Restquerschnitt des Inns.

Folgendes Konzept half die schwierige Zone problemlos zu meistern:

1. Erstellen einer verankerten Elementwand in Unterfangungsbauweise zur Stabilisierung der ersten Hanganschnitte. Schaffung der notwendigen Arbeitsplattform für die Erstellung einer mehrfach rückverankerten Bohrpfahlwand.
2. Erstellung der Bohrpfahlwand, Rückverankerung den Aushubetappen folgend.
3. Konsolidation des Portalbereichs mittels Kunstharz-Injektionen von der Geländeoberfläche aus. Erstellen eines rückverankerten Betonriegels über dem Portal, um den Hang während der Aushubphase zu stabilisieren. Überwachung des Hanges während der gesamten Bauzeit mittels geodätischer Messungen.
4. Erstellung eines Kolkschutzes aus zwei Sohlriegeln mit zwischenliegender Pflästerung im engsten Abflussquerschnitt.
5. Rammbarmachung des Untergrundes durch Vorbohren und Erstellen der Spundwand längs dem Inn.
6. Erstellen einer Filterbrunnenanlage zur Grundwasserabsenkung.
7. Kalottenvortrieb in kurzen Abschlagsetappen (rund 1 m pro Etappe) nach vorgängigen horizontalen Gewölbeinjektionen mit PU-Schaum und Kunstharz. Sofortige Ausbruchsicherung (Gitterträger, Armierungsnetze, Spritzbeton).
8. Nach der endgültigen Grundwasserabsenkung, Strossenabbau in der Lockermaterialzone erst nach dem

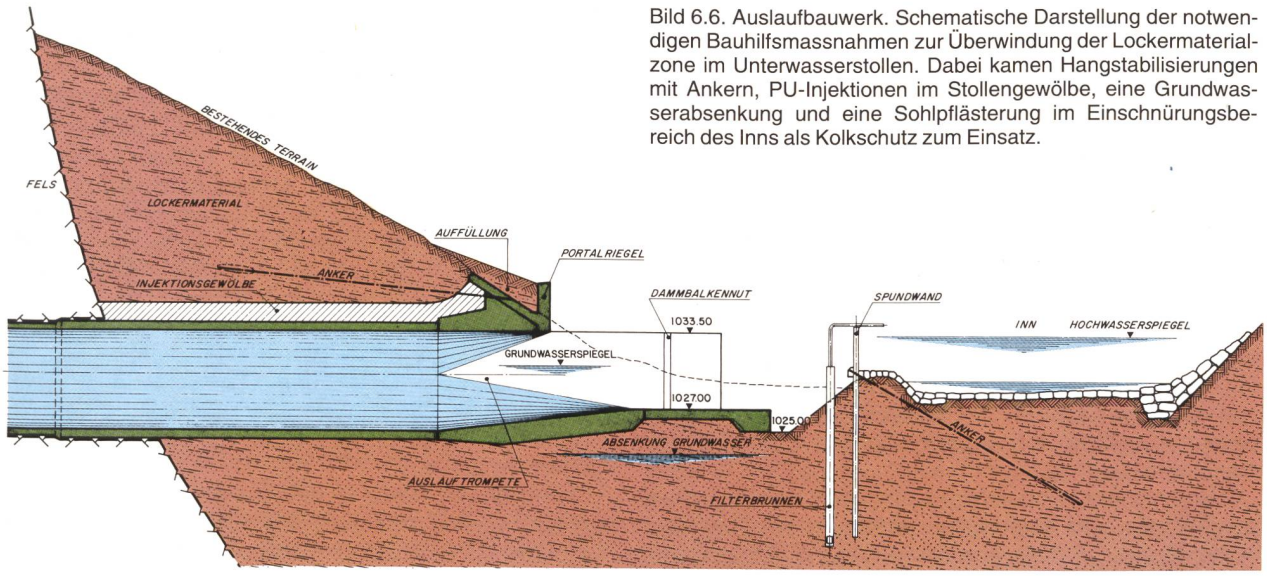



Bild 6.6. Auslaufbauwerk. Schematische Darstellung der notwendigen Bauhilfsmassnahmen zur Überwindung der Lockermaterialzone im Unterwasserstollen. Dabei kamen Hangstabilisierungen mit Ankern, PU-Injektionen im Stollengewölbe, eine Grundwasserabsenkung und eine Sohlpflästerung im Einschnürungsbereich des Inns als Kolkschutz zum Einsatz.

Strossenabbau in der Felsstrecke, um die offene Standzeit dieser Zone möglichst kurz zu halten.

9. Erstellung der Betonbauten (Bild 6.6).

## 6.3 Mechanische Ausrüstung

In der Kavernenzentrale werden zwei vertikale Francisturbinen installiert, welche die über ihnen liegenden Generatoren über eine starr gekuppelte Welle antreiben.

Jede der Turbinen verarbeitet einen Wasserstrom von 44 m³/s bei einem Nettogefälle von 89,5 m und produziert im Doppelbetrieb eine Leistung von 36 MW. Die Maschinendrehzahl beträgt 300 U/min.

In Abhängigkeit von der Betriebsart (Einzelbetrieb oder Parallelbetrieb) sowie vom Wasserniveau im Ausgleichsbecken Pradella und im Inn unterhalb der Zentrale kann das Nettogefälle zwischen 87 m und 107 m variieren. Beim Maximalgefälle von 107 m kann die Maschinenleistung bis zu 41 MW gesteigert werden.

Bild 6.7. Bearbeitung eines Francisrades im Werk. Der Austrittsdurchmesser des Laufrades beträgt 2,40 m, das Gewicht 5,50 t. Die Laufräder verarbeiten eine Wassermenge von je 44 m³/s. (Aufnahme Sulzer-Escher Wyss)

Aufgrund von Laborversuchen, die für eine ähnliche Anlage durchgeführt wurden, ist in Martina ein maximaler Turbinenwirkungsgrad von nahezu 95% zu erwarten. Durch sinnvolle Wasserbewirtschaftung des Ausgleichsbeckens und durch eine optimale Lastregulierung können die Turbinen die meiste Zeit in einem Wirkungsgradbereich von annähernd 93% betrieben werden (Bild 6.7).

Das Turbinenlaufrad aus rostfreiem Stahl weist einen Austrittsdurchmesser von rund 2,4 m und ein Gewicht von 5,5 t auf. Das Betriebswasser wird dem Laufrad durch das Spiralgehäuse (Bild 5.5) mit dem Stützschaufelring (feste Leitschaufeln) und durch den Leitapparat mit beweglichen Schaufeln zum Dosieren der Wassermenge zugeleitet. Der Eintrittsdurchmesser der Spirale beträgt 2,7 m. Die Aussenabmessungen des Gehäuses im Grundriss betragen 9×8 m. Das Spiralgehäuse wird im Montagetrakt der Kavernenzentrale aus vorfabrizierten Teilen zusammengesetzt, geschweisst und anschliessend mit 24 bar abgepresst. Der Abpressdruck entspricht einem 1,5fachen Konstruktionsdruck.

Das aus dem Laufrad austretende Wasser wird durch einen stahlgepanzerten Saugrohrkrümmer und ein leicht ansteigendes Betonsaugrohr in den Unterwasserstollen geführt. Der Saugrohrkrümmer wie auch das Spiralgehäuse sind bis auf den Zugang zu den Revisionsöffnungen völlig einbetoniert.

Am Spiraleneintritt jeder Turbine ist das Hauptabschlussorgan, eine Drosselklappe in «Doppeldecker»-Bauart, angeordnet. Die Drosselklappen sind die einzigen Sicherheitsabschlussorgane am gesamten Wasserführungssystem von über 14 km Länge. Bei der Auslegung und Konstruktion wurde deshalb besonderer Wert auf Robustheit, Zuverlässigkeit und Wartungsfreiheit gelegt. Obwohl der maximale dynamische Systemdruck 16 bar nicht übersteigt, wurden die Drosselklappen für einen Konstruktionsdruck von 25 bar ausgelegt. Zusätzlich wurden eher konservative Werte für die zulässige Materialbeanspruchung zugrunde gelegt. Weiterhin wurde eine Druckprobe mit 37,5 bar in der Werkstatt des Herstellers vorgeschrieben. Die Drosselklappe wird mit einem hydraulischen Servomotor geöffnet, der von der Pumpengruppe des Turbinenreglers mit einem Öldruck von 100 bar versorgt wird. Geschlossen wird die Klappe durch ein 12 Tonnen schweres Schliessgewicht, das ein sicheres Schliessen auch bei Ausfall sämtlicher Hilfsbetriebe bzw. Druckverlust im Ölsystem gewährleistet.

Aus Sicherheitsgründen wurde die Anzahl der unter permanentem Druck stehenden Leitungsanschlüsse oberwasserseitig der Drosselklappe auf ein Minimum reduziert. Deshalb sind die Drosselklappen nicht mit einem Bypass ausgerüstet. Der Druckausgleich wird durch eine teilweise Öffnung des Drosselklappentellers gegen den vollen oberwasserseitigen Druck erreicht.

Um ein kavitationsfreies Verhalten der Turbine zu gewährleisten, liegt die Spiralenebene rund 6 m unter dem Wasserspiegel des Inns. Damit die Maschinen zu Inspektions- und Revisionszwecken völlig entleert werden können, sind in den Saugrohröffnungen vertikale Schützen angeordnet, die beim Stillstand der Turbine mit einem Elektrozug gesenkt werden können. Die Turbinen werden über einen am tiefsten Punkt der Kaverne liegenden Pumpensumpf entleert, aus dem das Wasser in den Inn gepumpt wird.

Das Anfahren, die Lastregulierung und das Abstellen der Turbinen wird durch einen elektronischen Turbinenregler digitaler Bauart bewerkstelligt. Zum Öffnen des Leitapparates wird das Drucköl (100 bar) der Reglerpumpengruppe verwendet, zum Schliessen dient Druckwasser aus der Druckleitung, welches eine immer vorhandene, unabhängige Energiequelle darstellt und somit ein sicheres Abstellen der Gruppe unter allen Umständen erlaubt.

Beide Gruppen sind zur genauen Erfassung des in den Turbinen verarbeiteten Volumenstromes mit einer Ultraschall-Durchflussmessung bestückt. Diese Messung dient der Energieabrechnung zwischen den am Kraftwerk Pradella-Martina beteiligten Partnern sowie der Überwachung des Turbinen-Wirkungsgrades.

Die Generatoren, die Transformatoren und die Generatorenlager sind mit Kühlwasser aus einem Zweikreiskühlsystem versorgt. Das Primärwasser (offener Kreis) wird der Druckleitung entnommen, gefiltert, druckreduziert und nach dem Durchgang durch die Plattenwärmetauscher, in denen die Wärme vom Sekundärkreis abgegeben wird, in den Unterwasserstollen abgeleitet. Im Sekundärkreis (geschlossenes System) wird das Kühlwasser mit Umwälzpumpen durch die Generator-Wasser-Luft-Kühler bzw. durch die Trafo- und Lager-Wasser-Öl-Kühler zirkuliert.

Für die Montage der elektromechanischen Ausrüstung und für spätere Revisionsarbeiten ist in der Zentrale ein Brückenkran mit einem Hauptwerk von 100 Tonnen Tragfähigkeit installiert.

Die Kavernenzentrale ist mit einer Raumventilationsanlage ausgerüstet, die bereits im jetzigen Zustand zum Teil die in den Generatoren und Transformatoren anfallende Wärme zu Heizzwecken ausnützt. Die Anlage ist für einen zukünftigen Weiterbau der Energierückgewinnung aus der Abwärme konzipiert.

Für die Notversorgung des Drehstromeingenbedarfs ist eine Dieselgeneratorgruppe mit einer Leistung von 330 kVA vorgesehen. Die luftgekühlte Notstromanlage mit Treibstoffvorratstank, Steuerschrank und Stromverteilung ist in einer kleinen, separaten Kaverne in der Nähe des Zufahrtsstollenportals aufgestellt.

Bild 6.8. Ausbrucharbeiten in der Kaverne. In der Zeit vom Februar 1991 bis September 1991 wurde die Kavernenzentrale mit einem Volumen von etwa 40 000 $m^3$ (fest) ausgebrochen. Das Bild gibt einen Eindruck vom regen Baustellenverkehr, der in dieser Zeit herrschte. Im Hintergrund ist das bereits fertiggestellte Ortsbetongewölbe zu erkennen.

## 6.4 Elektrische Ausrüstung

Die Umformung der mechanischen in die elektrische Energie besorgen zwei vertikale Dreiphasen-Synchron-Generatoren von 42 MVA Leistung mit einem Nennleistungsfaktor $\cos\varphi = 0{,}9$. Die Generatorenspannung beträgt 10,5 kV.

Bedingt durch die von der Turbine vorgegebene Nenndrehzahl von 300 U/min und den kleinen Rotordurchmesser wurde die Baugruppe W 41 gewählt, d. h. der Generator ist mit einem obenliegenden kombinierten Trag- und Führungslager ausgerüstet.

Ein statisches Erregersystem regelt Spannungs- und Blindleistung. Die Erregerleistung wird über einen dreiphasigen Trockentransformator von der Generatorableitung abgenommen.

Über eine kurze Schienenverbindung ist der Generator mit dem Transformator verbunden. Letzterer benötigt die Raumhöhe vom Turbinenboden bis zum Maschinensaal.

In einer Eingangsecke des Maschinensaales ist die moderne metallgekapselte, gasisolierte 110-kV-$SF_6$-Schaltanlage plaziert. Die vier Schaltfelder können später, falls notwendig, mit einem zusätzlichen Abgangsfeld erweitert werden.

Drei Einphasenkabel mit trockenvernetzter Polyäthylen-Isolation übertragen die Energie zum 750 m entfernten Abspannmast der 110-kV-Freileitung.

Zur Einspeisung dient der im Montagetrakt versenkte Kupplungstransformator von 25 MVA.

Die metallgekapselte 16-kV-Schaltanlage weist eine Einfachsammelschiene mit sieben Schaltfeldern auf.

Für die Niederspannungsversorgung dienen zwei Eigenbedarfstransformatoren von je 1000 kVA und die Notstromdieselgruppe von 330 kVA.

Die Zentrale wird üblicherweise von Pradella aus ferngesteuert. Als Übertragungsweg dient ein Lichtwellenleiterkabel, das auf der Freileitungsstrecke im Erdseil untergebracht ist. Die Lokalsteuerung ist aufgeteilt in zwei Ebenen. Für die unterste Handsteuerebene wird die Relaistechnologie angewendet. Eine speicherprogrammierbare Steuerung übernimmt die zweite Ebene mit den Automatikfunktionen.

## 6.5 Bauausführung und Montagen

Im Sommer 1989 wurde mit dem Bau der Brücke über den Inn begonnen. Innerhalb eines Jahres konnte sie fertiggestellt werden. Damit wurde im Juni 1990 ein rascher Baubeginn für die Hauptarbeiten ermöglicht.

Die Barbarafeier vom 4. Dezember 1990 markierte dann den eigentlichen Beginn für die Ausbrucharbeiten der Zentrale. Sobald die Zwischendecke im Zugangsstollen tragfähig genug war, wurde im Februar 1991 mit dem Kalottenvortrieb für die Kaverne begonnen. Nach dem Überwinden der Anfangsschwierigkeiten als Folge der zuerst noch engen Platzverhältnisse wurden rasch Leistungen zwischen 6 und 9 m fertiges Kavernengewölbe pro Woche erreicht, so dass die gesamte Kalotte innert drei Monaten erstellt werden konnte. Vor Inangriffnahme des Strossenabbaus wurden die vorgeschriebenen Füll- und Konsolidationsinjektionen vorgenommen. Bis Mitte Juni 1991 konnten dann die Arbeiten in der Kalotte abgeschlossen werden.

Zum frühest möglichen Zeitpunkt wurde in der Kaverne mit den vorgeschriebenen Konvergenz- und Extensometermessungen begonnen. Der Unternehmer hatte dabei die Extensometer- sowie Konvergenzmesspunkte unmittelbar nach dem Ausbruch einzurichten und die Nullmessung vorzunehmen. Die Resultate wurden sofort nach der Ablesung ausgewertet und interpretiert. Sämtliche Deformationen blieben dabei unter den berechneten kritischen Grenzwerten, so dass nie die geringste Veranlassung zu einer Beunruhigung bestand.

Nach der Fertigstellung des Kavernengewölbes wurde mit dem Strossenabbau begonnen. Für den Bereich oberhalb des Generatorenbodens erfolgte die Schutterung über den Zufahrtsstollen auf den Umschlagplatz bei der Umfahrungsstrasse Martina, von wo der Ausbruch auf Strassenlastwagen in die nahegelegene Deponie Martina gefahren wurde.

Der untere Teil des Zentralenausbruchs wurde über den Verbindungsstollen und den Unterwasserstollen zum Auslaufbauwerk abtransportiert. Dort erfolgte wiederum der Umschlag auf Strassenfahrzeuge, welche das Schuttermaterial zur Deponie führten. Bis Ende September 1991 war die Kaverne fertig ausgebrochen. Erst nach dem Abschluss des Wasserschlossausbruchs wurden die Strossen im Unterwasserstollen abgebaut. Dies hatte unter anderem den Vorteil, dass die verwitterungsempfindliche Stollensohle nie längeren Beanspruchungen durch die Schutterfahrzeuge ausgesetzt war.

Die Arbeiten für den Erstbeton in der Kaverne begannen im Montagetrakt zu einem Zeitpunkt, während dem im Maschinentrakt noch ausgebrochen wurde. Dadurch war es möglich, dass bei Montagebeginn für die Saugrohre Anfang Februar 1992 bereits der fertige Rohbau des Montagetraktes zur Verfügung stand (Bild 6.9).

Nach dem Abschluss der Erstbetonarbeiten wird nun der Arbeitstakt auf der Baustelle durch die Montage der elektromechanischen Ausrüstung bestimmt. Ab Herbst 1992 wird mit der Generatorenmontage begonnen. Im März 1993 sollen die Endmontagen anlaufen, damit das Werk im Herbst 1993 der Inbetriebsetzungsphase zugeführt werden kann.

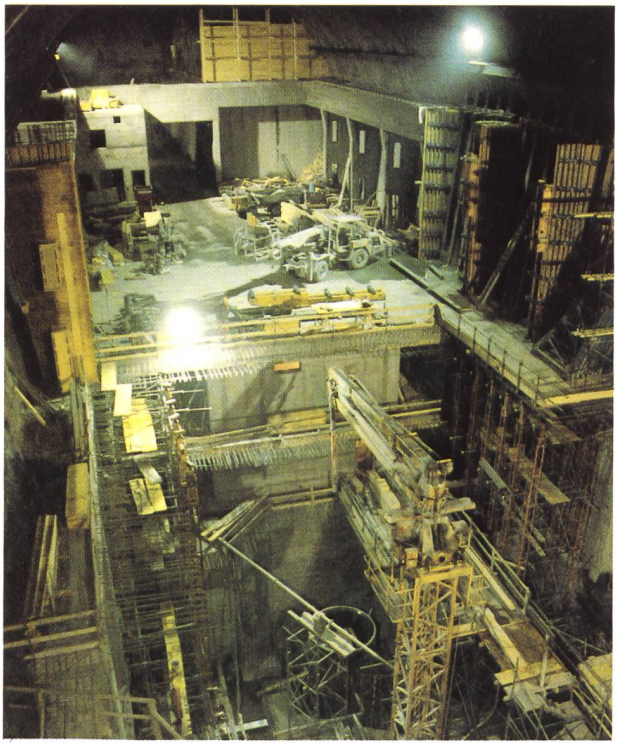


Bild 6.9. Der Innenausbau der Kaverne Martina ist eine anspruchsvolle Aufgabe, die bei engen Platzverhältnissen bewältigt werden musste.

## 7. Die Engadiner Kraftwerke AG

Die 1954 gegründete Engadiner Kraftwerke AG (Ouvras Electricas d'Engiadina SA) mit Sitz in Zernez hat satzungsgemäss den Zweck, die Wasserkräfte des Engadins und benachbarter Einzugsgebiete, namentlich des Inns und des Spöls, für die Elektrizitätserzeugung zu nutzen. An der partnerschaftlich strukturierten Kraftwerkunternehmung sind neben vier bedeutenden schweizerischen Elektrizitätsgesellschaften in Form sogenannter Überlandwerke auch der Kanton Graubünden und die Verleihungsgemeinden mit einem grösseren Aktienpaket beteiligt:

| | |
|---|---|
| Aare-Tessin AG für Elektrizität, Olten | 22% |
| Bernische Kraftwerke AG, Beteiligungsgesellschaft, Bern | 25% |
| Centralschweizerische Kraftwerke, Luzern | 10% |
| Elektrizitäts-Gesellschaft Laufenburg AG, Laufenburg | 10% |
| Elektrowatt AG, Zürich | 5% |
| Kraftwerke Laufenburg, Laufenburg | 5% |
| Schweizerischer Bankverein | 5% |
| Kanton Graubünden und Verleihungsgemeinden | 18% |

Die EWK betreiben die in Bild 7 dargestellten Kraftwerkanlagen.

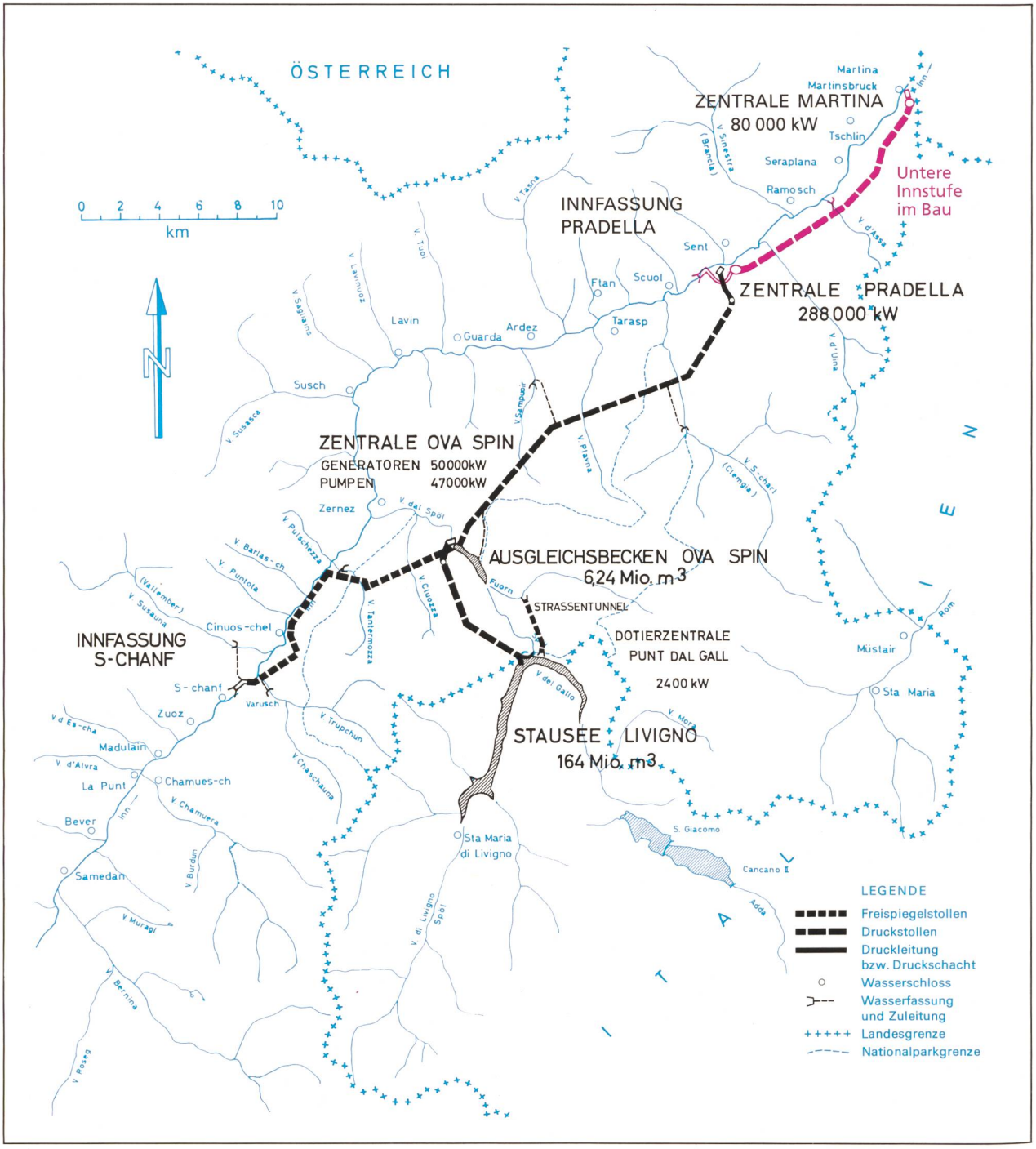



Bild 7. Übersichtsplan der Kraftwerksanlagen mit den Zentralen Ova Spin und Pradella sowie Kraftwerk Pradella-Martina im Bau.

# 8. Hauptdaten der Stufe Pradella–Martina

*Projektdaten*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Einzugsgebiet (inkl. obere Anlagen) | Innfassung | km² | 1 642 |
| | Fassung Assa | km² | 13,7 |
| Nutzbare Wasservolumen aus Zentrale Pradella | Winter | Mio m³ | 360,6 |
| | Sommer | Mio m³ | 573,4 |
| | Total | Mio m³ | 934,0 |
| aus Innfassung und Fassung Assa | Winter | Mio m³ | 97,3 |
| | Sommer | Mio m³ | 263,5 |
| | Total | Mio m³ | 360,8 |
| Total | Winter | Mio m³ | 457,9 |
| | Sommer | Mio m³ | 836,9 |
| | Total | Mio m³ | 1 294,8 |
| Nutzwassermenge davon | Gesamt | m³/s | 88 |
| | Zentrale Pradella | m³/s | 67 |
| | Innfassung | m³/s | 20 |
| | Fassung Assa | m³/s | 0,75 |
| Dotierwassermengen | Sommer | m³/s | 5,0 |
| | Winter | m³/s | 2,0 |
| Gefälle | Brutto max. | m | 113,0 |
| | mittl. | m | 111,8 |
| | Netto mittl. | m | 99,1 |
| Ausgleichsbeckenvolumen | | m³ | 260 000 |
| Druckstollen | Länge | km | 14,3 |
| | Durchmesser innen | m | 5,5 |
| Wasserschloss | Höhe | m | 80 |
| | Durchmesser innen | m | 14,9 |

*Energieproduktion*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Generatorenleistung | | MVA | 2 × 42 |
| Energieproduktion | Total | GWh | 290 |
| davon | Sommer | GWh | 188,5 |
| | Winter | GWh | 101,5 |
| davon | HT | % | ca.65 |
| | NT | % | ca.35 |

*Termine*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Baubeginn | Vorarbeiten | Juni | 1989 |
| | Hauptarbeiten | April | 1990 |
| Montagebeginn | | Februar | 1992 |
| Bauende/ Betriebsaufnahme | | Ende | 1993 |

*Kosten*

| | | |
|---|---|---|
| Gesamtkosten (Preisbasis März 1989) | Mio Fr. | 467,5 |

*Installationen*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Zufahrten | Hilfsbrücken | Anz. | 4 |
| | Tragkraft | t | 50 – 60 |
| Baustrom | | kVA | 13 000 |
| Maschinen | Tunnelbohrmaschinen | | 3 |
| | Vorschubkraft | t | je 1000 |
| Betonanlagen | | Anz. | 5 |
| | Kapazität je | m³/h | 40 – 50 |
| Seilbahn | Materialseilbahn | t | 20 |
| | Personenseilbahn | Pers. | 6 |

Bild 8. Ausweichstelle für die Stollenbahn als hinterster Teil der Tunnelbohrmaschine.

## 9. Beteiligte Firmen

Stand Herbst 1992

*Projekt und Bauleitung*
Ingenieurgemeinschaft für das Kraftwerk Pradella-Martina, bestehend aus:
- Colenco Power Consulting AG, Baden (Federführung)
- Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich
- Suiselectra Ingenieurunternehmung AG, Basel
- Gruner AG Ingenieurunternehmung, Basel

*Bauliche Arbeiten*
ARGE IFE, Scuol, Hauptarbeiten Los 1:
- Bezzola & Cie. AG, Scuol
- G. Lazzarini & Co. AG, Samedan
- Foffa & Conrad SA, Müstair
- Denoth SA, Scuol
- Alfred Laurent AG, Ramosch
- Frars Buchli, Sent
- Hablützel Bau AG, Sent

ARGE EKW Baulos 2, Ramosch, Hauptarbeiten Los 2:
- G. Lazzarini & Co. AG, Samedan
- Zschokke Chur AG, Chur
- Murer SA, Sedrun
- Bezzola & Cie. AG, Scuol
- Torno Thusis SA, Thusis
- Spaltenstein H+T AG, Zürich

ARGE Druckstollen San Niclà, Strada, Hauptarbeiten Los 3:
- CSC Bauunternehmung AG, Zürich
- Stuag Tunnel AG, Bassersdorf
- Ed. Züblin AG, Zürich
- Jäger Bau GmbH, A-Schruns
- Universale Bau AG, A-Wien
- Frars Buchli, Sent

ARGE Druckstollen Chavrà, Strada, Hauptarbeiten Los 4:
- Kopp AG, Chur/Luzern
- Walo Bertschinger AG, Samedan
- LGV Bauunternehmung AG, Chur
- Schafir + Mugglin AG, Chur
- Theiler und Kalbermatter AG, Luzern
- Foffa & Conrad AG, Zernez

ARGE Zentrale Martina, Martina, Hauptarbeiten Los 5/6:
wie ARGE Druckstollen San Niclà, wobei Federführung bei Züblin + Cie. AG
Gebrüder Koch AG, Ramosch, Kiestransporte
Malloth + Söhne, St. Moritz, Holzbau
Reto Rauch, Zernez, Schlosserarbeiten

*Stahlwasserbau/Panzerung*
ARGE Noemag, Würzburg und Chur, Stahlwasserbau alle Lose und Panzerung Los 5:
- Noell AG, D-Würzburg
- Montagen AG, Trübbach

Giovanola Frères SA, Monthey, Drucktore

Bild 9. Nach dem Ausbruch wird das Stollenprofil mit Kunststoffbahnen abgedichtet, bevor der Beton eingebracht wird. Baulos San Niclà.

*Mechanische Ausrüstung*
Sulzer-Escher Wyss AG, Zürich, Turbinen
Hydro-Progress AG, Oensingen, Drosselklappen
Hans Künz GmbH, A-Hard, Maschinensaalkran
ARGE Schenk + Bruhin, Sargans, und Giston, Ardez, Raumventilation
Gebrüder Sulzer AG, Rümikon bei Winterthur, Kühlwasser-, Drainage- und Entleerungssystem
Ammann AG, Langenthal, Dieselnotstromgruppe
Giovanola Frères SA, Monthey, Saugrohrschützen
Gebauer AG, Affoltern am Albis, Warenlift
Häny + Cie. AG, Meilen, Drainagepumpen
Von Roll AG, Bern, Hebezeuge
Witronic S.à r.l., Pully, Hydr. Durchflussmessung
Dytan AG, Horw, Magazinkran

*Elektrische Ausrüstung*
ABB Kraftwerke Schweiz, Baden, Generatoren
Dätwyler AG, Altdorf, Hoch- und Mittelspannungskabel
Siemens-Albis AG, Zürich, Transformatoren, Schaltanlage 110 kV + 16 kV
Costronic SA, Préverenges, Kommandoanlage + Eigenbedarf
ABB Relais AG, Baden, Elektrische Schutzeinrichtungen
Hadorn + Cie. AG, Bern, $CO_2$-Brandschutz
ARGE Impraisa Electrica SA, Scuol, und Buin Electra SA, Scuol, Haustechnik und Elektrische Ausrüstung für Wasserfassung und Ausgleichsbecken

## 10. Adressen der Verfasser


*Gesamtredaktion: Walter Beeler,* dipl. Ing. ETH, federführender Projektleiter, Colenco Power Consulting AG, Mellingerstrasse 207, CH-5405 Baden-Dättwil.

*Abschnitt1: Die Bauherrschaft – das Neubauprojekt*
*Robert Meier,* Dir., Engadiner Kraftwerke AG, CH-7530 Zernez
*Walter Beeler,* dipl. Ing. ETH/SIA, Projektleiter Gesamtprojekt, federführender Projektleiter, Colenco Power Consulting AG, Mellingerstrasse 207, CH-5405 Baden-Dättwil

*Abschnitt 2: Die Geologie*
*Werner Klemenz,* dipl. Geologe, Projektgeologe, Colenco Power Consulting AG, Mellingerstrasse 207, CH-5405 Baden-Dättwil

*Abschnitt 3: Von den Aussenanlagen des Bauloses 1...*
*Marc Balissat,* dipl. Ing. ETH/SIA, Projektleiter Gruner, Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Gellertstrasse 55, CH-4020 Basel
*Rolf Brogli,* dipl. Ing. ETH, Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Gellertstrasse 55, CH-4040 Basel
*Othmar Bruman,* dipl. Ing. ETH, Gruner AG, Ingenieurunternehmung, Gellertstrasse 55, CH-4020 Basel
*Christoph Raz,* dipl. Ing. ETH/SIA, Projektleiter SEI, Suiselectra Ingenieurunternehmung AG, Hochstrasse 48, CH-4002 Basel

*Abschnitt 4: ... durch den Druckstollen...*
*Jürg Stebler,* dipl. Ing. ETH/SIA, Gähler & Partner AG, Badstrasse 16, CH-5400 Ennetbaden
*Charles Zulauf,* dipl. Ing. ETH/SIA, Projektleiter, Gähler & Partner AG, Badstrasse 16, CH-5400 Ennetbaden
*Martin Hofmann,* Ing. HTL, Suiselectra Ingenieurunternehmung AG, Hochstrasse 48, CH-4002 Basel

*Abschnitt 5: .... ins Wasserschloss und in den Druckschacht..*
*Franz von Mandach,* dipl. Ing. ETH/SIA, Suiselectra Ingenieurunternehmung AG, CH-2500 Biel
*Andreas Hohl,* dipl. Ing. ETH, Suiselectra Ingenieurunternehmung AG, Hochstrasse 48, CH-4002 Basel

*Abschnitt 6: .... zur Kavernenzentrale in Martina*
*Heinz Ehrbar,* dipl. Bauing. ETH/SIA, Projektleiter EWI, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Bellerivestrasse 36, CH-8034 Zürich
*Milos Mancal,* dipl. Masch.-Ing., Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Bellerivestrasse 36, CH-8034 Zürich
*Hans Regli,* El.-Ing. HTL, stv. Projektleiter EWI, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Bellerivestrasse 36, CH-8034 Zürich



Schlussredaktion und Layout: *Georg Weber,* Redaktor «wasser, energie, luft – eau, énergie, air», Rütistr. 3a, CH-5401 Baden.