

Anwendung von vorgespannten Felsankern (System BBRV) bei der Erhöhung der Spullersee-Talsperren

Autor(en): **Ruttner, Alfred**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **84 (1966)**

Heft 4

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68825>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Anwendung von vorgespannten Felsankern (System BBRV) bei der Erhöhung der Spullersee-Talsperren

DK 627.823.6:624.131.531.3

Von Dipl.-Ing. A. Ruttner, Wien¹

1. Einleitung

Die Anlagen des Spullersee-Kraftwerkes in Vorarlberg wurden in den Jahren 1920 bis 1925 durch die damaligen österreichischen Staatseisenbahnen erstellt. Sie zählten damals zu den ersten Speicherwerken mit höheren Sperrbauten und den grössten Fallhöhen (800 m). Der Spullersee liegt in einer Kreidekalkmulde auf der Wasserscheide Rhein-Donau auf 1794 m ü. M. Mit der Errichtung von zwei Sperrn wurde er zu einem Stausee von 13,1 Mio m³ Nutzinhalt ausgebaut. Die Südmauer weist eine Kronenlänge von 278 m, eine Höhe von 34 m und ein Betonvolumen von 63 000 m³ auf; die entsprechenden Werte für die Nordmauer lauten: 186 m, 24 m, 24 000 m³.

Schon wenige Jahre nach Fertigstellung verlangte der stark steigende Energieverbrauch eine Erweiterung der Gesamtanlage. Diese bestand zunächst in der Erfassung von zusätzlichen Zuflüssen, dem Ausbau der Maschinenleistung und schliesslich dem Bau des Kraftwerkes Braz als untere Stufe (1949–1953). Die Vergrösserung des Stauraumes durch Erhöhung der Mauern liess sich erst mit dem Vorschlag des Verfassers, die Aufstockung mit dem Prinzip der Vorspannung zu koppeln, wirtschaftlich durchführen. Dies erforderte die eingehende Untersuchung zweier grundlegender Voraussetzungen: der Zustand der Staumauer im Hinblick auf die höheren Beanspruchungen und die Eignung der Vorspannweise überhaupt, da Erfahrungen fehlten.

Die beiden Mauern wurden in den Jahren 1922 bis 1925 errichtet, als die Technologie des Massenbetons noch in den Anfängen steckte. Umso erstaunlicher war der dauernd sehr gute Zustand, waren doch keine Frostschäden sichtbar, Ausblühungen des Betons kaum erkennbar. Die im Kontrollgang gesammelte Durchsickerung betrug bei Vollstau nur rd. 0,1 Liter pro Minute.

Der Mauerquerschnitt, dessen Abmessungen aus Bild 1 ersichtlich sind, ist wie folgt aufgebaut:

- Tragender und stützender Teil des Grunddreieckprofils aus *Kernbeton*;
- eine 2,0 m hohe Fundationsschicht und an der Wasserseite eine, am Sperrnfuss 2,0 m starke und nach oben sich verjüngende, zusammen mit dem Kernbeton eingebrachte Verkleidung aus *Vorsatzbeton*;
- eine rd. 1,0 m starke Übergangsschicht vom Kern- zum Vorsatzbeton aus *Übergangsbeton*, der den Zweck hatte, einen zu scharfen Sprung in den Schwindmassen zu vermeiden.

Der Bindemittelanteil der drei Betonarten betrug pro m³:

Kernbeton	164 kg PC und 41 kg Trass
Übergangsbeton	230 kg PC und 60 kg Trass
Vorsatzbeton	300 kg PC und 75 kg Trass

Die an der Baustelle im Steinbruchbetrieb gewonnenen Zuschlagstoffe wurden aus den 4 Fraktionen 0/3, 3/7, 7/30, 30/70 zusammengesetzt. Dem Kernbeton wurden 20% Steineinlagen beigegeben. Der Beton wurde in 15 cm hohen Schichten in erdfeuchtem Zustand eingebracht und gestampft.

2. Sondierbohrungen

Als Teil der Vorarbeiten zur Projektierung wurden im Jahre 1958 Sondierbohrungen in Form von Kernbohrungen vorgenommen und zwar mit 145 mm Bohrdurchmesser für Materialprüfungen und mit 65 mm Bohrdurchmesser für Sondierungen zur Ermittlung des Auftriebes, der Porosität und der Durchlässigkeit des Sperrbetons. Anordnung und Tiefe der Aufschlussbohrungen sind aus Bild 2 ersichtlich.

a) Betoneigenschaften

Die untersuchten Betonkernstücke zeigten folgende Ergebnisse: Raumgewichte 2,28 bis 2,39 kg/dm³, Biegezugfestigkeiten nach ÖNORM B 3302 bis 64 kg/cm², i. M. 43 kg/cm², Druckfestigkeiten i. M. für Vorsatzbeton 255 kg/cm², Übergangsbeton 235 kg/cm², Kernbeton 155 kg/cm², Wasseraufnahme nach ÖNORM B 3122 i. M. 8,3 bis 15,2 Vol.-%.

Das Probenmaterial erwies sich als Beton von mittlerer Festigkeit mit hohem Porenanteil, der für echten Stampfbeton als kennzeichnend anzusehen ist.

b) Das Verhalten des Sondenwasserspiegels

Die Spullerseeauern wiesen keine Einrichtungen zur Beobachtung und Messung des Auftriebes in der Sohlfluge auf. Die Standsicherheit in bezug auf den tatsächlichen Auftrieb war daher durch Sondierbohrungen zu erkunden. Es wurden in jeder Mauer je zwei lotrechte und je zwei schräge Bohrungen \varnothing 65 mm bis 8,0 m unter die Gründungsohle abgeteufelt. An diesen Sonden wurden folgende Reihenmessungen des freien *Sickerwasserspiegels* bei Speichervollstau vorgenommen:

1. vor dem Erreichen der Gründungsfuge durch die Bohrung: Auffüllen der Bohrsonde mit Wasser bis zur Sperrkronen und Messen der *Sinkgeschwindigkeit* des Wasserspiegels bis zu einem Beharrungsstand, Auspumpen des Wassers aus der Sonde und Messen der *Steiggeschwindigkeit* des Wasserspiegels bis zum Beharrungsstand;
2. nach Beendigung der Bohrung, also mit Erfassen der Kluft- und Sohlflugenwasser: Messungen in gleicher Art.

Der Beharrungsspiegel wurde nach je 1000 Stunden Ruhezeit ermittelt. Die Reihenmessungen in den vollabgebohrten Sonden wurden bei einem um 10 m und dann um 20 m abgesenkten Speicherstauspiegel wiederholt.

Der *Sondenwasserspiegel* verhielt sich wie folgt:

— Lag der Bohrkanal nur im Bereiche des Mauerbetons, sank der Spiegel tief ab. Dieser *Sunk* betrug bei der Sonde 1 nach der ersten Auffüllung 14 m, nach der zweiten Auffüllung 8 m. Er wurde auch bei den anderen Sonden nach jeder Neuauffüllung kleiner. Bei allen Sonden trat nach Erreichen des Tiefstpunktes ein langsames, aber begrenztes Wiederansteigen ein.

— Erfasste der Bohrkanal auch den Untergrund, stellte sich ein Absinken des Wasserspiegels im aufgefüllten Bohrloch und ein sehr rasches Ansteigen bei ausgepumpten Bohrloch bis zu einem *Beharrungsspiegel* ein (Bild 1). Dieser Beharrungsspiegel lag gegenüber dem gleichzeitigen Speicherstauspiegel im Mittel aus je zwei Sonden

	an der Südsperr	Nordsperr
bei Vollstau	12,30 m tiefer	13,25 m tiefer
bei 10 m Speicherabsenkung	5,50 m tiefer	4,60 m tiefer
bei 20 m Speicherabsenkung	1,30 m höher	5,40 m höher

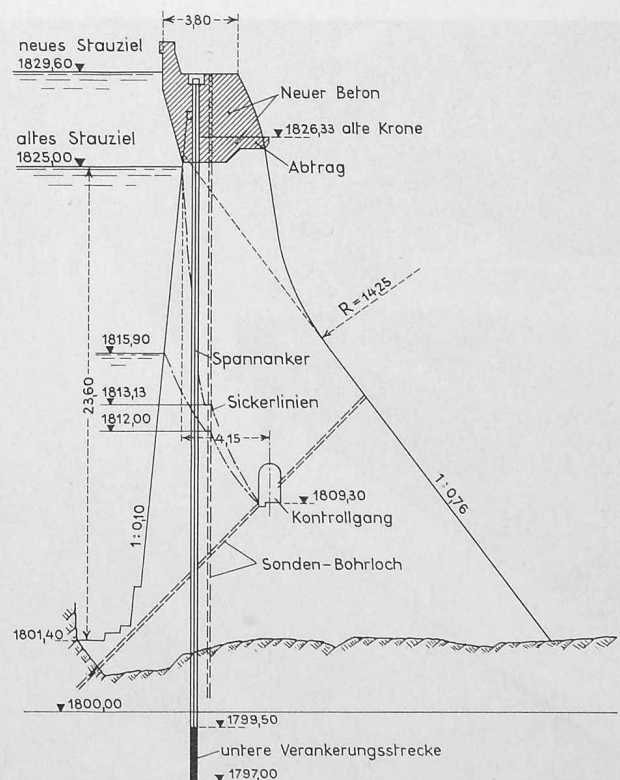


Bild 1. Querschnitt der Nordmauer, Erhöhung der Talsperre (schraffierter Teil) mit Spannkern, Sonden-Bohrlöcher mit Beharrungswasserspiegelhöhe in Sonde 2 und vermutlicher Verlauf der Sickerlinien bei verschiedenen Wasserständen des Stausees

¹) Das vorliegende Thema ist in einem Aufsatz vom gleichen Verfasser in der «Österreichischen Ingenieur-Zeitschrift» 1964, H. 4, S. 125 ff. behandelt worden.

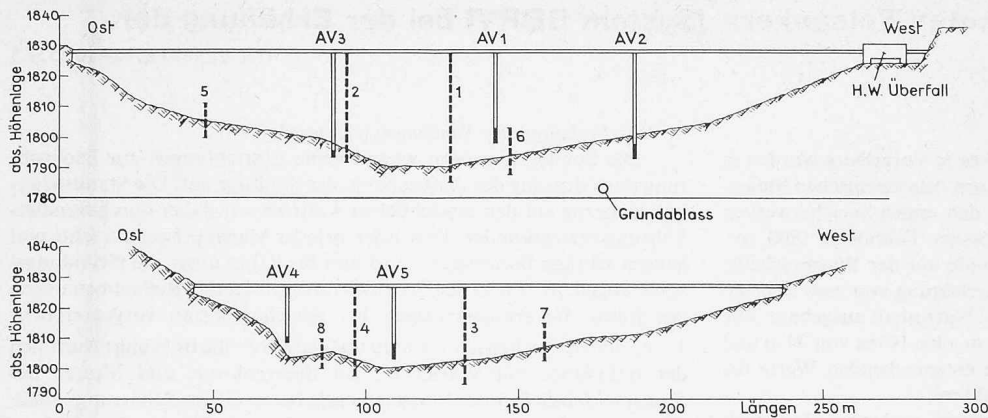


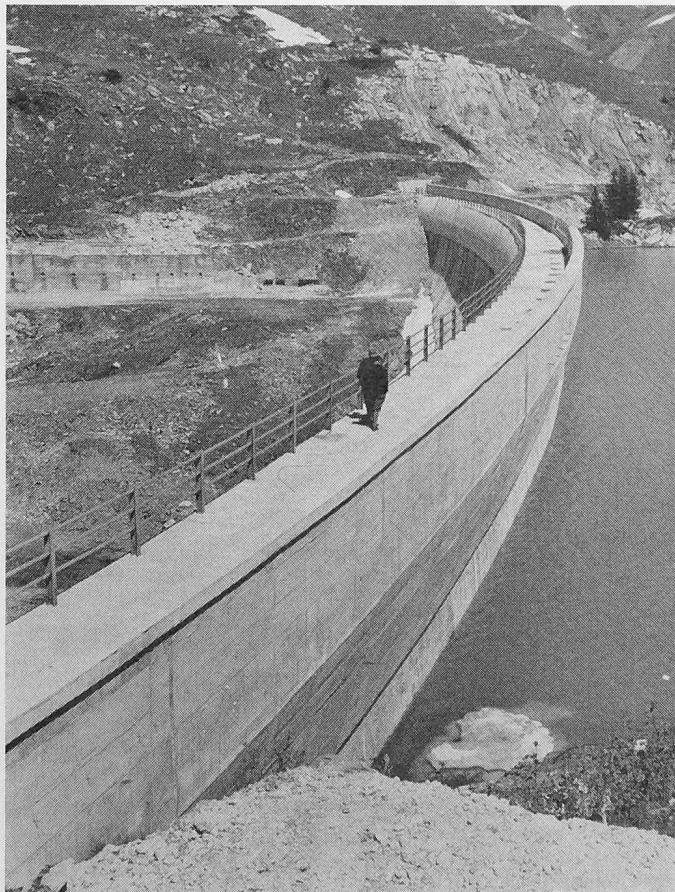
Bild 2. Längsschnitte der Nordmauer (unten) und Südmauer (oben) mit Lage der Sondierbohrungen (1—8) und der Versuchsanker (AV 1—AV 5)

c. Beurteilung von Auftrieb und Durchlässigkeit

Nach dem heutigen Stande der Kenntnisse²⁾ wirken in einem *polydispersen System* – einem System das sowohl Makro- als auch Mikroporen enthält – auf das in den Poren eingeschlossene Wasser einerseits die Schwerkraft, andererseits molekulare Kräfte und schliesslich nach der Dissoziationstheorie von Arrhenius noch Kräfte elektrischer Natur. In den grobdispersen Teilen eines solchen Systems tritt eine *Entleerung* der Poren durch die Schwerkraft dann ein, wenn der Aussendruck, der die Füllung der Poren bewirkt hatte, wieder entsprechend abnimmt. In den feindispersen Teilen dieses Systems wird die substantielle Bindung des Wassers durch eine solche Druckverminderung nicht unmittelbar beeinflusst. Es verbleibt sowohl das durch die Grenzflächenenergie entsprechend dem Kapillaritätspotential festgehaltene Wasser, das *Porenwinkelwasser*, als auch das elektrostatisch festgehaltene Wasser, das *hygroskopische Wasser* im System. Wie das Verhalten der Sondenwasserstände zeigt und die Porenhaltmessungen an den Bohrkernen erweisen, stellt der Sperrbeton ein solches

²⁾ J. Kozeny; Das Wasser im Boden und seine Bindung, «Oesterreichische Ingenieurzeitschrift» 1964, H. 2 und 3.

Bild 3. Blick auf die um 4,60 m erhöhte Nordmauer. Der dunkle Strich über der Wasserlinie deutet die Grenze zwischen der alten Mauer und der Erhöhung an. Auf der Mauerkrone sind die Aussparungen für die Ankerköpfe erkennbar



polydisperses System dar, wobei der Anteil der Grobporen verhältnismässig gross ist.

Die Beobachtungsergebnisse der Sondenpiegelmessungen sagen aus:

1. Der Betonkörper beider Mauern ist auch bei Speichervollstau bis in grosse Tiefen – insbesondere im Bereiche der grössten Querschnitte – frei von Porenwasser. Das in die Sonden beim Auffüllen eingebrachte Wasser dringt entlang der ganzen Sonde in den Sperrbeton ein und wird von diesem aufgesogen, wobei der Sondenpiegel, wie beobachtet, sehr rasch absinkt. Mit und nach dem Absinken fliesst wieder ein Teil des in die Grobporen der Bohrlochwandung eingedrungene Wasser in das Bohrloch ab, was ein geringes Ansteigen des Spiegels nach Erreichen des Tiefpunktes bewirkt. Ein anderer Teil bleibt als Porenwinkelwasser gebunden, weshalb das Verschlucken des neuerlich eingebrachten Wassers bei der zweiten und den folgenden Füllungen infolge des verbrauchten Kapillaritätspotentials immer langsamer vor sich geht. Dieses Verhalten war bei der Südmauer ausgeprägter als bei der Nordmauer. Möglicherweise bewirkt die der direkten Sonneneinstrahlung und dem Anfall von trockenen Südwinden (Föhn) ausgesetzte Lage der Luftseite der Südmauer eine gewisse Wärmespeicherung und damit eine teilweise Verdunstung und Entzug von kapillargebundenem Porenwinkelwasser.

2. Das rasche Wiederansteigen der Sondenpiegel bis zu einem Beharrungsspiegel in den bis in den Untergrund reichenden Sonden muss dahin gedeutet werden, dass durch das Durchdringen der Gründungssohle und Auffahren des mehr oder weniger klüftigen Felsens Wasserwege geöffnet werden, die nun für die Kluftwässer eine unmittelbare Verbindung des Kluftsystems und der Gründungsfuge (durch die dichtere, 2,0 m starke Sohlbetonschicht hindurch mit dem Mauerinnern herstellen. Es hat sich später im Verlauf der Ankerungsarbeiten gezeigt, dass im Interimszustand der längs der ganzen Mauer abgebohrten und noch nicht mit Mörtel verfüllten Ankerkanäle Speicherwasser in ansehnlichen Mengen durch die Sperren absickerte.

Es zeigte sich, dass die eigentlichen Sickerwässer mengenmässig ausserordentlich gering sind. Vermutlich bildet sich im Mauerkörper gar *keine Sickerlinie* des Porenwassers aus (trockener Kontrollgang); sie wandern vermutlich als Porenwinkelwasser, d. h. als *kapillargebundenen Wasser* zur Luftseite, wo durch die Oberflächenverdunstung ein kapillar-energetisches Potentialgefälle entsteht, das eben diese Wanderung der Sickerwässer quer durch die Sperre bewirkt. Die durch die Ankerkanäle während der Baudurchführung in die Mauerkörper eindringenden Kluftwässer werden mit dem Auspressen der Ankerkanäle mit Zementmörtel wieder abgeriegelt.

Aus diesen Beobachtungsergebnissen kann geschlossen werden, dass nach dem Höherstau im Speicher um 4,60 m *keine grundlegenden Änderungen in der Durchsickerung der Mauern* eintreten wird. Aus den Versuchen erklärt sich auch, warum an den Mauern keinerlei sichtbare Frostschäden aufgetreten waren. Die Grob- und Feinporen sind im Frostbereich des Kernbetons nirgends prall mit Wasser gefüllt und können daher nicht auffrieren.

3. Die Erhöhung der Staumauern

Die Hebung des Stauzieles um 4,60 m war mit der Forderung der Standsicherheit nach den bestehenden Vorschriften in Einklang zu bringen. Es war dem erhöhten Kippmoment, verursacht durch den Höherstau, ein Gegenmoment durch eine entsprechend hohe Kronenauflast entgegenzustellen. Diese Auflast liess sich durch eine Überhöhung der Sperrkrone (evtl. mit Auskrägung) weit über das neue Stauziel hinaus als reine *Gewichtsauflast* oder durch Erzeugung dieser Gewichtsauflast mittels *Vorspannung* erzielen. Die Erhöhung (Bild 3)

mit Vorspannung erbrachte neben geringeren Baukosten weitere Vorteile:

1. Die Reihenbohrungen für die Ankerkanäle, die i. M. 5,50 m tief in den Felsuntergrund abzuteufen waren, ermöglichen ohne zusätzlichen Bohraufwand eine Prüfung der Durchlässigkeit des Untergrundes und in den Zonen grösserer Wasserwegigkeit die Abdichtung durch Auspressen mit Zementsuspension. Der heute durchaus übliche Dichtungsschleier im Untergrund war seinerzeit noch nicht zur Anwendung gekommen. Lediglich die Gründungsfuge war durch Einpressen von Zementmilch gedichtet worden.

2. Die rd. alle 3,0 m eingebauten und im Felsuntergrund verankerten Spannglieder bewirken eine günstige Haftung der Mauerblöcke im Fels und erhöhen somit den Sicherheitsgrad der Standfestigkeit.

Für die *Querschnittsbemessung* war nach den in Österreich geltenden Talsperrenvorschriften der «Katastrophensicherheitsnachweis» massgebend. Das auf einen Block einer geradlinigen Gewichtsmauer wirkende Kräftefeld ist mit Ausnahme des Auftriebes klar und eindeutig bestimmbar. Der Auftrieb ist, in Auswirkung des Staudruckes, abhängig von der Klüftigkeit und Wasserdurchgängigkeit des Untergrundes. Eine Herabsetzung des Gesamtauftriebes kann konstruktiv durch eine horizontale Gliederung bewirkt werden (Pfeilerkopfmauer oder Hohlraummauer). Bei den Spullerseesperren ist der Auftrieb, wie die Messungen an einzelnen Stellen zeigten, durch die günstigen Untergrundverhältnisse sehr abgeschwächt.

Bei der Erstellung der in Österreich geltenden Talsperrenvorschriften war man auf die Berechnung nach *Lickfeldt* zurückgekommen, die nun als *Katastrophensicherheitsnachweis* zu erbringen ist. Sie soll kurz erläutert werden. Zugrunde liegt die Annahme, dass sich in der zu untersuchenden Fuge ein, über die ganze Blockbreite reichender, waagrechter Riss gebildet hat. In diesem Riss wird das Speicherwasser mit dem vollen hydrostatischen Druck bis zu jenem Punkt dieser Fuge wirksam, in dem die lotrechte Betondruckspannung grösser wird als der spezifische Auftrieb. Hier endet der fiktive Riss und es verbleibt ein *Restquerschnitt*, der die gesamten Kräfte aufnehmen muss, wobei nachzuweisen ist, dass die grösste Kantenpressung (Hauptdruckspannung) in diesem Restquerschnitt an der Luftseite und die mittlere Schubspannung jeweils 90% der entsprechenden Materialfestigkeit nicht überschreiten. Eine *Abminderung* des vollen Auftriebes kann in Rechnung gestellt werden, wenn die Gewichtsmauer durch Auspressen der Blockfugen zu einem monolytischen Bauwerk wurde, oder wenn die Achse der Mauer stetig und einseitig gekrümmt ist, sodass dem Auskippen eines Mauerblockes die Gewölbeverspannung entgegenwirkt. Eine solche Abminderung wurde bei der Bemessung der Ankerkräfte der Nordmauer angesetzt.

Der Rechnungsgang des Katastrophensicherheitsnachweises ergab als zusätzlich erforderliche Druckkraft in der Ankerebene pro Meter Sperrlänge:

für die Südmauer mit Auftrieb	$1,0 \cdot \gamma_w$	40 t,
für die Nordsperr mit Auftrieb	$0,9 \cdot \gamma_w$	15 t.

Aus dem Vergleich beider Werte ist zu erkennen, welchen beachtlichen Einfluss ein verminderter Auftrieb auf die Standsicherheit der Mauer hat, oder aber auch, welchen beträchtlichen Sicherheitsgrad das Bauwerk aufweist, wenn der effektive Auftrieb, wie dies meistens der Fall ist, sichtlich kleiner ist als der der statischen Berechnung zugrunde gelegte Wert. Somit ist in die ständigen Beobachtungen und Messungen an Mauern auch die laufende *Messung des Auftriebes* in der Gründungssohle einzubeziehen.

4. Das Spannsystem

Es haben sich zwei Arten von Spanngliedern für den Einbau in Betonkonstruktionen entwickelt: die Vorspannung mit nachträglicher Verbundwirkung als *Verbund-Spannglieder* und die Vorspannung ohne Verbundwirkung als *Freispiel-Spannglieder*. Sie unterscheiden sich nicht in ihrer statischen Endwirkung, wohl aber in der Art der Übertragung der Spannkraft auf den Beton. Für den Einbau in die Spullerseemauern waren beide Arten in Erwägung gezogen worden. *Freispielanker* geben die Möglichkeit, die Spannkraft der Anker dauernd während der Bestandszeit des Bauwerkes unter Kontrolle halten zu können; der Schutz gegen Korrosion ist schwierig und kostspielig. Beim *Verbundanker* kann die Wirksamkeit der Spannkraft auf die Dauer nur indirekt aus dem elastischen Verhalten des Bauwerkes erkannt werden; die Zementmörtelumhüllung gibt dafür einen günstigeren Schutz gegen Korrosion. In eine Sperre eingebaute Vorspannanker können auch wegen der unzugänglichen unteren Verankerung nicht ausgebaut und ausgewechselt werden. Es muss daher ein dauern-

der Korrosionsschutz gewährleistet sein, was für die Wahl von Verbundankern als Spannglieder für die Sperren bestimmend war.

Weitere Studien galten der *Konstruktion* der Vorspannanker. Zunächst wurden Anker, bestehend aus 3 Spannstahlstäben $\varnothing 27$ mm (entsprechend System Dywidag) mit einer Spannkraft von 100 t pro Anker vorgesehen. Die Ausbildung der unteren Verankerung mit Ankerkorb und die dazu notwendige Ausweitung des Bohrloches stiessen auf erhebliche technische Schwierigkeiten. Es wurden dann Systeme der Vieldrahtanker geprüft und schliesslich das *BBRV-System* gewählt (Bild 4). Dieses sieht als Verankerung auf dem Bohrlochgrund eine bestimmte Strecke des durchlaufenden Ankers – die *Verankerungsstrecke* – vor, die an ihrem oberen Ende durch eine Manschette abgedichtet wird und am untern Ende einen festen Ankerkopf mit an den Drähten aufgestauchten Köpfchen besitzt. Diese Strecke wird mit Zementmörtel unter einem Druck von 3,5 und mehr atü verpresst. Mit dem Erhärten des Einpressmörtels ist eine wirksame und zuverlässige Verankerung für den nachfolgenden Spannvorgang geschaffen. Von den insgesamt 119 in die Spullerseesperren eingebauten BBRV-Ankern ist beim Spannen kein einziger «gegangen», obwohl die Haftstrecken von 5,0 m auf 2,50 m verkürzt worden waren.

5. Die Vorversuche

Folgende Probleme unter dem Gesichtspunkt der Sicherheit waren abzuklären:

Wie erfolgt die *Überleitung der Ankerkraft*, namentlich an der unteren Verankerung in das Bauwerk; welche *Haftkräfte* sind der Verankerung, dem Einzeldraht im Ankerbündel und dem Ankerpfropfen zuzumuten und wie lang muss die Verankerungs- oder Haftstrecke bemessen werden?

Treten im Bereich der unteren Verankerung *Spaltkräfte* auf, die zu Zugrissen im Sperrkörper führen könnten, und von welcher Grössenordnung sind diese Kräfte?

Welches Mass ist für das langzeitige *Relaxationsverhalten* des hochgespannten Stahllankers anzusetzen, und wie ist das Kriechen von Stahl und Beton zu bewerten?

Wie ist das *Korrosionsverhalten* des Stahles im hochgespanntem Zustand zu beurteilen, und welche Massnahmen sind gegen Korrosion vorzusehen?

Die Voruntersuchungen erstreckten sich hinsichtlich der Kräfte- und Spannungsverlaufes auf spannungsoptische Untersuchungen und hinsichtlich des Materialverhaltens auf Labor- und Grossversuche.

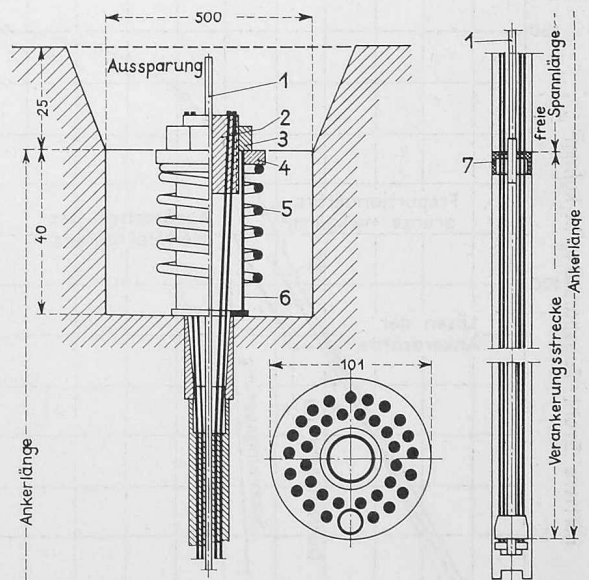


Bild 4. Längs- und Querschnitt der 138-t-Anker in der Südmauer, bestehend aus 35 Spannstahldrähten $\varnothing 7$ mm

- 1 Injektionsrohr
- 2 beweglicher Ankerkopf
- 3 Stützmutter
- 4 Ankerplatte
- 5 Spiralarmierung
- 6 Hüllrohr mit Aufsitzring und Trompete
- 7 Dichtungsmanschette
- 8 fester Ankerkopf
- 9 Entlüftungsrohr

a) Spannungsoptische Untersuchungen

Die durch die Vorspannung in den Sperrenblock eingebrachten Kräfte rufen einen Spannungszustand hervor, der sich dem *Spannungsfeld* der äusseren Kräfte und des Eigengewichtes überlagert. Das Vorspann-Spannungsfeld kann am besten im Modell mit Hilfe der Spannungsoptik dargestellt und nach Grösse und Richtung der inneren Spannungen ausgewertet werden. Der Mechanismus des

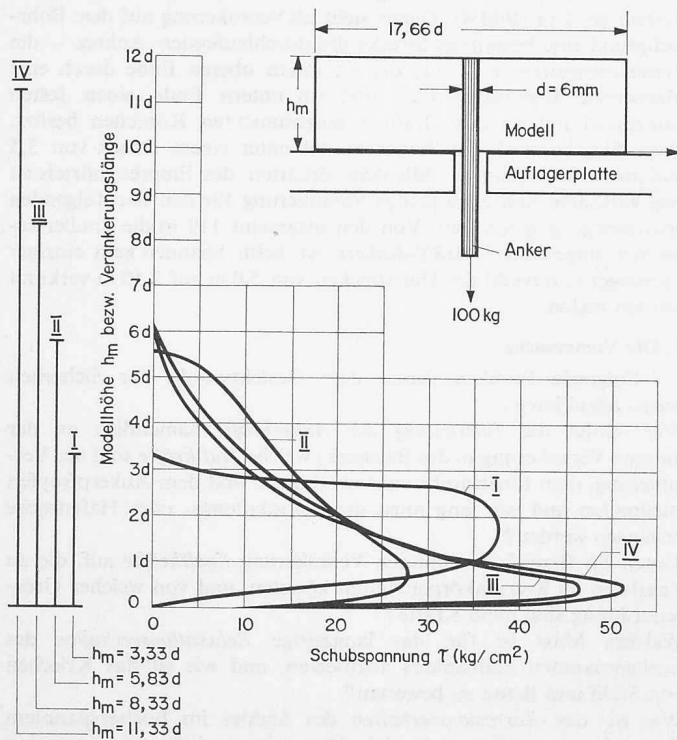


Bild 5. Verlauf der Schubspannungen bei verschiedenen Verankerungslängen als Ergebnis spannungsoptischer Untersuchungen

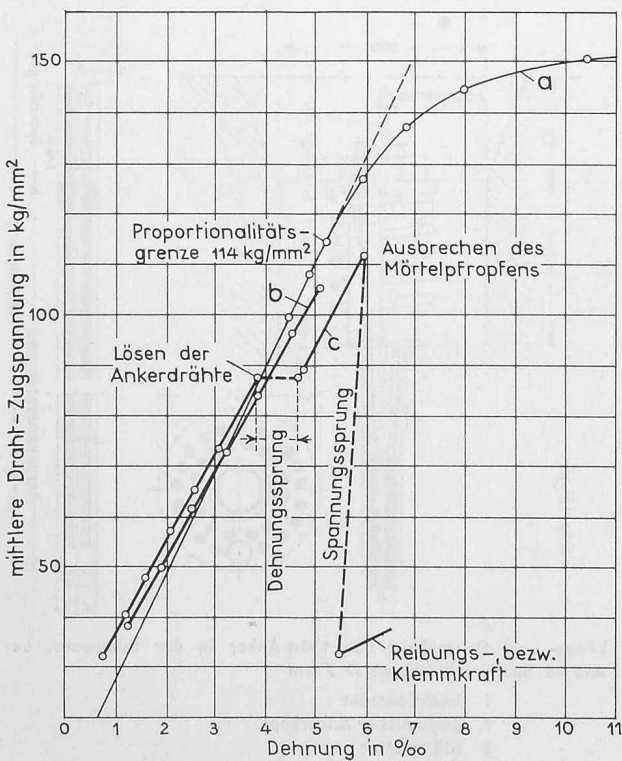


Bild 6. Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Versuchsanker
 a = Messung an Stab von 200 mm Druckmesser in Labor
 b = Anker AV 2 mit den Ankern AV 1 und AV 3 annähernd übereinstimmend
 c = Anker AV 4

vorgespannten Zugankers ist im Artikel von Hans Rudolf Müller im vorliegenden Heft auf Seite 78 dargelegt worden.

Grösse und Verlauf der Haft- und Schubspannungen werden im spannungsoptischen Bild eindeutig veranschaulicht (Bild 5). Bei den Versuchsreihen wurden für die Versuchsmodelle der Ankerstäbe und Bettungskörper unterschiedliche spannungsoptische Materialien (Kunststoffe) mit einem, dem Naturobjekt entsprechenden Verhältniswert der E-Moduli verwendet. Den Verlauf der Haft- und Schubspannungen bei verschiedenen Einbettungstiefen zeigt, als Ergebnis der Auswertungen des Isochromaten- und Isoklinenverlaufes, Bild 5. Diese *Spannungskurven* gelten für den Fall der idealen Haftung zwischen Anker und Bettungskörper. Versuche mit nicht voll erhärteter Klebung, entsprechend einer nicht voll wirksamen Haftung im Naturobjekt (Kriecherscheinungen), zeigen Spannungslinien mit abgeflachter Spannungsspitze und flacheren Abfall bis zum Nullwert.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen und der vorgezeigte Spannungsverlauf des vereinfachten Falles geben ein angenähertes Bild über die Kraftableitung aus dem Anker in den Sperrenkörper. Ungeklärt bleibt, wie an der Eintrittsstelle des Ankers in die Haftstrecke die beträchtliche *Dehnung* des Spannstahls im Ausmass von rd. 0,5% bei der Vorspannbelastung von rd. 100 kg/mm² vom Mörtel, bzw. Beton übernommen werden kann. Sie entspricht nach der Beziehung $\sigma = \epsilon E$ einer nicht vorhandenen Mörtelzugspannung. Es muss angenommen werden, dass Kriecheffekte im Mörtel diesen Zustand der Dehnung nach einer kurzen Übergangsstrecke überwinden, weil sonst der Anker sich laufend aus der Bettung lösen müsste, was nicht der Fall ist.

Die durch die spannungsoptischen Untersuchungen erbrachten Grundlagen mussten daher durch *Grossversuche* überprüft werden, wenn das Minimum der Haftstrecke gefunden werden sollte. Vorweg kann gesagt werden, dass die aus diesen Grundlagen errechnete Verankerungsstrecke mit den Ergebnissen der Grossversuche eine gute Übereinstimmung gezeigt hat. Bei einer am Bauobjekt erreichbaren Verbundfestigkeit von etwa 30 kg/cm² errechnet sich nach den Versuchsergebnissen für eine Ankerlast von 100 t bei einem Ankerdurchmesser von 75 mm eine Übertragungslänge (minimale Haftlänge) von rd. 1,40 m. Die spannungsoptischen Untersuchungen wurden für den vorliegenden Fall vom Institut für Elastizitäts- und Festigkeitslehre an der T. H. Wien im Jahre 1960 durchgeführt.

b) Grossversuche mit Vorspannankern

Die Versuche bezwecken die Abklärung folgender Fragen:

1. Die *Haftkraft der Ankerdrähte* im Mörtel des Ankerungspropfens und der *Scherwiderstand* des Ankerpropfens in Mauerbeton. Hiefür erhielt der 68-t-Anker AV4 eine Verankerungsstrecke von nur 0,60 m (rd. halbe Minimallänge), der 138-t-Anker AV3 1,50 m (knapp über der Minimallänge).
2. Die *Festigkeit der Ankerkonstruktion* als solche und das Spannungs-Dehnungsverhalten des Systems bis zur Bruchlast am Anker AV5.
3. Die *Abminderung* der Spannkraft, des Spannungsrückganges oder Relaxation nach Zeiträumen von 100 Stunden, zehn Monaten und 2 1/2 Jahren an den Ankern AV1, AV2, AV3.³⁾
4. Das *Korrosionsverhalten* des Drahtmaterials im hochgespannten Zustand als Langzeitversuch von 2 1/2 Jahren an den Ankern AV2 und AV3 mit Korrosionsschutz, bestehend aus einer Inertolauffüllung der Ankerkanäle, und am Anker AV1 ohne jeglichen Korrosionsschutz.

Bezeichnung der Anker	AV1	AV2	AV3	AV4	AV5
Einbaustelle	Südmauer			Nordmauer	
Ankernennlast	138 t			64 t	
Zahl der Ankerdrähte	34			16	
Länge des Bohrloches	m	30,0	32,0	29,5	18,0 23,0
Ø des Bohrloches	mm	101		76	
Länge der Haftstrecke	m	5,00	5,00	1,50	0,60 5,00
Verankerung in		Beton	Fels	Fels	Beton Beton
Freie Spannlänge	m	25,0	27,0	28,0	17,4 18,0
Stahlquerschnitt	mm ²	1308		616	
Spannung bei Nennlast	kg/mm ²	105,5		104,0	
Drahtdurchmesser	mm	7,0	7,0	7,0	7,0 7,0

Als Material wurde Stahldraht «Delta 100 A» (kalt gezogen, schlussangelassen, $\varnothing = 7$ mm) des Stahlwerkes Felten & Guilleaume, Werk Bruck an der Mur, Österreich, verwendet. Die Proportionalitätsgrenze betrug 114 kg/mm², die Bruchfestigkeit 168 kg/mm². Der Zusammenbau der Versuchsanker erfolgte durch die Stahlton AG, Zürich, der Einbau in die Sperren durch die Insond GmbH, Salzburg.

³⁾ Im Aufsatz von H. R. Müller sind auf S. 81 Relaxationsversuche eingehend behandelt worden.

Die *Versuchsanker* wurden nach 28 Tagen Erhärungszeit des Zementmörtels bis zur Nennlast gespannt. Die Ergebnisse der Messungen an den Versuchsankern sind für die Anker AV2 und AV4 als *Spannungs-Dehnungslinien* in Bild 6 dargestellt. Die Spannungs-Dehnungslinien der übrigen Anker decken sich praktisch mit der des Ankers AV2. Bei den Ankern AV1, AV2, AV3 wurden nach 100 Stunden, nach 10 Monaten und nach 2½ Jahren die jeweilig verbliebene Spannkraft durch Ansetzen der Spannpresse und Messen der Abhublast ermittelt. Im weiteren wurden an diesen Ankern im Mai 1963 die Spannungs-Dehnungslinien bis weit in den Streckbereich hinein ermittelt, um den Einfluss der *Korrosion* nach 2½jähriger Standzeit im geschützten und ungeschützten Zustand zu erforschen.

Am Anker AV5 wurde die Bruchlast (Reisslast) des Ankers geprüft. Um die Bruchlast mit der zur Verfügung stehenden 100-t-Spannpresse erreichen zu können, wurden vor dem Versuch 4 Spanndrähte durchgeschnitten. Der 12-Draht-Anker erreichte eine Bruchlast von 76 t bei 4% Dehnung mit dem Bruch des ersten Drahtes. Zwei weitere Drähte waren bei 5,0 und 6,5% Dehnung, die übrigen bei 8,5 bis 14% Dehnung und mehr gerissen.

6. Die Versuchsergebnisse

a) Haftfestigkeit

Der Anker AV4 mit 0,60 m Verankerungstrecke zeigte folgendes Verhalten: proportionale *Dehnung* bei Lastanstieg bis 48 t (78 kg/mm²); von da merkliche zusätzliche Dehnung bis 53,5 t (87 kg/mm²); hier ein ruckartiger *Dehnungssprung* von rd. 18 mm mit Knallgeräusch; bei weiterem Lastanstieg wieder proportionale Dehnung bis 69 t (112 kg/mm²); hier *Ausbrechen* der Verankerung. Die Beobachtungen deuten darauf hin, dass von 48 t bis 53,5 t Ankerlast ein Überschreiten der Haftkraft Draht-Mörtel im Bereich der Spannungsspitze (siehe Bild 6) und bei 53,5 t Ankerlast ein Schlupf der Ankerdrähte über die ganze Haftstrecke mit teilweiser Zerstörung des Mörtelgefüges eingetreten war. Es dürfte sich nach dem Überwinden der Haftung und dem Lösen der Spanndrähte vom Mörtel ein neues, vollwirksames *Stützsystem*, ausgehend von dem konisch geformten, unteren festen Anker ausgebildet haben. Er muss sich, nun unmittelbar gezogen von den Ankerdrähten, über den teilweise zerstörten Ankerpfropfen auf den Sperrbeton abgestützt haben. Dieses Stützsystem war bis zum Ausscheren des Ankerpfropfens bei 69 t Ankerlast, wie die weitere proportionale Dehnung bei gleichem Anstiegswinkel beweist, voll wirksam.

Aus der kritischen Vorspannung von 48 t und der Haftlänge von 60 cm, der entsprechenden Haftfläche bei 16 Drähten von 2110 cm², kann eine mittlere Haftfestigkeit von 22,6 kg/cm² ermittelt werden. Hat sich im zweiten Spannungsabschnitt der untere feste Anker auf einen vollwirksamen Verbund zwischen Ankerpfropfen und Sperrbeton abgestützt, bis längs der Mantelfläche des Pfropfens ein Abscheren erfolgte, so errechnet sich die *mittlere* Scherfestigkeit mit

$$\tau = \frac{69\,000}{60 \cdot 7,6 \cdot 3,14} = 48 \text{ kg/cm}^2$$

Der Versuchsanker AV3 mit einer Verankerungstrecke von 1,50 m musste beim Zugversuch vom Mai 1963 bei einer Drahtspannung von 170 kg/mm² (im Streckbereich) eine rechnermässige mittlere Haftspannung von 20 kg/cm² und eine mittlere Scherspannung Mörtel-Fels von 45,5 kg/cm² aufgewiesen haben. Wird angenommen, dass die Werte der Scherfestigkeit Mörtel-Fels bei AV3 und Mörtel-Beton bei AV4 ungefähr übereinstimmen, dann hat die Verankerung AV3 beim Ziehversuch gerade noch standgehalten, was durch den Versuch bestätigt wurde.

b) Die erforderliche Mindestlänge der Haftstrecke

Der Versuch mit AV4 hat gezeigt, dass die Haftung des Drahtbündels am Mörtel der Einbettung, zuerst überwunden wurde und das Ausscheren des Ankerpfropfens erst bei einem wesentlich höheren Ankerzug erfolgt. Beim Fehlen eines festen Ankerkopfes wäre der Anker, nach Überwindung der Haftung des Drahtbündels am Mörtel, funktionsunfähig geworden. Die *Mindesteinbettungslänge* beträgt sowohl für die 64-t-Anker wie für die 138-t-Anker:

bei einer Ankerspannung von rd.	110 kg/mm ²	170 kg/mm ²
	(Nennlast)	(Bruchlast)
für das Lösen der Ankerdrähte	80 cm	145 cm
für das Ausscheren der Ankerung	60 cm	90 cm

Soll das Lösen der Drähte vermieden werden, was aus Gründen des Korrosionsschutzes unbedingt zu fordern ist, muss der Bemessung der höhere Wert zugrunde gelegt werden. Für die Anker der Sperrbeton wurde die Haftstrecke unter Einrechnung einer dreifachen Sicherheit mit 2,50 m festgelegt.

c) Das Korrosionsverhalten

In einem, unter starker, gerichteter Spannung stehenden Spannglied aus Stahl hoher Festigkeit kann es durch Korrosion zu *Spannungsrisen* kommen, die durch den Ausfall der eingebrachten Spannkraft zum Versagen der Tragkonstruktion führen können. In den letzten Jahren sind vereinzelt Fälle bekannt geworden, wo Tragwerke mit eingebauten Spanngliedern einstürzten. Soweit solches Versagen auf Korrosion des Spannstahles bei Verwendung von kalziumsulfidhaltigem Tonerde-Schmelzzement zurückzuführen war, wird auf die Untersuchungen von F. K. Naumann und A. Bäumel (Mitteilungen des Max-Planck-Institutes für Eisenforschung 1961, Abhandlung 872) hingewiesen. Frühere Untersuchungen waren von H. J. Engell, H. Kühl, F. Körber und H. Ploum und anderen durchgeführt worden. Amerikanische Forschungen gehen auf W. O. Everling 1958 und G. T. Spare 1954 der United Steel Corporation zurück. Ebenfalls waren zur Ermittlung der Korrosionsanfälligkeit hochgespannter Stahldrähte im Jahre 1960 von der EMPA als Auftrag von M. R. Roš Reihenversuche mit vier Sorten von Stahldrähten unter verschiedenen Versuchsbedingungen durchgeführt worden.

Die heutigen Erkenntnisse über den *Chemismus der Korrosion* von Stahl in Beton oder Zementmörtel können wie folgt zusammengefasst werden:

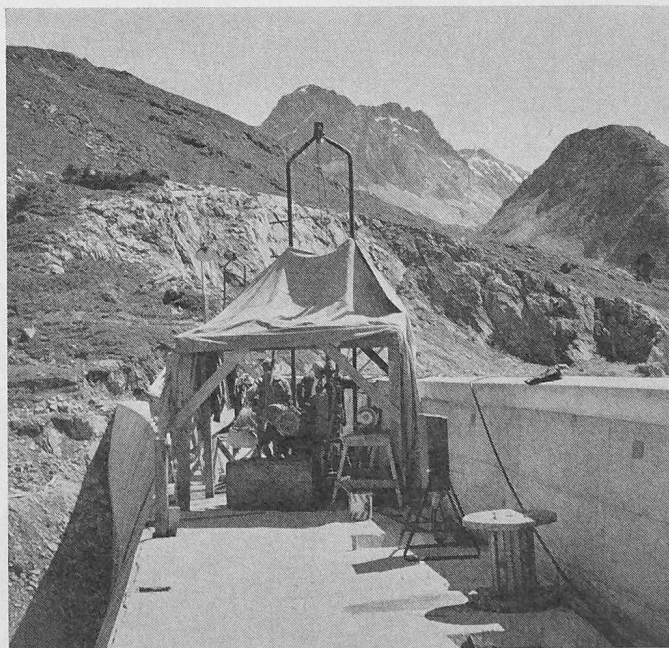
— Die *Korrosionsbeständigkeit* von Stahl in Beton oder Zementmörtel ist auf die Schutzwirkung einer Oberflächen-Passivschicht zurückzuführen, die sich bei Alkalität der Betonfeuchtigkeit von pH = 11 bis 13 bilden kann.

— *Korrosionsanfälligkeit* ist gegeben, wenn in der Betonfeuchtigkeit die Bildung von Schwefelwasserstoff aus dem Kalziumsulfid des Zementes vor sich geht, was in geringen Mengen für alle Zementsorten gelten kann und wenn gleichzeitig die Alkalität der Umgebung der Stahloberfläche unter einem pH-Wert von 8,8 liegt oder unter diesen Wert absinken kann.

Die Betonfeuchtigkeit eines abgeordneten Zementes (auch des Tonerdeschmelzzementes) hat einen pH-Wert von 11 bis 13. Sie ist korrosionsverhütend, weil eine so hohe Alkalität die Bildung von Schwefelwasserstoff aus dem Kalziumsulfid des Zementes verhindert und bei allfälliger Anwesenheit von Schwefelwasserstoff dessen Reaktion mit dem Stahl unterbindet. Gefährdet sind Betonkonstruktionen aus kalziumsulfidhaltigem Tonerdeschmelzzement, weil bei diesem im Laufe von Jahren eine Betonumwandlung unter Bildung und Freiwerden von Schwefelwasserstoff, insbesondere bei Einwirkung dauernder feuchter Wärme, eintreten kann, wobei dieser Beton eine beträchtliche Einbusse an Festigkeit erleidet.

Das allgemeine Korrosionsverhalten von Mauerankern wurde in folgender Weise überprüft: Die Anker AV2 und AV3 wurden im Zustand der Nennbelastung durch Einfüllen von Inertol II (spez. Gew. = 1,140 kg/l) in die Ankerkanäle mit Verdrängen der Bohrloch-Sickerwässer bis über die Ankerköpfe vor der Einwirkung dieser

Bild 7. Bohrgeräte beim Bohren der Ankerkanäle in der Nordmauer



Wässer und der Luftfeuchtigkeit behelfsmässig geschützt. Der Anker AV1 verblieb ohne Schutz und war in seinem unteren Teile dem Sickerwasser, im übrigen der atmosphärischen Feuchtigkeit des Bohrloches ausgesetzt. Alle drei Anker wurden nach 2 1/2 Jahren mittels einer 250-t-Spannpresse einer Belastung und Dehnung bis weit in den Streckbereich unterworfen. Wie erwartet traten bei solchen Belastungen in der Nähe der Festigkeitsgrenze Unterschiede im Verhalten auf. Die geschützten Anker zeigten ein stetig steigendes Strecken im gesamten Belastungsbereich; beim Anker AV1 dagegen rissen 5 Drähte vor dem Erreichen der normalen Bruchlast. Bei den anderen Drähten traten im weiteren Streckbereich die Brüche an korrosionsgeschwächten Querschnitten auf.

Aus diesen Ergebnissen war zu schliessen, dass der behelfsmässige Korrosionsschutz mit Inertol für die Zeitdauer des Versuches deutlich wirksam geworden war. Es kann gefolgert werden, dass der chemisch aktive Korrosionsschutz einer Zementmörtelumhüllung der Spanndrähte eine Beeinträchtigung der Ankerspannkraft durch Korrosion wirksam ausschliesst. Wenn trotz allem durch örtlich begrenzten Ausfall der Schutzwirkung ein Drahtquerschnitt durch Korrosion soweit geschwächt werden sollte, dass ein Spannungsriss oder eine Trennung eintritt, dann bleibt infolge der Einbettung des Drahtes im Mörtel und der damit stattfindenden örtlichen Ausleitung der Drahtspannung längs der ganzen Drahtlänge der Ausfall der Spannungsübertragung auf wenige Zentimeter Länge begrenzt. Bedenken des Unwirksamwerdens der Ankerkraft und der Vorspannung, auf das ganze Objekt bezogen, bestehen somit nicht.

Seeufergestaltung Biel - Nidau - Ipsach

Von **Gianpeter Gaudy**, dipl. Arch. S. I. A., B. S. A., Biel

7. Zusammenfassung

Die reinen Bauarbeiten zur Aufstockung der Mauern hatten im Sommer 1963 begonnen und wurden im Herbst 1964 beendet. Die Bohr- und Ankerungsarbeiten dauerten vom Sommer 1964 bis Herbst 1965 (Bild 7).

Die Anwendung der Vorspannung bei der Erhöhung von Talsperrern durch den Einbau von Felsankern mit nachträglicher Vorspannung bei gleichzeitiger Aufstockung der Mauern ermöglicht in geeigneten Fällen in wirtschaftlichster Weise eine Vergrösserung des nutzbaren Speicherraumes. Der vorliegende Aufsatz könnte als Grundlage für anderweitige Ausbauprojekte dienen und zumindest ein Anreiz für entsprechende Untersuchungen sein.

Literatur

G. T. Spare: Prestressing Wires-Stress-Relaxation and Stress-Corrosion Up To Date. «Wire and Wire Products», 1954, Nr. 12.

W. Puzicha: Spannungskorrosion bei hochfestem Stahldraht. «Stahl und Eisen», 1955 (75. Jg.), Nr. 13.

W. Everling: Steel in Prestressed Concrete. «Blast-Furnace and Steel Plant», Juli 1958.

W. Papsdorf: Spannungskorrosion und Kriechen von hochfestem Stahldraht. «Stahl und Eisen», 1958 (78. Jg.), Nr. 14.

W. Papsdorf u. F. Schwier: Kriechen und Spannungsverlust in Stahldraht für Spannbeton. «Stahl und Eisen», 1958 (78. Jg.), Nr. 21.

F. Fertner: Zementmörtelauskleidung von Stahlrohren. «Der Bauingenieur» 1964, H. 4.

Adresse des Verfassers: Dipl.-Ing. *Alfred Ruttner*, Erzbischofsgasse 5/2, Wien 13, Österreich.

DK 711.5:627.17



Das Problem des Schüsslaufes und der Seebucht beschäftigte die Bieler seit Jahrhunderten. Bereits 1547 wurde eine erste Schüsskorrektur vorgenommen. Mit der ersten Juragewässerkorrektion (1862-96) trat eine Verschlechterung der innern Bucht auf, da der Hauptabfluss, der neue Nidau-Büren-Kanal, aus der Bucht verlegt wurde. Eine Variante, die den Kanal am Buchtende, durch das damals noch unüberbaute Stadtgebiet, vorsah, wurde vehement abgelehnt. Diese Lösung hätte alle Probleme beseitigt, die Schüss wäre direkt in diesen Kanal geleitet und die Bucht durch den grossen Ausfluss der Aare auf immer genügend durchspült worden.

1938 hat man ein neues Wehr im Kanal unterhalb der Zihlmündung erstellt. Damit wurde die Zihl mitgestaut und ihrer ursprünglichen Funktion als Ausfluss der Bucht gänzlich beraubt.

Die zunehmende Verschmutzung und die Notwendigkeit, der Stadtbevölkerung eine grössere und besser ausgenützte Uferzone zu schaffen, veranlassten die Bieler Behörden, 1959 einen schweizerischen Wettbewerb für die Seeufergestaltung auszuschreiben. Dessen Ergebnis wurde in der SBZ 1961, H. 5 und 6, S. 70 bis 77 und 89 bis 96, ausführlich publiziert.

Bild 1. Flugaufnahme des bestehenden Zustandes. Form der Bucht, Kleinboothafen und linke Dampfschiffmole verhindern Durchspülung der Bucht