

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizerische Bauzeitung
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	117/118 (1941)
<b>Heft:</b>	23
<b>Artikel:</b>	Norwegische Methoden zur Absenkung von Seen: eine Spezialstudie aus dem Wasserbau
<b>Autor:</b>	Lund, Diderich H.
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-83462">https://doi.org/10.5169/seals-83462</a>

### **Nutzungsbedingungen**

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

### **Conditions d'utilisation**

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

### **Terms of use**

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

**Download PDF:** 23.02.2026

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

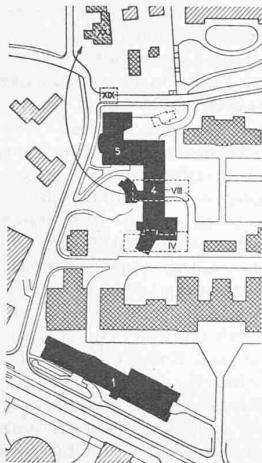


Abb. 17. Erste Etappe

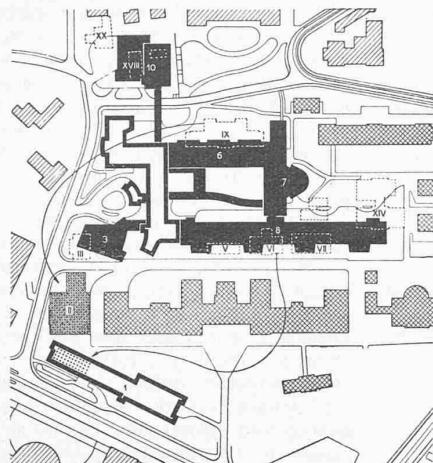


Abb. 18. Zweite Etappe

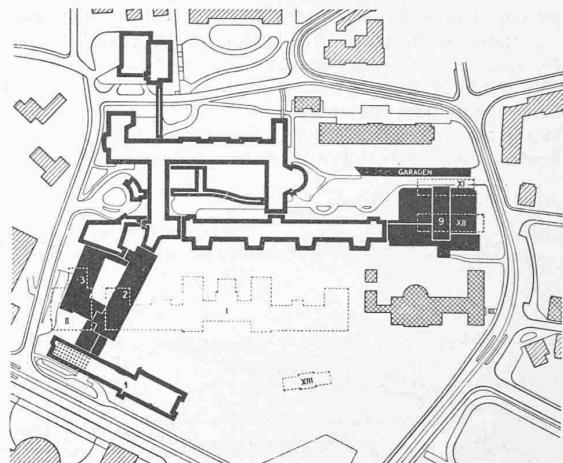


Abb. 19. Dritte Etappe der Bauausführung

#### Die stufenweise Bauausführung

Die heutigen Spitalgebäude müssen während der Ausführung der Neubauten im Betrieb bleiben, bzw. schrittweise durch die neuen Gebäude ersetzt werden. Der dafür ausgearbeitete Etappenplan sieht vor, dabei ohne provisorische Bauten auszukommen. Die Gesamtbauphase von etwa sechs Jahren zerfällt im allgemeinen in drei Bauetappen. In einer ersten Bauetappe (Abb. 17) von rund 21 Monaten Bauzeit werden zunächst die Schmelzbergstrasse und die Sternwartstrasse korrigiert. Dann werden als erstes die auf heute freiem Baugelände projektierten Neubauten des Polikliniktraktes (1), des Einlieferungstraktes (4) und der Pathologie (5) erstellt. Die Betten der Baracken 1 und 2 der Chirurgischen Klinik (VIII) werden in ein Wohnhaus (XX) am Schmelzbergsteig und die Wäscherei (IV) in einen Neubau bei der Strafanstalt in Regensdorf verlegt.

In der zweiten Bauetappe von rund 21 Monaten Bauzeit (Abb. 18) folgen die Neubauten der Chirurgischen Poliklinik (3), des Operationstraktes (6), des Hörsaaltraktes (7), des Bettenhauses-Ost (8) und der Hauptküche mit den Personalräumen (10). Das heutige Gebäude des Medizinisch-Chemischen Laboratoriums (III) wird nach dem Bezug des neuen Institutes in (4) zum Abbruch frei, die Medizinische Poliklinik und die Kantonsapotheke beziehen den Neubau (1) des Polikliniktraktes. In die bisherige Kantonsapotheke (II) werden provisorisch die Krankenabteilungen des heutigen Absonderungshauses (IX) verlegt, so dass dieses abgetragen werden kann. Die Radiotherapeutische Abteilung wird aus den Gebäuden V und VI hinter dem heutigen Spital provisorisch im Polikliniktrakt (1) installiert (in Abb. 18 Ziff. 1 punktiert), womit jene Gebäude (inkl. VII) und das heutige Pathologische Institut (XIV), das bereits den Neubau (5) bezogen hat, beseitigt werden können. Das Wohnhaus (XX) am Schmelzbergsteig wird nach Bezug des Bettenhauses-Ost ebenfalls abgebrochen.

Vor Beginn der dritten Bauetappe wird das fertiggestellte Bettenhaus-Ost bezogen. Dadurch werden das heutige Hauptgebäude (I) des Spitals und das Haus der heutigen Medizinischen Poliklinik (II) zum Abbruch frei, ebenso die beiden Krankenpavillons (XI und XII) der Chirurgischen Klinik an der Gloriastrasse. Während der dritten Bauetappe von rund 18 Monaten Bauzeit werden die Neubauten des Bettenhauses-West (2), der Radiotherapeutischen Abteilung (3) und des Physikalisch-Therapeutischen Institutes (9) erstellt. Damit wird der Ausbau der Universitätskliniken auf der Kernzone abgeschlossen sein.

\*

Bemerkenswerte Einzelheiten, über Situation, Krankenzimmer-Pflegeeinheit-Bettenstation, Unterricht, Küche und Speisenverteilung, Verkehr, so dann über die Organisation der

elfköpfigen Architektengemeinschaft AKZ und des Aufbaues ihres Arbeitsvorganges soll abschliessend auch noch berichtet werden. An dieser Stelle sei nachgetragen, dass in der Aufzählung der AKZ-Architekten auf Seite 257 der Name von Arch. R. Landolt infolge eines Versehens ausfallen ist. Wir bitten unsere Leser dies dort nachzutragen, und Kollege Landolt um Entschuldigung.

#### Norwegische Methoden zur Absenkung von Seen Eine Spezialstudie aus dem Wasserbau

Von Dipl. Ing. DIDERICH H. LUND, G. E. P., Vinderen (Norwegen)

An der Westküste von Norwegen liegen auf Höhen von 800 bis 1000 m ü. M. eine grosse Reihe von Seen unweit des Meeres, etwa 5 bis 20 km von ihm entfernt. Die Wasserkräfte an der Westküste können nur durch Einbeziehung dieser meist in Granit, Gneiss und Urgestein liegenden Seen in den Wasserkraftsplan ausgenutzt werden. Schon vor Jahren ist man in Norwegen beim Ausbau der Wasserkräfte dazu gekommen, diese Seen nicht nur aufzustauen, sondern auch abzusenken. Hierzu ist es notwendig, den See unter dem Wasserspiegel anzustechen, und es hat sich hierfür eine besondere Technik entwickelt, von der es interessant ist, auch in der Schweiz Näheres zu erfahren.

Der See-Anstich kann bis auf 60 m unter dem Wasserspiegel notwendig werden; Abbildung 1 gibt die schematische Darstellung einer typischen derartigen Wasserkraftanlage. Die norwegischen Ingenieure versuchen, die Taucherarbeit auf das geringste Mass zu beschränken und wenn möglich ganz zu vermeiden, indem sie den Tunnel möglichst nahe an das Seebecken herantreiben. Es ist hierbei zu berücksichtigen, dass die Seebenken meist im nackten Fels liegen und dass auf dem Seegrund nur eine verhältnismässig niedrige Schicht von losem Material sich angehäuft hat. Eine der ersten Aufgaben ist es, die Oberfläche des Seebbeckens topographisch genau aufzunehmen, und so viel wie möglich zu untersuchen, ob der Stollen gegen eine blanke Felsoberfläche vorstösst. Ist dies der Fall, und gelingt es, den Stollen auf einen Abstand von 2 bis 5 m vorzutreiben, so versucht man die letzten Meter durch eine kräftige Ladung zu sprengen. Bei guter Vorbereitung und entsprechendem Glück kann dies so weit gelingen, dass damit die Arbeit abgeschlossen ist und keine bedeutenderen Nacharbeiten erforderlich sind.

In entsprechenem Abstand vom Einlauf wird vorher ein Schacht abgeteuft, der die Schützen aufnimmt; diese werden vor der endgültigen Sprengung eingebaut und während der Sprengung geschlossen, damit durch den unvermeidlichen Wasserstrom nicht loses Material in den Stollen hineingerissen wird. Meistens wird auch der Stollen schon vor der Sprengung gefüllt. Gelingt der Anstich auf den ersten Anhieb nicht, so können ausserordentliche Schwierigkeiten entstehen. Von den über hundert Seeanstichen, die in den letzten 40 Jahren in Norwegen durchgeführt wurden, sollen im Nachstehenden einige typische Beispiele beschrieben werden.

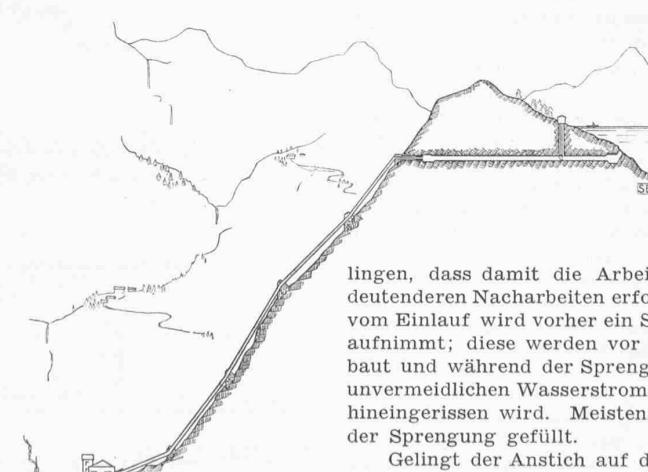


Abb. 1. Typisches Wasserkraftwerk an der Westküste Norwegens

### Gleichzeitiger Doppelanstich des Navann und Hagedalsvann 1932

Beim Ausbau des Flusssystems der Skjerka im südlichen Norwegen sollte der Navann durch einen Absenkungstunnel von 500 m Länge und 10 m<sup>2</sup> Querschnitt, der an seinem unteren Ende unter dem Wasserspiegel in den Hagedalsvann einmündet, angestochen werden (Vann = See). Dieser Tunnel wirkte also als kommunizierende Röhre zwischen den beiden Seen, siehe Abb. 2.

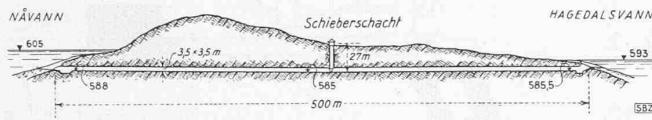


Abb. 2. Verbindungstollen vom Na-Vann zum Hagedals-Vann

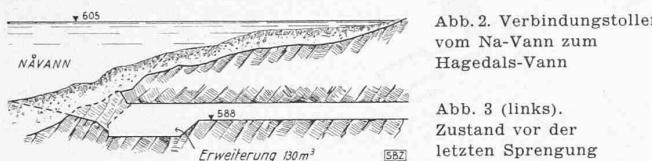


Abb. 3 (links). Zustand vor der letzten Sprengung

Es gelang, unter dem Navann bis auf eine Gesteinsschicht von 3 bis 5 m Dicke, über der noch eine Kiesschicht von 4 bis 5 m Kies und Lehm lag, vorzustossen. Die Sondierungen vom Wasserspiegel und Probelöcher vom vorgetriebenen Stollen aus zeigten, dass in den Kies- und Lehmschichten keine grösseren Gesteinsteile vorhanden sind (Abb. 3). Nachdem so die Verhältnisse nach Möglichkeit genau aufgeschlossen waren, wurde mit der Vorbereitung für die Sprengung begonnen. Hierzu wird in erster Linie im Inneren des Stollens, möglichst nahe dem Durchbruch, eine Vertiefung ausgesprengt, die in diesem Fall einen Rauminhalt von 130 m<sup>3</sup> hatte. Die Vertiefung dient dazu, das bei der Sprengung eindringende lose Material aufzufangen, ohne dass hiedurch die Tunnelmündung verstopft wird. Wie schon oben gesagt, musste auch ein Anstich des Hagedals-Vann erfolgen, doch war es dort möglich, näher an den Seeboden vorzudringen. Es verblieb nur noch eine Felsdicke von 2½ m, auf der eine Sandschicht von wenigen cm lag; die Vertiefung auf dieser Seite erhielt ein Ausmass von nur 70 m<sup>3</sup>. Die Studien zeigten, dass es am zweckmässigsten wäre, die Sprengung auf beiden Seiten des Tunnels gleichzeitig auszuführen. Um jedoch zu verhindern, dass zuviel und zu grosses Geschiebe vom Navann her in den Tunnel eindringt und allenfalls auch die Schieber beschädigt, wurde der Tunnel vor der Sprengung mit Wasser gefüllt. Statt die Füllung durch Einpumpen von Wasser zu bewerkstelligen, was eine grosse Installation und erhebliche Kosten verursacht hätte, wurde eine Oeffnung von 30 cm Durchmesser von der Tunnelkalotte aus gegen den Navann zu gehobt und ausgesprengt, bis man den Kies, der auf dem Felsen liegt, erreichte. Diese Oeffnung mündete oberhalb des Wasserspiegels. Sie konnte jedoch durch einen Graben mit dem Wasserspiegel des Sees in Verbindung gebracht werden. So war es auf diese Weise möglich, den Tunnel in 6 Std. zu füllen. An den beiden Enden des Tunnels kamen nun gleichzeitig je 150 kg Dynamit zur Entzündung. Einige Sekunden nach der Sprengung brach aus dem Schacht eine mächtige Luft- und Wassergarbe empor, die das Wasser des Schachtes springbrunnenartig in die Höhe riss. Die Wirkung der Sprengung war völlig befriedigend, die so geschaffenen Oeffnungen an beiden Enden genügten ohne weitere Nacharbeit völlig ihrem Zweck.

### Durchschlag eines Tunnels in das offene Meer, 1935

Die Industriegesellschaft Azote Norvégienne S. A. besitzt in Herøya an der Südküste Norwegens eine Fabrik anlage zur Herstellung von chemischen Produkten, für die es erforderlich ist, Meerwasser aus 20 bis 30 m Tiefe zu beziehen.

Um diesem Zweck zu genügen, wurde von einem lotrechten Schacht in der Tiefe von 22 m unter dem Meeresspiegel ein Horizontalstollen mit Minimalquerschnitt in einer Länge von 40 m gegen das Ufer vorgetrieben (Abb. 4). Ständige Wasser einbrüche erforderten ein Auspumpen des Schachtes während des Vortreibens und eine ganz besondere Sorgfalt. In einem Abstand von etwa 20 m von der Felsoberfläche gegen das Meer zu begann man im Stollen 4 m lange Sondierlöcher mit Druckluft hämmern zu bohren, wobei man eine 10 cm breite, stark wasserführende Felskluft, aufschloss. Diese Arbeit wurde bis zu 9 m von der Felsoberfläche vorgetrieben, wobei man sich bis auf 1 m der Felsspalte näherte; den Vortrieb weiter zu führen war nicht mehr möglich. Es blieb also noch eine Felsstärke von 8 m zu entfernen. Die ersten 3 m konnten verhältnismässig leicht von aussen durch Taucher und Greifbagger entfernt werden. Es blieben aber immer noch 5 m im Innern des Felsens zu bewältigen. Nach mühsamer Arbeit gelang es, von der Stollen-

brust aus sieben Bohrlöcher durch das Gestein und über die Spalte hinweg ins Meer hinaus zu treiben, das durch die Kluft eindringende Wasser verhinderte jedoch das Laden dieser Löcher vom Stollen aus. Es wurden deshalb Stangen durch die Löcher gesteckt, damit der Taucher sie von aussen finden und die erforderliche Dynamitladung von aussen einbringen könne.

Es blieb indessen noch ein Problem zu lösen: In den fertigen Stollen sollte ein hölzernes Rohr von 1 m Durchmesser eingeführt werden. Dieses Rohr war vorgesehen, um allenfalls in noch grössere Tiefe verlängert zu werden, damit aus jenen Tiefen Wasser mit grösserem Salzgehalt in die Fabrik gezogen werden könnte. Vor der Durchschlagsprengung wurde deshalb einige Meter innerhalb des Gesteinpflanzens ein hölzerner Rohrstutzen, mit etwa 2 cm grösserem innerem Durchmesser als der äussere Durchmesser des zukünftigen Holzrohrs, einbetoniert (Abb. 5). In diesem Rohrstutzen wurde das Ende eines Stahles festgelegt, dessen anderes Ende durch den Tunnel und den Schacht an die Felsoberfläche führte. Der Durchschlag gelang und öffnete den Tunnel so weit, dass der Taucher von aussen in die geschaffene Öffnung hineinkriechen und bis zum Rohrstutzen vordringen konnte. Dort fand er das Seil und zog es mit sich zur Meeresoberfläche. Das Holzrohr wurde an diesem Seil befestigt, niedergelassen und konnte nun von aussen in den Tunnel und durch den Rohrstutzen hineingeschoben werden; dort wurde es vom Taucher festgeklemmt und gedichtet. Die Verankerung des Holzrohrs auf dem Meeresgrund erfolgte mittels Betonblöcken, die durch Kupferbänder an dem Holzrohr befestigt waren. Damit war die Aufgabe gelöst.

### Der Anstich des Markevann am 25. April 1938

Das Markevann-Kraftwerk an der Westküste Norwegens wurde in den Jahren 1936 bis 38 für die Ytre Fjordane Kraftwerke gebaut. Bei einer Druckhöhe von 120 m werden 4500 PS erzeugt. Diese Anlage, sowie die nachfolgend beschriebene in Skorge ist von Obering. P. Aug. Hysing entworfen und deren Bau von ihm geleitet worden.

Der grösste Wasserspeicher dieser Anlage ist der Markevann, der durch einen 1000 m langen Tunnel von 4 m<sup>2</sup> um 28 m abgesenkt wird. In einem Abstand von 110 m vom See ist ein Schacht abgeteuft worden und von diesem Schacht ging man gegen den Seespiegel vor. Nach 84 m trafen die Bohrlöcher einen stark wasserführenden Spalt, sodass man nicht wagte, weiter zu sprengen. Verschiedene Dichtungsmittel wurden erwogen, so unter anderem auch Zementinspritzungen. Um sich ein Bild über die Lage des Spaltes zu schaffen, wurde in die Bohrlöcher Druckluft eingeblasen. Der Markevann war zu jener Zeit zugefroren, man konnte jedoch unter dem Eis die Luftsblasen, die aus dem Spalt aufstiegen, beobachten und dadurch die Lage des Spaltes festlegen. Er schnitt die Tunnelrichtung unter 45° und schien gegen die linke Seite des Tunnels weiter geöffnet zu sein, während er gegen rechts allmählich auskeilte (Abb. 6). Die Tunnelrichtung wurde nach rechts abgebogen und nochmals vergeblich versucht gegen den Spalt vorzudringen. Nach grossen Schwierigkeiten gelang es nach 22 m seitlichen

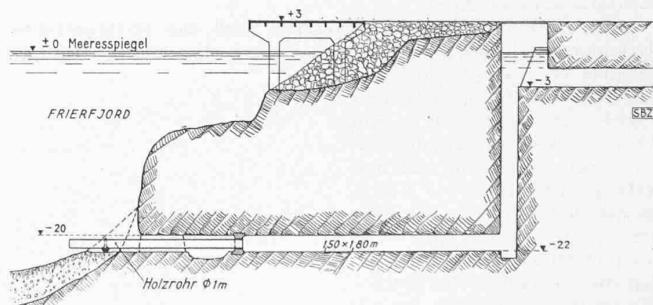


Abb. 4. Salzwasserfassung Herøya in Süd-Norwegen

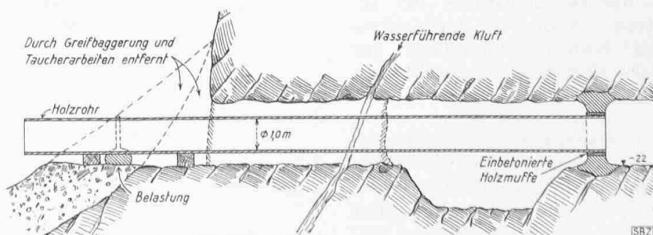


Abb. 5. Anstichstelle mit eingeschobenem Fassungs-Holzrohr

Ausweichens, sich der Felsoberfläche auf 4 m zu nähern. An dieser Stelle wurde wieder die schon früher erwähnte Vertiefung ausgesprengt, um die Masse abzufangen; 35 Bohrlöcher wurden zusammen mit 90 kg Dynamit geladen und am 25. April 1938 gelang der Durchschlag zur vollen Befriedigung, sodass die Öffnung keiner Nacharbeit bedurfte.

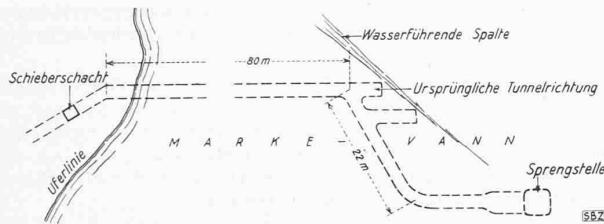


Abb. 6. Grundriss vom Anstich-Stollen am Marke-Vann

#### Seeanstich des Skorge-Vann, Januar-Mai 1938

Der Skorgevann liegt an der Westküste Norwegens, in der Nähe des Nordfjordes, 355 m ü. M. Seine Oberfläche misst etwa 1 km<sup>2</sup>, er hat nur ein kleines Einzugsgebiet. Der See ist durch einen 270 m langen Stollen mit dem Minimalprofil  $1,5 \times 1,7$  m angestochen worden in einer Tiefe von ungefähr 30 m; der Längsschnitt durch die Arbeit geht aus Abb. 7 hervor. Man ersieht daraus, dass unmittelbar am Ufer des Skorgevann ein Schieber-Schacht abgeteuft wurde, der durch einen Gleitschieber von  $1 \times 1$  m abgesperrt werden kann. Von diesem Schacht an erfolgte der Vortrieb des Anstichstollens. Vom Eise aus erfolgte die Sondierung des Seebodens durch Bohrungen, und man glaubte aus diesen schliessen zu können, dass eine unehebe Gesteinoberfläche mit einer Lehmschicht von höchstens 50 cm Dicke bedeckt sei. Als man aber im Stollen bis auf 6 m zur vermeindlichen Gesteinoberfläche vorgedrungen war und durch Probelöcher schräg vorwärts und aufwärts die Felsoberfläche abzutasten versuchte, stiess man mit einem 3,7 m langem Loch bereits ins Wasser hinaus, das unter vollem Seeadruck in den Stollen eindrang. Das gleiche Ergebnis wurde mit verschiedenen anderen Versuchslöchern erzielt und nirgends mehr wurde in einer grösseren Länge das Gestein gefunden. Nach den vorherigen Ermittlungen hätte jedoch die Felsoberfläche um weitere 2 m entfernt sein sollen. Das Resultat der Untersuchungen zeigte, dass man auf einen Spalt im Gebirge gestossen war, der in direkter Verbindung mit dem See stand. Man glaubte deshalb, es genüge, bis an den Spalt vorzudringen, um die verhältnismässig kleine Betriebswassermenge von 600 l/s erhalten zu können. Ein Versuch, den Stollen durch die Kluft hindurch oder neben ihr vorbei zu führen, erschien aussichtslos. Man bereitete deshalb den Durchschlag vor, indem man den Stollen in der schon früher erwähnten Art mit einer Sohlen-Vertiefung versah und ihn ausserdem seitlich und nach oben erweiterte. Nachdem der Stollen noch vor der Sprengung bis zum oberen Rande des Schiebers mit Wasser gefüllt wurde, um den starken Schlag zu

dämpfen, wurde am 4. Jan. 1938 eine Ladung von 93 kg Dynamit ausgelöst. Nach der Sprengung sammelten sich die Explosionsgase unter dem Eis und durchbrachen es. In den Stollen selbst drang jedoch nur wenig Wasser, etwa 15 l/s.

Nach einem Tag des Abwartens getraute sich der leitende Ingenieur in den Tunnel und fand, dass die Ladung ihre Wirkung vollständig erfüllt habe; dagegen stand die Stirnwand noch lotrecht da. Der Tunnel war bis zu einer Höhe von 4 m ausgebrochen, der Ablagerungsraum mit feinzerteilten Steinen gefüllt. Man hatte sich also in den oben erwähnten Spalt hineingesprengt, der jedoch von allen Seiten von lotrechten Gesteinswänden umgeben war. Von oben strömte durch ein unregelmässiges Loch von  $3 \times 3$  m Wasser in den Stollen (Abb. 8 A). Eine nähere Untersuchung der Decke zeigte, dass diese nur aus losen Blöcken bestand und es war unverständlich, inwiefern diese nur 2 m starke Decke dem darüberliegenden Wasserdruk von 26 m standhalten konnte. Da der Aufenthalt der Arbeiter im Tunnel mit grosser Gefahr verbunden war und man nicht wusste, welche Wirkung irgendeine Arbeit an den Blöcken in der Decke auslösen könnte, liess man an der betreffenden Stelle 15 kg Dynamit auf den Seegrund und brachte diese zur Sprengung (Abb. 8 B). Abermals kam nur eine kleine Wassermenge, die sich im Laufe des Tages etwas erhöhte, und wiederum wurde der Tunnel vom leitenden Ingenieur untersucht. Eine Menge Gestein, Schlamm und kleinere Blöcke waren von der Decke heruntergerissen, sodass der Tunnel an seinem Ende das Aussehen eines senkrechten pyramidenförmigen Schachtes von 5,5 m Höhe und Dachfläche von  $1,5 \times 1,5$  m hatte. Der oberste Teil wies grosse Spalten auf, aber es war unmöglich diese näher zu untersuchen, da nach den Sondierungen diese Decke nur aus einer 1 m dicken Schicht losen Gesteins, Kieses und Lehms gebildet war. Auch Untersuchungen durch Taucher auf dem Grunde des Sees ergaben kein genaues Resultat, da in der grossen Tiefe und in Anbetracht des trüben Wassers die Taucher über die Verhältnisse keine Uebersicht erhalten konnten. Einige Tage später wurde eine neue Mine mit 32 kg Dynamit oberhalb der Tunnelöffnung entzündet (Abb. 8 C), und nun drang das Wasser mit grosser Wucht in den Tunnel ein und füllte diesen, sowie den Schieber-Schacht. Trotzdem war die Aufgabe noch nicht gelöst, denn bei einer versuchten Spülung schloss sich die Öffnung im Seegrund wieder nahezu, sodass der Taucher von aussen überhaupt keine Öffnung mehr fand, sondern nur eine trichterförmige Vertiefung, die von Kies und Blöcken in steiler Böschung umgeben war. Es zeigte sich eben, dass der Seeboden nicht aus Fels bestanden hatte, wie man aus den Bohrungen angenommen hatte, sondern aus einer mehr als 1 m starken Geröllschicht. Auch eine weitere Mine ergab nur eine Öffnung, die ungefähr 200 l/s durchliess. Bei einer erneuten Besichtigung des Tunnels musste festgestellt werden, dass dieser zu  $\frac{1}{3}$  mit Kies und grossem Gestein gefüllt war. So lag z. B. ein grosser, runder, moosbedeckter Block von 1 m<sup>3</sup> Inhalt 30 m vom Schieber-Schacht entfernt. Es war allerdings möglich um diesen Block herumzukriechen bis zu der schon oben erwähnten Stelle, wo die vollständige Verstopfung des Stollens mit Kies und Blöcken begann.

Zwischen den Blöcken strömte das Wasser in kleinen Mengen hindurch. Man versuchte nun durch Sprengungen den grossen Block und das Geröll so weit zu entfernen, dass die 9 m lange Tunnelerweiterung sichtbar wurde. Eine neue Mine von 2 bis 3 kg Dynamit auf den Seegrund außerhalb des Stollens verstopte die Öffnung neuerdings. Auch der Tunnel selbst verengte sich so weit, dass man nur auf dem Bauche kriechend, den Kopf über Wasser haltend, darin vorwärts gelangte. Schon wurden teurerere und zeitraubendere Methoden erwogen.

Ganz plötzlich, 24 Tage nach der grossen Sprengung und nach Vornahme

#### Norwegische Methoden zur Absenkung von Seen

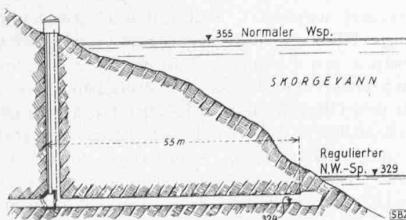


Abb. 7. Anstich des Skorge-Vann

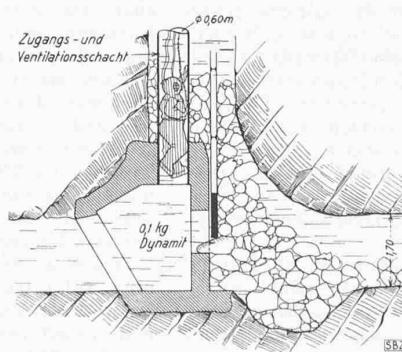


Abb. 9. Abschluss-Schieber am Skorge-Vann

A. 4. Jan. 38

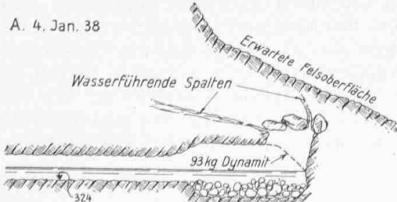


Abb. 8. A Sprengwirkung vom 4. Januar 1938

B. 20. Jan. 38

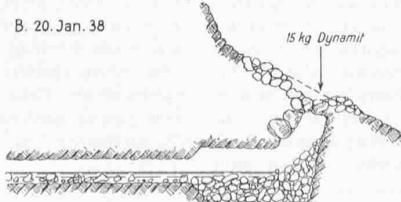


Abb. B Sprengwirkung vom 20. Januar

C. 25. Jan. 38

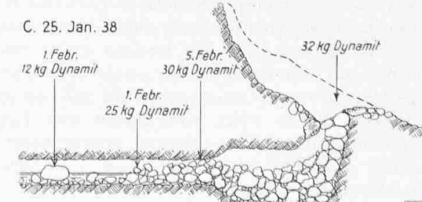


Abb. C Sprengwirkung vom 25. Januar 1938

einer kleinen Sprengung von 5 kg Dynamit, schoss das Wasser in den Stollen ein, riss Sand und Steinblöcke mit sich, die sich vor dem Schieberschacht auf einer Länge von 5 m anhäuften. Durch diesen neuen Einbruch war jedoch die Wasserzufuhr genügend.

Damit wäre die Aufgabe erledigt gewesen, wenn sich nicht ein Stein unter die Schütze geklemmt hätte, so, dass diese auf 30 cm nicht mehr geschlossen werden konnte. Das Risiko durfte jedoch nicht eingegangen werden, die Anlage in Betrieb zu setzen, ohne die Möglichkeit zu haben, den See abzusperren. Nach vielen Anstrengungen gelang es einem hervorragenden Taucher (Abb. 9), durch das nur 60 cm weite Steigrohr die 32 m hinunterzusteigen, dort eine Sprengung vorzunehmen und dadurch das Schliessen des Schiebers zu ermöglichen. Damit konnte die Anlage dem normalen Betrieb übergeben werden, trotz des Gesteins, das noch im Schacht angehäuft ist. Dieses soll entfernt werden, sobald der Wasserstand im See genügend gesenkt ist. Bei jenem Anlass hofft man dann auch den Einlauf des Stollens noch mehr verbessern zu können.

## Neues vom Kraftwerk-Projekt Andermatt

Hierüber hat Dir. F. Ringwald (Luzern) am 30. Mai im Kreise des Linth-Limmat-Verbandes in grossen Zügen berichtet. Darnach soll die Staumauer beim Urnerloch, die vor etwa 20 Jahren mit rd. 80 m Höhe vorgeschen war, etappenweise bis auf 200 m über Gelände erhöht werden, wodurch der Talboden von Ursen auf rd. 1200 ha überstaut und mit Staukote 1630 m ü. M. ein Stauraum von rund 2 Mia m<sup>3</sup> geschaffen wird. Der Stau reicht alsdann an der Oberalpseite bis zur nordwestlichen Kehre der zweiten grossen Schleife der Oberalpstrasse; Andermatt, Hospental, Zumdorf und Realp werden überstaut. Es sind drei Kraftwerkstufen vorgesehen: 1. Stufe bei Wassen (810 m ü. M., Druckstollen 8 km), 2. Stufe bei Amsteg, ungefähr bei der Zentrale des E. W. Arniberg (Kote 520, Druckstollen etwa 10 km am linken Hang des Reusstales) und 3. Stufe bei Seedorf am Vierwaldstättersee (Kote 440, Stollenlänge etwa 12 km). Da das natürliche Einzugsgebiet zur Füllung des Stausees bei weitem nicht ausreicht, soll auch die Göschenerreuss gefasst und zugeleitet werden. Ausserdem ist beabsichtigt, den Vorderrhein von Rueras (Kote 1350) in Richtung Amsteg zuzuleiten und in der dortigen neuen Zentrale auszunützen, bzw. in den Ursensee hinaufzupumpen, wodurch sein Einzugsgebiet um rd. 230 auf insgesamt 880 km<sup>2</sup> vergrössert würde. Schliesslich nimmt Ringwald um den See zu füllen noch Sommer-Pumpbetrieb aus dem Vierwaldstättersee in Aussicht, was infolge der viermal wertvollen Winterenergie trotz eines 50%igen Energieverlustes rationell wäre. Eventuell könnten die Druckstollen doppelt, für getrennten (gleichzeitigen?) Turbinen- und Pumpbetrieb gebaut werden. Insgesamt sollen in möglichst wenigen Maschinengruppen (Turbinen und Pumpen zu je 100 000 PS), bei Vollausbau auf total 1,27 Mia PS, rd. 3 Mia kWh Winterenergie gewonnen werden.

Diese Energie-Vermehrung scheine nicht utopisch, wenn man unsrern jährlichen Bedarfzuwachs zu rd. 300 Mio kWh annimmt und zudem berücksichtigt, dass im aussergewöhnlich niederschlagreichen Jahr 1940 der Energiebedarf des Landes knapp gedeckt werden konnte. In einem Jahr mit normalem Niederschlag wäre, auch unter Einrechnung der Zusatzleistung der drei im Bau begriffenen Kraftwerke Grimsel II, Reckingen und Verbois, die Bedarfsdeckung für die Schweiz nicht gesichert. Auch die Möglichkeit des Energieexportes sei volkswirtschaftlich bedeutsam. — Bei Anlagekosten von rd. 600 Mio Fr. dürfte sich ein Winter-Energiepreis von 1,7 Rp./kWh ergeben. Dies in allerdings sehr runden Zahlen die Hauptdaten des Projekts, durch das der Betrieb des SBB-Kraftwerks Amsteg nicht beeinträchtigt werden soll.

Ob in obigen Kosten der ziemlich beträchtliche Aufwand für Verlegung der *Schöllenbahn* und der *Furka-Oberalpbahn*, sowie der *Gotthardstrasse*, ferner der *Umsiedlung* der betroffenen 1600 köpfigen Talbevölkerung — von der allerdings nach dem Redner etwa 1200 die Auswanderung vorziehen dürften — inbegriffen ist, wurde nicht gesagt. Auch darauf, wie Bahn und Strasse in der engen Schöllen bei der Teufelsbrücke verlegt und deren obere Ausmündung beim Urnerloch um die 200 m gehoben werden sollen, ging der Redner nicht ein. Beziiglich der Einwirkung auf den etwa 300 m unter dem Urnerboden durchlaufenden *Gotthardtunnel* teilte Ringwald mit, es seien hierüber schon seit Jahren durch Prof. Königsfeld aus Leipzig (Königsberger in Freiburg i.B.?) eingehende geologische Untersuchungen ange stellt worden, deren Ergebnis beruhigend laute. Sollten sich dennoch im Tunnel Druckerscheinungen geltend machen, so besitze die heutige Technik Mittel, diesen zu begegnen; das Tunnelprofil sei geräumig genug für eine Eisenbetonauskleidung.

Wer erwartet hatte, technische Bilder und Zeichnungen zu sehen, sah sich enttäuscht; die im Lichtbild vorgeführten geologischen Profile waren wohl farbig, doch für den Besucher nicht sehr klar. Und was die Umsiedlung Neu-Andermatt u. dgl. betraf, waren es nette Architekturbildchen, die aber überholt sind, weil sie sich auf das *frühere* Projekt bezogen, dessen Uferlinie 120 m tiefer lag als nach dem heutigen Vorhaben. Bei diesem verlaufen die Stauseeufers ringsum an ziemlich steilen Hängen, an denen die Anlage der Heimstätten für die Zurückbleibenden sich schwierig gestalten dürfte.

Der Vortrag war temperamentvoll und mit allerhand scherhaften Bemerkungen durchsetzt, mehr im Volkston einer anfeuernden Propaganda als einer präzisen technischen Aufklärung gehalten. Der Redner verhehlte sich auch nicht, dass noch eine Reihe von Problemen abzuklären seien, aber Schwierigkeiten seien eben da, um überwunden zu werden.

\*

In der *Diskussion* wurde geltend gemacht, dass die Preisgabe von 1200 ha, übrigens sehr magern Kulturbodens ein Opfer an die Energieversorgung aus eigener Kraft darstelle, das eben gebracht werden müsse. Ein Witzbold wies auf weitere abzuklärende Probleme hin, z. B. auf die Frage, ob nicht aus dem Wärmegehalt des nach dem kältern Ursen hinauf zu pumpenden Vierwaldstätter Seewassers von 16° mittels Wärmepumpen die Winterheizung der Stadt Luzern<sup>1)</sup> bewerkstelligt werden könnte, usw. So schloss die angeregte Tagung, trotz etwelcher Enttäuschung in bautechnischer Hinsicht, in bester Stimmung. Der ganze Fragenkomplex ist aber wichtig genug um ernsthaft geprüft und baulich gründlicher abgeklärt zu werden, als es heute der Fall zu sein scheint.

C. J.

## MITTEILUNGEN

**Die XXI. Hauptversammlung der «Sektion Ostschweiz»** des «Schweiz. Rhone-Rhein-Schiffahrtsverbandes» vom 30. Mai stand unter einem glücklichen Stern, indem der Vortrag «*L'aménagement du Rhône pour la Navigation de la Méditerranée au Léman*» von Ing. M. A. Jaccard vom «E. A. f. W.» das ins helle Licht rückte, was für die Erreichung des Hauptziels des Verbandes, die «Transhelvetische Wasserstrasse», unerlässliche *Voraussetzung* ist: *die Schiffsbarmachung der Rhône bis in den Genfersee*. Dies wurde noch eindrucksvoll unterstrichen durch den Direktor des «A. f. W.», Ing. Dr. C. Mutzner, der diese Transhelvetische Wasserstrasse einem Brückenbau verglich, dem einstweilen die Widerlager, vor allem das südwestliche, fehlen. Er verwies auf die analogen Verhältnisse am Rhein, wo zuerst der «Verein für die Schiffahrt auf dem Oberrhein» um die Verwirklichung der Schiffahrt bis Basel sich erfolgreich bemüht hat, während der «Nordostschweiz. Verband für die Schiffahrt Rhein-Bodensee» sich für dieses, für uns mehr interne Ziel einsetzt. Bei der Rhone fehlt eine solche schweizerische Organisation für die Beschaffung der unerlässlichen «Vorflut» einer Transhelvetischen Wasserstrasse im Genfersee. — Hierfür hat nun eben diese XXI. Hauptversammlung gesorgt, indem sie der vom Vorstand beantragten Errichtung und Finanzierung eines ständigen Sekretariates zustimmte. Analog wie auf dem Hochrhein soll nun zunächst die schweizerische Rhonestrecke Bellegarde-Genfersee durch private Ingenieure unter der bewährten Leitung des neuen Präsidenten der «Sektion Ostschweiz», Ing. H. Blattner, schiffartstechnisch bearbeitet werden<sup>2)</sup>. Für die noch ganz verwilderte, rd. 230 km lange Rhonestrecke Lyon-Schweizergrenze muss dann eine *Kooperation mit Frankreich* angestrebt werden, wie sie mit so ausgezeichnetem Erfolg in der Zusammenarbeit Schweiz-Deutschland für den Oberrhein zum Regulierungsprojekt 1924 und zu dessen Verwirklichung geführt hat. Diese Einstellung entspricht auch der Auffassung aller real denkenden Schweizer-Ingenieure und Verkehrsprofessoren, wie wir sie letztmals in Bd. 101, S. 83\* (1933) — in Übereinstimmung übrigens mit dem bisherigen Präsidenten der «Sektion Ostschweiz», Prof. Dr. H. Favre, wie mit dem jüngsten Vortrag H. Blattners im Z. I. A. (vgl. Protokoll S. 252 in Nr. 21 dieses Bandes) — zum Ausdruck gebracht haben. Wir kommen demnächst eingehender auf diese wichtigen Fragen zurück. Der «Sektion Ostschweiz» und ihrem bisherigen Präsidenten dankte lebhafter Beifall der zahlreichen Teilnehmer an der Hauptversammlung für ihre energische Befürwortung der Kursänderung von akademischen Diskussionen zu realer Arbeit an der zunächst abzuklärenden Vorfrage.

<sup>1)</sup> Vgl. Prof. Gasser im SEV-Bulletin Nr. 6, S. 93.

<sup>2)</sup> Vgl. Bearbeitung der Hochrhein-Wasserstrasse, Berichterstattung von H. Blattner in Bd. 116, Seite 225\*.