Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 88 (1970)
Heft: 44

Artikel: Das Andenkraftwerk Santo Domingo
Autor: Gilg, B. / Dietlicher, E.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84654

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: 15.07.2025

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

Das Andenkraftwerk Santo Domingo

DK 621.29

Von Dr. **B. Gilg** und **E. Dietlicher**, Ingenieure der Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG

1. Allgemeine Übersicht über die Anlage

Einer der aus den venezolanischen Anden nach Süd-Osten fliessenden Wasserläufe ist der Rio Santo Domingo (Bild 1). Er mündet rund 100 km südöstlich von Barinas in den Rio Apure, einen der Seitenströme des Orinoco. Sein durchschnittliches Gefälle beträgt im Mittellauf ungefähr 6% und kann in einer Hochdruck-Wasserkraftanlage folgender Charakteristik genutzt werden:

Einzugsgebiet	427 km²
Mittlere jährliche Wassermenge	456 Mio m³
Bruttogefälle	900 bis 920 m
Ausbaugrösse	32 m³/s
Installierte Leistung	4 × 60 MW
Jahresproduktion	950 GWh

Der heutige Belastungsfaktor der venezolanischen Elektrizitätsproduktion beträgt 57%, wobei der Energiebedarf im Sommer (Regenzeit) und im Winter (Trockenzeit) praktisch derselbe ist. Da der Rio Santo Domingo in der Regenzeit etwa dreimal mehr Wasser führt als in der Trockenzeit, wäre an und für sich die Errichtung eines Saisonspeichers von wirtschaftlichem Interesse gewesen. Leider findet sich aber schon aus topographischen Gründen längs des Flusslaufes kein mit vernünftigen Mitteln zu erstellender Speicherraum von rund 150 Mio m³, welcher einen Jahresausgleich ermöglicht hätte, so dass sich eine Beschränkung auf den Tages- und Wochenausgleich als nötig erwies.

Tabelle 1. Hauptdaten der Anlage Santo Domingo

Stausee:	Heutiger Ausbau	
	Nutzvolumen	2,6 Mio m³
	Totvolumen	0,4 Mio m³
	Künftiger Ausbau	
	Nutzvolumen	5,0 Mio m³
Druckstollen:	Länge	13,7 km
	Durchmesser	3,1 m
Wasserschloss:	mit unterer und oberer Kammer	
Druckschacht:	Länge	1797 m
	Gefälle	50%
	Durchmesser	2,4 m
Panzerstollen:	Länge	297 m
	Gefälle	5‰
	Durchmesser	2,3 m
Zentrale (s. Bilder 2 und 3)	Kavernenlänge	90 m
	Kavernenbreite	18 m
	Kavernenhöhe	32 m
Elektromechanische Ausrüstung:	Vier vertikalachsige Maschinengruppen	
	Peltonturbinen, dreidüsig	82000 PS
	Generatoren, 13,8 kV	75000 kVA
	Transformatoren in der Kaverne	2×13,8/115 kV
		2×13,8/230 kV

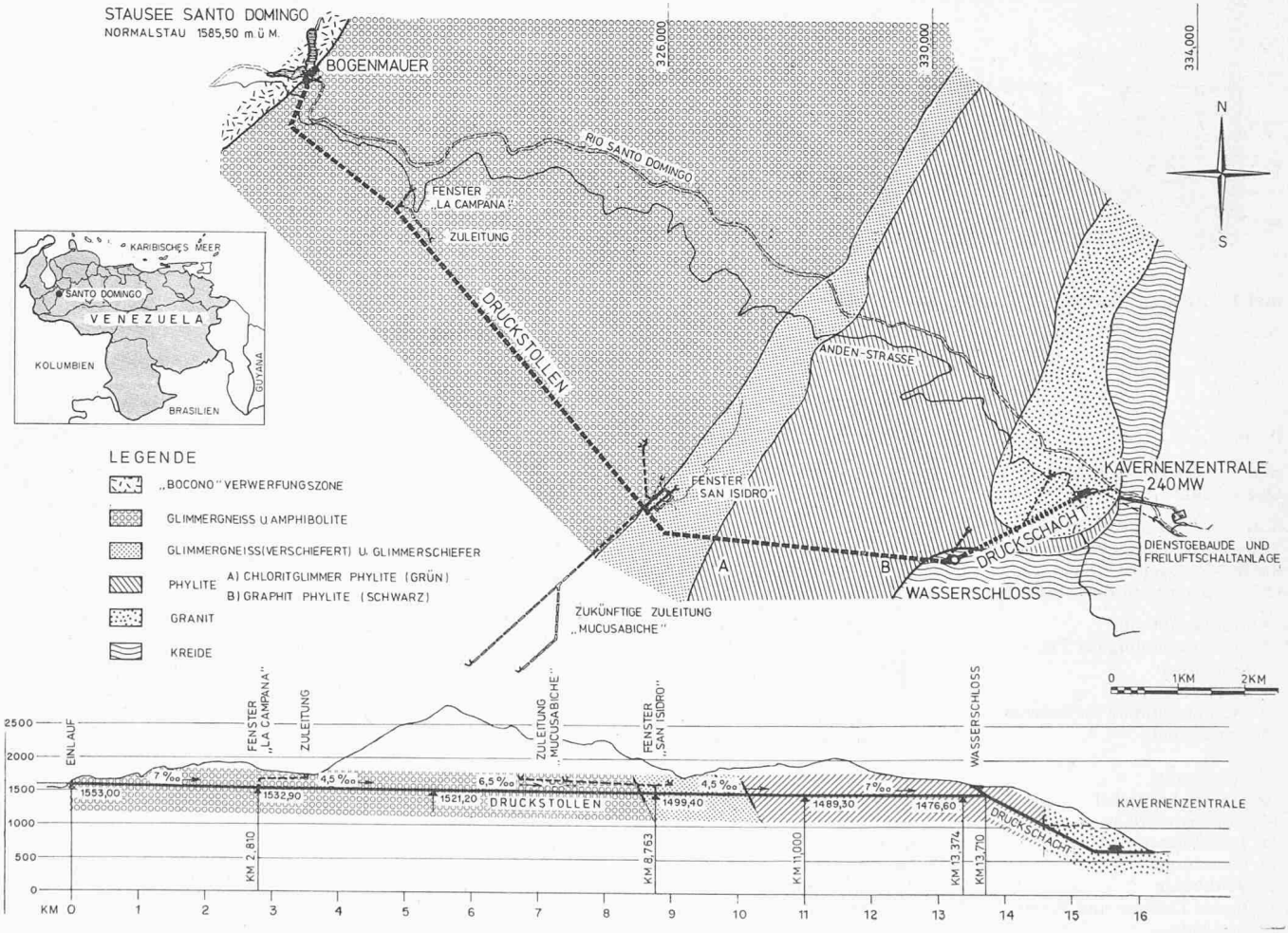


Bild 1. Übersichtsplan und Längenprofil der Gesamtanlage sowie allgemeine Geologie

Die Zentrale San Minguel wird also in der Regenzeit in erster Linie Bandenergie produzieren; die Spitzendeckung bleibt anderen Wasserkraftanlagen und vor allem den wegen des billigen Brennstoffes häufig errichteten Gasturbinenanlagen überlassen. Während der Trockenzeit dagegen sollen Tages- und Wochenspitzen gedeckt werden, damit die Gasturbinenanlagen eventuell ausser Betrieb genommen werden können. Die Bandenergie stammt dann aus den ölthermischen, in Zukunft vielleicht auch aus nuklearen Anlagen.

Nach eingehenden Variantenstudien fasste die venezolanische staatliche Gesellschaft C.A. de Administración y Fomento Electrico im Jahre 1968 den Beschluss zum Bau einer Anlage mit den Daten gemäss Tabelle 1.

Im Sommer 1969, nach Ausarbeitung der Detailpläne, wurde mit dem Bau begonnen.

2. Hydrologie und Klima

Die klimatischen Verhältnisse des Einzugsgebietes sind einerseits durch die äquatoriale Lage zwischen dem 9. und 10. nördlichen Breitekreis und anderseits durch die Höhe über Meer zwischen den Koten 1600 m und 4600 m bestimmt. So streuen bei einer mittleren Jahrestemperatur von 16,5 °C an der Sperrstelle (rund 1600 m ü. M.) die Monatsmittel nur zwischen 20,5 °C im Oktober und 15 °C im Januar. Die Niederschläge sind in der Regenzeit sehr intensiv, verteilen sich aber auch auf das ganze Jahr. Als maximaler Wert wurden im Juli 62 mm Regen in 24 h gemessen; der trockenste Monat ist der Januar. Die mittlere jährliche Niederschlagshöhe von 1,40 m ergibt bei einem Abflusskoeffizienten von 70% einen totalen Jahresanfall von 456 Mio m³ auf 427 km².

Beträgt somit die mittlere Wasserführung 14,5 m³/s, so schwanken die langjährigen Monatsmittel zwischen 23,8 m³/s im August und 5,1 m³/s im März. Extreme Monatsmittel können im Sommer bis auf 30 m³/s ansteigen.

Sämtliche Zahlen wurden aufgrund von Messungen aus den Jahren 1952 bis 1967 errechnet und können also wegen der relativ kurzen Zeitspanne nicht als unbedingt repräsentativ angesehen werden. Noch störender wirkt sich der Mangel an langfristigen Messungen auf die Berechnung der zu erwartenden Hochwasser aus. Eine Extrapolation von 15 auf 1000 oder gar 5000 Jahre ist äusserst fehlerempfindlich, und auch die Zuhilfenahme von Messungen aus verschiedenen benachbarten Flussgebieten erlaubt keine sehr zuverlässigen Schätzungen. So wurden denn alle möglichen empirischen Formeln einander gegenübergestellt, wobei die Schwankungen natürlich beträchtlich sind, wie dies die nachstehende Tabelle wiedergibt:

Formel	übliches Anwendungsgebiet	Q_{max} in Santo Domingo
Hofbauer	Alpen	880 m³/s
Müller	Alpen	1900 m³/s
Larivaille	Mittelmeer	4000 m³/s
Larivaille	Texas/Nebraska	8000 m³/s

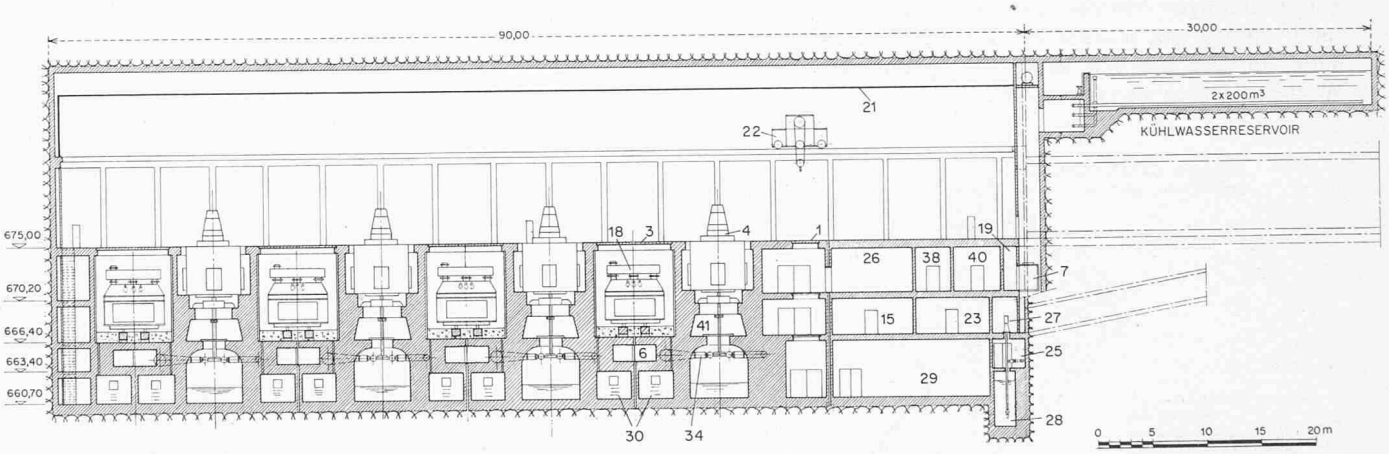
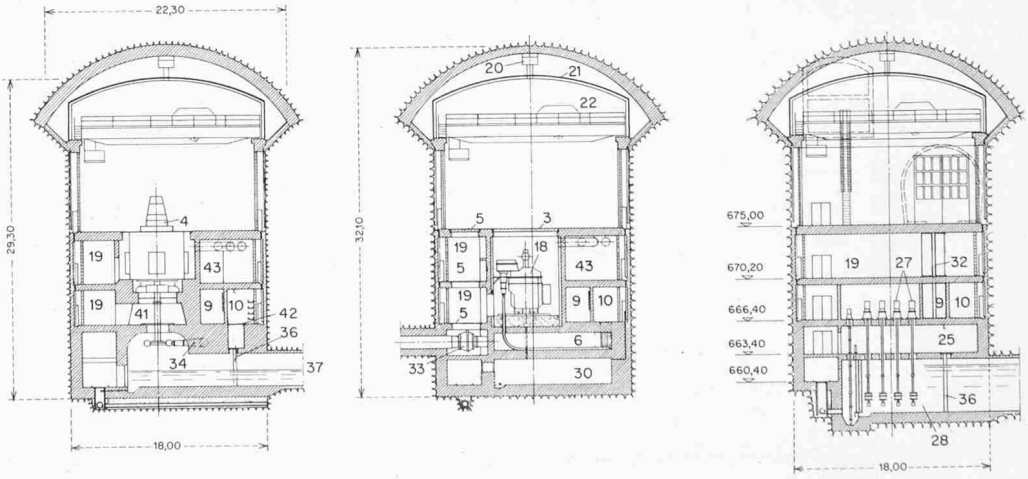


Bild 2. Zentrale San Miguel, Längsschnitt 1 : 700

Rechts:

Bild 3. Zentrale San Miguel, Querschnitte 1 : 700

Schnitte: links durch Turbine, Mitte durch Transformator, rechts durch Montageplatz. Sämtliche Organe in einer einzigen Kaverne



1 Montageöffnung
3 Montageöffnung für Transformatoren
4 Generator
5 Montageöffnung für Schieber
6 Kabelkanal
7 Lift
9 Steuerkabel
10 115/230 kV Kabel
15 Kommandoraum
18 Transformator
19 Dienstraum
20 Ventilation
21 Innere Decken- und Wandverkleidung
22 Kran
23 Kabelverteilung
25 Schieberkammer
26 120/208/440 V Verteilung
27 Kühlwasserpumpe
28 Pumpensumpf
29 Ventilationsanlage
30 Ölsammler
32 Kabelschacht
33 Kugelschieber
34 Eintrittsspirale
36 Dammbalken
37 Unterwasserkanal
38 Batterieraum
40 Werkstatt
41 Turbinen
42 Montageöffnung für Dammbalken
43 Verteilerraum

Erfahrungswerte aufgrund von langfristigen Messungen in Marokko ergaben umgerechnet 5000 bis 6000 m^3/s, was sich in die voranstehenden Zahlen ohne weiteres einpassen lässt.

Um die Frage noch von einem anderen Gesichtspunkt her zu beleuchten, wurde eine Berechnung unter der Annahme eines maximal möglichen Sturzregens von 200 mm in 3 h und mittels des für den Rio Santo Domingo gültigen Einheitshydrogrammes durchgeführt, was zu einer absoluten Spitzenmenge von 5000 m^3/s führte. Das entsprechende Volumen beläuft sich auf 80 Mio m^3, das heisst also 18 % des mittleren Jahresanfalles, und erscheint somit als Extremwert durchaus möglich.

Aufgrund der gemessenen und sämtlicher theoretisch bestimmten Werte liess sich die folgende Frequenztabelle aufstellen:

Inverse Frequenz in Jahren	2	5	10	50	100	500	1000	5000
Q m^3/s aus Messungen bestimmt	250	340	450					
Q m^3/s theoretisch bestimmt				900	1200	2300	3000	5000

Etwas aussergewöhnlich an diesen Hochwasserwerten ist die Tatsache, dass keine direkte logarithmische Abhängigkeit zwischen Frequenz und Durchflussmenge besteht, was im allgemeinen häufig der Fall ist. Der Grund ist offenbar in der tropischen Natur der Niederschläge zu suchen. Immerhin kann trotz gewisser Unsicherheit der Wert von 5000 m^3/s, das heisst rund 12 m^3/s und km^2 als ein absolutes Maximum angenommen werden, da der zugrunde gelegte Regenfall von 200 mm in 3 h kaum überbietbar sein dürfte.

3. Geologischer Überblick (siehe Bild 1)

Wie schon erwähnt liegt die Wasserkraftanlage von Santo Domingo am südöstlichen Abhang der Anden, und zwar ausserhalb der grossen Verwerfungszone von Bocono. Die Sperrstelle befindet sich linksseitig im Gneis und rechtsseitig im Granit, in welchem einige Aplitgänge feststellbar sind. Der Druckstollen führt durch Glimmergneis und Amphibolit, durchstösst später eine Zone mehr oder weniger tektonisierter Glimmergneise und Glimmerschiefer und durchfährt darauf die grünen Phyllite. Das Wasserschloss und der obere Teil des Druckschachtes liegen in den schwarzen Phylliten, der untere Schachtteil jedoch wieder im Granit, in welchem sich auch die Kavernenzentrale sowie alle Zugänge befinden. Trotz relativ starker Klüftung hat er die Wahl des Zentralentyps natürlich massgebend beeinflusst.

4. Die Sperrstelle

Es ist sicher nicht ohne weiteres verständlich, warum die Talsperre gerade oberhalb des Zusammenflusses der beiden Hauptwasserläufe Rio Santo Domingo und Rio Aracay gebaut werden soll. Aber leider findet sich talabwärts dieses Zusammenflusses keine Talenge mehr, welche den Bau einer schlanken Betonmauer zulässt. So besteht unmittelbar nach dem Zusammenfluss die rechte Talflanke aus einem Moräne- und Schutthang; weiter unten ist der Fels zwar wiederum beidseitig der Schlucht anstehend, aber immer entweder links- oder rechtsufrig von mittelmässiger Qualität oder sogar leicht disloziert.

Natürlich wäre der Bau eines Schüttdammes in diesen Zonen ohne weiteres möglich gewesen, doch hätte dieser Sperrentyp teure Umleitstollen und Hochwasserentlastungsanlagen erfordert, welche bei einer Betonsperre viel wirtschaftlicher erstellt werden können. Auch die Frage der Staubeckenspülung wäre weniger leicht zu lösen gewesen.

Eindeutig erwies sich deshalb die doppelte Talenge als günstigste Sperrstelle. Der Fels, teils Gneis, teils Granit, ist von guter Qualität, wenn er auch verschiedentlich Klüfte aufweist. Etwas erschwerend wirkt sich der Umstand aus, dass sich die Südgrenze der grossen Andenverwerfungszone nur rund 15 m bergwärts des Mauerfundamentes befindet (Bild 4).

Natürlich wurde die Sperrstelle durch ausgedehnte Sondierungen erkundet. Nebst den üblichen Bohrungen und Wasserabpressversuchen führten Spezialisten seismische Gebirgsmessungen sowie Felsbelastungsversuche durch. Dabei wurden die folgenden, für das Sperrenprojekt wichtigen Daten erhalten:

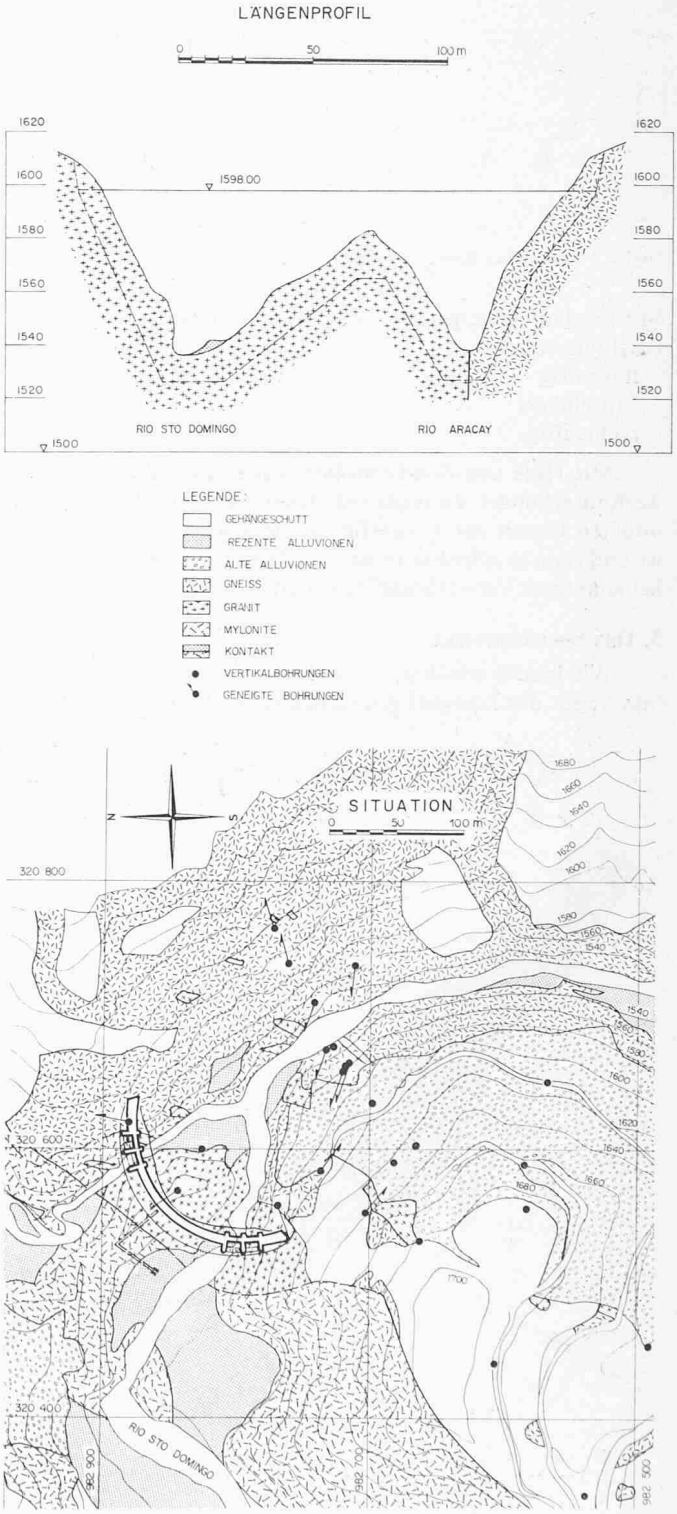


Bild 4. Geologische Situation und Längsschnitt an der Sperrstelle Santo Domingo

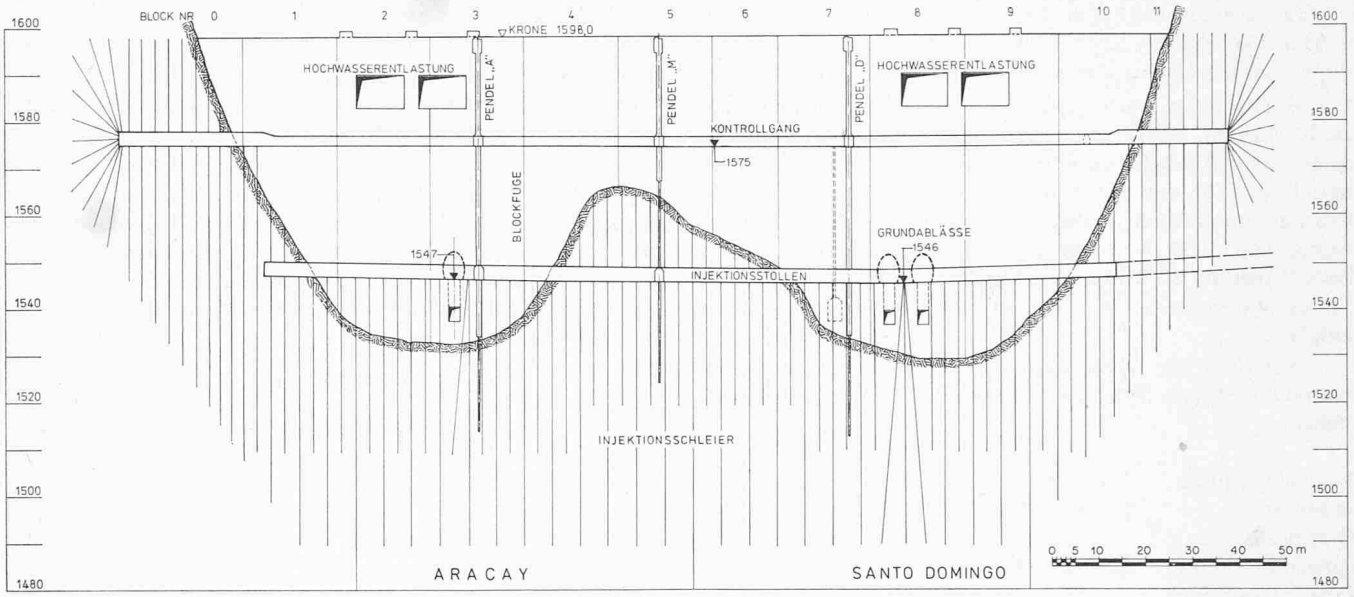


Bild 5. Staumauer Santo Domingo, Abwicklung rund 1 : 1600

Mittlere Durchlässigkeit	15 Lugeon
Elastitätsmodul	
linksufrig	$E_l = 124\ t/m^2$
Mittelhügel	$E_m = 289\ t/m^2$
rechtsufrig	$E_r = 154\ t/m^2$

Mit Hilfe von Sondierstollen wurde auch die Andenverwerfung erkundet. Es zeigte sich dabei, dass der Übergang vom intakten Granit zur Verwerfungszone keineswegs ein scharfer ist und dass es offenbar in unmittelbarer Nähe der Sperrstelle keine aktiven Verwerfungsflächen gibt.

5. Das Sperrenprojekt

Wie bereits erwähnt, wäre die Errichtung eines Staudammes wegen der kostspieligen Nebenbauwerke unwirtschaftlich. Im weiteren erfordert die Nähe von Erdbebenzentren eine hohe seismische Widerstandsfähigkeit, wie sie nur von einer Bogenstaumauer gewährleistet werden kann.

Da der zwischen den beiden Schluchten liegende Mittelhügel nicht über das Stauziel hinausragt, musste ein beide Täler überspannendes, zusammenhängendes Bauwerk gewählt werden (Bild 5). Nun eignet sich der Mittelhügel aber nicht für die Errichtung eines Zwischenpfeilers, so dass schliesslich die Wahl auf eine im oberen Teil mit einem einzigen Bogen, im unteren Teil mit zwei getrennten Bogen die Täler überspannende Gewölbesperre fiel. Das ganze Bauwerk ist somit eine einfache Schale, allerdings mit relativ komplexen Krümmungsverhältnissen, wobei für die Horizontalschnitte, als massgebende Kurve, die äusserst vielseitig ver-

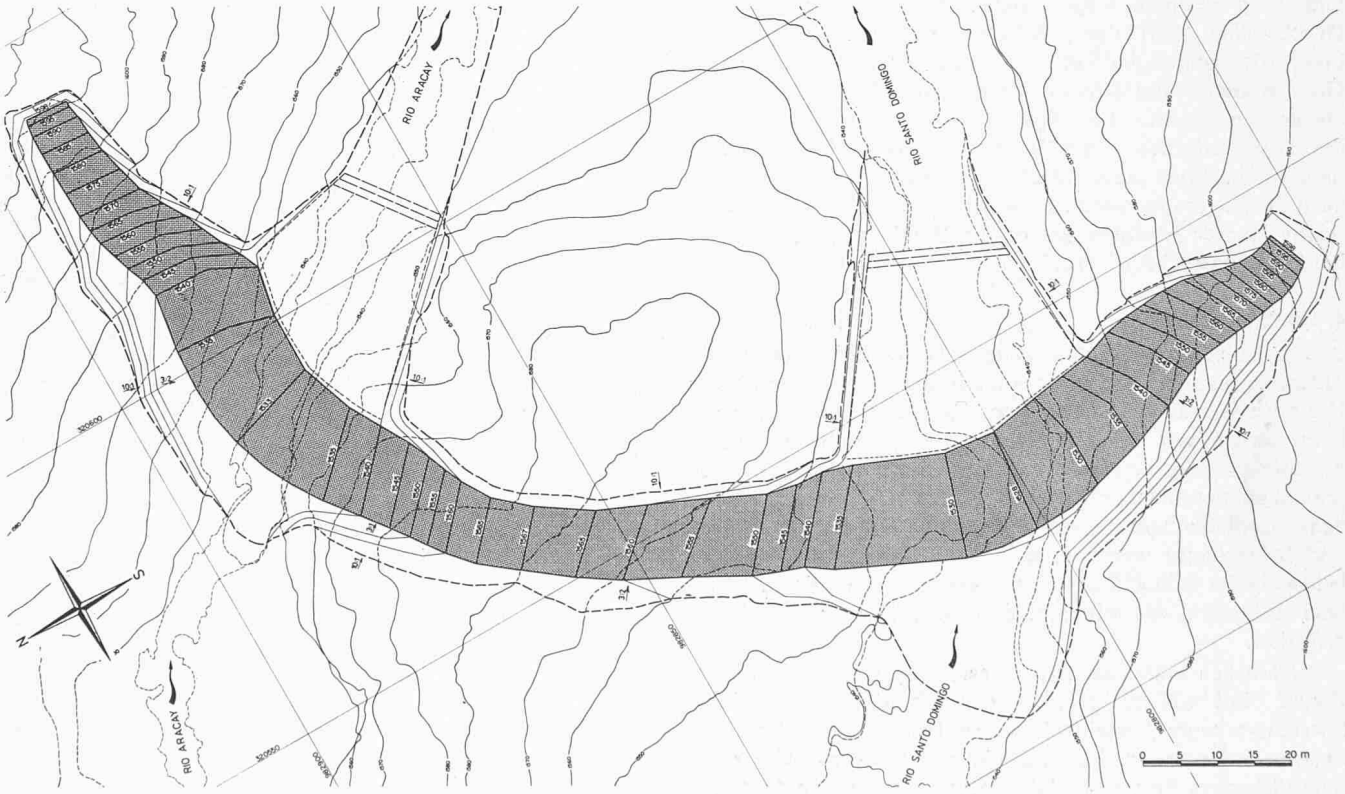


Bild 6. Staumauer Santo Domingo, Aushubplan 1 : 1000

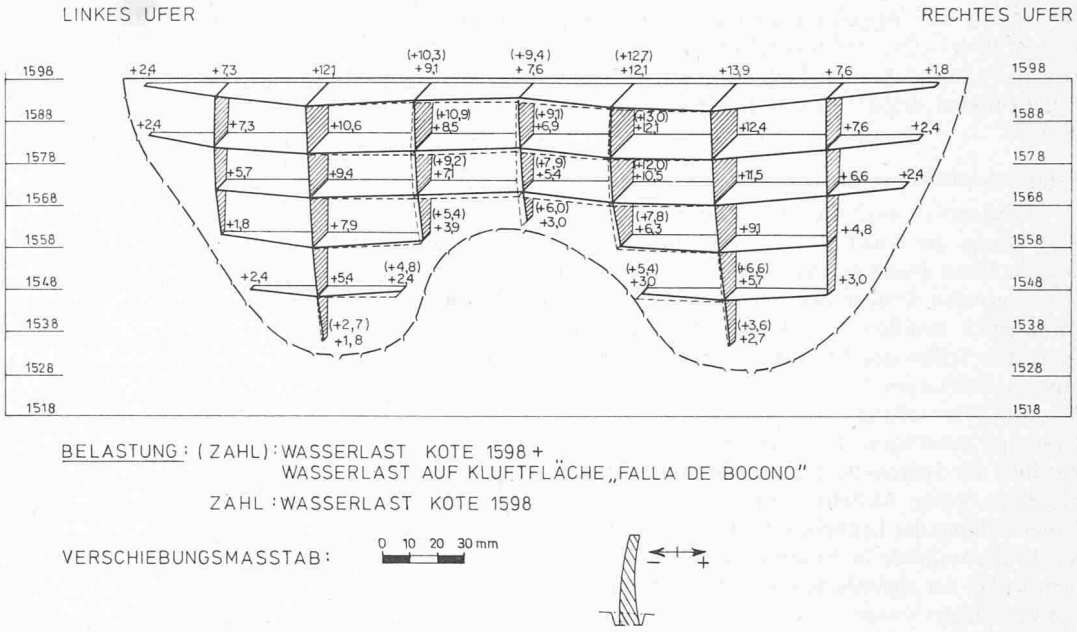
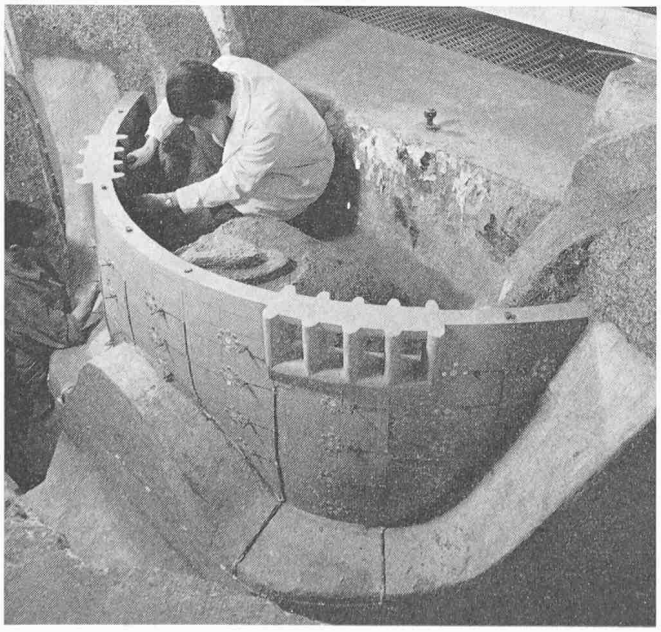


Bild 8. Staumauer Santo Domingo, Radialverschiebungen ermittelt durch statische Modellversuche

wendbare logarithmische Spirale mit ihrem linear veränderlichen Krümmungsradius zur Anwendung kam. Natürlich findet die komplizierte Mauergeometrie auch ihren Niederschlag in einer ungewöhnlichen Form der Auflagerflächen, wie dies aus dem Aushubplan hervorgeht (Bild 6).

Die statische Berechnung erfolgte nach den strengen Formeln der Theorie der doppelt gekrümmten Schale unter Zuhilfenahme der Differenzenrechnung. Der theoretische Spannungsnachweis wurde am Modell nachgeprüft. Die entsprechenden Versuche sind von ISMES (Istituto sperimentale modelli e strutture) in Bergamo durchgeführt worden (Bild 7). Die Mauerform erwies sich trotz des in die Schale eingreifenden Mittelhügels als statisch sehr günstig. Ebenso geht aus den Versuchen hervor, dass mit der gewählten Form auch einem allfälligen Wasserdruck in der Kluftfläche «Falla de Bocono» begegnet werden kann, da dann die Auflagerkräfte grösserenteils auf die beiden äusseren Talflanken übertragen werden (Bild 8). Es dürfte vermutlich auch bei künftigen Absperrungen von Doppeltälern interessant sein, den einfachen Schalentyp als Variante zum Zwillingstyp auf seine Wirtschaftlichkeit hin zu untersuchen.

Bild 7. Modellversuche für die Staumauer Santo Domingo



Während der Bauzeit müssen die Wasserläufe nicht durch Umleitstollen an der Baustelle vorbeigeführt werden. Das folgende Vierphasenprogramm schildert den Bauvorgang.

1. Phase: Ausbruch eines Verbindungskanals zwischen den beiden Flüssen Domingo und Aracay mittels Durchbruch des Zwischenhügels oberhalb der Sperrstelle.
2. Phase: Überleitung des Domingo-Flusses in den Aracay und Hochziehen der Mauer im Domingoteil.
3. Phase: Überleitung des Aracay-Flusses in den Domingo und Ableitung sämtlichen Wassers durch die Grundablässe des Domingoteils. Hochziehen der Mauer im Aracayteil.
4. Phase: Vollendung des oberen Mauerteils als Ganzes.

Das Sperrenbauwerk wird folgende Daten aufweisen:

Kronenkote	1598 m ü. M.
Fusskote: Domingoteil	1529 m ü. M.
Aracayteil	1530 m ü. M.
Höchste Mauerhöhe	69 m
Kronenlänge	200 m
Kronenstärke	5 m
Stärke am Mauerfuss	13,5 m
Mauervolumen (P 250)	70000 m³
Blockfugen	alle 20 m
Aushubvolumen	65000 m³
Fläche des Dichtungsschirmes	10000 m²

Die Nebenbauwerke sind alle in der Mauer selbst untergebracht. Für die Beckenentleerung und vor allem für die Spülung des reichlich anfallenden Geschiebes (rd. 150000 m³/Jahr) sind drei Grundablässe, einer im Aracayteil und zwei im Domingoteil, vorgesehen. Sie fördern je 100 m³/s bei vollem See und weisen je zwei Schützen, eine Tafel- und eine Segmentschütze, auf. Die letztere dient für den Betrieb, während die erstere ein Revisionsorgan darstellt. Bei einer Öffnungsbreite von 2,50 m besitzen die Tafelschützen eine Höhe von 3,20 m, die Segmentschützen eine solche von 3,00 m.

Für die Hochwasserentlastung sind je zwei Öffnungen von 9,80 m Breite in beiden Mauerteilen vorgesehen. Bei Vollstau fördern sie insgesamt 3000 m³/s, das heisst also das 1000-jährige Hochwasser. Im ersten Ausbau werden die vier Tafelschützen vorläufig noch nicht montiert. Tosbecken sind nicht vorgesehen; der Wasserstrahl fällt auf die verkleidete Flussohle,

auf welcher sich bei grösserem Durchfluss sofort ein Wasserpolster bildet. Die Abnützung des Verkleidungsbetons wird in erster Linie durch die Spülung erfolgen. Die Oberflächenschicht besitzt deshalb eine besonders hohe Zementdosierung (Bild 9).

6. Erdbebensituation und deren Berücksichtigung

Bekanntlich sind die venezolanischen Anden als südliche Begrenzung der Caribischen Platte ein sehr erdbebenreiches Gebiet. Diese Platte erstreckt sich im übrigen im Norden bis zu den grossen Antillen und reicht von Panama bis zur Gruppe der kleinen Antillen. Ihre Verschiebung gegenüber den umliegenden Teilen der Erdkruste verursacht die häufigen seismischen Störungen.

Die Verwerfungszone, welche die Gegend von Santo Domingo beeinflusst, die sogenannte «Falla de Bocono», liegt nördlich der Sperrstelle und weist in unmittelbarer Umgebung derselben keine Aktivität auf. Eine eingehende statistische Untersuchung der Erdbeben der letzten 150 Jahre lässt immerhin Erdbebenherde in 30 km Entfernung für möglich erscheinen, wobei der eigentliche Herd 30 bis 40 km unter dem Epizentrum liegen würde.

Es sind nun in letzter Zeit vor allem in Californien umfangreiche Studien unter Zuhilfenahme von direkten Messungen durchgeführt worden, welche erlauben, gewisse Formeln aufzustellen und Grössenordnungen abzuschätzen[1]).

Vorauszuschicken ist, dass jedem Erdbeben eine Stärke M (Magnitude) zugeschrieben wird, welche von der freiwerdenden Energie E (in erg) abhängt:

$$\log E = 11{,}8 + 1{,}5\,M$$

[1]) *Guenther E. Fiedler*, Dr. rer. nat., Some Notes on Earthquake Faults, Magnitude and Strain Energy.
Guenter E. Fiedler, Dr. rer. nat., La Liberación de Energia Sísmica en Venezuela, Volumenes Sísmicos y Mapa de Isosistas.

Im weiteren hängt die an einem Ort spürbare Intensität I des Erdbebens natürlich auch von dieser Grösse, ferner aber noch von der Tiefe H des Herdes unter dem Epizentrum, sowie von dessen Entfernung L ab. Die am Epizentrum spürbare Intensität bezeichnet man mit I_0. Es wurden nun folgende Zusammenhänge ermittelt:

$$I_0 = 0{,}9 \log E\ 8{,}6 - 4{,}9 \log H \text{ und}$$
$$I = I_0\, c^{-\alpha L}$$

wobei L die Distanz zwischen dem Epizentrum und demjenigen Ort bedeutet, an welchem die Intensität I bestimmt werden soll. α ist eine von der Tiefe des Herdes abhängende Konstante.

Aus der Erdbebenstatistik von Venezuela lässt sich feststellen, dass in der für unsere Anlage massgebenden Zone der Anden eine maximal mögliche Bebenstärke $M = 7{,}5$ angenommen werden kann. Um ganz sicher zu gehen, setzen wir $M = 8$. Daraus ergibt sich eine Energie E von 10^{24} erg. Bei Annahme einer Herdtiefe von 30 km erhält man eine maximale Intensität am Epizentrum von der Grösse $I_0 = 9$. Um nun auch hier eine Sicherheitsreserve einzuschalten, rechnete man mit einer maximal möglichen Intensität am Epizentrum von 10 MCS.

Daraus kann nun die zu erwartende maximale Intensität an der Sperrstelle bestimmt werden. Die minimale Entfernung L beträgt, wie schon gesagt 30 km, was einer Intensitätsabminderung von rund 10% entspricht, sodass die maximal mögliche Intensität an der Sperrstelle

$I = 9$ bis 9,5 beträgt.

Verwendet man nun die folgende Beziehung zwischen der Erdbebenbeschleunigung a und der Intensität MCS, nämlich

$$\log a = I/3 - 1$$

so ergibt sich für diese Beschleunigung das Schlussresultat

$$a_{\max\,\max} = 158\ \text{cm/s}^2$$
$$\text{oder } a_{\max\,\max} = 16\%\ \text{g}$$

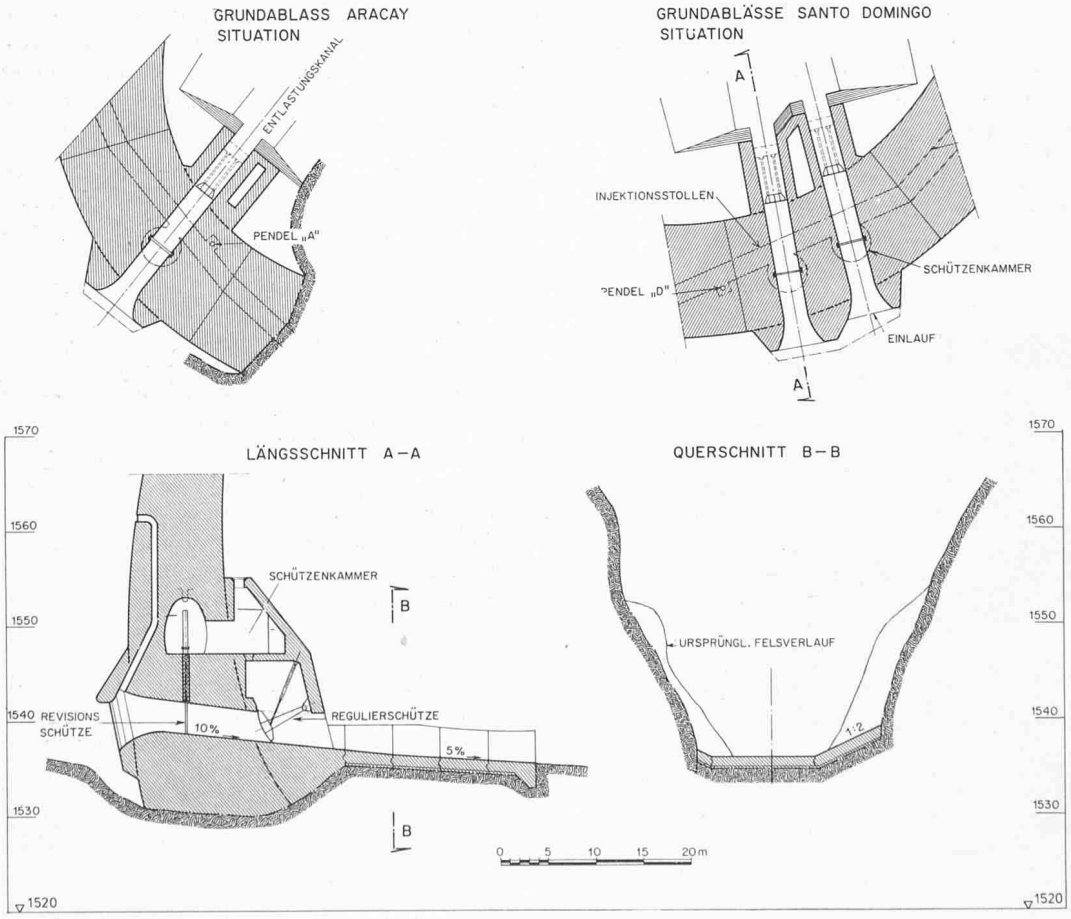


Bild 9. Staumauer Santo Domingo, Grund- und Spülablässe

Dieser Wert wurde in die Berechnung eingesetzt. Die dadurch erzeugte Spannungserhöhung gegenüber den normalen Lastfällen beträgt 25 bis 30%.

7. Schlussbemerkungen

Das Andenkraftwerk Santo Domingo ist mit seinen rund 900 m Gefälle und seiner Ausbaugrösse von 32 m^3/s ein normales Hochdruckkraftwerk. Dass es auch bei solchen Anlagen immer wieder ausserordentliche Probleme zu lösen gibt, zeigen die Abschnitte über die Hydrologie und über die Seismik. Im Vergleich mit den Hochdruckanlagen in unserem Lande sind die Hochwassermengen als ausserordentlich anzusehen, das selbe gilt für eine Erdbebenbelastung.

Andere nicht alltägliche Probleme stellen sich beim Bau. So sind zum Beispiel alle Böschungsanschnitte sehr empfindlich auf Erosion, weil die verwitterten Hangpartien meist einen hohen Feinanteil aufweisen und die Regenfälle einen tropischen Charakter besitzen.

Anderseits ist jede Aushubarbeit erschwert durch die üppige Vegetation. Das Abholzen erfordert umfangreiche Vorkehrungen, und die danach angetroffenen Bodenverhältnisse können unter Umständen gewisse Überraschungen bringen, da die geologischen Aufnahmen sich auf relativ spärliche Aufschlüsse zu stützen hatten.

Dennoch darf man es als einen Glücksfall ansehen, dass unsere erprobten Fachleute ihre Erfahrung in Hochdruckkraftwerken im Ausland anwenden und erweitern können, bis solche Anlagen im Zusammenhang mit Pumpspeicherwerken auch in der Schweiz wieder gebaut werden.

Seetunnel Zürich

DK 624.194

Besonderheiten und Probleme bei der Projektierung

Von **G. Singer** und **H. Saxer**, dipl. Ingenieure, Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG

1. Einleitung

Der Seetunnel ist einerseits ein Bestandteil der Südumfahrung Zürich, welche zusammen mit dem projektierten Uetlibergtunnel im Zuge der N 4 den grossen Autobahnring von Zürich schliesst (Bild 1), anderseits schafft er eine längst erwünschte Querverbindung zwischen beiden Ufern des untern Zürichsees. Für letztgenannte Funktion, insbesondere zur Entlastung der bestehenden städtischen Südtangente, Quaibrücke–Bürkliplatz–General-Guisan-Quai, ist der Seetunnel auf Stadtgebiet an beide Uferstrassen anzuschliessen. Das konzipierte Verkehrsnetz funktioniert jedoch nur, wenn diese Knotenpunkte nicht zu nahe an der genannten Südtangente liegen. Diesen Überlegungen Rechnung tragend und unter bester Ausnützung der Gegebenheiten, wie nötiger Entwicklungsraum für Knotenpunkte, Topographie und Geologie des Seebodens, wird der Seetunnel ungefähr zwischen Saffa-Insel und Zürichhorn vorgesehen; seine Länge beträgt damit rund 1200 m. Unmittelbar an den Ufern im Westen und Osten liegen die Anschlüsse Mythenquai bzw. Bellerivestrasse. Diese Anschlussknoten mit ihren westlichen und östlichen Fortsetzungen der Südumfahrung sind komplexe Objekte und stellen den Ingenieur vor interessante Probleme; eine eingehende Beschreibung dieser Aufgaben würde jedoch den Rahmen dieses Aufsatzes überschreiten. Hier sollen die Besonderheiten und Probleme, mit denen sich der Ingenieur bei der Projektierung des Seetunnels auseinanderzusetzen hat, besprochen werden.

Bisher wurde immer nur von einem See*tunnel* gesprochen, obschon eine See*brücke* ebenso naheliegend scheint. Ohne in eine Diskussion über Vor- und Nachteile einer Brücke bzw. eines Tunnels eingreifen zu wollen, sei hier jedoch festgehalten, dass nach gründlicher Beurteilung städtebaulicher, ästhetischer, wirtschaftlicher und vor allem geologischer Gesichtspunkte die Tunnellösung im Vordergrund steht.

2. Topographie des Seegrundes und Geologie

Im Bereich des zukünftigen Seetunnels ist die grösste Wassertiefe, gemessen vom mittleren Seespiegel aus, rund 28 m. Eine umfassende Sondierkampagne wurde während des ersten Halbjahres 1970 durchgeführt. Aus 40 Bohrungen konnte der Aufbau des Untergrundes vom Geologen generell wie folgt bestimmt werden:

Unter einer Seekreideablagerung variabler Mächtigkeit (2 bis 15 m oder mehr) trifft man auf Seebodenlehm bis zu 25 m Tiefe unterhalb des Seebodens. Dabei handelt es sich um eine weiche, vorwiegend siltige Formation, welche vermutlich in stehendem Wasser abgelagert wurde. Unterhalb des Seebodenlehms folgen eiszeitliche Seeablagerungen, welche zum grossen Teil aus Feinsand, Silt und einzelnen Steinen bestehen. Obschon eine der Bohrungen bis 210 m unter den Seeboden abgeteuft wurde, konnte der darunterliegende Molassefels nicht erreicht werden! Die Bohrun-

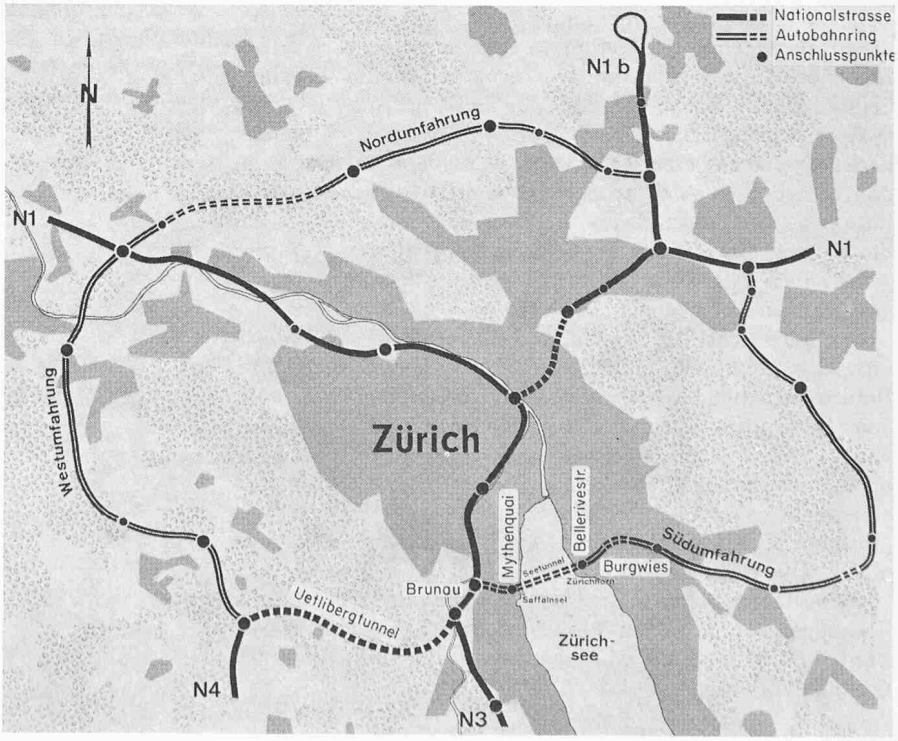


Bild 1. Der Seetunnel als Bestandteil der Südumfahrung Zürich; schematischer Übersichtsplan rund 1:150 000 mit Autobahnring und Nationalstrassen von Zürich