

Seetunnel Zürich: Besonderheiten und Probleme bei der Projektierung

Autor(en): **Singer, G. / Saxer, H.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **88 (1970)**

Heft 44

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84655>

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.

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 m³/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.

Andererseits 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 Pumpspeichern 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), andererseits 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 Ausnutzung 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 auseinandersetzen hat, besprochen werden.

Bisher wurde immer nur von einem Seetunnel gesprochen, obschon eine Seebrücke 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 darunter liegende Molassefels nicht erreicht werden! Die Bohrun-

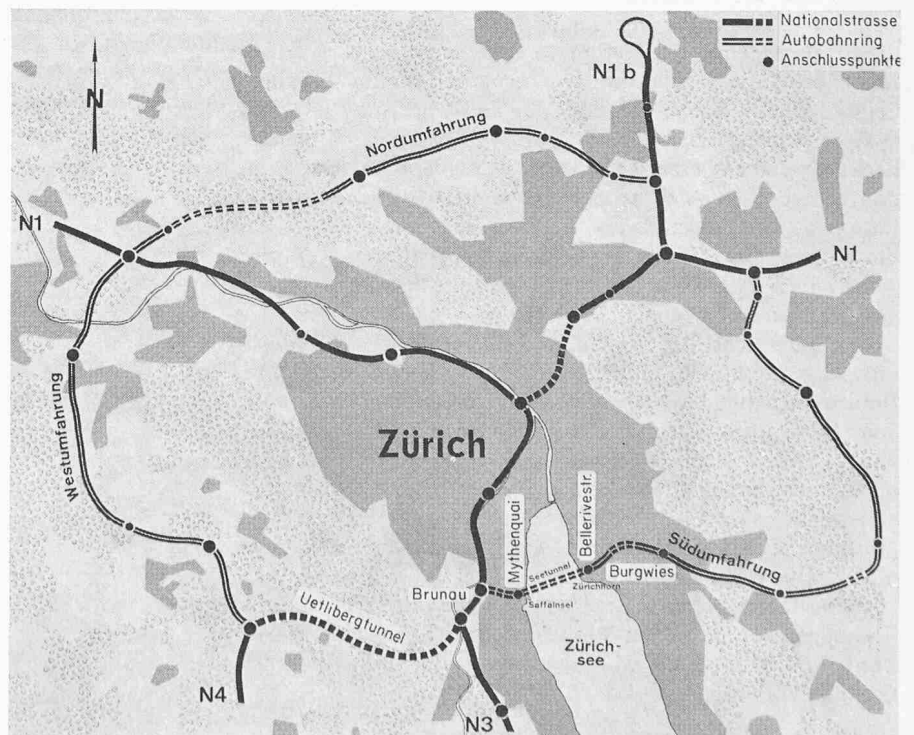
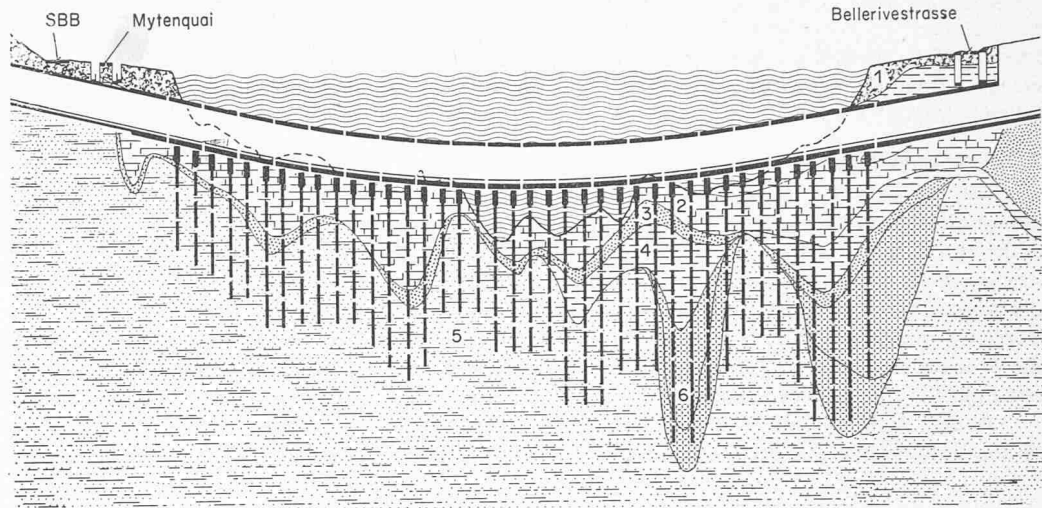


Bild 1. Der Seetunnel als Bestandteil der Südumfahrung Zürich; schematischer Übersichtsplan rund 1:150 000 mit Autobahnring und Nationalstrassen von Zürich

Bild 2. Schematisches Längenprofil des Seetunnels, Längen rund 1:13 000

- 1 Aufschüttung
- 2 Seekreide
- 3 Sand
- 4 Seebodenlehm
- 5 Eiszeitliche Ablagerungen
- 6 Seebodenlehm und eiszeitliche Ablagerungen, verrutscht



gen zeigen weiter, dass sich in den eiszeitlichen Ablagerungen grössere Vertiefungen befinden, die, soweit aus bisherigen Resultaten geschlossen werden kann, trichterförmig sind. Längs des vorgesehenen Trasses für den Seetunnel liegen mindestens zwei dieser Taschen, die sich bis auf 60 oder 80 m Tiefe, gemessen ab Seeboden, ausdehnen und mit relativ lose gelagertem Material, das wohl seitlich aus den Formationen der eiszeitlichen Ablagerungen und des Seebodenlehms hineingerutscht ist, aufgefüllt sind.

3. Die Besonderheiten und Probleme

Zur Herstellung des Seetunnels kommt praktisch nur das *Absenkverfahren* in Frage. Als Folge dieser speziellen Konstruktionsmethode und der ungünstigen geologischen Verhältnisse im Seeboden hat sich der projektierende Ingenieur mit einem komplexen Problemkreis auseinanderzusetzen. Auf eine beschränkte Auswahl von einzelnen Teilproblemen, die unabhängig oder auch untereinander in Abhängigkeit sein können, soll im folgenden näher eingetreten werden.

a) Foundation des Tunnels

Weder die Seekreide noch der Seebodenlehm eignen sich zur Auflagerung der Tunnelelemente, da erstere, wie die Erfahrungen mit ausgeführten Uferverbauungen zeigten, schon bei kleiner Belastung zu Strukturzusammenbrüchen neigt und der Seebodenlehm, der unvorbelastet und mit Wasser gesättigt zu weich ist, unter Belastung zu gleiten beginnt. Unter diesen Umständen muss der Seetunnel in den eiszeitlichen Ablagerungen fundiert werden. Da diese jedoch zu tief liegen, wird dies indirekt durch Abstützen des Tunnels über seine ganze Länge auf Reibungspfähle, welche ihrerseits bis in die tragfähige Schicht hineinreichen, geschehen müssen.

Im Bereiche der grösseren Seetiefen wird die Unterseite des Seetunnels ohnehin nicht mit dem Seeboden in Berührung kommen, sondern zur Einhaltung eines verkehrs- und lüftungstechnisch befriedigenden Längenprofils einige Meter darüberliegen und sich auf über dem Seeboden aufragende Pfahljoche abstützen. Für diese unkonventionelle, aber nicht zu umgehende Anordnung hat sich mittlerweile der bezeichnende Ausdruck «*Unterwassertunnelbrücke*» eingebürgert (Bilder 2 und 3). Sollten diesbezügliche Untersuchungen zeigen, dass die unterschiedlichen Setzungen der einzelnen Pfahlfundamente für eine starre Tunnelröhre zu gross wären, müssten für den Seetunnel Gelenke vorgesehen werden.

b) Das Absenkverfahren für den Seetunnel

Die Tunnelröhre wird aus einzelnen vorgefertigten Elementen zusammengesetzt. Die Herstellung der Elemente

geschieht zum Beispiel in einem Trockendock. Hier werden alle Eisenbeton-Elemente gegossen und, um sie schwimmfähig zu machen, an den Enden mit provisorischen, wasserdichten Querschotten ausgerüstet. In dieser Konstruktionsphase wird das Trockendock geflutet, und die einzelnen Elemente schwimmen. Jetzt können sie nacheinander zur Absenkstelle geschleppt werden, wo jedes Element durch zusätzliches Ballastmaterial zum Sinken gebracht und auf vorgeschriebener Tiefenlage mit einem Ende an das vorher plazierte Element, das seinerseits das vorläufige Ende des Tunnels bildet, herangeschoben wird. Zur Kontrolle dieser Arbeitsphase bestehen verschiedene Installationsmöglichkeiten. Zum Beispiel liessen sich die Elemente an Pontons aufgehängt absenken, oder an den Elementen könnten direkt Körper befestigt werden, die das Übergewicht dieser Tunnelbauteile in jeder Absenkphase mit entsprechendem Auftrieb kompensieren (Bild 4). Beim Zusammenfügen der beiden Elemente übernimmt ein Gummiwulst die Dichtung entlang des äusseren Randes zwischen den beiden Kontaktstirnflächen. In diesem Zustand kann das Wasser zwischen den zwei benachbarten Querschotten drainiert werden, wobei dann der volle Wasserdruck am andern Ende des neu plazierten Elementes wirksam wird und dies die Gumdichtung noch fester zusammendrückt. Von innen wird nunmehr die eben gebildete Konstruktionsfuge permanent gedichtet, und schliesslich können die Querschotten entfernt werden.

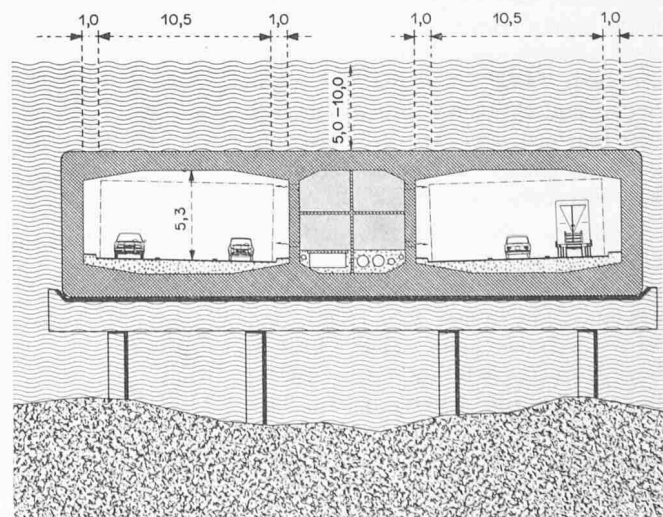


Bild 3. Normalprofil des Seetunnels, Massstab 1:500

c) Das Trockendock

Im Normalfall wird ein Trockendock vorbereitet, worin gleichzeitig alle Elemente vorgefertigt werden können. Entlang den Ufern des Zürichsees, die heute grossteils überbaut sind oder als Naturschutzzone erklärt wurden, ist wohl ein Trockendock zur Erstellung von 30 bis 40 m breiten Elementen mit rund 1200 m totaler Länge kaum denkbar. Es besteht immerhin die Möglichkeit, den Bau der Elemente im Obersee vorzunehmen, wobei aber für den über 30 km langen Transportweg zur vorgesehenen Absenkstelle zuerst noch eine genügend tiefe und breite Wassertiefe im Obersee und durch den Strassen- und Bahndamm zwischen Pfäffikon und Rapperswil vorbereitet werden müsste. Es wäre auch durchaus möglich, die Elemente nicht zusammen, sondern gruppenweise bei wiederholtem Auspumpen und Fluten eines in den Ausmassen reduzierten Trockendockes herzustellen. Schliesslich, mit einem schwimmenden Dock, liesse sich die Vorfabrikation gänzlich auf den See hinaus verlegen. Damit können aber die Elemente zeitlich nur hintereinander und nicht mehr gruppenweise oder alle zusammen nebeneinander hergestellt werden. Der Vollständigkeit halber sei auch noch die Herstellung von Elementen an Land mit anschliessendem Stapellauf erwähnt, was jedoch für schwere Elementenschalen aus Beton problematisch ist.

d) Ausmasse und Formgebung der Elemente

Grundsätzlich sind beim Seetunnel drei Fahrspuren in jeder Richtung vorzusehen. Für die Entwicklung des Normalprofils müssen neben den Fahrräumen auch Ventila-

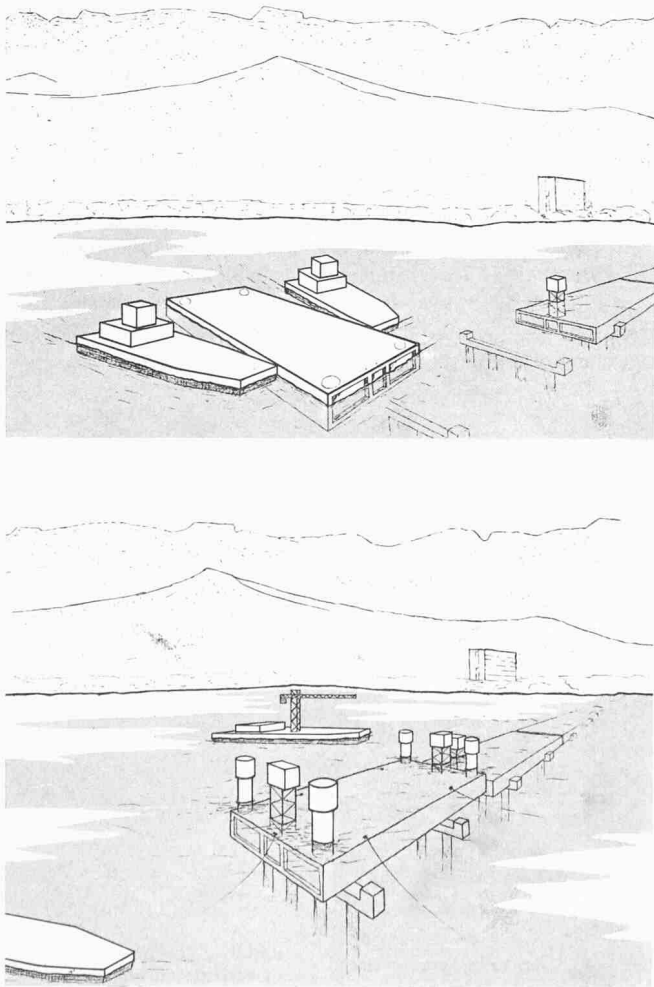


Bild 4. Montage der Seetunnel-Elemente; Antransport und Absenken

tionskanäle und zugängliche Räume für Werkleitungen ausgedehnt werden. Im weiteren ist bei der Wahl der Querschnittsform an eine wirtschaftliche Herstellung zu denken, und es sind die verschiedenen Bauphasen wie Aufschwimmen nach dem Fluten des Trockendockes und eigentlicher Absenkvorgang zu berücksichtigen. Zum Teil widersprechen sich diese Bedingungen; so strebt man einerseits für das Aufschwimmen ein möglichst leichtes Element mit kleinem Tiefgang an, um die Sohle des Trockendockes nicht zu weit unterhalb des Seespiegels anlegen zu müssen, andererseits braucht ein Element mit verhältnismässig grossem Auftrieb für das Absenken viel Ballastmaterial, für das unter Umständen innerhalb der Tunnelschale nicht genügend Raum vorhanden ist. Aussenliegende «Ballasttaschen» sind je nach Schalenform und wegen der Isolation nicht einfach anzubringen. Im Zusammenhang mit diesem Problemkreis über Gewicht und Auftrieb stellt sich die Frage, wie genau das den Berechnungen zugrundegelegte spezifische Gewicht des Betons in der Praxis eingehalten werden kann oder muss.

Besondere Beachtung sind den Massnahmen zum Schutze des Tunnels bei Brandausbruch zu schenken. Das Studium dieser Frage umfasst die Gegenüberstellung verschiedener statischer Systeme, Varianten mit und ohne Zwischendecken sowie die Untersuchung der Tauglichkeit von Isolierstoffen.

e) Installationen für das Absenken der Elemente

Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Absenkanordnungen, bei denen die Elemente durch das gewisse Mass an Übergewicht zu sinken beginnen, wird das Element bei einer weiteren, dritten Methode unter einem klein belassenen Auftrieb mit Flaschenzügen zwischen Element und den Pfählen der Fundation nach unten gezogen. Ein solches Vorgehen eignet sich speziell dann, wenn, wie im Falle des Seetunnels, Pfahlfundamente für die Verankerung vorhanden sind. Diese Methode hat weiter den grossen Vorteil, dass das Element relativ einfach, sozusagen an die vorgesehene Endposition, herangezogen werden kann.

Die Lösung der Frage, welche Absenkanordnung für die Elemente des Seetunnels zur Anwendung kommen soll, ist abhängig von der Wechselbeziehung zwischen Seeströmungen, Absenktiefe, Fundation und Elementgrösse. Es ist anzunehmen, dass beim Seetunnel wegen der günstigen Verhältnisse, nämlich unbedeutende Strömung und geringe Tiefenlage des Tunnels, eine einfache Absenkvorrichtung gewählt wird. Andererseits werden die ausführenden Unternehmungen auf verfügbare Vorrichtungen und Installationen zurückgreifen.

Im Zürichsee bestehen keine spezifischen Strömungsmessungen. Auf Grund vorhandener Unterlagen wird angenommen, dass sich die Längsströmung im Zürichsee auf die oberste, 5 m mächtige Wasserschicht beschränkt. Demnach verändert ein Tunnel unterhalb dieses Bereiches das vorhandene Strömungsbild nicht und wird auch selbst keinen natürlichen Strömungskräften ausgesetzt. Es ist vorgesehen, die Strömungsverhältnisse im See genauer abzuklären. Hierzu sind Temperaturmessungen in einigen Seequerschnitten im Bereiche der projektierten Tunnelachse und weiter seeabwärts vorzunehmen.

4. Programm und Kosten

Mit den Projektierungsarbeiten für den Seetunnel sowie der übrigen Südumfahrung Zürich zwischen den Knotenpunkten Brunau und Burgwies wurde im Auftrage des

Bauamt I der Stadt Zürich, vertreten durch das Tiefbauamt, im Herbst 1969 begonnen. Der Auftrag umfasst die Herstellung eines allgemeinen Bauprojektes, soweit es zur Ermittlung der Kosten notwendig wird; gemäss eines den Projektierungsarbeiten zugrundegelegten Netzplanes ist dieses Projekt bis Frühling 1971 abzuschliessen. Sofern dieser Termin durch prompte Bereitstellung aller vom projektierenden Ingenieur benötigten Unterlagen und durch recht-

zeitig getroffene Entscheide eingehalten werden kann, wäre schon im Frühling 1972 eine Volksabstimmung und theoretisch anfangs 1973 der Baubeginn möglich. Es muss mit einer Bauzeit von mindestens 4 bis 5 Jahren gerechnet werden.

Soweit heute auf Grund der bisherigen Untersuchungen vorausgesagt werden kann, liegen die Baukosten für den Seetunnel allein um rund 100 Mio Fr.

Wirtschaftliche Gesichtspunkte der Elektrizitätsversorgung

DK 621.311.003.1

Von K. Goldsmith, M. Sc. (Eng.), und R. Leemann, dipl. El.-Ing. ETH, Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG

Einleitung

Die Elektrizitätswirtschaft ist bekanntlich für die praktisch heute in Frage kommenden Energiequellen äusserst kapitalintensiv. So sind zum Beispiel die Investitionskosten pro Leistungseinheit für thermische, aus Schweröl produzierte Elektrizität etwa dreimal so gross wie für die motorische Kraft eines Automobils. Die spezifischen Anlagekosten für Wasserkraftwerke können überdies diejenigen für thermische Kraftwerke noch um das zwei- oder dreifache überschreiten.

Es ist daher notwendig, sorgfältig zu untersuchen, wie die für den Ausbau der Elektrizitätsversorgung erforderlichen grossen Kapitalinvestitionen eingesetzt werden sollen, damit sie durch eine zweckmässige Betriebs- und Tarifstruktur der Elektrizitätsunternehmen optimal zurückgewonnen werden können. Dieses Erfordernis einer komplexen und umfassenden Planung mit dem Ziel, das investierte Kapital auf die beste Art zu bewirtschaften, steht bei der Betrachtung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte der Elektrizitätsversorgung im Vordergrund.

Die Planung

Der Weltbedarf an nutzbarer Energie aller Art wächst ständig an. In vielen Ländern ist kommerziell nutzbare Energie in genügender Menge vorhanden, so dass eine gewisse Konkurrenz zwischen den verschiedenen Energiearten – neben Elektrizität zum Beispiel Gas, Öl und Kohle – entstehen kann. Wegen ihrer günstigen und vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten bleibt jedoch die Elektrizität die bevorzugte Energieart; sie ist in der Tat für das moderne Leben unentbehrlich. Aber auch dort, wo Energie noch relativ spärlich vorhanden ist, besonders in den Entwicklungsländern, steht Elektrizität ebenfalls im Vordergrund, da sie zentral oder lokal aus verschie-

denen Energieträgern produziert und relativ billig transportiert werden kann. Die Anpassungsfähigkeit der Elektrizität ist in diesen Ländern besonders wertvoll.

Der Elektrizitätsbedarf wächst in allen Ländern exponentiell an; der zunehmende Verbrauch der bereits angeschlossenen Konsumenten und der Bedarf für die Neuan schlüsse überlagern sich dabei kumulativ. Mit dem Anwachsen des Per-capita-Verbrauches treten jedoch gewisse Sättigungserscheinungen auf; das heisst, die Zuwachsrate nimmt mit steigendem Verbrauch ab. Die jährliche Zuwachsrate als Funktion des Per-capita-Verbrauches ist in Bild 1 für verschiedene Länder und für den Weltdurchschnitt dargestellt. Das Bild zeigt die hohe Zuwachsrate der Entwicklungsländer mit niedrigerem spezifischen Verbrauch gegenüber der kleineren Zuwachsrate der industrialisierten Länder mit entsprechendem hohem Verbrauch. Gleichzeitig zeigt die Darstellung auch, wie der Per-capita-Verbrauch mit dem Anwachsen des Bruttosozialproduktes verbunden ist; auch hier treten Sättigungserscheinungen auf.

Aufgabe der Elektrizitätswirtschaft ist es nun, Produktion und Verteilung so auszubauen, dass der wachsende Markt stets uneingeschränkt befriedigt werden kann. Da der Bau von grossen Elektrizitätsanlagen mehrere Jahre in Anspruch nimmt, ist es notwendig, den Markt auf eine längere Frist vor auszuschätzen. Dies bringt gewisse Unsicherheiten mit sich und verlangt die gezielte Inkaufnahme des Risikos einer Über- oder Unterinstallation. Gerade in Entwicklungsländern mit zum Teil ausserordentlich hohen und oft schwankenden Zuwachsraten des Elektrizitätsmarktes ist der Planer vor eine schwierige Aufgabe gestellt. Das Risiko wird durch nicht voraussehende wirtschaftliche und meteorologische/hydrologische Verhältnisse und die Unsicherheit bezüglich Verfüg-

ZUWACHSRATE DES ELEKTRIZITÄTS-
VERBRAUCHES (% PRO JAHR)

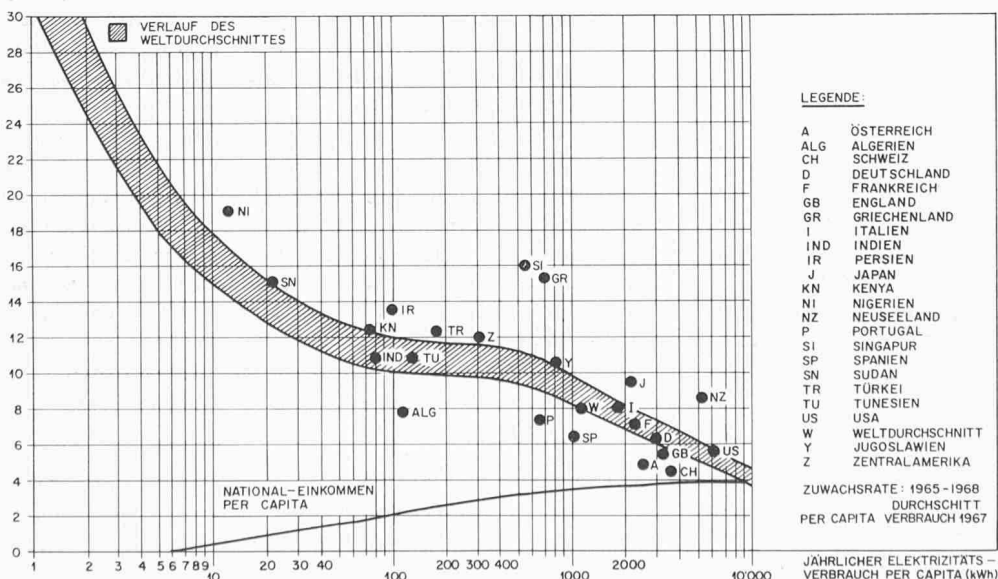


Bild 1. Zuwachsrate des
Elektrizitätsverbrauchs
und per-capita-Verbrauch
für verschiedene Länder