

Zwei bemerkenswerte Bauwerke in Spannbeton in den USA und in Canada

Autor(en): **Roš, Mirko Robin**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 37

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68246>

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.

Zwei bemerkenswerte Bauwerke in Spannbeton in den USA und in Canada

DK 624.012.47

Von M. R. Roš, dipl. Bau-Ing., Zürich

1. Einleitung

Das schweizerische Spannverfahren BBRV hat in den letzten Jahren in internationalen Wettbewerben grosse Erfolge errungen. Diese Erfolge drücken sich nicht nur in Zahl und Mannigfaltigkeit der damit erstellten Bauwerke aus, sondern es dürften sich die drei grössten bis anhin in Spannbeton erstellten Bauwerke der Welt darunter befinden. Es sind dies:

1. Die zum Deltaprojekt in Holland gehörigen *Schleusen von Haringvliet*, für welche 3000 t Spannstahl für BBRV-Kabel und 1000 t für Freyssinet-Kabel verarbeitet wurden.
2. Die Erweiterungsbauten an den Flugpisten des *La Guardia Flughafens* in New York mit rd. 3500 t Spannstahl.
3. Der *Lafontaine Tunnel* in Montreal, der mit rd. 6000 t den höchsten Spannstahl-Aufwand aller bisher in Spannbeton erstellten Bauwerke aufweist.

Die Gründe des Erfolges liegen vor allem in der absoluten, auch auf der Baustelle gewährleisteten Zuverlässigkeit des BBRV-Spannverfahrens, die wiederum eine Frucht ist von in ausserordentlichem Umfang in Laboratorien und auf der Baustelle durchgeführten Versuchen, sowie eines jahrelangen Erfahrungsgutes. So wurde der Entscheid zu Gunsten des BBRV-Systems beim Delta-Projekt gefällt, nachdem eine holländische Expertenkommission verschiedene Spannverfahren bezüglich der Zuverlässigkeit der Anker rigorosen Abnahmeversuchen unterworfen hatte. Die Arbeiten für La Guardia-Airfield unterstehen der Port of New York Authority, also der gleichen Organisation, für welche Dr. h. c. O. H. Ammann seine berühmten Hängebrücken entworfen hat. Auch die Port of New York Authority stellt an die Verankerung sehr strenge Anforderungen und verlangt «positive Endverankerungen», was die Verwendung von Klemmverankerungen ausschliesst. Für den Tunnel von Montreal waren dagegen bei der Vergabe in erster Linie preisliche Erwägungen massgebend gewesen. Die rationelle Verarbeitung grosser Mengen Spannstähle in kürzester Zeit – rd. 6000 t in 6 Monaten – führte zu einer Reihe von neuen Lösungen, die zur Zeit als Spitzenleistung im Herstellen und Verlegen von Spannkabeln bezeichnet werden dürfen.

Über zwei weitere Spitzenleistungen des BBRV-Verfahrens, die im Ausland Beachtung gefunden haben, nämlich die Schaffung eines Spanngliedes von 800 t Vorspannkraft für Atomreaktoren und die Schaffung von Verankerungen mit einer bis anhin von keinem Verfahren erreichten Ermüdungsfestigkeit für Hängebrücken, soll an anderer Stelle berichtet werden.

II. Die Erweiterung der Pisten von La Guardia-Airfield

Die günstige Lage von La Guardia – an der Flushing Bay gegenüber Bronx, in unmittelbarer Nähe von Manhattan – ist den Reisen-

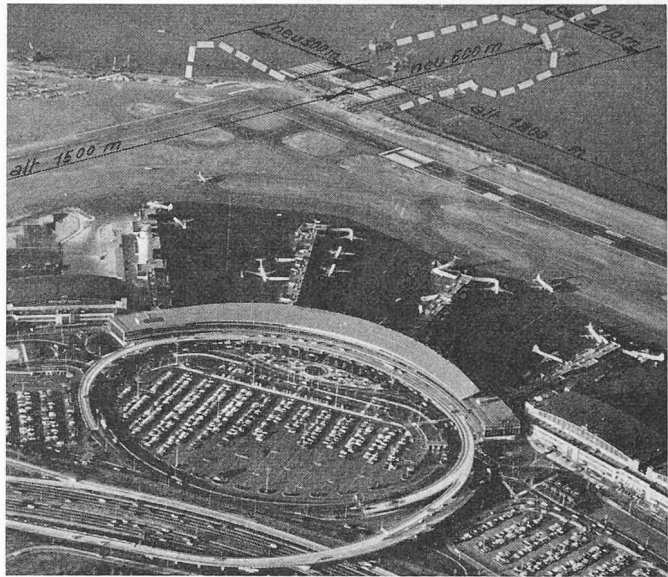


Bild 1. La Guardia Airfield, Verlängerung der Pisten in die Flushing Bay.
Photo: The Port of New York Authority

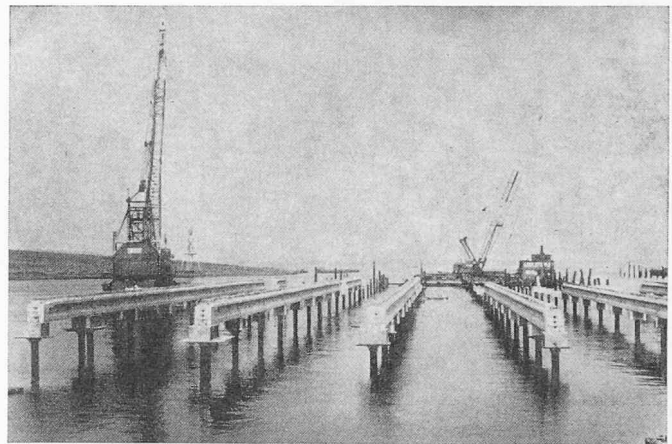
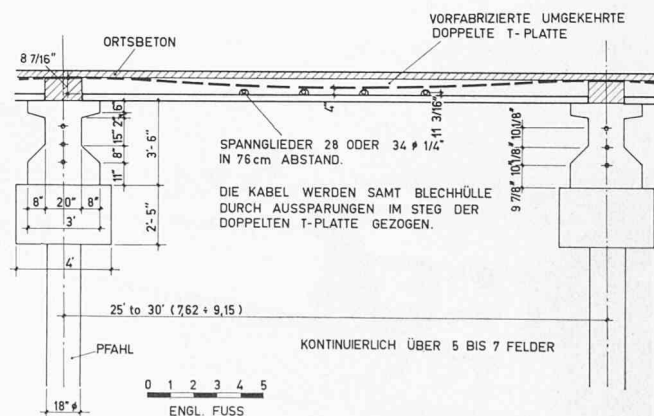
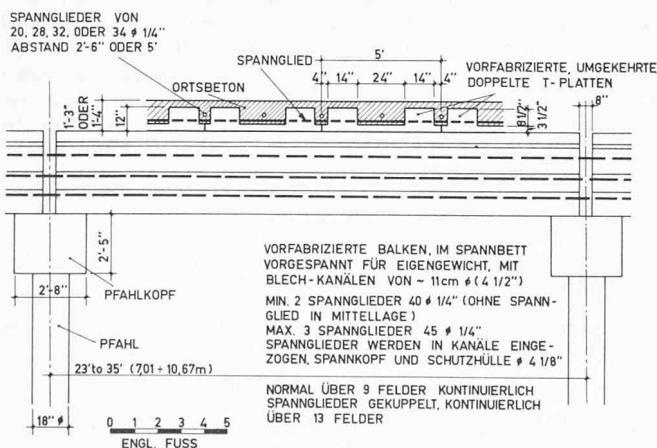
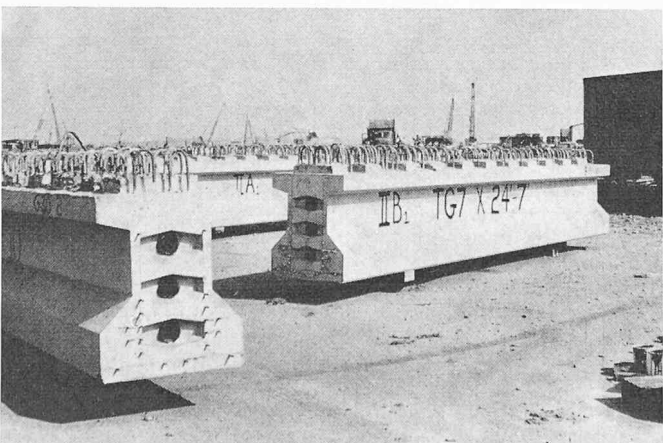
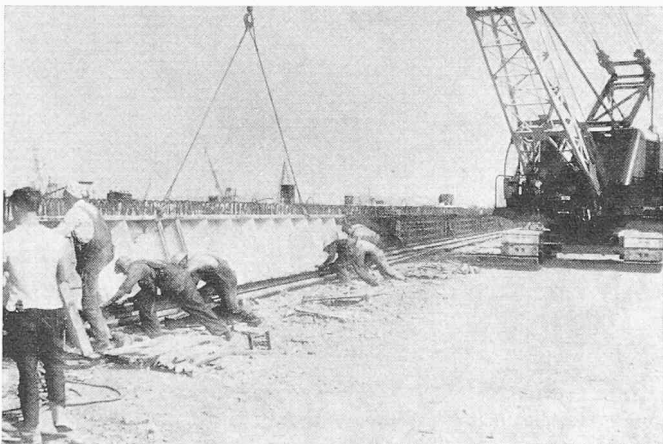
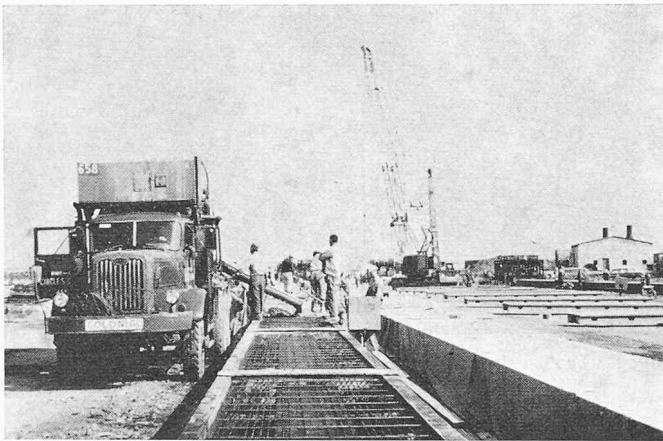
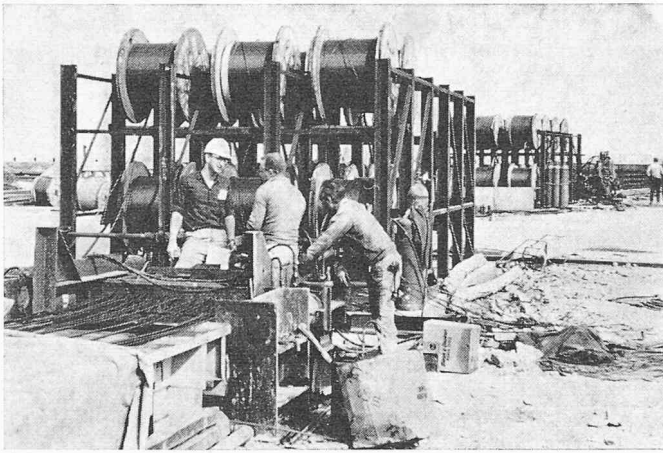


Bild 2. Pfahlrost mit aufgesetzten I-Balken



Bilder 3a (Längsschnitt) und 3b (Querschnitt) durch die Piste mit den vorfabrizierten T-Längsträgern, den in Querrichtung gespannten vorfabrizierten Rippenplatten und dem Ortsbeton, Masstab 1:100



den, die vor 1950 von Europa nach New York flogen, in lebhafter Erinnerung, wird das Stadtzentrum doch in nur 20 bis 30 Minuten erreicht. Der interkontinentale Verkehr benützt heute den viel leistungsfähigeren Kennedy-Airport, wobei aber die Anfahrtzeit 1 Stunde oder mehr beträgt. Die Einführung der Düsenflugzeuge verkürzte die Reisedauer bei den kontinentalen Strecken so stark, dass die Reise bei Mittel- und Kurzstrecken vom Kennedy-Airport zum Stadtzentrum länger dauerte als der Flug selbst. Andererseits war eine Benützung von La Guardia nicht mehr möglich, da die Düsenflugzeuge Pistenlängen erfordern, die dort nicht zur Verfügung standen.

Der Wunsch, La Guardia, in das bis anhin etwa 340 Mio Schweizer Franken investiert worden waren, den Anforderungen des Düsenflugzeugverkehrs anzupassen, stiess auf Schwierigkeiten. Im Süden und Osten standen Expressstrassen und eine dichte Bebauung einer Pistenverlängerung im Wege (Bild 1). Eine Lösung konnte gefunden werden durch Verlängerung der Pisten in die Flushing Bay hinaus. Die nur rd. 1800 m lange, d. h. um 300 m zu kurze Ost-West-Piste wurde um diese 300 m und die Blindlandepiste von 1500 m Länge um 600 m verlängert. Der Kostenaufwand für die Schaffung von 200 000 m² neuen Pisten betrug etwa 160 Mio Schweizer Franken, worin die Ausbaggerung eines neuen Kanals in der Flushing Bay und die Höherlegung der westlichen Piste um rd. 30 cm inbegriffen war.

Da aus Strömungsgründen eine Aufschüttung nicht in Frage kommen konnte, wurde folgende Konstruktion gewählt: Die Flugpisten-Verlängerungen werden von einem Rost aus etwa 3000 Pfählen getragen (Bild 2). Der Axabstand beträgt in Längsrichtung 7,0 bis 10,7 und in Querrichtung 7,6 bis 9,2 m. Die Pfähle sind senkrecht angeordnet; für die Aufnahme der horizontalen Längs- und Querkräfte sind in gewissen Abständen Zweipfahl-Gruppen mit einer Neigung von 6:1 vorgesehen. Die Pfähle setzen sich aus einem äusseren Stahlzylinder mit einer Wandstärke von 10 mm und einem Kern aus Ortsbeton zusammen. Sie haben eine mittlere Länge von 37 m und werden durch einen starken Teer-Epoxy-Anstrich, der sich vom Pfahlkopf bis 3 m unter dem Flussbett ausdehnt, vor Korrosion geschützt. Die Pfähle werden mit Pfahlköpfen aus Ortsbeton versehen, mit Ausnahme der geneigten Pfähle, die paarweise einen gemeinsamen Kopf erhalten.

Für das Einrammen der Pfähle wird ein 180 m langer Ponton verwendet. Er weist eine Einrichtung auf, die es dem Unternehmer erlaubt, bis zu 9 Pfähle zu versetzen und zu halten, bevor mit dem Rammen begonnen wird. In gewissen Zonen können die Pfähle bis zu Einzellängen von 40 m eingetrieben werden, während in Ufernähe nur in Segmenten von 6 m gerammt werden darf, da die maximal zulässige Höhe des Krans wegen den an- und abfliegenden Flugzeugen beschränkt werden musste. Um beim Ausbetonieren der Pfähle eine Entmischung zu verhindern, wird der Beton durch einen Trichter mit einem Rohr von 15 cm Durchmesser in die Stahlzylinder eingebracht. Während dem Betonieren wird er von einem Kran so hoch gezogen, dass die freie Fallhöhe in der armierten Zone auf ein Maximum von 4,5 m beschränkt wird. Die Länge des Betonierrohres variiert bis zu 18 m und ist abhängig von der Länge der Armierung, die vom Pfahlkopf bis 3 m unter das Flussbett reicht.

Die Stahlschalungen für die Pfahlköpfe werden an den Pfählen befestigt. Auf die Pfahlköpfe werden in Pisten-Längsrichtung vorgefabrizierte und für Eigengewicht im Spannbett vorgespannte I-Balken aufgesetzt. In Querrichtung werden vorgefabrizierte und ebenfalls im Spannbett vorgespannte Doppel-T-Platten mit den Stegen nach oben verlegt. Diese Platten dienen als selbsttragende Schalung und Armierung für den Ortsbeton (Bild 3). Für die Herstellung der vorgefabrizierten I-Balken und Rippenplatten stehen auf dem Bauplatz 5 Spannbetten von 110 m Länge zur Verfügung, wovon vier mit festen Stahlschalungen für die Doppel-T-Platten und eines für die I-Balken. Ein weiteres Spannbett von 45 m Länge wird für Spezialplatten gebraucht. Am Ende jedes Bettes ist ein Gestell mit 12 Litzenrollen angeordnet (Bild 4).

Bild 4. Gestelle für bis zu 24 Litzenhaspel der Spannbahnen. Im Vordergrund Doppel-T-Balken, abgedeckt zum Bedampfen

Bild 5. Betonieren der Rippenplatten von einem fahrbaren Spezialfahrzeug aus. Rechts Abdeckung zur Dampfbehandlung

Bild 6. Verlegen der Stahlschalung der I-Träger mittels Raupenkran

Bild 7. I-Träger auf dem Lagerplatz. Doppel-T-Balken und auf der Stirnseite die abgeschnittenen Litzenenden der für das Eigengewicht genügenden Spannbettvorspannung sowie die drei Kanäle für das Einziehen der Spannkabel, Bügel für den Verbund mit der Ortsbetonplatte

Es wird jeweils eine grössere Anzahl Litzen gleichzeitig mit einem Pnekran dem Spannbett entlang gezogen; auch das Betonieren geschieht von Spezialfahrzeugen aus, die der Spannriste entlang fahren (Bild 5). Die I-Träger dagegen können mit einem Betonkübel und Kran betoniert werden. Deren Stahlschalung wird ebenfalls mittels Kran verlegt (Bild 6). Die I-Träger werden an einbetonierten Schlaufen mit einem Kran aus dem Spannbett gehoben und in das Lager transportiert (Bild 7). Der Beton wird einem 16 h dauernden Zyklus mit Dampfbehandlung unterzogen, wonach die für das Vorspannen verlangte minimale Festigkeit von 250 kg/cm² erreicht wird, so dass eine Spannbahn 1 x in 24 h belegt werden kann.

Die Rippenplatten werden aus fertigungstechnischen Gründen verkehrt, d. h. mit dem Steg nach unten, betoniert. Die deshalb oben ausgelegte Vorspannarmerung liegt statisch ebenfalls verkehrt. Um die Beanspruchungen während des Abhebens vom Spannbett klein zu halten und um eine Drehung der Platten um 180° auf einfache Weise zu ermöglichen, wurde der sogenannte *Octopus-Lifter* entwickelt. Ein plattenartiger Rahmen weist auf der Unterseite 4 Gummidichtungen auf. Der Rahmen wird auf die Rippenplatte gelegt. Nun wird die Luft aus den Dichtungen herausgepumpt, und der Lifter saugt sich in wenigen Sekunden an der Platte fest. Die Hebekraft beträgt ungefähr 18 t. Die Platten werden mit einem Octopus-Lifter, der an einem Kran aufgehängt ist, aus den Schalungen gehoben (Bild 8). Der weitere Transport erfolgt mit einem Hubwagen, der ebenfalls mit einem Octopus-Lifter ausgerüstet ist (Bild 8). Dieser kann vorwärts und rückwärts geneigt sowie um 360° in einer vertikalen Ebene geschwenkt werden. Der Hubwagen hebt die Platte auf (Bild 9) und dreht sie um 180°, so dass sie oben auf den Lifter zu liegen kommt. In dieser Lage wird sie transportiert (Bild 10). Beim Lagerplatz wird die Platte auf einen Holzbock gelegt, wo der Lifter von der Unterseite auf die Stege gewechselt wird. Die Platte wird wieder gehoben und in Stößen von 7 Stück, mit dem Steg nach oben gerichtet, gelagert (Bild 11).

Auf die Pfahlköpfe werden die I-Balken aufgesetzt (Bild 2). In die I-Balken werden durch Aussparungen BBRV-Spannglieder mit 40 bis 45 Drähten, Durchmesser 1/4", ohne Hüllen, geradlinig über 9 Felder durchgezogen und gespannt, wonach ein weiteres Kabel über 4 Felder eingezogen, angekuppelt und einseitig gespannt wird. Die Rippenplatte wird in zwei Richtungen vorgespannt: in Querrichtung durch Kabel mit 20 ÷ 34 Drähten, zwischen den Stegen parabelförmig kontinuierlich über 5 ÷ 7 Felder verlegt, in Längsrichtung durch Kabel mit 28 bis/oder 34 Drähten, die samt der Kabelhülle durch Aussparungen in den Stegen geradlinig durch 13 Felder gezogen werden.

Die BBRV-Spannglieder, vom Lieferwerk einbaubereit montiert, werden in Rollen auf zusammenlegbaren Gestellen auf die Baustelle geliefert. Eine Rolle wird jeweils auf einen Drehtisch, der mit einer Bremse versehen ist, aufgelegt; somit kann das Spannglied direkt in das Bauwerk gezogen werden (Bild 12). Auf diese Weise wird die Piste in Felder von rd. 100 x 50 m aufgeteilt, d. h. Dilatationsfugen verlaufen in Längsrichtung etwa alle 50 m, in Querrichtung etwa alle 100 m. Die am Rande (Bild 12) und in rd. 100 m Abstand angeordneten Querträger werden in Ortsbeton erstellt.

Das Vorspannen (Bild 13) geschieht in drei Stufen. 1. Stufe: Längs- und Querträger werden zentrisch auf 28 kg/cm² vorgespannt. (Längsträger im Mittel 3 Kabel 40 Ø 1/4", Querträger im Mittel 2 Kabel 28 Ø 1/4" + 1 Kabel 40 Ø 1/4"). 2. Stufe: Versetzen der Doppel-T-Platten und Einbringen des Ortsbetons. Vorspannen der Platte in Längsrichtung und der Längsträger, so dass in der Platte 28 kg/cm² zentrische Vorspannung entstehen. 3. Stufe: Zentrische Quervorspannung der Platte ebenfalls auf 28 kg/cm². Entsprechende Vorspannungen der Querträger.

Für die Flugpistenverlängerung werden ungefähr 3000 I-Träger, 13000 Doppel-T-Balken und ein Total von 120000 m³ Beton verwendet. Die Herstellung der BBRV-Spannglieder benötigt rd. 3500 t Spannstahl.

Bild 8. Octopus-Lifter, im Vordergrund am Kran aufgehängt, im Hintergrund um 360° drehbar auf Gabelstapler montiert

Bild 9. Octopus-Lifter auf Gabelstapler nach unten gedreht mit durch Vakuumwirkung unten aufgehängter Rippenplatte. Man beachte die Aussparung für das Durchziehen der Spannkabel

Bild 10. Transport der Rippenplatten mit Gabelstapler, Octopus-Lifter um 180° gedreht

Bild 11. Octopus-Lifter, erneut um 180° gedreht, fasst Rippenplatte von oben an den Rippen und stapelt in der statisch richtigen Lage

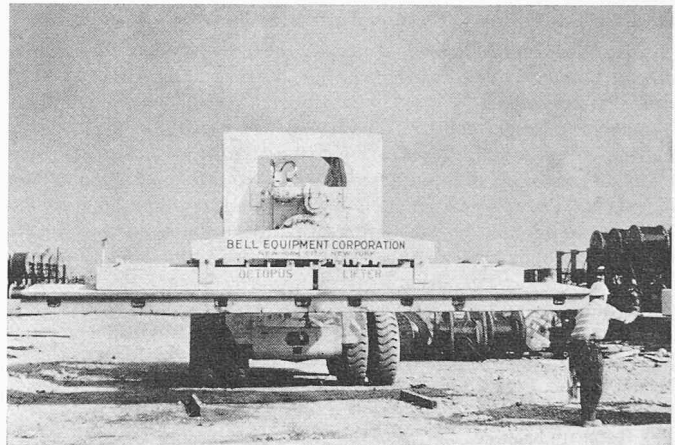
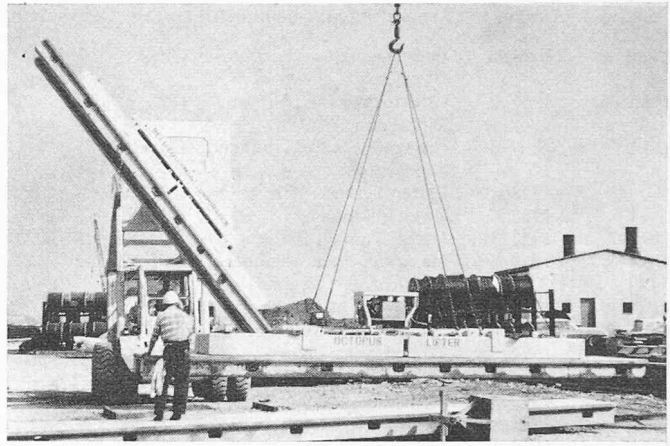


Tabelle 1. Tunnel mit kreisförmigem oder achteckigem Querschnitt

Land	Baujahr	Bezeichnung	Länge	Fahrspuren
USA	1963	Chesapeake Bay, Virginia	1585 m	2
USA		je (2 Tunnel)		
		Oakland-Alameda-Tunnel, Kalifornien		
	1928	Erster Tunnel	1070 m	2
	1962	Zweiter Tunnel	1018 m	2
USA	1957	Hafen-Tunnel, Baltimore	2335 m	2 × 2
USA	1957	Hampton-Roads-Tunnel bei Norfolk (Virginia)	2092 m	2
USA	1953	Baytown-Tunnel, Texas	1021 m	2
USA	1952	Tunnel unter dem Elizabeth-Tunnel unter dem	1021 m	2
USA	1952	Elizabeth-Fluss, Virginia		
USA	1950	Passedena-Tunnel, Texas	896 m	2
USA	1941	Bankhead-Tunnel, Alabama	948 m	2
USA-	1930	Detroit-Windsor-Tunnel	1567 m	2
Kanada		Int. Grenztunnel		

Tabelle 2. Tunnel mit rechteckigem Querschnitt

Land	Baujahr	Bezeichnung	Länge	Fahrspuren
Kanada	im Bau ~ 1966	Louis-Hippolyte Lafontaine Tunnel, Montreal	1390 m	6
Holland	im Bau ~ 1966	Coen-Tunnel, Amsterdam	587 m	4
Holland	im Bau ~ 1966	Ij-Tunnel, Amsterdam	1039 m	4
Holland	im Bau ~ 1967	Benelux-Tunnel, Rotterdam	1067 m	4
Schweden	im Bau	Tingstad-Tunnel, Gothenburg	636 m	6
Deutschld.	1961	Kiel-Kanal-Tunnel bei Rendsburg	636 m	4
Kanada	1959	Deas-Inland-Tunnel bei Vancouver	658 m	4
Kuba	1958	Havanna-Hafen-Tunnel	800 m	4
Holland	1941	Maas-Tunnel, Rotterdam	1075 m	4

III. Der Tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine bei Montreal

Der Lafontaine-Tunnel ist der grösste Unterwassertunnel Kanadas; er übertrifft mit 6 Fahrbahnen und 1390 m Länge den vierspurigen, 660 m langen und 1959 vollendeten Deas-Inland-Tunnel bei Vancouver ganz beträchtlich. Er verbindet Montreal mit Boucherville und ist ein Bestandteil des Trans-Canada Highway. Zuerst der Eisenbahnbau, später der Automobilverkehr führten in den USA¹⁾ und dann in Europa²⁾ dazu, Wasserstrassen durch Tunnel zu unterfahren. In den USA bevorzugt man für die in offenen Gräben gebauten Unterwassertunnel kreisrunde Querschnitte (Tabelle 1). Beim Bau des 1936 ausgeschriebenen Maas-Tunnels in Rotterdam wurde erstmals der Nachweis erbracht, dass rechteckige Querschnitte wirtschaftlich vorteilhafter sein können, und seither wird in Europa diese Konstruktion bevorzugt (Tabelle 2). Der rechteckige Tunnelquerschnitt erlaubt die Unterbringung von 4 bis 6 Fahrbahnen in einer Tunnelröhre mit minimaler Bauhöhe, was viele Vorteile mit sich bringt. Es wird nur ein Kanal für Belüftung und Service bei kürzeren Rampen benötigt.

Vergleichsstudien für den Deas-Inland-Tunnel und sodann für den Lafontaine-Tunnel (auch Boucherville-Tunnel genannt), für letztere durch die «Société d'Ingénieurs Conseils de Boucherville»³⁾ durchgeführt, ergaben, dass auch für kanadische Verhältnisse der rechteckige Querschnitt vorteilhafter war. Die Verbindung von Montreal Island

mit Boucherville besteht aus zwei Abschnitten: einem Tunnel zwischen Montreal Island und Charron Island, welcher den St.-Lawrence-Strom unterfährt, und einer 460 m langen Brücke über den Südkanal zwischen Charron Island und Boucherville (Bilder 14 und 15).

Der Tunnel weist eine Totallänge von 1970 m auf, wovon 2 × 290 m auf die offenen, mit Lichtblenden versehenen und ein Gefälle von 4,5% aufweisenden Zufahrtsrampen entfallen. Die offene Rampe setzt sich in zwei geschlossenen, die Ventilationstürme unterfahrenden Tunnelabschnitten von 310 bzw. 350 m Länge fort. Diese werden durch einen 730 m langen, ein Gefälle von 0,25% nach der Mitte aufweisenden Mittelteil verbunden. Der Ventilationsturm auf der Seite Montreal steht am Ufer, derjenige auf der Seite Charron im Strom, aber ausserhalb des 730 m breiten Schiffskanals. Der Querschnitt (Bild 15) zeigt eine dreiteilige Kammer, d. h. zwei Rechtecke von je 12,5 × 4,8 m minimaler Lichtweite bzw. -höhe, bestimmt für die Aufnahme von je 3 Fahrbahnen, und einem rechteckigen Belüftungs- und Kontrollgang von 6,7 m Breite.

Die Rampen werden in offenen Baugruben erstellt, die auf der Seite der Charron-Insel zu einem Trockendock von 300 × 600 m erweitert wurden, in welchem gleichzeitig 7 Tunnelelemente vorfabriziert werden (Bild 16). Die Rampe Charron-Insel sitzt am tiefsten Teil (Bild 16, Vordergrund rechts) auf dem Fels auf, aber der grösste Teil des Trockendocks besteht aus dichtgelagertem Silt und sandigem Silt. Der Boden und die Wände des Trockendocks wurden mit einem 30 ÷ 45 cm starken Steinbett belegt, unter welches bei wasser- oder gas-

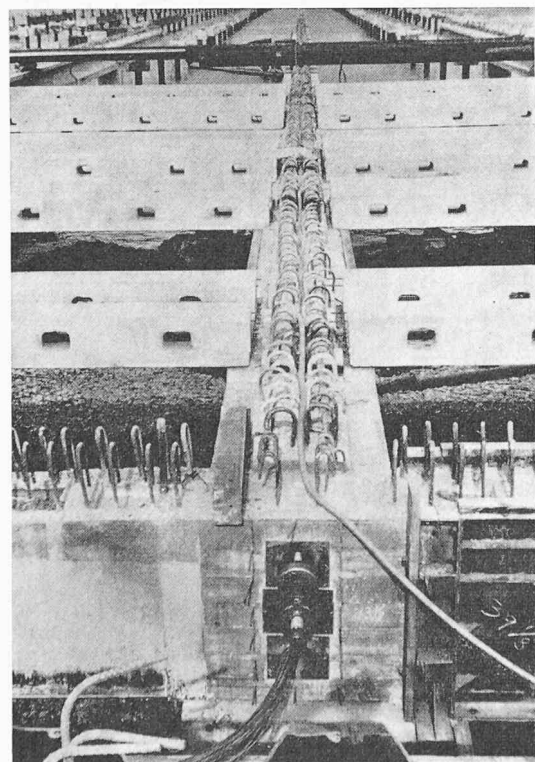
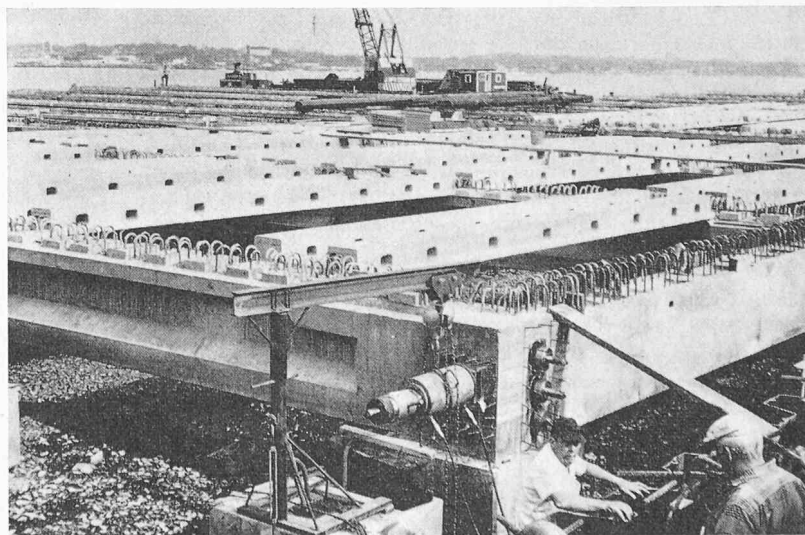


Bild 12 (links). Einziehen eines Kabels durch fünf aneinandergereihte vorfabrizierte I-Längsträger. Im Vordergrund Randträger in Ortsbeton. In Bildmitte Rippenplatten mit Aussparungen für Vorspannkabel, teilweise verlegt. Bügel für Anschluss des Plattenortsbetons

Bild 13. Vorspannung eines Randquerträgers, erste Stufe. Im Vordergrund sind drei BBRV-Anker sowie die Spannvorrichtung mit Dynamometer erkennbar. Man beachte die Aufhängevorrichtung für die Spannvorrichtung



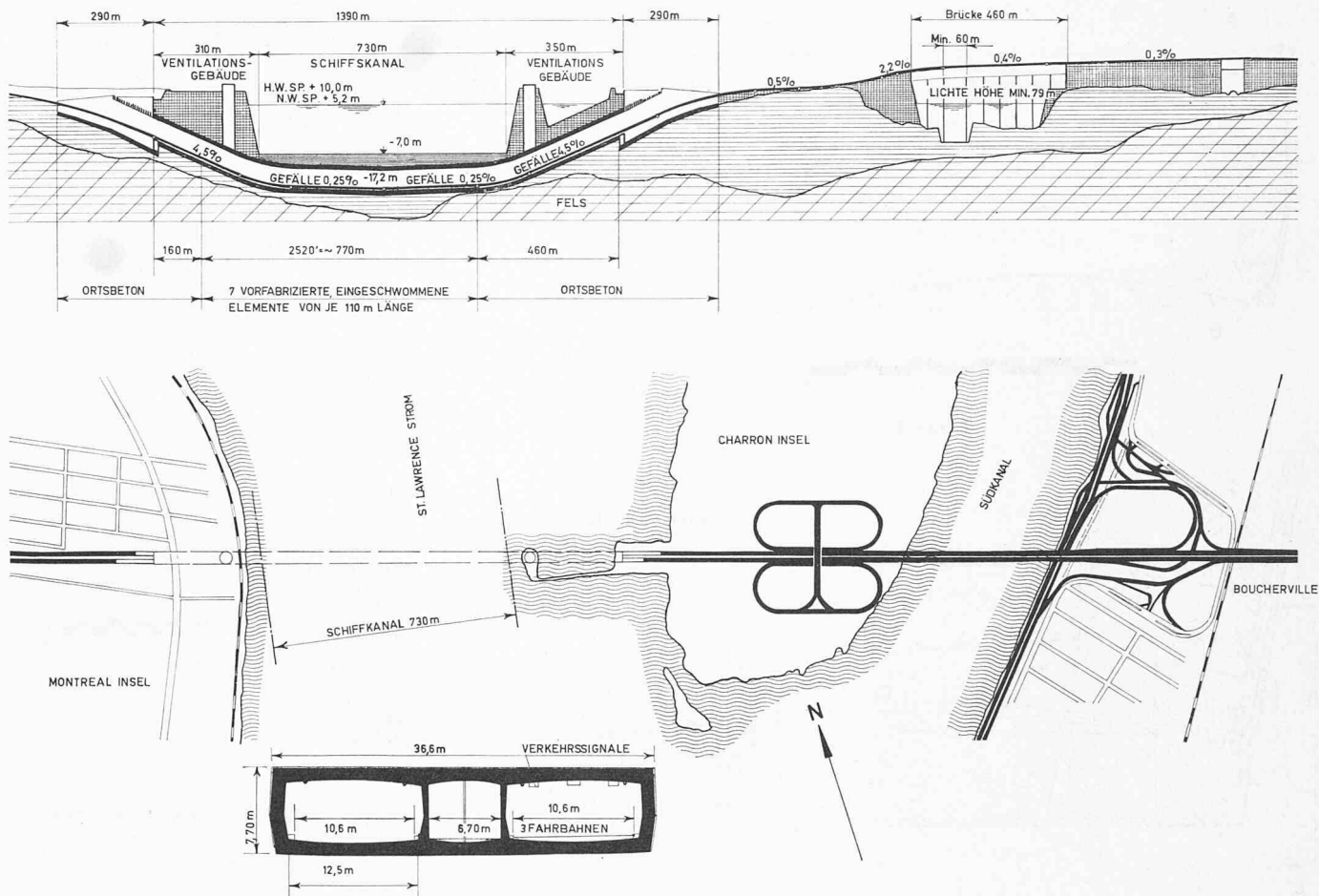
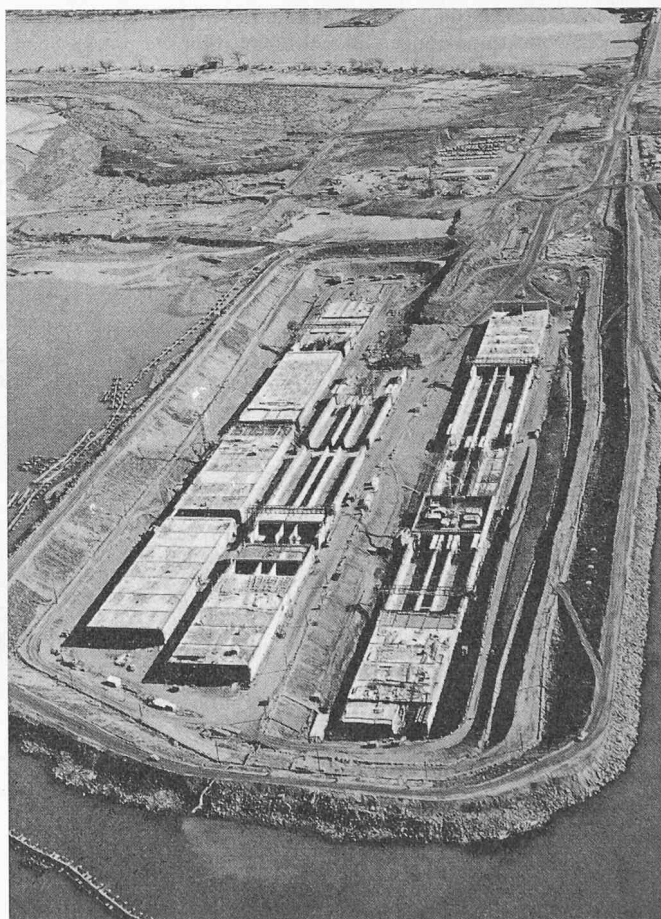
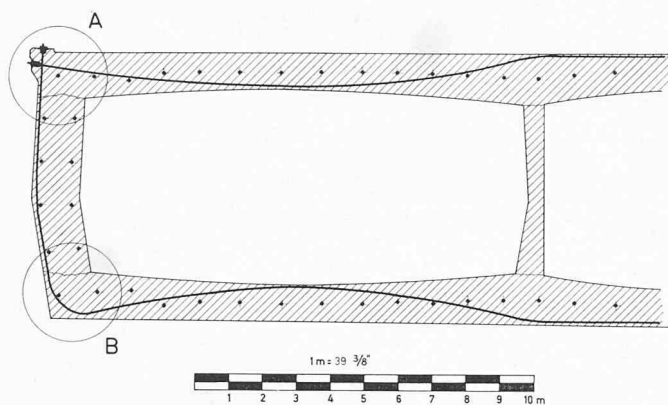


Bild 15. Lafontaine-Tunnel, Längsschnitt, Situation und Querschnitt

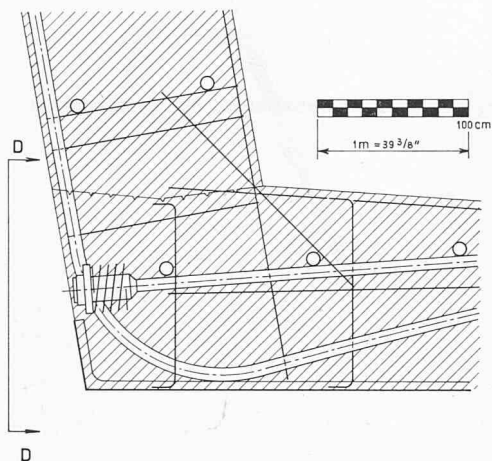
Bild 16. Baugrube und Trockendock im St. Lawrence-Strom mit Charron-Insel. Rechts im Vordergrund ortsfeste Zufahrtsrampe, links die sieben vorfabrizierten, später in die Achse der ortsfesten Zufahrt einzuschwimmende Elemente. Spätsommer 1964

Bild 14. Ansicht der Baustelle. Im Vordergrund der Stadtrand von Montreal-Insel und der St. Lawrence-Strom mit einem 450 m breiten schiffbaren Kanal. In Bildmitte das fast fertig ausgehobene Trockendock (Bauzustand Frühjahr 1964) und die Insel Charron. Im Hintergrund Südkanal mit Brücke und Boucherville

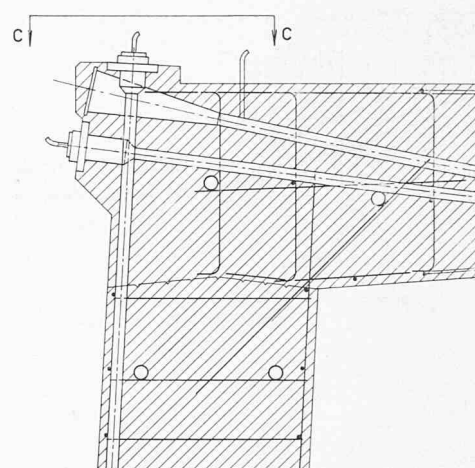
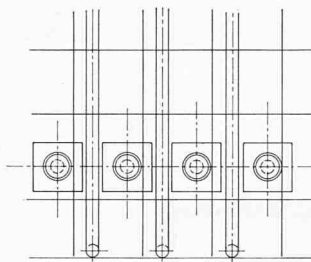




Detail B



Ansicht D-D



Draufsicht C-C

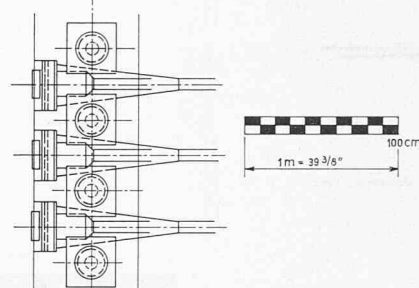


Bild 19. Allgemeine Anordnung der Kabel, Tunnel-Querschnitt und Einzelheiten

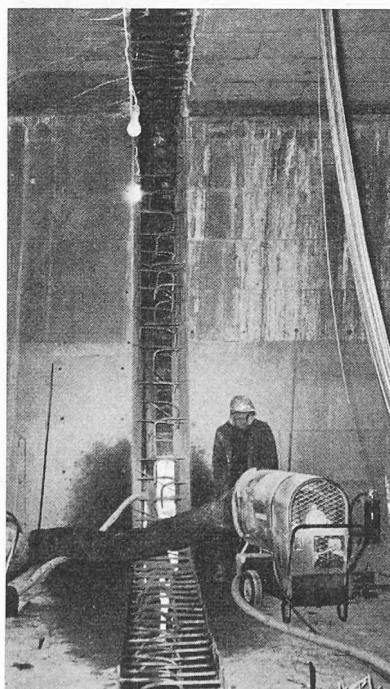
durchlässigen Stellen ein Sandfilter eingebaut wurde. Auf das Steinbett wurde eine dreilagige Macadam-Schicht eingewalzt, mit grösstem Korn von 5 cm, 2 cm und schliesslich Feinsplitt und Sand.

Der Tunnel wird in Abschnitten von 15,7 m Länge betoniert (Bilder 16 und 17), die man später durch Einziehen von Längskabeln zu Elementen von 110 m Länge zusammenfasst. Eine $\frac{3}{8}$ " starke Stahlblechdichtung wird auf der Macadam-Schicht ausgebreitet, mit

Sandstrahl gereinigt und mit 3 Ankereisen pro m^2 versehen. Die Fugen werden verklebt. Nun werden der 1,1 ÷ 1,4 m starke Tunnelboden, sodann die ca. 1,4 m starken Seitenwände und schliesslich die ebenfalls 1,1 ÷ 1,4 m starke Decke betoniert. Bild 18 zeigt die Reihenfolge der Arbeitsgänge. Seitenwände und Decke erhalten eine bituminöse Membrandichtung, auf welche als Schutz Asphaltplatten aufgezogen werden.

Bild 17. Betonierfuge eines 15,7 m langen Elementes. 84 Längskabel fassen sieben Elemente zusammen und setzen die ausbetonierten Fugen unter 15 kg/cm² Druck

Bild 18. Betonieren der vorfabrizierten Tunnелеlemente. Im Vordergrund Element von 7 × 15,7 m Länge, anschliessend zwei weitere Elemente in den verschiedenen Betonierstadien: ein Abschnitt mit eingeschalteter Decke, drei Abschnitte mit fertig betonierten, ein Abschnitt mit eingeschalteter Seitenwand, zwei Abschnitte mit fertig verlegter Armierung der Bodenplatte



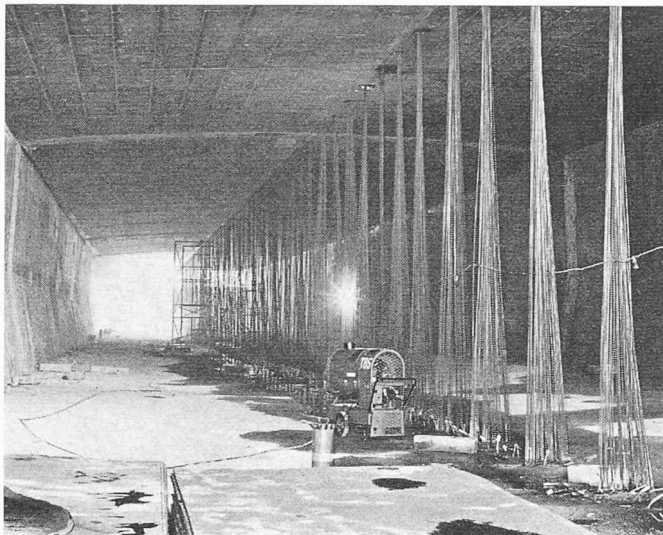


Bild 20. Provisorische Kabel, die als Einzellasten in Feldmitte den im Trockendock fehlenden Wasserdruck ersetzen. Die Kabel werden gleichzeitig mit der Quervorspannung angespannt und während des Absenkens entspannt

Der Tunnel ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Bei einer lichten Weite von 12,5 m, einer grössten Belastung des Tunnelbodens von rd. 30 t/m² und der Tunneldecke von 23 t/m² ist eine Quervorspannung wirtschaftlich. Die infolge der gekrümmten Kabelführung vorhandene Querkraftentlastung gestattet eine Verringerung der Höhe der Eckvouten, wodurch die Bauhöhe des Tunnels entsprechend vermindert werden kann. Boden und Wände werden durch ein System verschränkter L-förmiger Kabel vorgespannt (Bild 19). Der Axabstand der aus 48 $\varnothing$ 7 mm bestehenden Kabel beträgt 27 cm. Die anfängliche Vorspannkraft beträgt rd. 230 t, die im Endzustand auf 200 t absinkt. Das rund 44 m lange, L-förmige Kabel wird von beiden Seiten angespannt. Der Axabstand in der Decke je zweier übereinander angeordneter Kabel beträgt 48 cm. Die Kabel werden einseitig vorgespannt, wobei feste und bewegliche Ankerköpfe abwechseln. In Feldmitte liegen die Kabel satt nebeneinander. Sobald der Beton eine

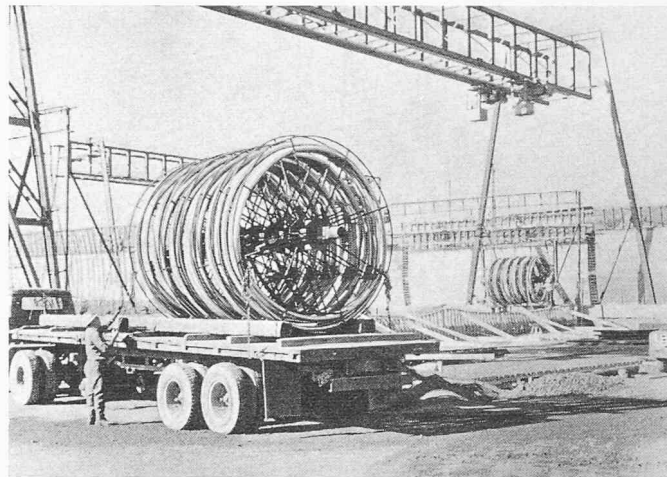


Bild 21. Vordergrund: sechs Kabel auf gemeinsamer Kabelhaspel aufgerollt in Wartestellung. Hintergrund: Kabelhaspel an Portalkran aufgehängt

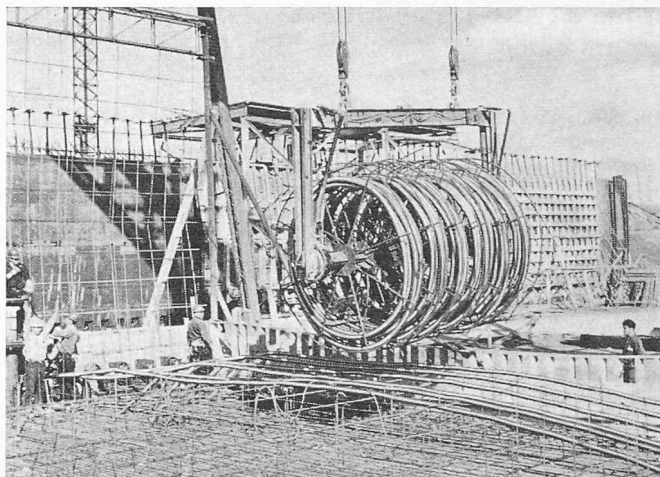
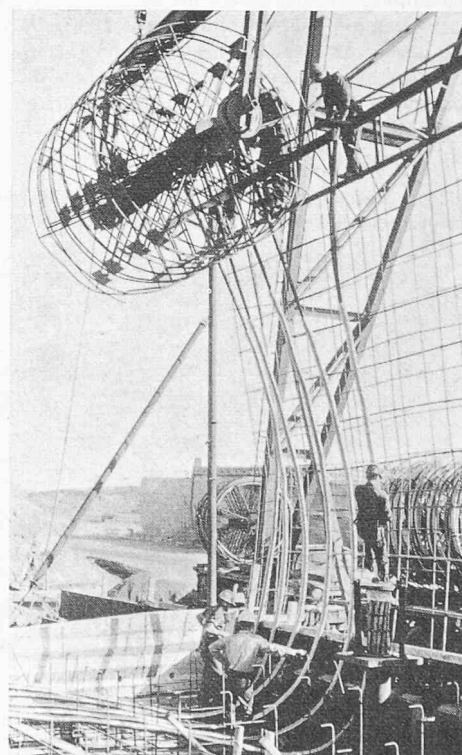
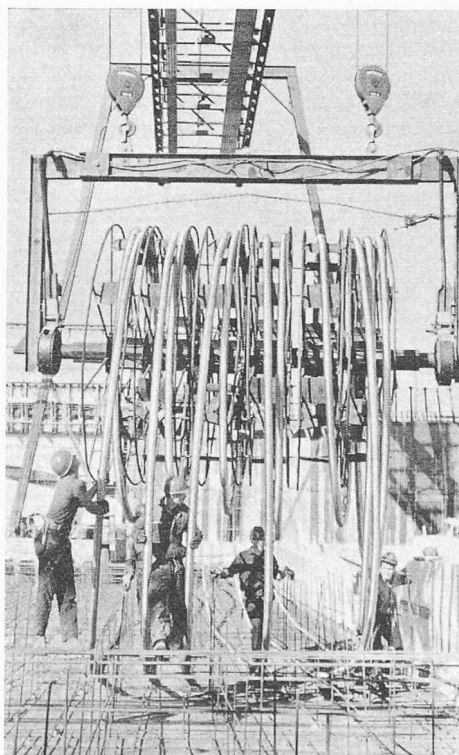
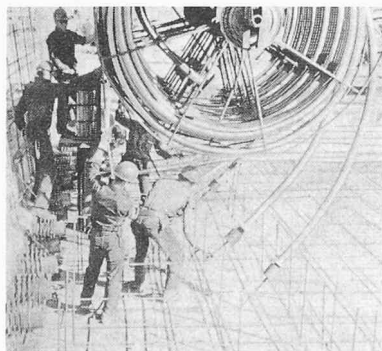


Bild 22. Antransport der Kabelhaspel vermittelt Transportrahmen und Portalkran

Bild 24. Abrollen der sechs Kabel und Befestigen auf der bereits verlegten schlaffen Armierung. Man beachte die Bremsstromeln auf dem Halterahmen des Kabelhaspels

Bild 25. Endphase des Abrollens der L-förmigen Kabel, Befestigung an einem Halterahmen der Tunnelwandarmierung

Bild 23. Sechs Kabel werden gleichzeitig direkt ab Haspel in die Ankerplatten eingezogen



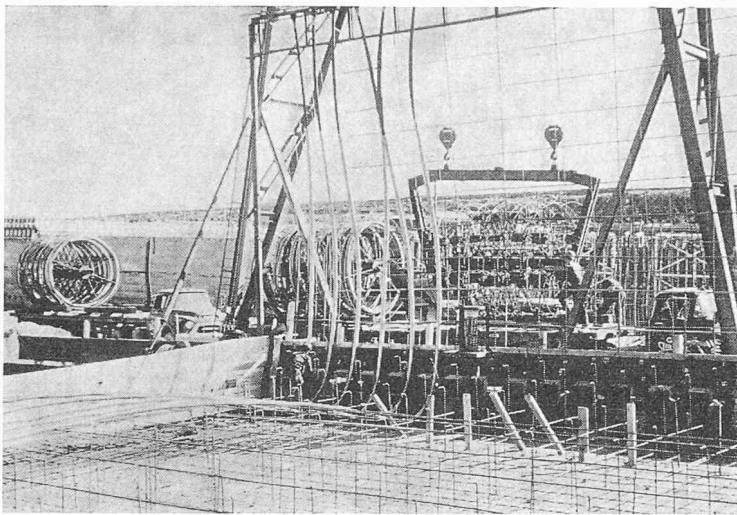


Bild 26. Nach beendetem Abrollen wird die leere Haspel auf dem Lastwagen abgesetzt und der nächste volle übernommen. Ein weiterer Lastwagen ist bereits in der Anfahrt, Dauer des Verlegens von sechs Kabeln etwa 20 Minuten

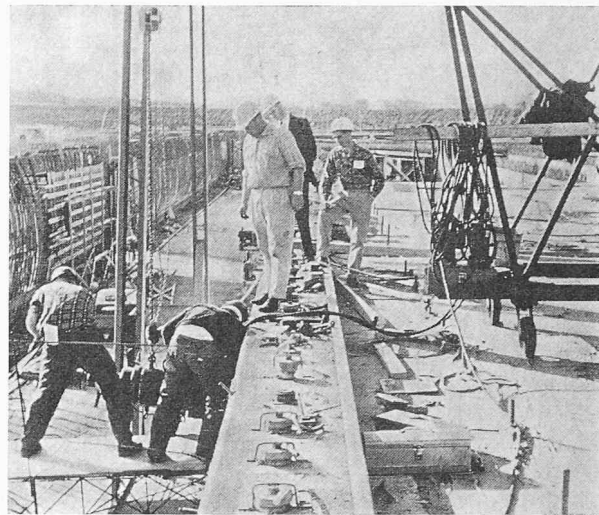


Bild 27. Vorspannung der Kabel in der Tunneldecke mittelst fahrbarem Transportgerüst für die Spannpressen. Im Vordergrund gespannte, bewegliche Ankerköpfe des L-Kabels von Tunnelwand und Tunnelboden

Würfelfestigkeit von rd. 200 kg/cm^2 erreicht hat, wird ein Teil der Vorspannung aufgebracht.

Die Längsvorspannung erfolgt durch 84 Kabel von ebenfalls 200 t Vorspannkraft, und zwar nachdem die Betonfestigkeit in den Fugen (vgl. Bild 17) rd. 80 kg/cm^2 erreicht hat. Die Längsvorspannung macht rd. 15 kg/cm^2 aus. Darnach werden die Querkabel vorgespannt. Da im Trockendock die Last von 23 bis 30 t/m^2 noch nicht auf den Tunnel wirkt, simulierte man deren Wirkung durch in Feldmitte angeordnete Kabel, welche als Einzellast Tunneldecke und Boden gegeneinander ziehen (Bild 20) und gleichzeitig mit den Querkabeln gespannt werden. Beim Absenken unter Wasser werden diese provisorischen Kabel schrittweise entspannt.

Infolge des gedrängten Bauprogrammes standen für die Betonierung der ortsfesten und der vorfabrizierten Tunnelabschnitte nur wenig mehr als 6 Monate zur Verfügung, was bedeutete, dass täglich bis zu 100 Kabel fabriziert und monatlich bis zu 1000 t Spannstahl auf der Baustelle verlegt werden mussten. Die alle ähnlichen Anlagen an Leistungsfähigkeit weit übertreffende Kabelfabrikation besteht aus einer vollautomatischen und einer halbautomatischen Ablänge- und Schneideanlage, die direkt neben der Baustelle errichtet wurde. Je 6 der die Hauptmasse ausmachenden L-förmigen Querkabel wurden auf eine gemeinsame Haspel aufgerollt und von der Fabrikationsstelle auf Lastwagen zum Einbau antransportiert (Bild 21). Die Haspel wird dann von einem mit einem Transportrahmen versehenen Portalkran über das eine Ende der Bodenplatte so gehalten, dass die mit den Ankern versehenen Enden durch die bereits montierten Ankerplatten eingezogen werden können (Bilder 22 und 23). Je ein Arbeiter befestigt ein

solches Kabelende, und es können nach wenigen Minuten die 6 Kabel abgerollt und auf die bereits verlegte schlaffe Armierung bzw. die vorbereiteten Abstandhalter aufgelegt werden (Bild 24). Dann kann das Hochziehen der Kabelschenkel und das Befestigen des zweiten beweglichen Ankers an einem Stahlgerüst vor sich gehen (Bild 25). Dabei musste Sorge getragen werden, dass der ziemlich enge Krümmungsradius von knapp 1 m eingehalten wird. Das Verlegen der 6 Kabel dauert rd. 20 Minuten, und durch den Einsatz entsprechender Fahrzeuge wurde ein ständiger Nachschub sichergestellt (Bild 26). Bild 27 zeigt, wie nach beendetem Betonieren vorgespannt wurde.

Das harte kanadische Klima macht es notwendig, die Tunnellemente mit einem von Plastikfolien bespanntem Käfig zu umschliessen, damit auch im Winter gearbeitet werden konnte (Bild 28).

Im Frühjahr 1965 wurde das Trockendock unter Wasser gesetzt und dessen Dämme abgebaggert. Zur Zeit werden die mit provisorischen Stirnwänden versehenen Elemente aufgeschwommen und in der Tunnelaxe auf ein vorbereitetes Bett abgesenkt. Jedes Element von 110 m Länge hat auf der Unterseite an den Ecken vier Füsse aus Stahlplatten. Diese können aus dem Inneren der Röhre verstellt werden, so dass sich die Höhenlage genau regulieren lässt. Da das Eigengewicht der Tunnelröhre und der Auftrieb sich ungefähr die Waage halten, bedarf es zum Aufschwimmen und Absenken der 32000 t schweren Elemente nur geringen zusätzlichen Ballastes. Das mit Luft gefüllte Tunnelinnere bleibt mit der Oberfläche durch aufgesetzte Rohre und Schleusen verbunden und ist immer zugänglich. Das abgesenkte Tunnellement wird durch eine ebenfalls vom Tunnelinneren bedienbare Kupplung, ähnlich wie sie bei Eisenbahnwagen gebräuchlich ist,

Bild 28. Baustelle im Winter 1964/65. Tunnellemente durch mit Plastikhüllen bespannte Käfige gegen Kälte und Schnee abgeschirmt (vergleiche Bild 16)

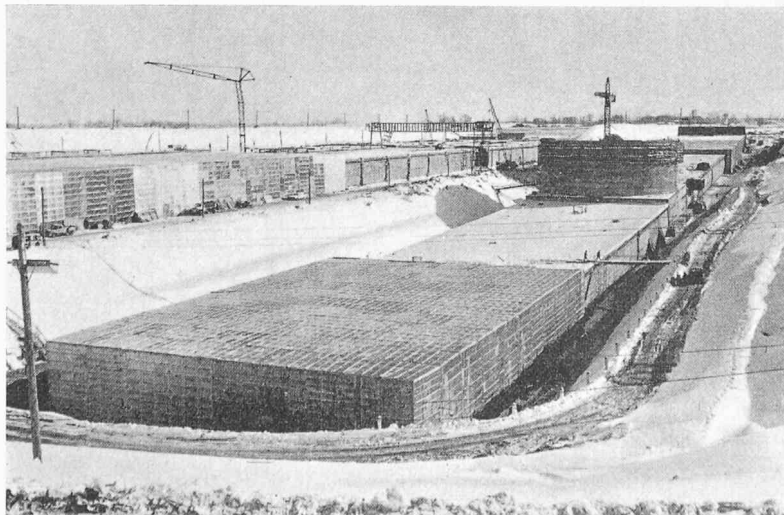
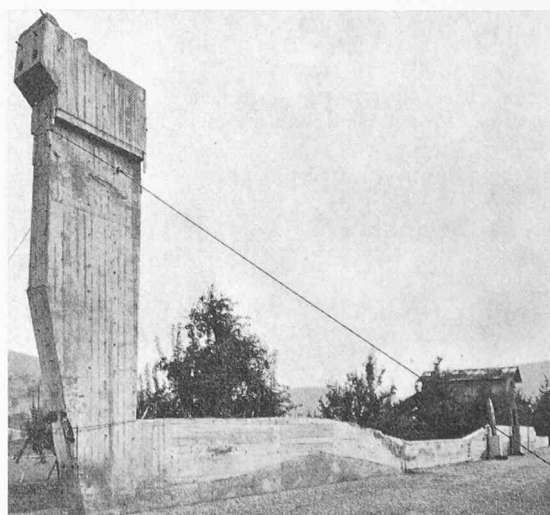


Bild 29. Modellversuch 1:1 eines Tunnelabschnittes auf dem Werkareal der Stahlton AG in Frick, April 1965



an das bereits vorhandene Element angekuppelt. Dabei wird eine Gummidichtung an die Stirnwände gepresst, und man lässt nun das Wasser im Zwischenraum zwischen den provisorischen Stirnflächen in das Innere der Tunnelröhre ausströmen. Der Druck fällt dadurch auf den normalen atmosphärischen Druck ab, während von aussen der hydrostatische Druck weiterhin auf die äussere Stirnwand wirkt. Bei 20 m Wassertiefe entsteht dadurch ein horizontaler Schub von rd. 7000 t, welcher die Elemente zusammenpresst. Im weiteren wird eine Stahlblechdichtung von innen verschweisst, und der Fugenspalt wird ausbetoniert.

Das Trockendock wurde als getrenntes Los ausgeschrieben und von der Firma Macnamara ausgeführt, während der Tunnel selbst durch die Firmen-Gemeinschaft Atlas, Wiston und Jeannin erstellt wird. Der Vertrag für die Vorspannkabel wurde an BBR-Canada Ltd. vergeben, welche für das Verlegen, Vorspannen und Injizieren die Dienste der Firma G. and H. Steel Service of Canada Ltd. hinzuzog. Chefingenieur der Firma BBR-Canada ist *Urs Kellner*, ehemaliger Mitarbeiter im Ingenieurbüro Roß.

Die Grösse der zu bewältigenden Aufgaben, die extrem kurzen Termine sowie einige mit Besonderheiten des Projekts zusammenhängende Probleme führten während der Vorbereitung der Submission und während der Durchführung der Vorspannarbeiten zu einer engen Zusammenarbeit von BBR-Canada Ltd. mit dem Lizenzgeber (Bureau BBR, Zürich), mit der Stahlton AG, Zürich, mit der Proceq S.A. und dem Ingenieurbüro Roß, Zürich.

Auf dem Werkareal der Stahlton AG in Frick wurde der wichtigste Teil, d. h. ein Abschnitt von Seitenwand und Tunnelboden, im Masstab 1:1 gebaut (Bild 29). Es konnten nicht nur alle Einzelheiten des Projektes betreffend Ausführung der Vorspannung überprüft,

sondern auch noch nützliche Hinweise gewonnen werden, die Reibungsverluste konnten gemessen, die vorgesehene Injektionstechnik überprüft werden usw. Diese minutiösen Vorbereitungen haben sich durch eine reibungslose und termingemässe Ausführung aller Vorspannarbeiten auf der Baustelle bezahlt gemacht, und es darf gesagt werden, dass die schweizerische Bautechnik bei der Verwirklichung eines bedeutenden, in mancher Beziehung neuartigen Bauwerkes einen wichtigen Beitrag leisten durfte.

Der Bau des Trockendocks wurde im Spätsommer 1963 begonnen und war im Frühjahr 1964 beendet. Der Ortsbeton und die Tunnel-elemente wurden vom Frühjahr bis zum Winter 1964 betoniert, Vorspannung und Injektion waren Ende Februar 1965 praktisch beendet, und im Sommer 1965 erfolgt das Einschwimmen und Absenken. Ende 1965 soll die Tunnelröhre soweit fertiggestellt sein, dass der Innenausbau beginnen kann. Im Herbst 1966, nach einer Bauzeit von rund 3 Jahren, soll der Tunnel dem Verkehr übergeben werden.

Es wurden eingebaut: 20000 m³ Beton, 6000 t Spannstahl in Form von gezogenen Stahldrähten $\varnothing$ 7 mm, 6000 t schlaffer Stahl, 2000 t Profilstahl und Bleche.

Literatur

Le plus grand tunnel sous-marin au Canada, par *Gilles Vessonneau*, «Génie-Construction», Juillet 1964.

Prestressed Concrete in sub-aqueous Tunnel Construction, by *Hall, Couture and Earle*. Vortrag in Montreal 1965.

Usine de Production de cables de Précontrainte au Pont-Tunnel de Boucherville, par *Gilles Prénévost*, «Génie-Construction», Octobre 1964.

Adresse des Verfassers: *Mirko Robin Roß*, dipl. Bau-Ing. ETH, 8032 Zürich, Asylstrasse 58.

Gesamtplan des Limmattaales

DK 711.3

In den Mitteilungen der Zürcher Planungsgruppe Limmattal (Sekretariat: 8352 Schlieren, Bahnhofstrasse 2) Nr. 4/1964, wird der Gesamtplan für die Entwicklung des Zürcher Limmattaales eingehend dargelegt.

«Die Regionalplanung Zürich und Umgebung bearbeitet in kantonalem Auftrag den Siedlungsplan im Rahmen der Gesamtpläne (nach § 8b des Baugesetzes). Vorarbeiten der Zürcher Planungsgruppe Limmattal haben die Arbeit erleichtert und beschleunigt. Der generelle Gesamtplan hält das Ausmass und die Lage des für die zukünftige Besiedlung des Tales nötigen Baulandes und die ergänzenden Freihaltegebiete fest. Er bildet die Grundlage für die verfeinerte Planung des Siedlungsgebietes nach Überbauungsarten im Gesamtplan und vor allem auch in den kommunalen Zonenplänen. Gleichzeitig dient er der zahlenmässigen Erfassung des zu erwartenden Verkehrs und damit der Lösung von Verkehrsfragen. Im weiteren bildet der Gesamtplan die Unterlage für die technische Siedlungserschließung und den langfristigen Bedarf an Bauland für öffentliche Zwecke. Für eine lange Zeit wird er die bauliche Entwicklung richtungsweisend beeinflussen» (Regierungsrat Dr. R. Zumbühl an die Gemeinderäte der Zürcher Planungsgruppe Limmattal, Februar 1964).

In einem *ersten Abschnitt* behandelt *F. Wagner*, Kantonales Amt für Regionalplanung, Zürich, den Gesamtplan nach folgenden *Gesichtspunkten*: Rechtliche Grundlage und Wirkung, Inhalt, Planungsziel, Gebietseinteilung und Planungsträger, Durchführung der Arbeiten.

Dem Gesetzestext ist zu entnehmen, dass der Gesamtplan als *Richtlinie für die Ortsplanung* dient. Es kommt ihm somit keine direkte Rechtswirksamkeit für das private Eigentum zu. Für die kommunalen Pläne hat er jedoch verwaltungsanweisenden Charakter. Er wirkt sich ferner aus für die Bestimmung und Lage von überkommunalen öffentlichen Bauten und Anlagen.

Die umfangreiche Aussage des Gesamtplanes zwingt zur Darstellung in einer Serie von Teilplänen und Berichten, welche sich in die beiden Hauptgruppen *Nutzungspläne* (Landschaftsplan, Siedlungsplan) und die Pläne für technische *Folgeeinrichtungen* (Transportplan, Versorgungsplan, Öffentliche Bauten und Anlagen) gliedern.

Als Planungsziel wird der Zustand angegeben, welcher dann-zumal für den Kanton Zürich erreicht sein wird, wenn sich die Bevölkerung unseres Landes von heute 5 Mio Einwohnern auf 10 Mio verdoppelt hat. Es wird angenommen, dass in jenem Zeitpunkt (d. h. in etwa 50 bis 70 Jahren) der zürcherische Anteil an der Gesamtbevölkerung der Schweiz 21 % betragen, d. h. etwa 2 Mio Einwohner

erreicht haben wird. Im Rahmen des Gesamtplanes ist für den Kt. Zürich ein *Leitbild* zu entwickeln, nach welchem die 10 Regionen gestaltet werden können und das im besonderen der städtischen Region Zürichs ein angemessenes Wachstum ermöglicht unter Vermeidung weiterer Eingemeindungen.

Einer kantonalen Gesamtdisposition ist der Umstand förderlich, dass heute im ganzen Kanton das *Bedürfnis nach einer zusammenhängenden Planung* besteht, die es auch zulässt, die einzelnen regionalen Berührungszonen zweckmässig aufeinander abzustimmen.

Während die Erstellung der Gesamtpläne dem Regierungsrat zusteht, soll deren Verwirklichung vor allem von der Gemeinde durchgesetzt werden. Zur Überbrückung des scheinbaren Gegensatzes zwischen oberbehördlicher Anweisung und Gemeindeautonomie werden die z. T. schon bestehenden *Planungsgruppen* und *Planungsverbände* von Gemeinden beibehalten. Sie bilden, meist in loser Form, den Verein nach privatem Recht oder aber den *Zweckverband* nach § 7 des Gemeindegesetzes bzw. § 8a des Baugesetzes. Im Auftrag des Regierungsrates werden die Planungsgruppen (von denen bisher diejenigen für das Knonaueamt, Winterthur und das Furttal gegründet worden sind) zu den eigentlichen Planungsträgern. Die Erstellung der Gesamtpläne wird somit von unten nach oben aufgebaut: Die aus den Gemeinden gebildeten Planungsgruppen bearbeiten die Gesamtpläne zuhanden des Regierungsrates.

Auf Antrag des Regierungsrates hat der Kantonsrat am 7. Januar 1963 einen Kredit von 935000 Fr. bewilligt. Innerhalb der kantonal-zürcherischen Verwaltung ist die Baudirektion, insbesondere das *Amt für Regionalplanung*, für die Arbeiten am Gesamtplan verantwortlich. Nebst der fachlichen Leitung wirkt das Amt für Regionalplanung vor allem als Koordinationsstelle. Es stimmt die Gesamtpläne aufeinander ab und sorgt – zusammen mit dem verwaltungs-internen Planungsausschuss als zusätzlichem Koordinationsorgan – für die Mitarbeit und Stellungnahme der kantonalen Amtsstellen.

Die an die Planungsgruppen delegierten Arbeiten werden vertraglich geregelt, wobei von den Gemeinden für das erhöhte Mitspracherecht eine Kostenbeteiligung von 20 bis 35 % erwartet wird. Die Planungsgruppe als solche beauftragt ihr technisches Büro oder ihre privaten Fachleute mit den technischen Arbeiten am Gesamtplan. In den meisten Fällen setzen sich die Sachbearbeiter aus einem Team von je einem Ingenieur und einem Architekten zusammen. Die Arbeiten erfolgen *stufenweise*, indem von einer Erhebung der in einer Gemeinde bereits bestehenden und projektierten Planungsinstrumenten, einem Kataster des öffentlichen Grundbesitzes, dem Inventar der