

Unterirdische Gross-Garage "Rive Centre" in Genf

Autor(en): **Jenny, Fritz / Kündig, Arth. / Vajda, Paul**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **79 (1961)**

Heft 28

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-65565>

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.

Unterirdische Gross-Garage «Rive Centre» in Genf

DK 624.156.8

Verfasser: Fritz Jenny, Architekt S. I. A., Genf, Arth. Kündig, Ing. S. I. A. in Firma Kündig & Frey, Ingenieurbüro, Zürich, unter Mitwirkung von Paul Vajda, Ing. S. I. A., Zürich

A. Allgemeine Beschreibung

Der Standort liegt mitten in der Stadt Genf und ist dreiseitig von Strassen begrenzt (Bild 1): Boulevard Helvétique, Rue du Rhône und Rue Pierre Fatio. Das Baugrundstück ist konsequent zweimal ausgenützt: einmal über Boden für Bürohäuser, U-förmig angeordnet längs den Strassen, achtgeschossig, 24 m hoch; und einmal unter der Erde als Parkgarage, siebengeschossig, rd. 24 m tief, (Bild 2).

Bei der Uebernahme des Grundstücks vom Kanton Genf im Baurecht wurde die Bedingung gestellt, Einstellräume für 500 Wagen zu schaffen. Das teure Bauland mitten in der Stadt zwang dazu, das Garagenprojekt in die Tiefe zu entwickeln; lediglich für ein Parkhochhaus war das Baugelände zu wertvoll.

Das Prinzip der von Architekt F. Jenny, Genf, entworfenen und baulich disponierten Gross-Garage ist eine Strasse von annähernd 1000 m Länge und 22,0 m Breite, an welcher man beidseitig kammförmig parkiert, wobei eine innere Verkehrsbreite von 9,50 m frei bleibt. Diese Strasse ist spiralförmig in einen Zylinder-Caisson von 57,0 m Durchmesser hineingedreht und weist in der Strassenaxe ein Gefälle von 2,47 % auf. Die ringäusseren Boxen haben 6,0 m Tiefe, die inneren 5,70 m (Bild 3).

Im zentralen freibleibenden Auge (13,50 m Durchmesser) befinden sich zwei Schnellaufzüge für je 12 Personen, eine Feuertreppe sowie der Ventilationsschacht. Die Aufzüge sind auf jedem der 7 Geschosse zugänglich. Die Garagedecke liegt 3 m unter dem Strassenniveau, damit die darauf stehenden Häuser ihre normalen Keller bekommen.

Diese Parkgarage ist das denkbar einfachste System mit allen Vor- und Nachteilen, die ein Parkieren auf der Strasse mit sich bringt. Jeder Automobilist fährt seinen Wagen selbst auf seinen Parkplatz und steigt dann mit dem

Lift wieder nach oben. Er holt auch selbst seinen Wagen dort wieder ab, wo er ihn hingestellt hat, nachdem er seine Parkgebühr beim Eingang entrichtet hat.

B. Konstruktion und Berechnung

Es handelt sich bei dieser Parkgarage um eine erstmalige Ausführung, sowohl hinsichtlich Disposition wie der Bauweise im Absenkverfahren. Weitgehende Studien und Vorarbeiten waren notwendig, um die technisch und wirtschaftlich richtige Lösung zu finden. Die Ingenieurfirma Kündig & Frey, Zürich und Genf, unter Mitarbeit von Ing. Paul Vajda, Zürich, stellte die erdmechanischen und Eisenbeton-Berechnungen auf, besorgte die Konstruktionspläne, befasste sich mit der praktischen Durchführung dieses Bauwerkes und führte die Bauleitung, für die Absenkarbeiten gemeinsam mit der AG. für Grundwasserbauten Bern, örtlicher Bauleiter P. Schweizer, dipl. Ing. (in Ingenieurbüro H. B. Fehlmann, Zürich). Die Oberbauleitung für die gesamte Garage liegt in den Händen des Projektverfassers. Arch. FSAI/S. I. A. Fritz Jenny, mit seinem Vertreter auf der Baustelle, P. Weber, dipl. Arch.

Baugrundverhältnisse

Die im Jahre 1958/59 ausgeführten sieben Bohrungen bis rd. 35 m Tiefe und die Laboratoriumsversuche des Laboratoire Géotechnique de l'EPUL in Lausanne mit ungestörten Bodenproben zeigten einen ziemlich gleichmässigen Baugrund. Die einzelnen Bodenschichten sind in Bild 5 eingetragen. Der Boden unter 7 m besteht im wesentlichen aus Lehm und Ton. Der Grundwasserspiegel liegt 3,80 m unter Strassenniveau. Die mittleren boden-physikalischen Eigenschaften des Tons und Lehms sind: Spezifisches Gewicht = 2,1 t/m³, Kohäsion $C = 0,6$ kg/cm², Reibungswinkel $\varphi = 15^\circ$, Durchflusskoeffizient $K = 10^{-7}$ cm/s.

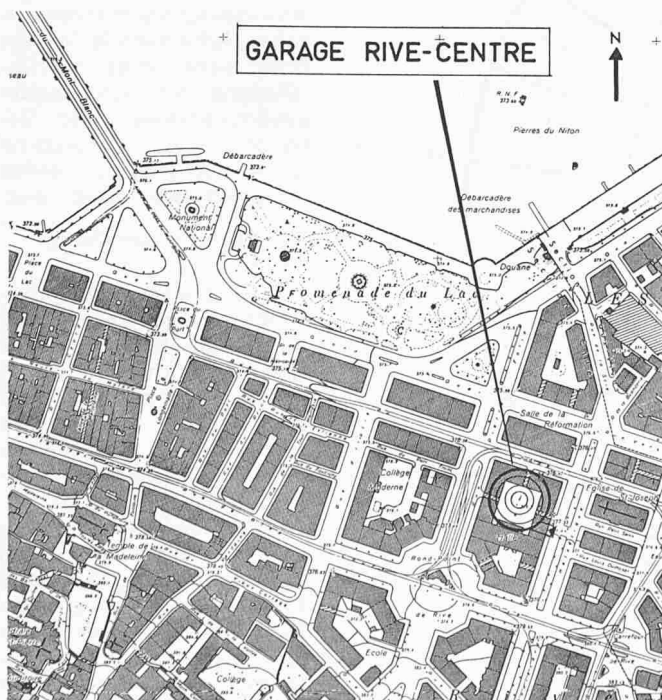


Bild 1. Ausschnitt aus dem Stadtplan von Genf, Masstab 1:7000

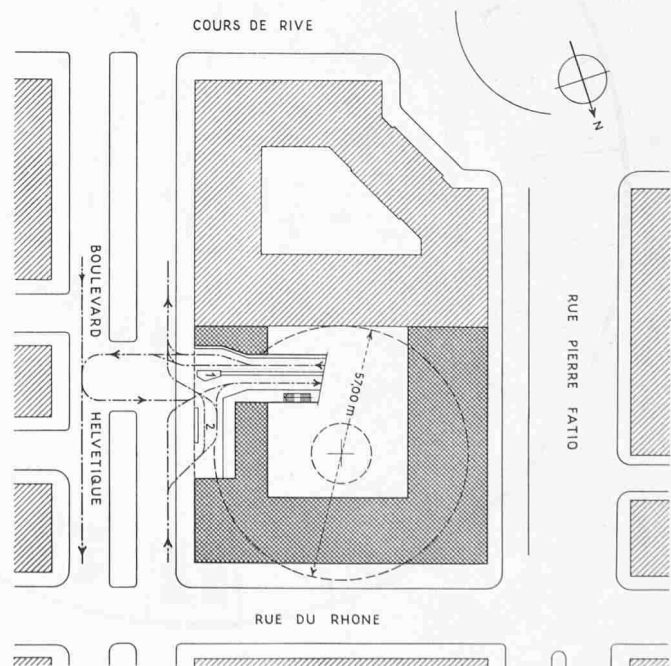


Bild 2. Lageplan der Grossgarage «Rive Centre», Masstab 1:17 000. Legende: 1 Kontrollbureau, 2 Service-Station

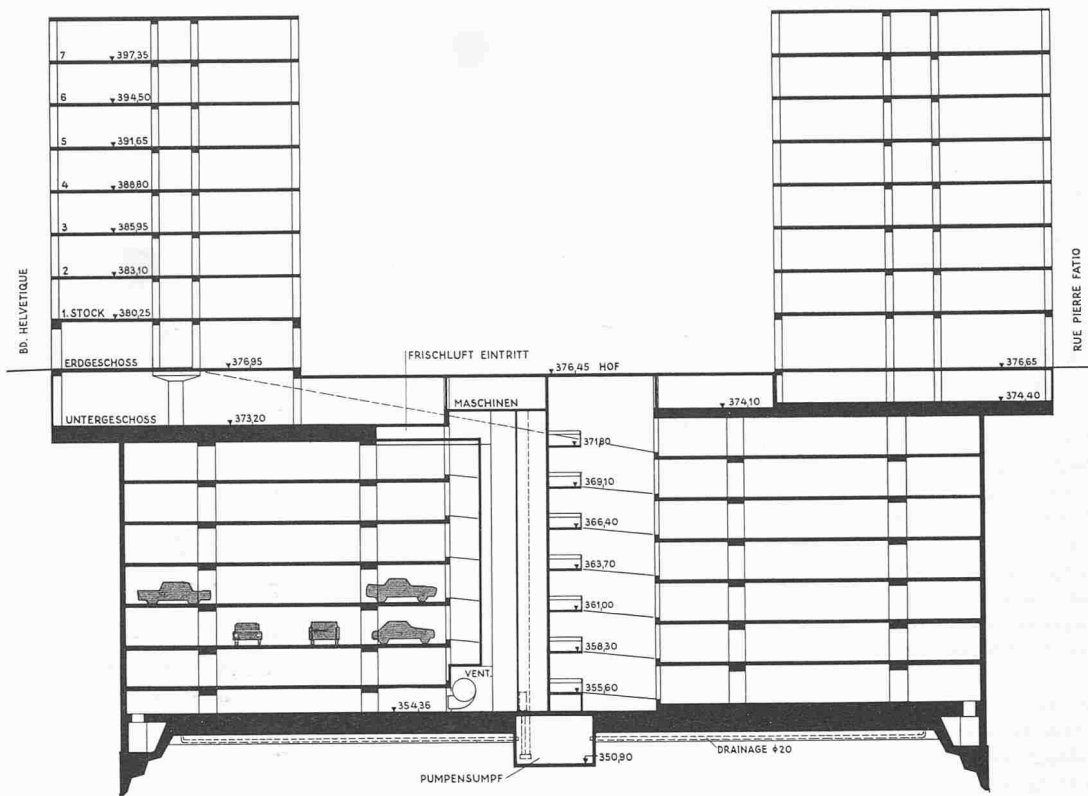


Bild 4. Schnitt durch die Grossgarage «Rive Centre» und die Bürohäuser, Masstab 1:500

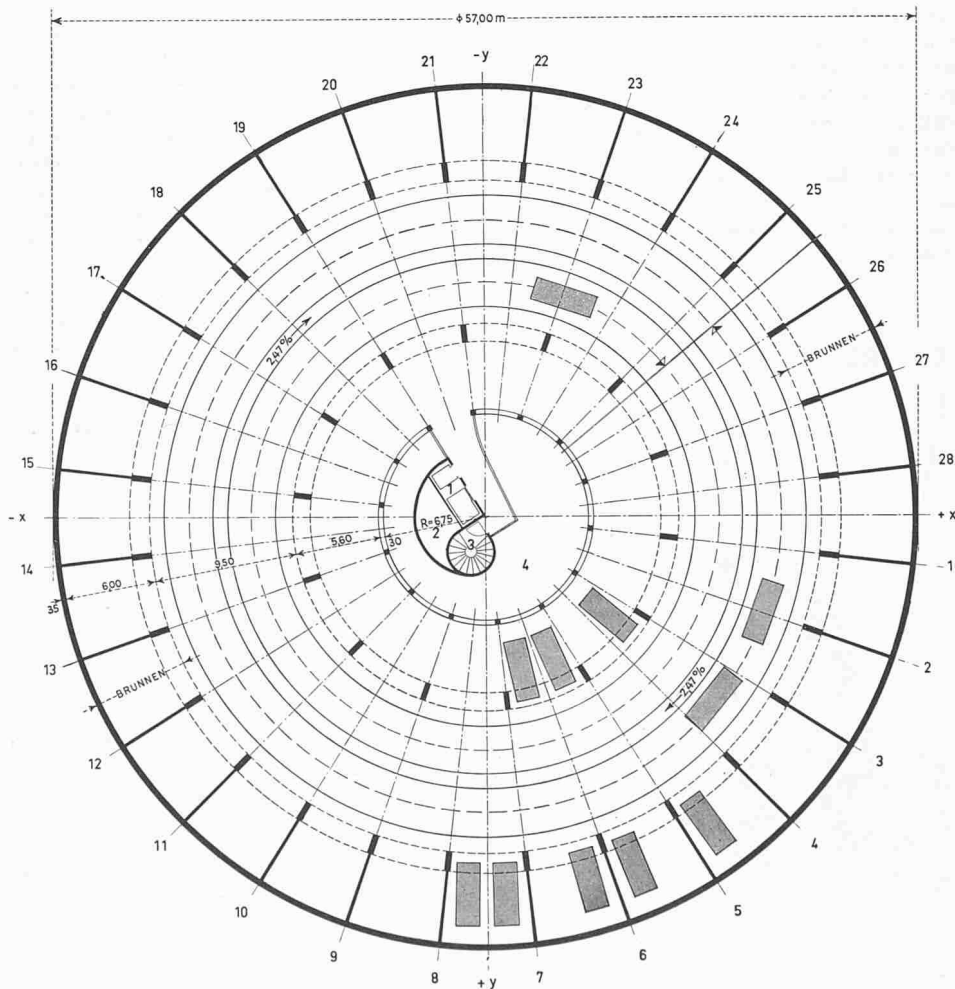


Bild 3. Grundriss Garage, Masstab 1:500. — Zahlen im Zentrum: 1 Aufzüge, 2 Ventilation, 3 Fluchttreppe, 4 Luftraum

Alternativen

Die Aufgabe war, den zylinderförmigen Baukörper mit 57 m Durchmesser und sieben Untergeschossen in eine Tiefe bis -28 m einzubauen. Kündig & Frey haben Ende des Jahres 1958 sechs Alternativen ausgearbeitet und auf Grund der statischen Berechnungen den Kostenvergleich aufgestellt. Das Ergebnis zeigt Tabelle 1. In den Kosten sind inbegriffen der Erdaushub, die Wasserabsenkung, die Baugrubenumschliessung und Spriessung und die äussere Eisenbetonwand der Garage.

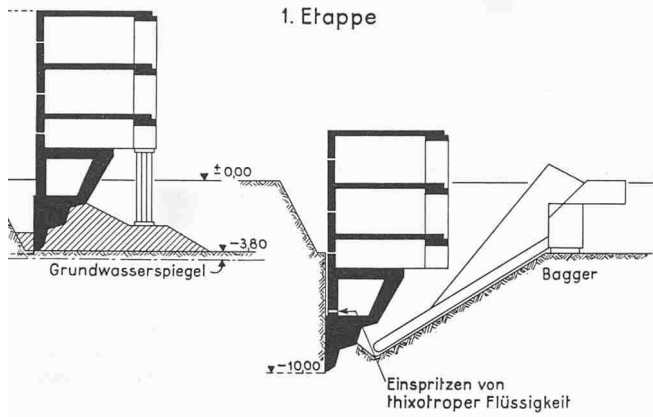
Die 3. Alternative, also Senkbrunnen mit Deckenring-Versteifungen, mit offener treppenförmiger Schneide und mit thyxotropem Flüssigkeitsmantel ist die Grundlage für die Ausführung. Diese Lösung hat gegenüber den anderen Alternativen folgende Vorteile: gegenüber 4) und 5) rd. 60 % billiger, braucht viel weniger Bauplatz und mit wenig Lärm ausführbar; gegenüber 2) billiger und der Erdaushub fast vollständig maschinell ausführbar; gegenüber 1) rd. 30 % billiger und statisch viel günstiger bei Biege- und Drehbeanspruchungen von ungleichmässigem Erddruck und Schneidenreaktion; gegenüber 6) billiger und die Schwierigkeiten des Einbaues der Deckenringe von oben nach unten fallen weg. *Weitere Vorteile:* Durch die Anwendung des thyxotropen Flüssigkeitsmantels ist die Brunnenabsenkung ohne Gefährdung der dicht umliegenden Strassen und Gebäude möglich; jegliche Lärmbelastigungen durch Rammarbeiten fallen weg.

Konstruktion der Garage (Bild 4)

Die Decken sind spiralförmig angeordnete Platten, mit Unterzügen, auf Eigengewicht und 400 kg/m^2 Nutzlast berechnet. Die Säulen und Aussenwände tragen ausser den obigen Belastungen noch wesentliche Teile der Lasten der Hochbauten über der Garage. Der Baukörper ist im Ton auf eine durchgehende Fundamentplatte gestellt. Der Erddruck wird durch die Aussenwand und die Decken aufgenommen. Die Eisenbetonkonstruktion der Garage wird in zwei Bau-

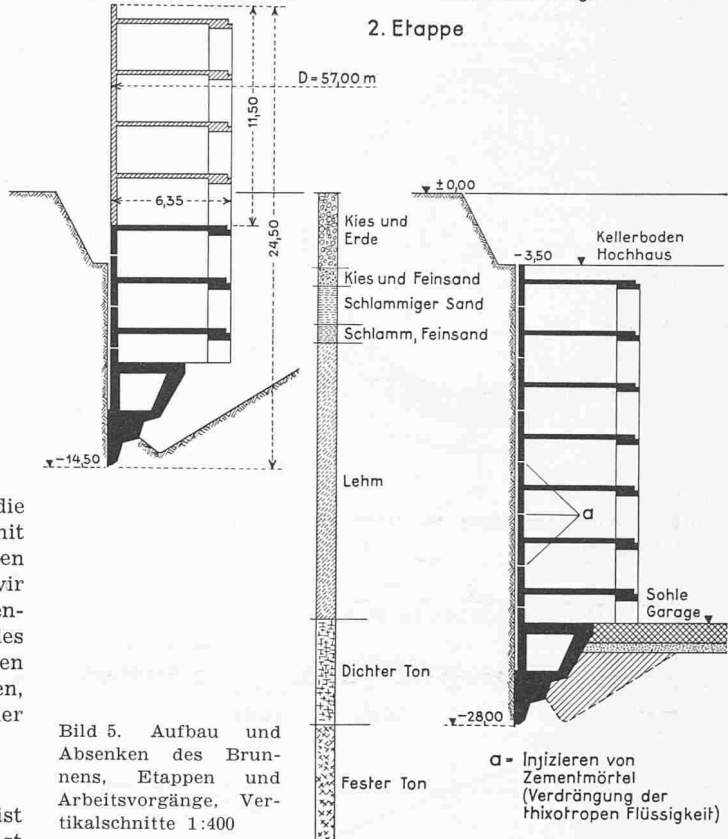
Betonieren unterer Brunnen teil

1. Etappe



Absenken unterer Brunnen teil
Betonieren oberer Brunnen teil

2. Etappe



abschnitten ausgeführt. Im ersten wird die Schneide, die Aussenwand und der äussere, 6 m breite Deckenring mit der dazugehörigen Säulenreihe, Unterzügen und Querwänden aufgebaut. Diesen Teil der Gesamtkonstruktion nennen wir im folgenden Brunnen (Bild 5). Nach Aufbau und Absenkung des Brunnens in zwei Etappen erfolgt der Aufbau des zweiten Bauabschnittes, und zwar der Einbau des mittleren Teiles der Fundamentplatte und der Decken mit Unterzügen, Säulen und inneren Wänden, schliesslich die Herstellung der letzten Decke über dem Einfahrtstrakt.

Konstruktion des Brunnens

Wegen der Anwendung der thixotropen Flüssigkeit ist die Reibung zwischen Brunnen-Aussenwand und Erde fast null. So liegt die ganze Belastung des Brunnengewichtes auf der Schneide. Die Schneidenform ist so ausgebildet, dass in der 1. Etappe rd. 0,90 m, in der 2. Etappe rd. 1,50 m tiefe Einsenkung zu erwarten ist. Die speziellen Probleme für die Absenkung wurden gelöst von der AG für Grundwasserbauten in Bern mit Ing. H. B. Fehlmann, nach dem System Fehlmann-Lorenz. Ein äusserer, rd. 10 cm starker thixotroper Flüssigkeitsmantel, unter Druck gehalten, verhindert die Reibung zwischen dem Caissonmantel und dem Erdreich und gewährleistet das Gleiten ohne Gefährdung der Umgebung. Die 6 m breiten, spiralförmigen Deckenplatten dienen zur Verstärkung der Aussenwand gegen Erddruck. Die Querwände bilden zusammen mit der Aussenwand und den Deckenplatten ein vielfach statisch unbestimmtes räumliches Tragwerk, einen Kreisringträger.

Aufbau und Senkung des Brunnens (Bild 5)

Der Brunnen wurde in zwei Etappen aufgebaut und abgesenkt. In der 1. Etappe wurden die Schneide sowie die unteren drei Stockwerkswände und Deckenringe erstellt, und zwar auf einer Kiesauffüllung, um die Bodenpressungen zu vermindern und allfällige ungleichmässige Setzungen während des Aufbaues zu verhindern. Nach Erhärtung des dritten Deckenringes fing der Absenkungsvorgang an. Die

Bild 5. Aufbau und Absenken des Brunnens, Etappen und Arbeitsvorgänge, Vertikalschnitte 1:400

provisorische Spriessung wurde entfernt, die Kiesauffüllung abgebaut und der maschinelle Erdaushub mit dem Eimerkettenbagger eingeleitet. Der erste Brunnen teil wurde rd. bis -10 m abgesenkt, zum Teil mit Erdaushub unter Wasser, ohne Grundwasserabsenkung im Brunnen. Nachdem die Schneide im wasserundurchlässigen Lehm tief genug eingedrungen war, hat man das Wasser im inneren Teil des Brunnens einmal abgepumpt. Zur Konsolidierung der oberen Baugrundsichten ausserhalb des Brunnens wurde eine Bentonit-Injektion zwischen -4 m und -8 m Tiefe in rd. 2 m Breite ausgeführt.

Nach Beendigung der 1. Senkungs-Etappe wurde der obere Teil des Brunnens aufgebaut und nachher der ganze Brunnen weiter in die endgültige Tiefe bis -28 m abgeteufelt, mit Erdaushub im Trockenem (2. Etappe).

Dann folgte der Einbau des Drainage-Systems und der Fundamentplatte. Der weitere Einbau der inneren Garage-Decken erfolgt im normalen Stockwerkaufbau.

Die statische Berechnung des Brunnens

Bei der statistischen Berechnung des Brunnens mit 57 m Durchmesser waren ausserordentliche Schwierigkeiten zu überwinden. Das erste Problem war die Bestimmung der aktiven Erddruckverteilung auf den Brunnenmantel bis in die Tiefe von 28 m. Im vertikalen Schnitt haben wir eine parabolische Erddrucklinie angenommen, flächengleich mit dem nach der Coulombeschen Theorien gerechneten aktiven Erddruck, mit Annahme eines mittleren Reibungswinkels im Ton von 15°. Der maximale aktive Erddruck ergibt so in 28 m Tiefe rund 24 t/m².

Durch die Anwendung des 10 cm starken thixotropen Flüssigkeitsmantels wäre es, nach diesbezüglichen Erfahrungen bei kleineren Brunnen, begründet, im horizontalen Schnitt ringsherum den selben Erddruck anzunehmen. Wegen der ausserordentlichen Grösse des Brunnens haben wir aber doch eine ungleichmässige Erddruckverteilung im horizontalen Schnitt angenommen (Bild 6), und zwar nach der Gleichung:

$$p_{\alpha} = p_A (1 + \omega \cdot \sin \cdot \alpha)$$

wobei das Verhältnis $\omega = \frac{p_B - p_A}{p_A}$ nach Angaben des Erdbau-

Tabelle 1 Vergleich der untersuchten Alternativen

Alternative	Konstruktion	Kosten	
		Mio Fr.	%
1.	Senkbrunnen ohne Versteifung mit 60 bis 220 cm Wandstärke	2,9	132
2.	Senkbrunnen mit Deckenversteifung und geschlossenem Senkkasten	2,4	109
3.	Senkbrunnen mit Deckenversteifung und offener Schneide (Ausführung)	2,2	100
4.	Spundwand mit prov. Eisenbetonversteifung	3,6	164
5.	Spundwand mit prov. Stahlversteifung	3,5	159
6.	Spundwand mit von oben nach unten eingebauten Deckenversteifungen	2,6	118

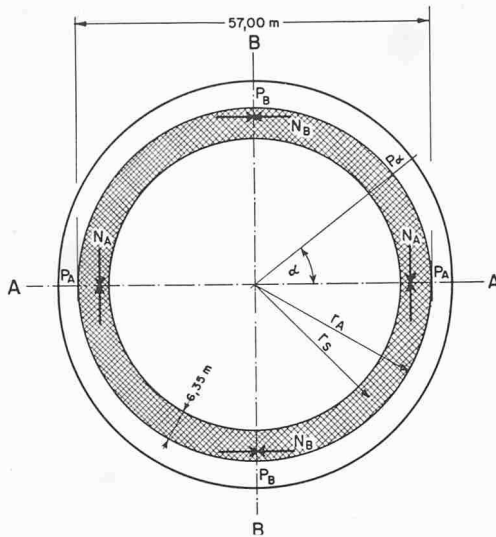


Bild 6. Erddruckverteilung im Horizontalschnitt, Masstab 1:1200

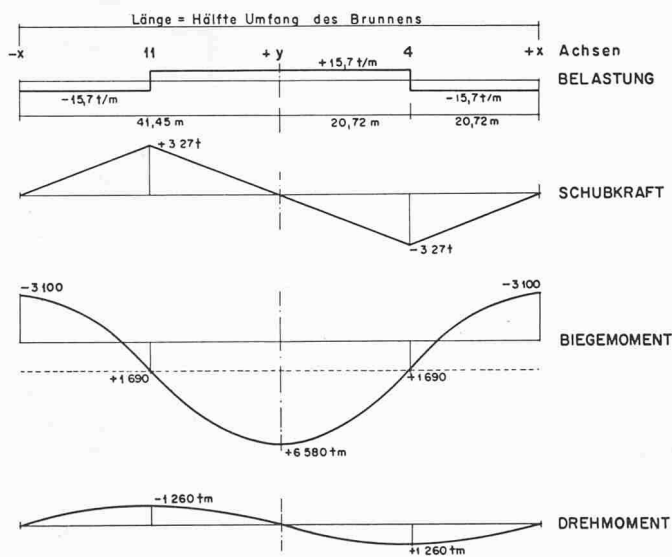


Bild 7. Beanspruchung des Brunnens im Zustand 3

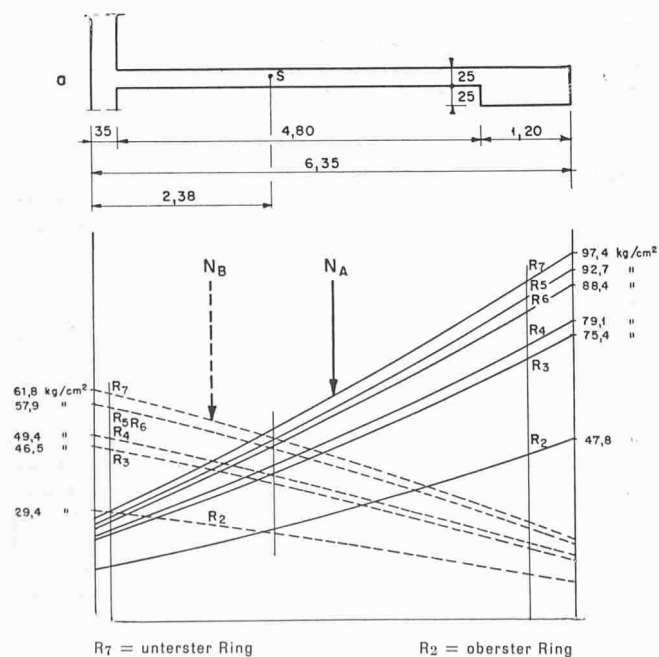


Bild 8. Druckspannungen in den Deckenringen im Zustand 4

laboratoriums vom minimalen und maximalen Reibungswinkel im Ton bestimmt wurde.

Das zweite Problem, betreffend die Belastungsannahmen, war die Verteilung der Schneidenreaktion. Die üblichen Annahmen für Senkbrunnen und Caissons, wobei $\frac{1}{3}$ des Schneideumfangs ohne Reaktion bleibt, waren zu ungünstig. Wir haben eine Methode ausgearbeitet, die es ermöglichte, die zentral-symmetrisch angenommene, ungleichmässige Schneidenreaktion-Verteilung, definiert durch das Verhältnis $q_{min} : q_{max}$, genau zu bestimmen, abhängig von der Eindringtiefe der Schneide bei verschiedenen Kohäsionswerten im Ton. Nach Abklärung der möglichen Belastungszustände war es notwendig, die Brunnenbeanspruchung in den folgenden vier Bauzuständen zu überprüfen.

Zustand 1: Tragkonstruktion unterstützt mit Kiesauffüllung und provisorischer Spriessung, belastet mit Eigengewicht der Eisenbetonkonstruktion + 400 kg/m² Nutzlast auf den Decken. Gleichmässige Bodenpressung unter der Schneidenfläche in der Kiessausfüllung. Im Brunnen als räumliche Tragkonstruktion sind in diesem Zustand nennenswerte Beanspruchungen nicht vorhanden. Bemessung der Decken und Wände nach üblichen Berechnungsmethoden.

Zustand 2: Die Tragkonstruktion ruht nur auf der Schneide, der ganze zylindrische Brunnen, betrachtet als Kreisringträger, ist senkrecht zur Kreisebene belastet mit dem Eigengewicht des Brunnens, ohne Nutzlast auf den Decken. Schneidenreaktion gleichmässig verteilt. Kreisringträger mit einheitlichem Querschnitt, zentralsymmetrisch betrachtet. Lineare Spannungsverteilung bei Biegung im Brunnenquerschnitt. Die Berechnung zeigt, dass das Biegemoment für alle Brunnenquerschnitte das selbe bleibt, und zwar rd. 1760 tm; bei einem Gesamtwiderstandsmoment von 30,4 m³ ergibt dies eine maximale Biegespannung in diesem Zustand von nur $\pm 5,8 \text{ kg/cm}^2$.

Zustand 3: Tragkonstruktion und Belastung wie in Zustand 2. Schneidenreaktion ungleichmässig aber zentralsymmetrisch verteilt. Biegemomente, Schubkräfte und Drehmomente für den Brunnenquerschnitt nach der Theorie des Kreisringträgers gerechnet. Wegen doppelsymmetrischer Verteilung der Belastung sind die Schnittkräfte statisch bestimmt (Bild 7). Die Drehmomente sind auf den Schubmittelpunkt des Brunnenquerschnittes bezogen. Das max. Biegemoment erreicht den Wert 6580 tm und ergibt eine maximale Biegespannung von $\pm 21,6 \text{ kg/cm}^2$. Das maximale Drehmoment ist $\pm 1260 \text{ tm}$, die max. Schubkraft $\pm 327 \text{ t}$. Die max. Schubspannung aus gleichzeitig auftretendem Drehmoment und Schubkraft beträgt in der Schneide 19,2 kg/cm².

Zustand 4: Der Brunnen ist in die tiefste Lage abgesenkt. Die Schneide und die einzelnen Deckenringe sind als geschlossener Kreisringträger betrachtet, mit dem aktiven Erddruck in der Kreisebene belastet. Im vertikalen Schnitt parabolisch verteilter, im horizontalen Schnitt ungleichmässig verteilter aktiver Erddruck, der tiefsten Lage des Brunnens entsprechend. Bei der Normalspannungsberechnung Berücksichtigung der Theorie des gekrümmten Balkens. Die Spannungsdiagramme von ungleichmässigem Erddruck in den einzelnen Deckenringen sind auf Bild 8 dargestellt. Die grössten Betonrandspannungen sind: in der Aussenwand 61,8 kg/cm², im Unterzug 97,4 kg/cm².

Die Deformationsberechnungen in den einzelnen Zuständen zeigen, dass die Durchbiegungen in horizontaler und vertikaler Richtung zwischen 2 und 22 mm liegen, dass also der Brunnen — trotz des grossen Durchmessers und der mächtigen Erddruckbelastungen — eine hohe Steifigkeit besitzt.

C. Bauausführung

Die Eisenbeton- und Erdarbeiten wurden der Arbeitsgemeinschaft *Zschokke-Spinedi-Losinger* (ZSL), Tiefbauunternehmungen in Genf, übertragen. Die Firmen haben die besonders schwierigen Tiefbauarbeiten mit grosser Sorgfalt unter Einhaltung der vorgeschriebenen Termine ausgeführt. Aufbau und Senkung des Brunnens vom Oktober 1959 bis März 1961. Oertlicher Bauleiter: *M. A. Brügger*, dipl. Ing.

Erdaushub. Für die Mechanisierung der Bauarbeiten wurden folgende Baumaschinen eingesetzt: In der 1. Etappe: zwei

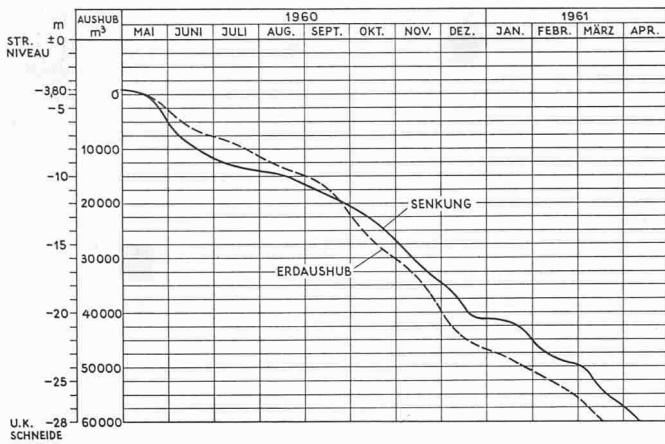


Bild 9. Senkungsdiagramm des Brunnens

Turmdrehkräne für die Betonierung und Kübelhebung, auf einer Kreisschienenbahn beweglicher Eimerkettenbagger für Erdaushub neben der Schneide und ein Löffelbagger für Erdaushub in der Mitte. In der 2. Etappe: vier Turmdrehkräne, ein Gradal statt des Eimerkettenbaggers und zwei Löffelbagger.

Um eine gleichmäßige Absenkung zu gewähren, war eine Mechanisierung notwendig, die den Boden neben der Schneide möglichst gleichmäßig, mit einer Genauigkeit bis zu 10 cm beseitigen kann. Die Erfahrungen mit dem Eimerkettenbagger waren nicht sehr günstig, nachdem diese Maschine, die zwar sehr genau arbeitete, eine ungenügende Leistungsfähigkeit und Betriebssicherheit aufwies. Der Gradal dagegen arbeitete ohne Störungen einwandfrei.

Die Senkung des Brunnens ist von dem geleisteten Erdaushub neben der Schneide abhängig. Bild 9 zeigt die Senkungsdiagramme des Brunnens. Die mittlere Senkung des Brunnens betrug in der 1. Etappe 0,77 m/Woche, in der 2. Etappe 0,62 m/Woche.

Die Schiefstellung hängt von der Gleichmäßigkeit des Bodens und derjenigen des Erdaushubs neben der Schneide ab. Die jeweilige genaue Lage des Brunnens wurde mit Hilfe eines in den Brunnen eingebauten Messsystems bestimmt. Die Korrektur der Schiefstellung ist mit Mehraushub neben dem höher liegenden Schneideteil zu erreichen. Die Schief-

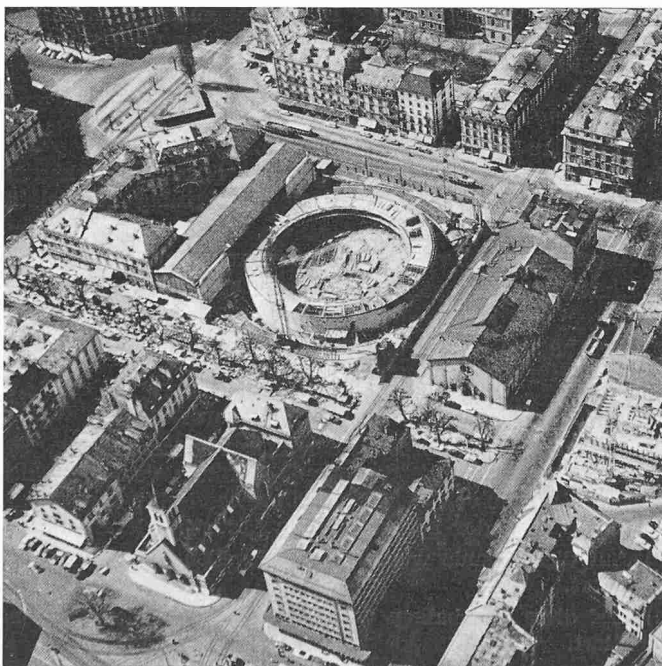


Bild 10. Luftaufnahme der Baustelle der 1. Senkungsetappe

stellungen variieren vertikal gemessen, in der 1. Etappe von rd. 20 bis 40 cm, in der 2. Etappe von rd. 5 bis 15 cm.

Eisenbeton-Arbeiten. Die Schalung für die Aussenwände und Deckenringe bestand aus Holztafeln, typisiert und mehrmals angewendet. Der Brunnen ist aus Spezial-Beton hergestellt, mit 400 kg/cm² Würfelfestigkeit. Die Armierung für die ganze Garage besteht aus Ultra-Box-Stahl, der mit 2400 bis 2800 kg/cm² ausgenützt wurde. Der Brunnen enthält 5000 m³ Eisenbeton und wiegt rund 12 500 t, was einer Schneidenbelastung von 72 t/m entspricht. Die Bilder 10 bis 15 zeigen verschiedene Stadien der Ausführung des Bauwerks.

Zur Verarbeitung gelangen total rd. 13 500 m³ Beton mit einem Armierungsgewicht von rd. 1280 t und rd. 60 000 m³ Aushub, teilweise unterwasser, mit Abtransport. Die Reaktion auf der Fundamentplatte einschl. Gebäude-lasten im Endzustand ist rd. 1,70 kg/cm².

Die Bewegungen in der Umgebung wurden während der Absenkung ständig kontrolliert. Rund 60 Fixpunkte wurden allseitig in den Strassenbelag sowie in die Wände der umliegenden Gebäude eingebaut. Das monatlich durchgeführte Präzisions-Nivellement zeigte, dass die Bewegungen während der Senkung und des Erdaushubs sehr gering waren (in der Grössenordnung von Millimetern).

Betonspannungen. Um die Berechnungsannahmen für Erddruck und Schneidenreaktion-Verteilung sowie die gerechneten Beanspruchungen zu überprüfen, wurden in 14 Brunnenquerschnitten je 10, insgesamt 140 Stahlbolzen-Paare einbetoniert, die während der Absenkung durch Deformationsmessungen den wirklichen Spannungszustand im Brunnen zu bestimmen ermöglichten. Die untenstehende Tabelle zeigt die Messresultate, korrigiert mit den Temperaturänderungen und Schwinden, sowie die gerechneten Werte. Die gute Uebereinstimmung bestätigt die Richtigkeit unserer Annahmen und Berechnungen.

Tabelle 2 Vergleich der mittleren Betondruckspannungen

Schneide UK. in Tiefe	in der Schneide		im obern Deckenring	
	gemessen kg/cm ²	gerechnet kg/cm ²	gemessen kg/cm ²	gerechnet kg/cm ²
— 13,20	47	max. 44	42	max. 59
— 15,00	44		32	
— 18,10	51		42	
— 21,40	52		58	

Zusammenfassung

Die guten Erfahrungen mit der Absenkung des bisher grössten Senkkastens (Grundfläche 2580 m²) bieten weitere Anwendungsmöglichkeiten für ähnliche unterirdische Bauten. Auch wirtschaftlich ist diese Lösung absolut tragbar, die Gesamtkosten ergeben pro Wagen-Einstellplatz rd. 12 000 Fr. Baujahre 1959 bis 1961.

Das ganze Bauwerk wird auf privater Basis durchgeführt unter der organisatorischen Leitung von Direktor E. Gelbert, Genf.

Die Absenkung des Betonschachtes mittels thixotroper Flüssigkeiten

Von H. B. Fehlmann, dipl. Ing. E.T.H./S.I.A., Ingenieurbüro, Zürich¹⁾

Nachdem das Absenkverfahren mittelst thixotroper Flüssigkeiten schon früher eingehend erörtert worden ist (siehe Schweiz. Bauzeitung 1958, Heft 40, S. 595), sollen an dieser Stelle nur kurz die besonderen Vorteile dieser Arbeitsmethoden beschrieben werden.

Die thixotrope Flüssigkeit wird rund um das Bauwerk von unten nach oben eingespritzt und bildet eine feine

¹⁾ Vortrag (erweitert), gehalten bei Anlass der 5. Hauptversammlung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Erdbautechnik in Nyon (VD).