

Dipl.Ing. WILHELM HARTMANN

---

Die Bauarbeiten für die Wasserkraftanlage

Am Río Negro in

Rincón del Bonete (URUGUAY)

---

Vortrag, gehalten am 15. September 1950 im Vortragssaal des Volta-Gebäudes der CADE Compañía Argentina de Electricidad S.A. für das wissenschaftliche Institut „TECNICOR“, zu Buenos Aires

---

Inhalt: Der Vortragende versucht einen allgemeinen und mit Bildern belegten Ueberblick über die grossen, zur Wasserkraftnutzung bestimmten Bauten zu geben, die während der Jahre 1937 bis 1945 im Bereiche der wichtigsten natürlichen Kraftquelle der Nachbarrepublik errichtet worden sind.

Meine Herren,

einer Einladung der „TECNICOR“, für die ich danke, Folge leistend, um von dieser seitens der Kulturkommission der CADE freundlichst zur Verfügung gestellten Rednertribüne einen Vortrag zu halten, habe ich mich dazu entschlossen als Thema die Bauarbeiten des Río Negro-Kraftwerkes in Rincón del Bonete (URUGUAY) zu behandeln; ich habe dieses Thema gewählt um Ihnen die Haupt-Entwicklungslinien eines Grossbaues der Gegenwart nahezubringen, an dem ich selbst aktiv mitwirkte und als Zeuge seiner Gesamtdurchführung teilnahm.

Die Durchführung dieses Baues, von besonderer Bedeutung, stellt in Wirklichkeit den ersten grossen Schritt der Nachbarrepublik Uruguay auf ihrem Wege dar, sich der wirtschaftlichen Versklavung an das ausländische Petroleum zu entledigen, deren Folgen eine Schwächung und ein Hinderniss für die freie Entwicklung seiner Volkswirtschaft infolge dauernden Aderlasses von Devisen dar, die durch harte Arbeit des Volkes geschaffen werden mussten.

Dem patriotischen Weitbilck, der Energie und Zähigkeit einer Handvoll verantwortlicher Männer Uruguay's wird durch diesen Bau ein bleibendes Denkmal gesetzt.

Die ersten Studien über die Schiffbarmachung des Río Negro reichen auf das Jahr 1905 zurück und sind von uruguayischen Ingenieuren durchgeführt worden. Sie wurden im Jahre 1911 von Engländern fortgesetzt, die versuchten ein Wasserkraftprojekt für den genannten Fluss aufzustellen, das jedoch am Staatsmonopol für Energieerzeugung scheiterte.

Im Jahre 1926 wurde dies Projekt von französischen Ingenieuren wiederaufgegriffen, jedoch wegen Fehlens jeglicher seröser Grundlagen aufgegeben.

Erst im Jahre 1929 wurde eine uruguayische Studienkommission zusammengerufen die sechs ausländische Firmen zur Ausschreibung der Projektbearbeitung und Baudurchführung aufrief. Jedoch erhielt sie keine brauchbaren Angebote die einen Fortschritt hätten darstellen können.

Nach diesem „Impasse“ ruft die genannte Kommission im Jahre 1933 einen weltbekannten deutschen Fachmann, Herrn Prof. Ludin um ihm das Studium der Wasserkraftnutzung des Río Negro zu übertragen, Aufgabe, die von diesem hervorragenden Wissenschaftler nach sieben Monaten angestrengter Arbeit bewältigt wird.

Das Ludin'sche Projekt, welches eine erste Staustufe des Río Negro in Rincón del Bonete vorsah, wurde 1934 öffentlich ausgeschrieben; jedoch blieb die Ausschreibung wegen der strengen Bestimmungen des Lastenheftes ohne Anbieter.

Eine zweite Ausschreibung des gleichen Projektes findet das Interesse eines deutschen Konsortiums und der tschechischen Firma Skoda von Pilsen. Das deutsche Konsortium erhält den Auftrag aufgrund eines günstigeren Angebotes, welches durch die Annahme von Zahlungen in Form von Landesprodukten vorsah.

Mit Datum vom 15. April 1937 wird in Montevideo der Vertrag zwischen der Generaldirektion der UTE und der deutschen, aus fünf Firmen bestehenden Gruppe unterschrieben. Zwei dieser Firmen: die Philipp Holzmann A.G., Frankfurt a/Main vertreten durch die Geopé S.A., Buenos Aires und die Siemens-Bauunion, Berlin übernehmen sofort die Bauarbeiten, die von den genannten gemäss Bauprogramm bis Mitte 1942 durchgeführt werden, Zeitpunkt zu welchem sie infolge des Kriegszustandes unterbrochen werden musste. Die elektrischen und hydromechanischen Ausrüstungen wurden daher später von nordamerikanischen Firmen geliefert; die Kaplanläufer von Morgan Smith Co., York, Penna und die Generatoren und elektrischen Installationen von der General Electric Co., Schenectady, N.Y.

Das Kraftwerk Rincón del Bonete ist die erste einer Reihe von vier Staustufen, die innerhalb eines Gesamtgefälles des Río Negro von 130 Metern zwischen Quelle und Mündung vorgesehen sind, um nach ihrer Fertigstellung und Inbetriebnahme 1.800 Millionen kWh jährlich zu liefern

Rincón del Bonete allein gibt bereits 530 Millionen kWh ab, eine Leistung die mit Inbetriebnahme der vorgesehenen Stauerhöhung um drei Meter auf 630 Millionen kWh erhöht werden kann.

Das Stauwerk Rincón del Bonete liegt 22 km stromaufwärts des Ortes Paso de los Toros und 250 km nordwärts von Montevideo (fig.1). Die Wahl der Sperrstelle erfolgte aus geologischen und topografischen Rücksichten. Das geringe Gefälle des Río Negro, welches zwischen dem Zufluss des Río Tacuarembó bis nach Paso de los Toros nur 0,17% beträgt, gestattete die Anlage eines weiten Staubeckens, von etwa 140 km Ausdehnung, von der Sperrstelle aus längs des Flusslaufes gemessen. Der Stausee von 11 km<sup>3</sup> nutzbarem Inhalt, dessen Fläche in der zweiten Stauetappe 1495km<sup>2</sup> beträgt, bedeckt etwa 1% der ganzen Republik Uruguay mit Wasser.

Das Einzugsgebiet des Río Negro, von seiner Quelle im Süden Brasiliens bis zur Sperrstelle Rincón des Bonete, d.h. auf 700 km Flusslauf gerechnet, beträgt 37.725 km<sup>2</sup>, auf die eine mittlere jährliche Regenmenge von 1150 mm niedergeht. Die mittlere Wasserführung des Flusses beträgt 525 m<sup>3</sup>/sek an der Sperrstelle, die auf ein Niedrigwasser von 10 m<sup>3</sup>/sek zurückgehen und im Winter und Frühjahr auf ein Höchstwasser von 5.500 m<sup>3</sup>/sek steigen kann.

Typisch für den Abfluss des Río Negro-Beckens sind die sehr schnell kommenden Hochwasser, welche mehrmals während der Bauzeit zu 7 Metern Steighöhe in nur 9 Stunden festgestellt werden konnten und der Bauleitung schwere Probleme zu lösen aufgaben. Der Grund für diese augenscheinliche Unterschiedlichkeit der Abflussziffern und für jene „Sensibilität“ des Flusses gegenüber den Niederschlägen liegt begründet in der

felsigen Struktur des Staubeckenuntergrundes. Infolge der geringen Wasseraufnahmefähigkeit des Bodens ist der Abflussfaktor sehr hoch und wird fast nur von der Verdunstungsziffer wesentlich beeinflusst.

Geologisch gesehen besteht das Staubecken aus dem kristallinen Grundgebirge, auf dem die Gondwana-Sedimente lagern: in erster Linie die Itararé-Sedimente und schliesslich die jüngere Formation der Sierra Geral-Basalte.

An der Sperrstelle Rincón del Bonete hat der zutage tretende Basalt eine Mächtigkeit von 160 Metern, und gehört in seinen acht fast horizontalen Schichten verschiedenen nacheinander stattgefundenen Eruptionen an. Jede einzelne dieser Schichten ist gekennzeichnet durch die Anwesenheit stark verwitterter Felsschichten über und unter mittleren Bänken gesunden grauen Basaltes, der in diesem Zustand äusserst widerstandsfähig und fast vollkommen dicht ist. Je nach ihrem Verwitterungsgrad zerfallen die oberen Basalt- und Melaphyr-Schichten schliesslich zu bröckligem, lehmartigen Material gelber oder roter Farbe, welches sehr geringe Widerstandsfähigkeit und Dichte hat.

Er hat daher notwendig das besondere Augenmerk auf die korrekte Auswahl der Sperrenart zu richten, die den gegebenen schwierigen Gründungsverhältnissen Rechnung tragen sollte, Es wurden drei Sperrentypen untersucht: der Fels-Schüttdamm, die Schwergewichtsmauer und die aufgelöste Staumauer mit geeigneten Staulementen. Eine Felsschüttung war wirtschaftlich nicht durchführbar, da nahe der Sperrstelle nicht genügend gesunder Stein gefunden werden konnte, obwohl gründungstechnisch diese Bauweise hätte angewandt werden können.

Es wurde dagegen die Bauweise einer Pfeilerstaumauer mit NOETZLI-Halbrundköpfen gewählt, die mit ihrem Maximalbodendruck von  $4 \text{ kg/cm}^2$  weit günstiger war als eine Schwergewichtsmauer, deren Gründung unzulässige Bodendrucke von bis zu  $9 \text{ kg/cm}^2$  ergeben hätte.

Wie ich eingangs erwähnte, soll der Anstau des Río Negro in Rincón del Bonete in zwei Stauzielen erfolgen. Die erste Etappe ist der bereits durchgeführte Stau auf Kote + 80,0, von 32 Metern Höhe über dem Flussbett, welches auf Kote + 48,0 liegt. Das endgültige Stauziel ist Kote 83,0. Dementsprechend wurde die Sperrenkrone auf + 84,30 vorgesehen (fig.2). Bei Ansicht der fertiggestellten Sperrmauer von Unterwasser auf (fig. 3), lässt sich folgende funktionelle Aufteilung erkennen: links im Bild, d.h. an dem rechten Flussufer sieht man den Kraftwerksteil mit seinen 4 Kaplan-Turbinen von insgesamt 180.000 P.S. Vor dem Kraftwerk erkennt man die Turbinenausläufe und die Pfeiler der 165 KV Transformatoren-Station; hinter dem Kraftwerk ragt der entsprechende Sperrenteil hervor, der aus vier Normalpfeilern von je 12,50 m und acht Einlaufpfeilern von je 11,0 m Breite besteht. Rechts anschließend ist der Hochwasserüberlauf von insgesamt 162,50 m Länge erkennbar, der aus 13 Überfallpfeilern von je 12,50 m Breite besteht, an die sich, wieder rechts, weitere fünf NOETZLI-Normalpfeiler gleicher Breite anschließen. Zwei Übergangspfeiler (erleichterte Schwergewichtspfeiler) bilden die Verbindung zum Schwergewichtsmauerteil des linken Flussufers, gegen dessen Bodendrucke wegen seiner geringeren Höhe und besseren Qualität des vorgefundenen Gründungsfelsens nicht einzuwenden war.

Die Gesamtlänge der Sperre rechnet sich nach dem Vorgesagten zu 1.170 Metern; ihre grösste Höhe bis zur Krone beträgt 40 Meter. Die verarbeitete Gesamtmenge an Beton und Eisenbeton ist 320.000 m<sup>3</sup> bei 4.500 t Eisenverbrauch.

Im Vordergrund der Fig.3 sieht man eine Dienstbrücke zwischen beiden Flussufern; im Hintergrund ist ein Teil des Stausees erkennbar.

Zwischen den in Rincón del Bonete erstellten Rundkopf-Sperrenpfeilern sind drei Hauptarten zu unterscheiden:

- 1) die Normalpfeiler von 12,50 m Breite
- 2) die Ueberfallpfeiler gleicher Breite
- und 3) die Einlauf-Zwillingspfeiler von

$2 \times 11,0 = 22$  Metern Breite.

Bild 4 bringt den Schnitt durch einen NOETZLI-Normalpfeiler. Ihr Rundkopf ist unbewehrt, hat 12,50 m Breite und ist mit den Nachbarrundköpfen lediglich durch eine 2 mm starke Kupferblech-Dichtung verbunden. Die Wasserdrücke werden durch den Rundkopf zentrisch auf die 2 m breiten ebenfalls unbewehrten Pfeiler übertragen. Lediglich zwischen Rundköpfen und Pfeiler wurde eine leichte konstruktive Bewehrung vorgesehen.

Das einwandfreie statische Verhalten der Rundköpfe wurde durch fotoelastische Versuche an Trolon-Modellen kontrolliert. Diese Versuche hatten einige kleine Abänderungen des Rundkopfquerschnittes zur Folge: es wurden die einspringenden Ecken am Rundkopfansatz ausgerundet um eine Druckansammlung an diesen Stellen zu vermeiden. Bild 4a zeigt den ursprünglichen, Bild 4b den abgeänderten Zustand.

Die von den Rundköpfen auf die Pfeiler konzentrierten Wasserdrücke, fliessen in diesen mit stets zunehmender Neigung nach unten ab, um von den stark armierten Pfeilergrundplatten möglichst gleichmässig auf den Baugrund übertragen zu werden.

Oberwasserseits sind diese Grundplatten gegen Unterströmung durch eine Herdmauer von 4 bis 6 m Tiefe gesichert, unter welcher ein Dichtungsschleier von Zementinjektionen bis zur fünften Basalt-Schicht eingepresst wurde, um gegen den Wasserdruck auch tieferliegende Oeffnungen und Risse im Baugrund zu schliessen, die, wie wir durch piezometrische Ablesungen feststellen konnten, mit flussaufwärts über zehn Kilometer entfernt gelegenen Stellen des Flussbettes in direkter Verbindung standen.

Der Schnitt von Bild 5 zeigt einen Ueberfallpfeiler mit anschliessendem Tosbecken. Der normale Rundkopf geht auf Kote + 76,0 in eine massive Ueberfallschwelle über, an die unterstromseitig eine 1 Meter starke armierte Ueberfalldecke anschliesst, die als Balken auf zwei Stützen auf den Pfeilern aufliegt. Diese Ueberfalldecke endet in einem 26 m langen Tosbecken mit Rehbock'scher Energieverrichtungs-Schwelle. Sie ist an ihrem

Uebergang zum Tosbecken mit Oeffnungen versehen, die dem Ausgleich der Wasserstände zwischen Unterwasser und Wehrinnerem dienen, das von den Pfeilern, Rundköpfen und Überfalldecke gebildet wird.

Die genaue Form der Uebergangsschwelle und Ueberfalldecke wurde ausgiebigst an Modellversuchen studiert, um möglichst gleichmässige Wasserdrücke auf das Ueberfallwehr zu erzielen und jegliches eventuelle Abheben des Wasserfadens zu vermeiden, welche schwere dynamische Beanspruchungen der Konstruktion zur Folge haben konnte. Ebenso wurde die Energievernichtung durch die Zahnschwelle des Tosbeckens an Modellversuchen kontrolliert.

Die stromliniengeformten Pfeileraufsätze, welche bis zur Kote + 87,50 hinaufreichen, sind mit Schlitzen versehen, in denen eiserne Schützen von 5 Metern Höhe laufen, die zur Stauregulierung dienen.

Das Detail der Dehnungsfugenausbildung zwischen den Rundköpfen zeigt, dass ausser dem vorerwähnten Kupferblech noch eine zusätzliche Asphalt-Dichtung mit zentralem Blechrohr vorgesehen wurde, welche letzteres den Zweck hat, die nachträgliche Erwärmung der Bitumenmasse durch Einführung eines elektrischen Heizstabes zu ermöglichen.

Der interessanteste Bauwerksabschnitt ist zweifelsohne derjenige durch das Einlaufbauwerk und Kraftwerk (Bild 6). Die acht Einlaufpfeiler von je 11 Metern Breite werden, in Zweiergruppen, von vier Druckrohren von je 7 m Durchmesser 42 m Länge, und 21 mm Wandstärke durchdrungen, die das Druckwasser den Druckschnecken, Traversenringen und schliesslich den vier vertikal-achsigen Kaplanrädern von je 160 m<sup>3</sup>/sek Schluckfähigkeit und automatisch verstellbaren Schaufeln zuführen. Diese Schraubenschaufler geben das Wasser an die Saugschläuche ab, die bis 12 m unter das Flussbett hinabreichen, um unter sanften Bogen in den Unterwasserkanal auszumünden. Die Saugschläuche sind in massive Betonblöcke eingebettet, die in allen Richtungen durch



Kontrollgänge durchkreuzt werden, von denen aus die Dichtigkeit und das Verhalten unter Dienstlast des Massenbetons dauernd überwacht werden kann.

Figur 6 zeigt von rechts nach links: die Saugschläuche mit ihren aufgesetzten Tauchwänden die dem Betrieb der Grobrechenreinigungsmaschinen dienen; danach die Schnellschluss-Schützenschächte und schliesslich die Rundkopf-Einlaufpfeiler, die die eigentliche Sperre bilden, mit anschliessendem Druckrohr, Einlaufschnecke, Kaplanrad und Saugschlauch.

Was eben im Schnitt beschrieben wurde, zeigt Figur 7 in der Photographie. Man sieht die vier Einlaufstore von 14 x 14 m, mit ihren darüberliegenden Tauchwänden im Bau; hinter letzteren die Schützenschächte und dahinter die Rundköpfe der Einlaufpfeiler die den Sperrenkörper bilden.

Derselbe Sperrenteil von Unterwasser gesehen (Fig.8) zeigt die Turbinenläufe, und über Ihnen den offenliegenden Krafthaustiefbau mit den Generatortragringen, im Bau. Am rechten Ufer ist mit der Konstruktion des Schalthausteils des Krafthaushochbaues begonnen worden. Hinter dem Krafthaus sind die Einlaufpfeiler sichtbar an die sich rechts die Hochwasserentlastung anschliesst, deren Überfaldecke zu Vorflutzwecken in ihrem unteren Teil ausgespart wurde. Links im Bild sind die Eisenbetonpfeiler erkennbar, die die künftige Transformatorstation von 165 KV tragen werden.

Figur 9 gestattet einen Einblick vom Einlaufufer her, in's Innere eines der Druckrohre von 7 m Durchmesser, im Augenblick seiner Montage. Vorne ist der Uebergang vom quadratischen Querschnitt am Schützenschacht zum Kreisquerschnitt zu erkennen. Durch jedes dieser Druckrohre fliessen im Betriebe  $9\frac{1}{2}$  Millionen Liter Wasser pro Minute.

Bild 10 zeigt das gleiche Druckrohr bei teilweise herabgelassenem Einlaufschützen. Mit diesen Schützen, die auf Rollen laufen, ist es möglich jeden Einlauf

innerhalb 60 Sekunden abzuriegeln. Sie sind mit Segmentverschlüssen von 1,70 x 0,20 m ausgestattet, die die Füllung der Druckrohre vor dem Aufziehen der Schützen ermöglichen.

In Fig. 11 ist ein Druckrohr mit anschliessender Druckschnecke und daraufsitzen dem Generatortragring im Montagezustand zu sehen. Die Blechstärken der Druckschnecke schwanken zwischen 16 und 20 mm. Durch die Schnecken gelangt das Druckwasser zu den Traversenringen, die unter den Generatorringen sitzen, aus Stahlguss hergestellt sind und die Einlaufleitschaufeln der Turbine tragen, wie man in Bild 12 erkennen kann. Die Traversenringe haben enorme Kräfte aufzunehmen, die einschliesslich des Gewichtes der Wassersäule etwa 1000 Tonnen pro Einheit betragen. Ihre genaue Montage ist äusserst wichtig für den späteren einwandfreien Lauf der Turbinen und war daher Gegenstand besonderer Beachtung seitens ihrer Konstruktionsfirma Voith.

In Bild 13 verfolgt man die Montage des Kaplan-Rades, einer Schraube von 4 Metern Durchmesser, im Augenblick in dem sie in den unten liegenden Traversenring eingeführt wird. Jedes Kaplanrad hat, wie schon gesagt, sechs drehbare, automatisch regulierbare Schaufeln, die bei verschiedenen Beckenwasserständen eine gleichbleibende Turbinenleistung garantieren. Der Schraubenkörper, aus Stahl in einem Stück gegossen, enthält alle Uebersetzungsgetriebe und Schmiermechanismen, etc. Die Turbine wurde für eine Höchstgeschwindigkeit von 365 Umdrehungen pro Minute bemessen. Ihre Schaufeln sind ebenfalls aus Stahlguss hergestellt und an allen Stellen, die eventuellen Kavitationseffekten ausgesetzt sind, mit einer 6 mm starken Schicht aus Chromnickelstahl überzogen. Jede Turbine hat eine Leistung von 45.000 PS.

In Bild 14 ist derselbe Kaplanläufer zu sehen, diesmal von unten aufgenommen, im Augenblicke seiner Einführung in den Traversenring.

Bild 15 zeigt einen Augenblick der Montage des Rotors einer der vier vertikalachsigen „General Electric“- Generatoren von 32.000 KVA. Es sind zu seiner Bewegung die zwei Laufkräne des Werkes notwendig, die auf einen Tragbalken

zusammenarbeiten. Bild 16 zeigt schliesslich eine Innenaufnahme des fertiggestellten Krafthauses; man sieht die vier Generatoren bereits in Betrieb. Das Krafthaus, dessen Grundrissmasse 86,10 m auf 20 m betragen, verfügt, wie schon bemerkt, über zwei Laufkräne von je 120 to Tragkraft. Der Achs-Abstand zwischen den Generatoren beträgt 22 m; dieses Mass entspricht dem Achsabstand je zweier Einlaufpfeiler der 11 m beträgt. Der Bedienungsboden der Generatoren befindet sich auf Kote + 60,85, also etwa 19 m unter dem Stauziel.

Um die Beschreibung der hydromechanischen Ausrüstung des Kraftwerkes zu vervollständigen sei Bild 17 beigelegt, welches die von Unterwasser aufgenommenen Stahlsaugschläuche zeigt, die sich unter den Turbinen befinden und 10 m unterhalb des Krafthauses in den Unterwassergraben münden. Die Photographie, welche während der Montage aufgenommen wurde, zeigt deutlich den Sprung zwischen Druckrohr- und Saugschlauchachsen, der etwa der Hälfte der Schneckenbreite entspricht. Die Saugschläuche selbst bilden ein Knie wie man in Fig.6 beobachten konnte, und gehen von einem kreisförmigen Querschnitt von 4,72 m Durchmesser allmählich in einen Rechteckquerschnitt von 18,50 x 6,00 m über. Jeder Saugschlauch kann durch einen Dammbalkenverschluss trockengelegt werden.

Fig.18 bringt ein weiteres Bild des Krafthauses von der Sperrenkrone aus aufgenommen. Die beiden Turmdrehkräne sind die letzten sichtbaren Zeugen des Bauzustandes. Links im Bild ist die Krone der Einlaufpfeiler sichtbar. Die Tragkonstruktion des Krafthauses ist Eisenbeton; sein Dach ist Stahlkonstruktion, mit Aluminiumblechen gedeckt. Die Fenster sind aus Eisenbetonfertigkonstruktion hergestellt.

Der Ueberlauf (Fig.19) ist der Bauteil, der sich als Hauptmittelteil der Sperre an das Kraftwerk anschliesst. Er hat eine Länge von 160 m und ist so bemessen, dass über ihm Hochwasser von bis zu 5.500 m<sup>3</sup>/sek ohne Schwierigkeit abfliessen können. Normalerweise bleibt der Ueberlauf durch 5 m hohe, eiserne Schützen geschlossen, deren Unterkante in geschlossenem Zustande auf der Ueberlaufschwelle (Kote + 76,0) aufsitzt, während die Oberkante den Stauwasserspiegel + 80,0 um 1 Meter überragt. Jeder dieser

Schützen wird unabhängig von den anderen durch einen eigenen 3 PS-Motor angetrieben, der imstande ist, ihn gegen den Wasserdruck in 15 Minuten zu heben oder zu senken. Daher sind diese Schützen besonders stark konstruiert und mit einem Eigengewicht von 20 Tonnen ausgerüstet worden.

Der Sperrenteil auf dem linken Flussufer, der als Schwergewichtsmauer mit massivem unbewehrtem Betondreieckquerschnitt ausgebildet wurde, hat eine Gesamtlänge von 658 m. Bild 20 zeigt ein Schnitt durch besagten Sperrenteil, im Bauzustand. An der Wasserseite der Mauer ist ein längslaufender Kontrollgang kurz oberhalb der Gründungskote vorgesehen worden, der dazu dient die Dichtigkeit der Sperrmauer, ihrer Herdmauer sowie der Injektionsschürze zu kontrollieren. Im Notfalle können von diesem Kontrollgang aus nachträglich Bohrungen und Injektionen unter der Mauer vorgenommen werden.

Bild 21 bringt eine Gesamtaufnahme der Sperre von Oberwasserseite, kurz vor deren Fertigstellung. Man sieht am rechten Flussufer den Kraftwerksteil mit seinen vier Turbineneinläufen; mehr nach der Mitte zu erkennt man den Hochwasserüberlauf, an dessen linken Ende einige Normalpfeiler im Bauzustand zu sehen sind. Am linken Flussufer schliesst sich der als Schwergewichtsmauer ausgebildete Sperranteil an, der sich mit zunehmender Steigung des Geländes in demselben verliert. Im Hintergrunde erkennt man die Dienstbrücke wieder, welche die beiden Flussufer des Río Negro miteinander verbindet.

Die Frage, die wahrscheinlich von meistem Interesse sein wird, ist die Ausführungsweise. Wie wird ein so grosser Bau durchgeführt, im Kampf mit Elementen, die ungebunden, alles was sich ihnen entgegenstellt hinwegräumen, die jedoch, einmal eingefangen, zahm und nützlich sind?

In Bild 22 sieht man 3.000 m<sup>3</sup>/sek wohlerzogen über den Ueberlauf fliessen. Mit welchen Erziehungsmethoden hat hier der schwache Mensch die seiner eigenen, millionenfach Überlegenen Kräfte dieser ungeheuren Wasserwalze gebändigt?

Im Folgenden wird der Verfasser versuchen, die Hauptmerkmale der Baudurchführung und einige Erfahrungswerte, die er während derselben sammeln konnte, zu vermitteln.

Das erste Problem, was beim Baubeginn gelöst werden musste, war die geeignete Unterbringung von 1.500 Arbeitern, Facharbeitern und Angestellten, auf einem trostlosen und entlegenen Baugelände, über 20 km von der nächsten Ortschaft entfernt.

Schnell wurden etwa 60 Schuppen und Häuser aufgestellt, für die Arbeiter, Poliere und Angestellte und ihre Familien.

Bei einer Gesamtbauzeit von fünf Jahren war es notwendig den Familien, innerhalb der durch den provisorischen Charakter der Bauten bedingten Sparsamkeit, die grösstmöglichen Bequemlichkeiten zu bieten. Es wurden Tennis- und Fussballplätze angelegt, Kasinos, Versammlungsräume und ein Lichtspielhaus gebaut. Die Bauten wurden einfach in „Adobe“-Bauweise ausgeführt (luftgetrocknete Lehmziegel mit Strohbeimengung).

So bildete sich eine kleine Stadt am rechten Ufer des Río Negro. In Bild 23 sieht man vorne links das Angestelltendorf mit Gästehaus, rechts die Handwerkerbaracken, dahinter die Schlafsäle der Arbeiter, den Wasserturm mit Trinkwasserreinigungsanlage, etc. Für den Materialtransport war der Bau eines vollspurigen Anschlussgleises an die Hauptbahn Montevideo-Rivers von besonderer Wichtigkeit. Der Schlussteil dieses Anschlussgleises von 12 km Länge ist vorne auf Bild 23 erkennbar. Für die Arbeiter wurden Speisesäle von grossen Fassungsvermögen gebaut, desgleichen Kasinos für die Angestellten usw. Es wurde weiterhin eine Ärztliche Ueberwachungsstation eingerichtet, mit Krankenzimmern, erster Hilfe und sogar einem Operationssaal.

Für die Erzeugung von Licht- und Kraftstrom für den Bau, wurde ein provisorisches Kraftwerk von 2.500 PS Leistung errichtet, in welchen zwei Krupp-Diesel und drei Deutz-Dieselmotoren von je 500 PS pro Einheit aufgestellt waren (siehe Bild 24). Es

standen demnach am Generator 2.000 PS effektive Kraft zur Verfügung, um die 268 Elektromotore der Baustelleneinrichtung von insgesamt 3.600 PS Leistung anzutreiben. Im Falle der Vollaussnutzung des Kraftwerkes hätten diese Zahlen im Gleichgewichtsfaktor 55% ergeben. In Wirklichkeit lag dieser Faktor etwas tiefer, und konnte zu maximal 45% festgestellt werden. Die Kilowattstunde kostete von 1937 bis 1942 im Mittel 2,8 uruguayische Centavos.

Um den Abflussverhältnissen des Río Negro während der Bauzeit gebührend Rechnung zu tragen, ist die Ausführung des Werkes in zwei Bauetappen vorgenommen worden:

Im ersten Bauabschnitt wurde, gemäss Skizze Nr.25, über die Hälfte des Flussbettes durch einen Fangedamm aus zylindrischen Zellen abgeriegelt, über dessen Konstruktion im Folgenden noch ausführlich berichtet werden wird, und der etwa eine Fläche von 25.000 m<sup>2</sup> trocken legte. Innerhalb dieses Fangedammes wurde der erste Sperrenteil gebaut. Das Flusswasser wurde seitlich abgedrängt und grub sich selbst ein neues Bett im Sande des linken Ufers.

Im ersten Bauabschnitt wurden die Einlaufbauwerke mit ihren dahinter liegenden Pfeilern, das Kraftwerk und schliesslich ein Teil des Hochwasserüberfalles gebaut, in dessen unterem Teile die Rundköpfe und Ueberfalldecke weggelassen und nur die Pfeiler selbst hochgeführt wurden. So wurden fünf provisorische Durchflussöffnungen für den Wasserabfluss im zweiten Bauabschnitt geschaffen.

In dieser zweiten Etappe (Bild 26), wurden die Zellen des Fangedammes gegenüber den genannten provisorischen Durchflussöffnungen weggenommen und die Umschließungsdämme einer zweiten Baugrube von etwa 15.000 m<sup>2</sup> Fläche gebaut, in welcher die restlichen Sperrenpfeiler errichtet wurden. Die Anschlüsse der Fangedämme im Gelände wurden als Steinschüttdämme mit Betonseelen als Dichtungsgliedern ausgebildet.

Eine Anzahl Photographien werden die einzelnen Bauvorgänge besser als die vorausgegangenen Skizzen nahebringen. Bild 27 zeigt die erste Baugrube vom linken Ufer aus gesehen. Im Hintergrunde sind die Arbeiter-Wohnbaracken, das Angestelltendorf, Wasserstand, Kraftwerk und allgemeine Baueinrichtungen sichtbar. Bild 28 bringt, von Unterwasser aus aufgenommen, die fünf provisorischen Durchflussöffnungen im Ueberlaufbauwerk, nach ihrer Inbetriebnahme durch Wegräumen der entsprechenden Fangedammteile des ersten Bauabschnittes. Die unterwasserseitige Ueberfaldecke des Wehres ist weggelassen worden, um den provisorischen Durchfluss des Stromes zu ermöglichen. Zur späteren Vervollständigung dieser Bauteile waren Anschlusseisen in den Pfeilern vorgesehen, die jedoch zu nichts nutzten. Die ausserordentlichen Hochwasser, die durch die Oeffnungen abflossen, brachen sie, durch Ermüdung, fast alle ab und nahmen sie mit sich.

Eine dieser provisorischen Oeffnungen von Oberstrom gesehen (Bild 29), lässt die Weglassung der halben Rundköpfe im unteren Teile der Wehrpfeiler, - ebenfalls zum Zwecke der provisorischen Wasserabführung -, erkennen.

Bild 30 bringt eine Photographie des zweiten Bauabschnittes vom rechten Stromufer aus aufgenommen. Vorne sind die vier fertiggestellten Einlaufbauwerke mit ihren entsprechenden Einlaufpfeilern und dahinter das Kraftwerk im Bauzustande zu sehen. Der Río Negro fliesst bereits durch die provisorischen Oeffnungen. Man erkennt den ebenfalls fertiggestellten Fangedamm der zweiten Baugrube. Letztere ist ausgepumpt und die Aushubarbeiten befinden sich in vollem Gange. Der Krafthaushochbau hat noch nicht begonnen; es werden vielmehr gerade Betonierungsarbeiten im tiefliegenden Teile des Krafthauses mittels fahrbarer Betonierbrücke ausgeführt.

Der letzte Bauabschnitt sollte der schwierigste werden: die Schliessung der provisorischen Durchflussöffnungen bei Baubeendigung. Diese Arbeit beginnt bei Niedrigwasser und bedeutet den Beginn des Anstauens. Es ist in Wirklichkeit ein Wettrennen des Ingenieurs mit dem Stauwasserspiegel und demnach die schwierigste Probe, die im Kampfe mit dem flüssigen Elemente zu leisten war. Auf Bild 31 sieht man rechts den Beginn

der Schliessung der provisorischen Oeffnungen in der hinteren Wehrdecke. Eine Oeffnung ist bereits geschlossen, die zweite ist auf dem Wege dazu.

Einige Worte über die Fangedämme sollen hier eingeschaltet werden: das System der „cellular cofferdams“ wurde zuerst in den Vereinigten Staaten von Nordamerika angewandt und ausprobiert. Es besteht aus einer geistreichen Konstruktion zylindrischer Zellen, die als statische Einheiten, aus ebenen Spundbohlen gebildet und mit Kies und Lehmsand gefüllt den Fangedamm bilden. Die Hauptzellen sind durch Nebenzellen miteinander verbunden. Die hohen Ringzüge in der Spundwand, die durch den aktiven Erddruck des Füllgutes auftreten, machen die Verwendung einer Spezialspundbohle von geringem Widerstandsmoment und hoher Querkzugfestigkeit notwendig. Man entschloss sich damals für die Anwendung des Profils SP 6 der Bethlehem Steel Company das in Figur 32 wiedergegeben ist und das eine besonders kräftige Schlosskonstruktion aufwies, um die infolge der kleinen Zugexzentrizität auftretenden Biegemomente aufzunehmen. Die untere Zeichnung des gleichen Bildes zeigt ein normales T-Stück, wie sie für die Anschlüsse der Haupt- und Nebenzellen verwendet wurden.

Die Hauptzellen der Fangedämme wurden mit 12 m Durchmesser und 12,50 m Höhe ausgeführt, einem Verhältnis welches genügende Sicherheit gegen Kippgefahr bietet. Auf Bild 33 wohnen wir dem ersten Angriff gegen den Río Negro bei: die Zelle Nr. 1 des ersten Bauabschnittes am rechten Ufer wird gebaut. Die Spundbohlen werden um ein leichtes Führungsgerüst herum gestellt und einzeln, mit Schnellschlaghammer, gegen den Fels angeschlagen. Dann wird etwa ein Drittel der Zelle gefüllt, um das Führungsgerüst herausnehmen zu können. Dies geschieht mit demselben Gerät welches die Rammarbeit durchgeführt hat. Schliesslich, und nach Beendigung der Zellenfüllung, fährt der Bagger auf die fertiggestellte Zelle vor und beginnt mit dem Bau der nächsten.

Auf Bild 34 verfolgt man den Vortrieb des ober- und unterstromseitigen Fangedammes des ersten Bauabschnittes. Es sieht so aus als ob jeden Augenblick das linke Flussufer erreicht würde; aber nein. Jede neue Zelle schnürt das Flussprofil mehr ein und erhöht die Durchflussgeschwindigkeit des Wassers, welches eine genügende Menge Sand



wegspült, um den freien Ablauf des Flusses in einem normalen Abflussquerschnitt zu gewährleisten. Ehe das deutsche Konsortium es wagte, diese Bauabschnittsunterteilung in der beschriebenen Weise vorzunehmen, beauftragte es die Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau, Berlin, für seine Rechnung Modellversuche in grossem Masstabe zur Bestimmung der Abflussverhältnisse und der topographischen Veränderungen zu bestimmen. Die Ergebnisse stimmten genau mit der später festgestellten Wirklichkeit überein.

Bild 35 vergegenwärtigt den Augenblick der Schliessung der ersten Baugrube, von einem Punkte des unterstromseitigen Fangedammes aus aufgenommen. Das linke auf dem Bild zu erkennende Gerät ist eine Kombination von Bagger und Kran, die sich als äusserst nützlich, sowohl für das Einführen der Spundbohlen, wie auch für das Füllen der Zellen herausstellte. Rechts sieht man einen „Derrick“ der speziell für diesen Bau angefertigt wurde. Er erwies sich jedoch als äusserst schwerfällig und unhandlig, besonders an den Drehpunkten in den Fangedammecken.

Nach Schliessung der Baugrube und Auspumpen derselben, zeigte sich der felsige Boden des Flussbettes so wie er auf Bild 36 zu erkennen ist. Man sieht Fels in verschiedenem Verwitterungsgrad. Die Aushubarbeiten bis zum festen Gründungsfelsen können nunmehr beginnen. Sie werden unter Anwendung von Sprengstoffen soweit durchgeführt, bis keine Gefahr besteht, damit das feste Gefüge der Gründungsfuge zu lockern. Deshalb wurden in allen Fällen die letzten 50 cm des Felsaushubes von Hand mit Presslufthämmern vorgenommen.

Ehe wir jedoch mit den Aushubarbeiten beginnen, noch schnell eine Kontrolle der Standsicherheit der Fangedämme, die die Baugrube schützen. Bild 37 zeigt, dass die Spundbohlen sich den Unebenheiten des Flussbettes perfekt angepasst haben und damit die Gleitsicherheit des Bauwerkes, die „schwache Stelle“ aller Zellenfangedämme, erhöhen. Ohne diese Verzahnung der Spundbohlen im Flussbett würde sich die Gleitsicherheit des Fangedammes, mit Berücksichtigung des Auftriebes, zu etwas weniger als 1,5 für höchsten Aussenwasserstand rechnen lassen.

Der Wasserdurchgang durch die Zellen war ausserordentlich gering und wurde bei Normalausserwasserständen zu etwa 30 l/sek in der Baugrube 1 ermittelt. Trotzdem waren grosse Pumpanlagen für alle Fälle dauernd in Bereitschaft.

Die Arbeit des Felsaushubes, erste Arbeit die man als „produktiv“ bezeichnen konnte, im Gegensatz zu den vorbereitenden Arbeitern, wie Fangedammbau, etc. erfordert schon die Bereitstellung eines erheblichen Geräteparks. Es erscheint daher zweckmässig, hier als Figur Nr.38 eine Uebersichtsskizze der gesamten Bauinstallation einzuschalten, die eine generelle Beschreibung der maschinellen und allgemeinen Einrichtung des Baues enthält, mit deren Hilfe in erster Linie der Bauabschnitt Nr.I ausgeführt werden sollte.

Die Felsaushubarbeiten in besagtem Bauabschnitt wurden mittels sieben Raupen-Löffelbaggern von zwischen 3/4 und 2 cbm Löffelinhalt ausgeführt, die auf Rollkippwagen von 90er Spur und 4,5 cbm Fassungsvermögen luden, die ihrerseits von Dampflokomotiven gezogen wurden. Letztere transportierten die Materialzüge bis an den Fuss eines Schrägaufzuges mit endloser Kette (siehe Fig.38, Bez.L), welcher die Kippwagen aus der Baugrube heraus bis auf die Kote + 80,0 beförderte. Dort wurden die Rollwagen durch andere Lokomotiven wieder zu Zügen zusammengestellt, um auf die Materialkippe für Aussatzmaterial oder zur Brechanlage gefahren zu werden, falls es sich um brauchbares gesundes Material handelte (siehe Bez. F in Fig.38).

Die beschriebene Art der Materialförderung war Gegenstand einer wirtschaftlichen Vergleichsrechnung mit der Möglichkeit des Einsatzes von Lastkraftwagen gewesen, jedoch neigte sich die Wage zugunsten des Lokomotiv-Rollwagentransports auf Schienen.

Die Zerkleinerung des Aushubmaterials, zum Zwecke seiner leichteren Ladung wurde, abgesehen von der Anwendung von Sprengstoffen, durch den Einsatz von 76 Drucklufthämmern von zwischen 15 und 38 kg Gewicht erreicht, die, - nicht alle auf einmal-,

von einer zentralen Kompressorstation mit fünf Kompressoren von je 11 m<sup>3</sup> angesaugter Luftleistung pro Minute, betrieben wurden.

Die Steinoberflächen im Aushub wurden, vor Betonierung des Fundamentbetons, mit Stahlbürsten und Pressluft gereinigt und mit Torkretputz beworfen (siehe Bild39).

Bild 40 zeigt die Aushubarbeiten im ersten Bauabschnitt in vollem Gange. Der tiefe in der Mitte des Bildes sichtbare Graben, ist die ausgehobene Herdmauer unterhalb des wasserbenetzten Fusses der Sperrmauer. Wie schon gesagt, wurden vom Grunde dieser Herdmauer aus Bohrungen und Zementinjektionen bis auf 25 m Tiefe ausgeführt, um die absolute Dichtigkeit der Gründungsfuge zu gewährleisten.

Die groben und feinen Zuschlagstoffe für die Betonbereitung wurden in Vorratslagern und Brüchen nahe der Baustelle gewonnen. Der Flussand des Río Negro wurde für brauchbar befunden und mittels Saugbagger nahe der Sperrstelle gewonnen. Nachdem nur ein geringer Teil des aus dem Aushub stammenden Steinmaterials als Zuschlagstoff zu verwenden war, wurde in der Nähe (Bez. H, Figur 38) ein Steinbruch aufgemacht, der gesundes Material lieferte. Die dort vorgenommenen Bohrarbeiten wurden mit Seilschlagbohrmaschinen (siehe Bild 41), bei einem mittleren Stahlverbrauch von 11 g Stahl auf den gewonnenen Kubikmeter Fels durchgeführt. Als Sprengstoff wurde Gelignit verwendet, welches zu, im Mittel, 126 g pro Kubikmeter verbraucht wurde.

Von dem Steinbruch aus wurde das Material auf 90er Spurgleis zur Brech- und Mahlanlage gefahren, die auf Bild 42 zu sehen ist. Man erkennt rechts hinten den Steinbruch, von dem aus das Material zum ersten hinteren Schuppen, wo es abgeladen wird, auf einen Vor-Backenbrecher von 1,30 x 1,10 m Maulweite der dort untergebracht ist. Von diesem Vorbrecher aus gelangt das Gut auf zwei Nachbrecher, ebenfalls Backenbrecher von 1,00 x 0,60 m Maulweite, die das Material abermals zerkleinern. Nunmehr wird der Stein auf Transportbändern in den Waschturm befördert, wo er durch zwei Waschtrommeln

hindurchgeht und nass auf Schnellschüttelsiebe gelangt, die ihn, wieder mittels Transportbändern, den einzelnen Vorratshaufen nach Korngrößen sortiert zuführen (siehe Bildmitte links).

Die Vorratshaufen haben eine Lagerfläche für 9.000 m<sup>3</sup> Brechmaterial, die untertunnelt ist, sodass die einzelnen Korngrößen: 0-7, 7-15 und 15-60 mm, durch Abzugtrichter und mittels eines schwenkbaren Transportbandes den drei Abmess-Silos zugeführt werden können, die vorne links auf dem Bilde zu sehen sind. Diese verfügen über Messwagen an ihren Auslaftaschen, die von der Mischanlage aus automatisch durch Druck-Knopfsteuerung bestätigt werden und jeweils eine genau nach Volumen abgemessene Zuschlags-Mischung an diese abgeben.

Der grosse vorne rechts sichtbare weisse Schuppen ist der Zementschuppen, an dem das normalspurige Gleis des Vollbahnanschlusses der Baustelle liegt, auf dem der Zement in Säcken oder lose ankommt. Im Schuppen wird er von Hand auf eine Transportschnecke geladen, die ihn direkt einer über der Mischanlage eingebauten automatischen Zementwage zuführt. Diese Wage wird mit der gleichen Druck-Knopfsteuerung bedient wie die Zuschlagstoffsilos, sodass der Zufluss der Mischungsbestandteile gleichzeitig und automatisch erfolgt.

Die Luftreinigung im Zementschuppen wurde durch Ventilatoren erreicht, welche mit Zyklonen gekuppelt waren, die ihrerseits die Rückgewinnung des Zementstaubes ermöglichten. Auf demselben Prinzip beruhte eine Zementsackreinigungsmaschine die ihre Baukosten bei weitem durch den Wert des zurückgewonnenen Materials aufwog.

Mit Bild 43 betrachten wir eine weitere Luftaufnahme der Brech- und Mahlanlage. Von links nach rechts sieht man: den Vorbrecher, die Nachbrecher, den Wachturm mit den darunterbefindlichen Rüttelsieben, die auf Verteilungs-Transportbänder entladen. Weiter erkennt man die Vorratshaufen, das Sammeltransportband (hinten in der Mitte) welches zu den drei Abmess-Silos führt, sowie die Mischungsanlage mit

Zementschnecke und automatischen Zementwage. Rechts vorne fällt ein langes Transportband auf, welches den Zweck hat Fluss-Sand, von seinem Ausladeort am oberwasserseitigen Fangedamm der Baugrube I aus, zum Wachturm hochzubefördern. Der Sand geht von da ab den gleichen Weg durch die Anlage wie das übrige Steinmaterial und wird schliesslich auf die Vorratsstufen nach Korngrössen verteilt. Unter besagtem Sandtransportband hindurch führt der schon früher erwähnte Schrägaufzug der dem Abtransport des Aushubmaterials aus Baugrube I dient.

Auf einer weiteren Photographie (Bild 44) ist nochmals die Brech- und Mahlanlage wiedergegeben. Ganz vorne erkennt man den Austritt des Sammeltransportbandes aus dem unter den Vorratshaufen durchführenden Tunnel, zu den drei Abmess-Silos führend. Die Brech- und Mahlanlage war für eine Stundenleistung von 80 m<sup>3</sup> Steinmaterial bemessen.

Auf Bild 45 sind die obengenannten Abmess-Silos erneut sichtbar. Links davon befindet sich die Mischanlage, ausgestattet mit zwei Mischmaschinen von je 1.500 l Trommelinhalt, und einer maximalen Gesamtstundenleistung von 90 m<sup>3</sup> Beton. Während eine Maschine entleert, lädt und mischt die andere, sodass die Einrichtung praktisch eine ununterbrochene Betonfabrikation gewährleistet.

Das Mischgut wird in Bodenklappkübel entleert die lose auf 60er Spur-Plattformwagen stehen und durch Diesellokomotiven in den Arbeitsbereich der Fünf Turmdrehkräne (System Wolff, Heilbronn) befördert werden. Letztere haben je 25-30 m Aktionsradius (siehe Bild 46) und fassen die Kübel, um sie in die Schalungsräume bei einer Stundenleistung von 10 bis 15 m<sup>3</sup> Beton pro Einheit, zu entleeren.

Es ist auch die Möglichkeit der Betoneinbringung mittels Kabelkränen studiert worden. Jedoch eignete sich das lange und verhältnismässig flache Geländeprofil nicht für eine solche Einrichtung.

Vorn auf Bild 46 sehen wir eine provisorische Dienstbrücke im Bau, für den späteren Beton-Transport durch Dieselmotoren. Auch der mögliche Einsatz von Betonpumpen für den Transport des Mischgutes wurde vorher erwogen, jedoch wurde der Gedanke wegen der zu grossen Transportentfernungen fallen gelassen.

Für die Schalung ist vornehmlich Stahlschalung nach eigens für diesen Bau aufgetragenen Entwürfen verwendet worden. Trotzdem hat die Stahlschalung gegenüber der gewöhnlichen Holzschalung keine nennenswerten wirtschaftlichen Vorteile gebracht. Im Gegenteil machte sie uns aufgrund ihres Nachgebens gegen die erheblichen durch das Rütteln des Betons hervorgerufenen Schalungsdrücke viel zu schaffen.

In Abbildung 47 ist der für die Rundköpfe verwendete Schalungstyp mit hängenden Bedienungsbühnen zu sehen. Bild 48 zeigt hingegen die fahrbare Unterschaltung des schrägen Teiles der Rundköpfe, die auch für die Schalung der Ueberfalldecke angewandt wurde. Die Anbringungsweise der Laufschiene dieser beweglichen Schalung am Beton der Pfeiler, sowie ihre Arretierungsvorrichtungen erwiesen sich als unzweckmässig und mussten in der Bauwerkstatt geändert werden.

Es kam in erster Linie bei der Betonherstellung darauf an, ein widerstandsfähiges und gleichzeitig absolut dichtes Material zu erzielen. Der Zementgehalt wurde zu 300 kg auf den fertigen Kubikmeter gewählt und die Zuschlagsanteile folgendermassen festgelegt: zwei Teile Sand von 0-7 mm, ein Teil Splitt von 7-15 mm und zwei Teile Schotter von 15-60 mm Korngrösse. Der Frischbeton wurde sofort nach seiner Einbringung in die Schalungsräume durch pneumatische Tauchrüttler vibriert. Zu diesem Zwecke verfügte die Baustelle über 20 Ingersoll-Rand-Beton-Vibratoren, Modell 2 V, mit Luftturbinen von 1,7 m<sup>3</sup>/min Luftverbrauch, 6000 Umdrehungen pro Minute und einem Totalgewicht von 15,4 kg pro Einheit.

Es war möglich 5,5 m<sup>3</sup> Beton mit einer Rüttlerstunde zu behandeln. Der Mehrverbrauch an Zuschlagstoffen gegenüber dem ungerüttelten Beton wurde zu 3,5%

festgestellt. Dieser Mehrmassenverbrauch drückte sich in einer erzielten grösseren Dichtigkeit, kleineren Porenvolumen und demgemäss in einer willkommenen Erhöhung des spezifischen Betongewichtes aus.

Obwohl wir überzeugt davon waren, einen erstklassigen Beton herzustellen, hatten wir bei Baubeginn das Pech, in den Sperrenrundköpfen nach dem Abbinden hässliche Längsrisse feststellen zu müssen, die uns aufgrund der Gefahr einer späteren Sprengwirkung infolge des Innenwasserdruckes beunruhigten.

Nach kurzer Untersuchung der möglichen Gründe für diesen Fehlschlag kamen wir zur Ueberzeugung, dass die Risse thermischer Natur waren. Im Innern der Rundköpfe kamen hohe Abbindetemperaturen zustande, die ungefähr am vierten Tage nach der Betonierung ihren Höchstwert von etwa  $50^{\circ}\text{C}$  erreichten, und die hohe innere Wärmespannungen im Beton verursachten. Diese Spannungen wurden noch vergrössert durch den grundlegenden Irrtum, dass sofort nach der Betonierung mit der Nachbehandlung des Betons durch Oberflächenberieselung mit dazu noch leider sehr kaltem Wasser begonnen wurde. Die dabei auftretenden inneren Wärmespannungen überschritten die Zugfestigkeit des Betons.

Sofort nach Feststellung unseres Irrtums gingen wir zur planmässigen Kühlung des inneren Rundkopfbetons durch Einlegen von Kühlschlangen über, und vermochten damit die inneren Abbindetemperaturen wesentlich herunterzudrücken und damit die fürdere Rissebildung zu vermeiden. Figur 49 zeigt in ihrer oberen Kurve den normalen Verlauf der Abbindetemperaturen, während die untere Kurve die durch Kühlung heruntergedrückten Temperaturen ab dem ersten Tage nach der Betonierung angibt. Die schraffierte Fläche zwischen beiden Linien ist in gewisser Weise ein Gradmesser für den erreichten Kühleffekt d.h. die Menge der abgeführten Kalorien. Oben in gleicher Figur ist schematisch der Verlauf der verlorenen Kühlschlangen im Innern der behandelten Rundkopfabchnitte skizziert.

Als Waffen für unseren Kampf gegen die Abbinde­temperaturen wurden zusammenfassend folgende gewählt:

- 1) die Verminderung der Höhe der einzelnen Betonierabschnitte;
- 2) die Verwendung von Spezialzement mit geringen Abbinde­temperaturen;
- 3) die Betonierung hauptsächlich während der Nachtstunden um geringe Basistemperaturen zu erzielen, und
- 4) den oben beschriebenen Kühlvorgang durch Durchpumpen von Cirkulationswasser.

Die oberste Kurve der Graphik Nr.50 zeigt wiederum den Normalablauf der Abbinde­temperatur in einem Rundkopf; die tieferliegenden Kurven geben nacheinander den Effekt von einfacher Wasserkühlung und schliesslich den von Kühlung in Verbindung mit der Verwendung von Spezialzement an.

Die Kühlung wurde in jedem Betonierabschnitt von 1,30 bis 1,80 m Höhe vorgenommen und zwar, wie schon gesagt, durch Durchpumpen von Kühlwasser (Flusswasser im Winter und Rohrbrunnenwasser im Sommer) durch Systeme von verlorenen Kühlschlangen aus Blechrohren von 50 mm Durchmesser, die an eine zentrale Pumpstation angeschlossen waren.

Obwohl sich infolge der angewandten Sicherheitsmassnahmen keine Längsrisse mehr in den Rundköpfen zeigte, wurde trotzdem eine gewisse konstruktive leichte Querarmierung in dieselben eingelegt.



Kehren wir nunmehr einen Augenblick zur Abwicklung des Baues zurück.

Bild 51: Der erste Bauabschnitt ist fast fertiggestellt. Der Strom fließt bereits durch die provisorischen Durchflussöffnungen und der Fangedamm der zweiten Baugrube ist fertig aufgestellt. Wider Erwarten erhält die Baustelle die Nachricht, dass ein starkes Hochwasser bevorsteht. Es ist eine Frage weniger Stunden bis die Hochwasserwelle den Bau erreicht haben wird. Der Kampf ist angesagt. Schnell werden alle Sicherheits-Massnahmen getroffen um die Kronen der Fangedämme zu schützen, falls das Hochwasser sie erreichen sollte.

Bild 52: Augenblick um Augenblick steigt der Fluss in seinem unbarmherzigen und vernichtenden Ablauf. Schon ist die Fangedammkrone fast erreicht und die Gefahr des Ueberstömens unmittelbar bevorstehend. Die Bauleitung sorgt eiligst für die Sicherstellung der hauptsächlichlichen Einrichtungen und Maschinen und rettet was noch zu retten ist.

Bild 53: Dann werden die Ueberlaufleitungen für die künstliche Ueberschwemmung der Baugrube in Betrieb gesetzt, die eigens dafür vorgesehen waren schnell ein Wasserbett schaffen zu können, um den Schlag der herabstürzenden Flutmassen und deren vernichtende Wirkung auf die Gründung und die bereits fertiggestellten Bauteile abzumindern.

Bild 54: Es war die höchste Zeit, denn schon fließt das Hochwasser über die oberstromseitige Fangedammkrone. Ein Arbeiter versucht inmitten der entfesselten Elemente etwas Verlorenes zu retten.

Bild 55: Eine Stunde später ist die genaue Lage der Fangedämme kaum wiederzuerkennen derart sind sie bedeckt von der brausenden Hochwasserflut, die alles vor sich her treibt.

Bild 56: Das abgelaufene Hochwasser hat wirklich schweren Schaden angerichtet. Die Fangedämme sind stark beschädigt und wurden zu einem Drittel ausgeräumt, obwohl die Kronen zur Sicherheit mit einer Steinpacklage versehen worden waren. Sie haben damit ein gross Teil ihrer Kippsicherheit gegen Aussenwasserdruck verloren und müssen repariert werden. Dienstbrücken und Gerüste sind ebenfalls weggerissen worden und müssen erneuert werden.

Bild 57: Schlimmer noch sehen die Anschlussfangedämme des zweiten Bauabschnittes an das linke Ufer aus. Hier hat das Hochwasser die Steinschüttung vollständig abgetragen und die Betonelemente der Dammanschlüsse freigelegt. Man erkennt eines der T-förmigen Betonwiderlager der letzten Uferzelle, welches vom Hochwasser von dieser abgerissen, hochgehoben und zerschmettert worden ist.

Einmal in Bewegung geraten, sind Wasserkräfte unbezähmbar. Deshalb ist die gründliche Sicherung eines Sperrenbaues gegen jede mögliche unterirdische Unterströmung nach dem Anstau von ausserordentlicher Wichtigkeit, da jede auch noch so unbedeutend erscheinende Sickerung sich rasch erweitern und den Bestand des Bauwerks gefährden kann.

Deshalb war eine der Hauptsorgen des deutschen Baukonsortiums die Sicherung der Sperre gegen Unterströmung. Zu diesem Zwecke wurde, wie eingangs erwähnt, ein Bohr- und Injektionsprogramm für den Untergrund der Sperre aufgestellt und abgewickelt. (Trotz dieser Sicherheitsmassnahme ist mit einem maximalen Auftrieb unter der Gründungssohle von 40% des grössten Staudruckes bei Festlegung der Bauwerksabmessungen gerechnet worden.)

Wie in Skizze Nr.58 zu sehen ist, sind zwei Arten von Injektionen durchgeführt worden: die Injektionen unter den Pfeilergrundplatten zum Zwecke der Bodenverfestigung, von 3 bis 8 m Tiefe und die Injektionsschürze von 20 bis 25 m Tiefe unter der wasserseitigen Herdmauer der Sperre. In letzterer sind insgesamt 450 Bohrungen mit 8.950 lfm Totallänge ausgeführt worden. Die Bohrungen wurden in Doppelreihe auf 4 m Abstand ausgeführt und

die Bohrungen beider Reihen in ihrer Lage gegeneinander versetzt. Diese wurden mit Zementmilch von oben nach unten fortschreitend, mit zunehmenden Drücken, in verschiedenen Etappen abgepresst. Wo es notwendig erschien wurden neue Löcher in der bereits injizierten Schürze erbohrt und letztere schliesslich mit chemischen Injektionen nach dem Dr.Joosten'schen Verfahren behandelt.

Die Bohrarbeiten wurden mittels 9 Drehbohrmaschinen Ingersoll-Rand „Coroc“ Md 2 für 2 3/8“ Kernbohrungen bewerkstelligt, die eine Mittelleistung von 11 cm Bohrfortschritt pro Maschinenstunde erzielten. Die Bohrkronen mit künstlichen Diamanten (Bortz) ergaben günstigere Resultate als die Schrotbohrungen.

Nachdem beispielsweise eine Bohrung bis zu einer Tiefe von 7 m aufgebohrt war, wurde in 3 m Tiefe ein „Packer“ gesetzt und die darunterliegenden 4 m ausgepresst. Dieser sogenannte „Packer“ ist ein Verschlussorgan aus zusammendrückbarem Gummi, durch welches das Injektionsrohr hindurchgeht, und das das Bohrloch selbst gegen die Wirkung des Injektionsdruckes abdichtet (siehe Skizze Nr. 59). Nachdem der erste Injektionsschritt von 4 m abgebunden hat, wird das Bohrloch wiederaufgebohrt, um 4 m vertieft und diese zweite Etappe ebenfalls injiziert, und so fort.

Die Injektionsdrücke schwankten zwischen 3 und 10 Atmosphären Ueberdruck. Mit höheren Drücke wurden schlechte Erfahrungen gemacht. Es besteht hier die Gefahr der Aufspaltung starker Felsschichten und der Vernichtung deren natürlicher Struktur, was eine wesentliche Beeinträchtigung der Gründungsverhältnisse der Sperre bedeutet haben würde.

Die Durchlässigkeit des Bodens wurde laufend nach jeder Injektion durch Einpressung von Wasser kontrolliert. In der Graphik Nr. 60 kann man zwei typische Injektionskurven für die Wasseraufnahme des Bodens beobachten.

- a) die obere Kurve, welche die Wasseraufnahme von gesundem grauen Fels bei zunehmenden Drücken zeigt, und

b) das Gleiche für roten verwitterten Fels.

Der gesunde graue Fels wehrt sich mit zunehmenden Drücken gegen die Wasseraufnahme, währenddessen der rote verwitterte Fels anfangs sehr wenig Wasser aufnimmt, aber mit zunehmenden Drücken sein Gefüge öffnet, also mit anderen Worten zerstört wird.

Als Kriterium für den Erfolg der Injektionsarbeiten wurden folgende Höchstaufnahmefähigkeiten für Wassereinpressungen festgelegt:

a) bis zu 1 l/fm Bohrloch und Minute, bei 4 st. Einpressdruck;

b) bis zu 5 l/fm Bohrloch und Minute, bei 10 st. Einpressdruck;

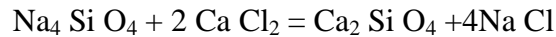
Die Injektionsarbeiten wurden mit Spezialpumpen der Svenska Diamantbergborrnings-Aktiebolaget, Stockholm (siehe Abbildung Nr.61) ausgeführt. Diese Pumpe arbeitet mit Doppelkolben die durch eine Hilfswasserpumpe betrieben werden. Links auf dem Bilde sieht man die beiden Mischbehälter für Zementmilch die mit Rührwerken versehen sind; das obere Gefäss dient zum Ansetzen der Mischung, während aus dem unteren Behälter die Zementmilch von dem Injektor abgezogen wird. Die Leistung dieser Injektionspumpe ist mit 51 cm abgepresster Bohrlochlänge pro Stunde und Gerät ermittelt worden. Insgesamt wurden im Mittel 344 kg Zement pro laufenden Meter Bohrloch eingepresst. Die höchste verbrauchte Zementmenge pro lfm Bohrloch wurde zu 20.375 kg festgestellt, und zwar in Flussmitte unter den Ueberlaufpfeilern. Solche hohen Verbräuche liessen Rückschlüsse auf das Bestehen unterirdischer Hohlräume zu. In diesen Fällen war es notwendig die Konzentration der Zementmilch anzureichern, von 10% Zementgehalt, nach und nach, bis zu 50%, und als letzte Lösung Sägespäne beizumischen. Die Beigabe von Sand erwies sich als unzweckmässig, da derselbe die Pumpen und Rohrleitungen leicht verstopfte.

Unter der Río Negro-Sperre sind auf diese Weise mehr als 3000 Tonnen Zement in den Untergrund gepresst worden.

Die zusätzliche chemische Bodenverfestigung nach dem Dr.Joosten'schen Verfahren wurde durch Nacheinanderinjizieren von verschiedenen Chemikalien erzielt und zwar wurden eingepresst:

- a) erst drei Teile Wasserglas zu 37° Baumé, und
- b) hinterher zwei Teile Kalziumchlorid zu 35° Baumé.

Die chemische Reaktion folgt etwa folgender Formel:



und ergibt als Endprodukt unlösliches Kalziumsilikat und Natriumchlorid. Besagter Kalziumsilikat vermochte meist auch in den Fällen zu dichten, wenn die Zementinjektionen versagten.

Und zum Schluss noch einige Worte:

Wenn heute die Stadt Montevideo ihren elektrischen Strom mit sicherer Regelmässigkeit von dem Krafthaus Ríncon del Bonete beziehen kann, so ist dies dem Werk der Zusammenarbeit und der Schaffensfreude eines ungezählten Heeres an Angestellten und Arbeitern der technischen und kaufmännischen Branche, sowie der Energie, wissenschaftlichen Schulung und dem persönlichen Einsatz von uruguayischen Ingenieuren zu verdanken, die an dem Gelingen des grossen Werkes gearbeitet haben.

Bauten wie dieser, bleiben der Nachwelt ein ewiger Zeuge des menschlichen Aufbauwillens, seiner Schaffenskraft und seines Mutes, des in diesem Falle kein Mut kämpferische Natur ist, sonder ein gewissenhafter Mut zu Frieden und Fortschritt, jenseits der Grenzen von Ideologien, Rassen und Nationen.