Baugrunduntersuchungen und erdbauliche Erfahrungen beim Bau des Etzelwerkes

Autor(en): **Hürzeler, H.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie**

Band (Jahr): **30 (1938)**

Heft 7-8

PDF erstellt am: **29.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-922169

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

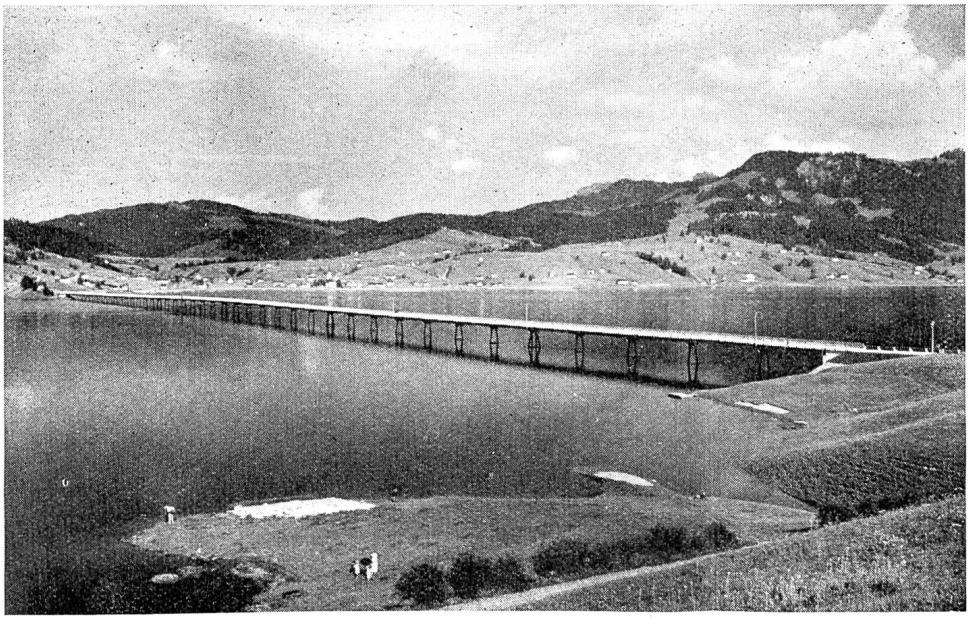

Abb. 66 Willerzeller Viadukt. Aufnahme bei Staukote 890

Baugrunduntersuchungen und erdbauliche Erfahrungen beim Bau des Etzelwerkes

Von Dipl.-Ing. *H. Hürzeler,* Pfäffikon (Schwyz)

Projektierung und Ausführung der Etzelwerkbauten stellten bei der grossen Mannigfaltigkeit der Untergrundverhältnisse im gesamten Baugebiet eine Reihe erdbaulicher Probleme, zu deren Lösung Bodensondierungen, Versuche auf der Baustelle und im Laboratorium in bisher nicht gewohntem Masse herangezogen wurden. Insbesondere die Pfahlfundationen der beiden Viadukte über den Sihlsee und der Staudamm Hühnermatt gaben zu umfangreichen und eingehenden Untersuchungen Anlass, über welche im folgenden berichtet werden soll.

Geologisch besteht der Untergrund dieser drei Bauten (Abb. 67) aus eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Ablagerungen des Sihlgletschers, der Sihl und ihrer Seitenbäche. Der Staudamm Hühnermatt schliesst eine Einsattelung vom Sihltal zum Alptal in der breiten Stirnmoräne des Sihlgletschers, die sich vom Birchli, dem linken Widerlager des Willerzeller Viaduktes, über Hühnermatt, Roblosen zur Staumauer und nach Untersyten hinzieht. Diese Moräne hat, nach Ansicht der Geologen, gemeinsam mit den westlich des Etzels bei Schindellegi abgelagerten Moränen des Linthgletschers, ein voreiszeitliches, ähnlich wie das Wäggital quer in das Zürichseebecken einmündendes Sihltal ausgefüllt und abgeriegelt. Nach dem Rückzug des Sihlgletschers bildete die Sihl hinter dem Moränenriegel einen See, bis sie sich ihren neuen Weg durch die Sandstein- und Mergelfelsen bei Schlagen und der Teufelsbrücke geschaffen hatte. In diesem See, der, nach den vorgefundenen Ablagerungen zu schliessen, ungefähr die Höhe des heutigen Stausees erreichte, hat sich in Jahrtausenden der feine Schlamm abgelagert, in dem die Fundamentpfähle der beiden Viadukte stecken.

Die konstruktive Gestaltung der *Viadukte* zeigt Abb. 68 am Beispiel des Steinbacher Viaduktes. Beide Viadukte sind als durchlaufende Träger über Gruppen von je 7 Feldern von 20 (Steinbach) bzw. 25 (Willerzell) m Spannweite gebaut; die Eisenbetonfahrbahnplatte mit Gussasphaltbelag liegt im Verbund auf den Walzprofil = Längs- und Querträgern. Die Füsse der stählernen Pendel- und Standjoche ruhen einzeln auf Eisenbetonsockeln, die mit Holzpfählen durch die nicht tragfähigen, bis 10 m mächtigen Torfschichten in den Seeschlamm schwebend fundiert sind. Betonpfähle kamen in dem bis 80 mg/l aggressive Kohlensäure enthaltenden Grundwasser nicht in Frage. Pro Sockel waren 6—8 Pfähle erforderlich; die maximale Pfahllänge erreichte 27,50 m bei einem Kopfdurchmesser von 56 cm. Total wurden gerammt beim Steinbacher Viadukt 391 Pfähle mit 8000 m und beim Willerzeller Viadukt 629 Pfähle mit 13 680 m Gesamtlänge.

Mit Rücksicht auf die vorgesehenen statisch unbestimmten Tragsysteme war es notwendig, einen weitgehenden Einblick in die Zusammenhänge zwischen Belastung und Einsenkung der Pfähle zu erhalten. Es musste nicht nur jedes Einzelfundament ausreichende Sicherheit gegen grosse Einsenkungen aufweisen, sondern es durfte auch der Unterschied der Einsenkungen von Joch zu Joch und sogar inner-

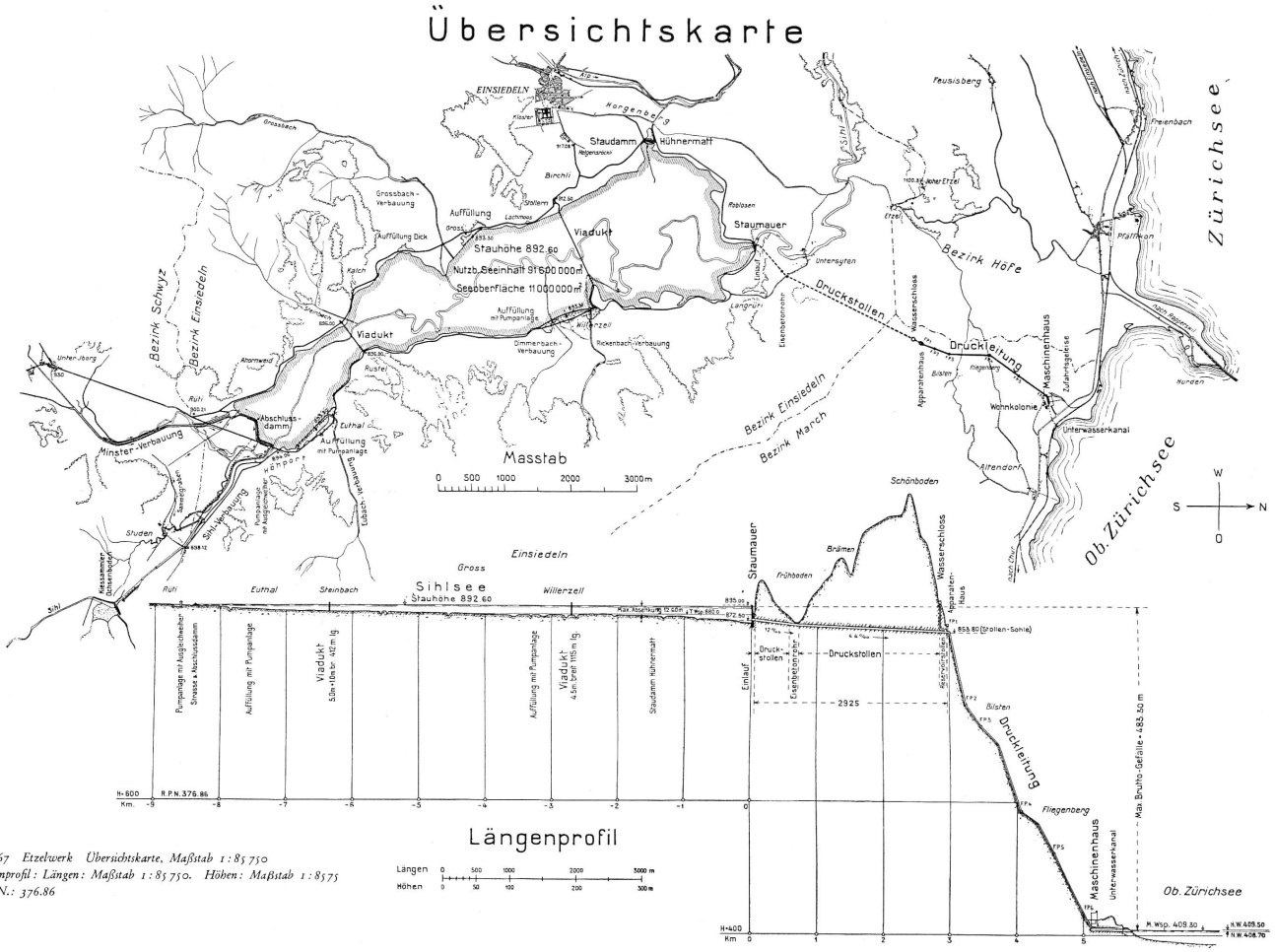

Abb. 67 Etzelwerk Übersichtskarte, Maßstab 1:85 750
Längenprofil: Längen: Maßstab 1:85 750. Höhen: Maßstab 1:8575
R. P. N.: 376.86

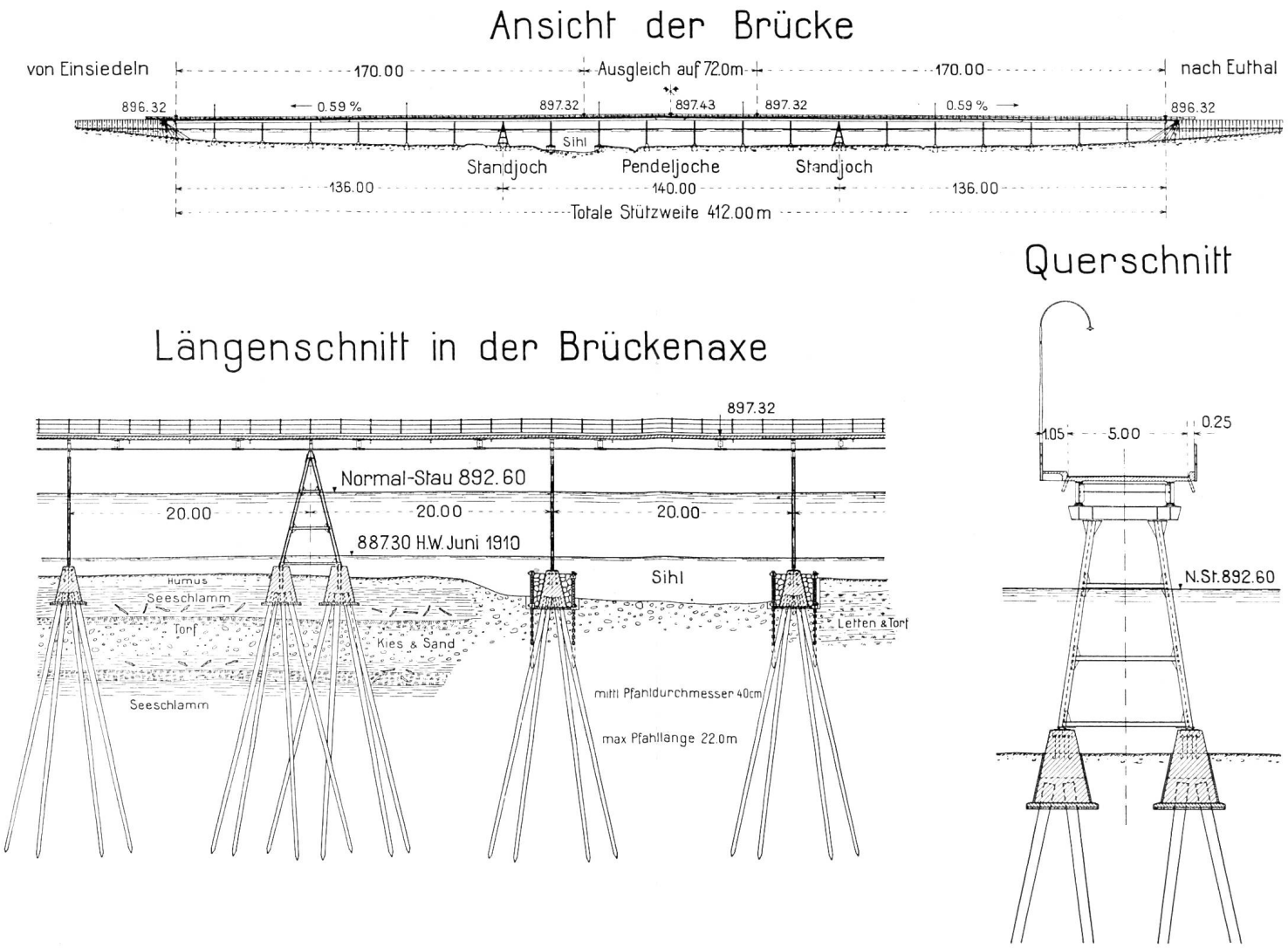

Abb. 68 Steinbach-Viadukt. Ansicht der Brücke: Maßstab 1 : 3000. Längenschnitt: Maßstab 1 : 1200. Querschnitt: Maßstab 1 : 1200.

halb eines Joches von Sockel zu Sockel ein bestimmtes Mass nicht überschreiten, damit keine unzulässigen Spannungen im Ueberbau und in den Jochen auftraten. Die Sondierungen hatten gezeigt, dass der Untergrund bei beiden Viadukten zur Hauptsache aus Seeschlamm besteht, aber die Torfüberdeckung, die Konsistenz und die Durchsetzung mit Sand- und Kiesschichten waren von Bohrung zu Bohrung verschieden, so dass bei den Spannweiten von 20 und 25 m auch von Joch zu Joch mit unterschiedlicher Tragfähigkeit des Untergrundes gerechnet werden musste. Theoretisch wäre es daher wünschenswert gewesen, bei jedem Joch eine Probebelastung durchführen und die Bemessung der Pfähle darnach richten zu können; wirtschaftlich und auch mit Rücksicht auf die dadurch bedingte Verlängerung der Bauzeit war dieses Vorgehen natürlich nicht möglich. Man musste sich mit einer geringeren Anzahl von Probebelastungen begnügen, deren Lage dem durch die Sondierungen aufgeschlossenen Wechsel im Untergrund Rechnung zu tragen hatte. Die Lücke von einer Probebelastung zur andern musste auf anderem Wege geschlossen werden, und zwar konnte dies nur durch Heranziehen einer Rammformel geschehen, obwohl allen Beteiligten von Anfang an bewusst war, dass Rammformeln in diesem Boden nur beschränkte Gültigkeit haben.

Bei Untergrundverhältnissen, wie sie hier vorliegen, erfolgt die Uebertragung der Pfahlbelastung fast ausschliesslich durch Reibung zwischen Pfahlmantel und Boden, der Spitzenwiderstand bildet nur einen kleinen Teil der Tragfähigkeit. Es ist daher gerechtfertigt, den Spitzenwiderstand nicht gesondert auszuscheiden und die Belastung des Pfahles nur auf die in den tragfähigen Bodenschichten steckende Mantelfläche zu beziehen.

Damit ergibt sich im Prinzip folgendes Verfahren für die Bemessung der Pfähle: Aus der durch die Belastungsprobe zu bestimmenden Tragfähigkeit folgt nach Festsetzung des Sicherheitsgrades die zulässige spezifische Mantelreibung. Diese Mantelreibung wird auch für die dem Probepfahl benachbarten Joche als gültig angenommen und daraus an Hand der Sondierungsergebnisse die erforderliche

tragende Pfahlmantelfläche, d. h. Durchmesser und Länge des Pfahles bestimmt. Torfschichten werden hiebei als nicht tragend vorausgesetzt, ihre Stärke ist jedoch bei der Bestimmung des Pfahldurchmessers für die Knicksicherheit zu berücksichtigen. Für jeden Probepfahl wird ausserdem nach einer Rammformel der Rammwiderstand aus den Eindringungen bei den letzten Hitzen berechnet und das Verhältnis zwischen gemessener Tragfähigkeit und berechnetem Rammwiderstand ermittelt. Mit Hilfe dieses Verhältniswertes kann für die zwischenliegenden Pfähle aus der erforderlichen Tragfähigkeit auf den erforderlichen Rammwiderstand, d. h. auf die bei den letzten Hitzen noch zulässigen Eindringungen geschlossen und damit die Tragfähigkeit der Pfähle nachkontrolliert werden.

Nach diesem Programm wurden bei beiden Viadukten je sechs Probebelastungen ausgeführt, deren Ergebnisse in Abb. 69 zusammengestellt sind. In der obersten Reihe sind die Pfähle in verzerrtem Massstabe und die Bodenschichten gezeichnet. Unter jedem Pfahl sind seine Abmessungen und die Ergebnisse seiner Probebelastung aufgetragen und die entsprechenden Werte durch Linienzüge verbunden. Die Längen der Probepfähle schwanken zwischen 11,00 und 25,25 m, die mittleren Durchmesser zwischen 30 und 43 cm und die tragenden Pfahlmantelflächen zwischen 11,3 und 28,6 m². Im zweiten Diagrammstreifen verbindet die dick ausgezogene Linie die Tragfähigkeiten P_T, welche zwischen 39 und 125 t liegen; die dünne Linie stellt den Rammwiderstand W, berechnet nach der Stern'schen Formel, und die gestrichelte Linie das Verhältnis dieser beiden Werte dar. Es zeigt sich, dass für die Probepfähle von ungefähr gleicher Länge im Seeschlamm diese Verhältniszahl annähernd konstant ist und $\frac{P_T}{W} = 1.8—2.1$ beträgt.

Die aus den Tragfähigkeiten berechneten spezifischen Mantelreibungen liegen zwischen 2,8 und 5,8 t/m² und zwar beim Willerzeller Viadukt im Mittel etwas höher als beim Steinbacher Viadukt.

Interessant ist der Vergleich der beiden Probepfähle XIV/a und b des Steinbacher Viaduktes, die nahe beieinander, also in die gleichen Bodenschichten gerammt wurden. Pfahl a steckt 23,10 m, Pfahl b nur 10,0 m im Boden, dementsprechend beträgt die Tragfähigkeit bei a 100 t, bei b nur 39 t. Die spezifische Mantelreibung ist jedoch für beide Pfähle mit 3,5 t/m² genau die gleiche; ein Zeichen dafür, dass der Reibungswiderstand mit der Tiefe nicht zunimmt.

Einzelne Probepfähle wurden nach erstmaliger Überlastung unmittelbar anschliessend einer zweiten Belastungsprobe unterworfen, wobei sich zeigte,

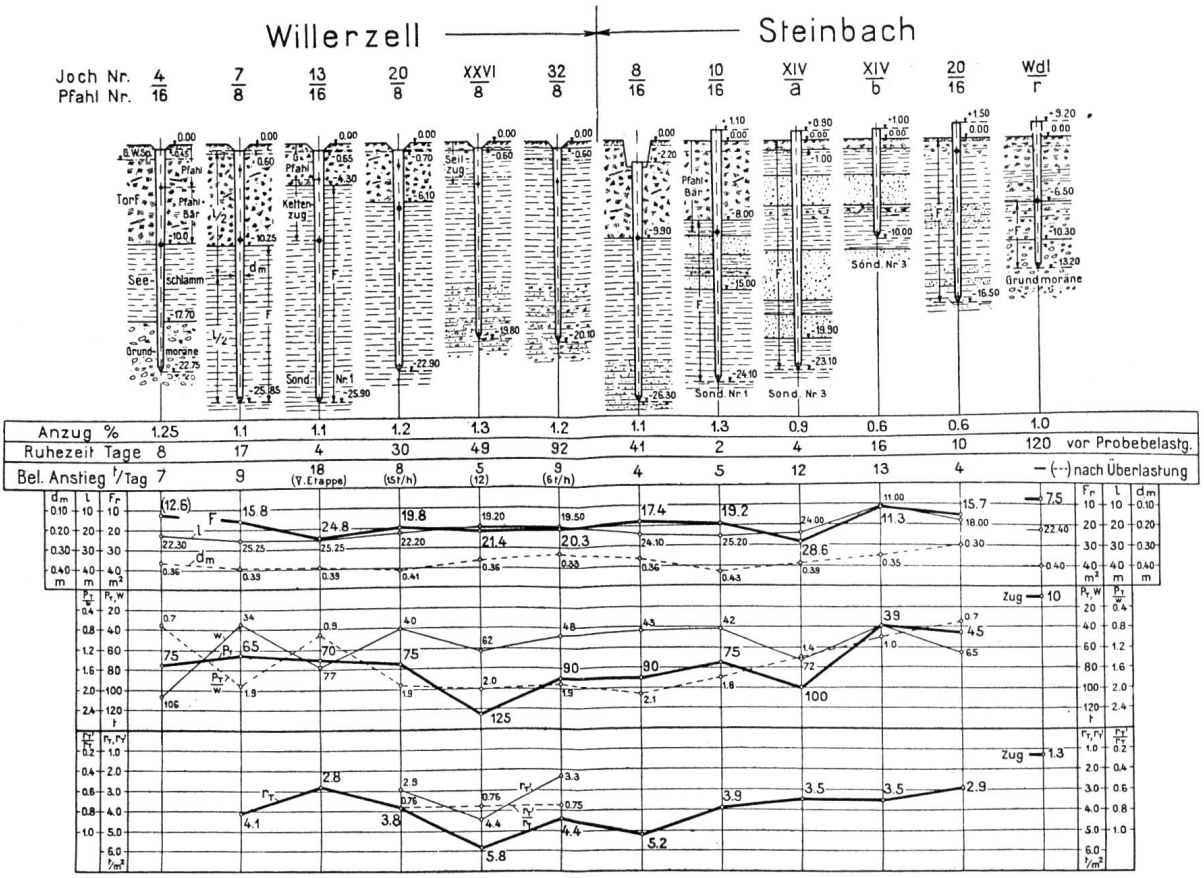

Abb. 69 Viadukte. Probebelastungen 1935.

dass die Tragfähigkeit um etwa 25 % gegenüber der ersten Belastungsprobe sinkt; diese Verhältnisse sind für die drei letzten Probepfähle des Willerzeller Viaduktes dargestellt.

Die folgenden drei Bilder zeigen Einzelheiten der Belastungsproben der drei ersten Probepfähle des Willerzeller Viaduktes; sie sind den Aufzeichnungen und Auswertungen der Unternehmungen entnommen.

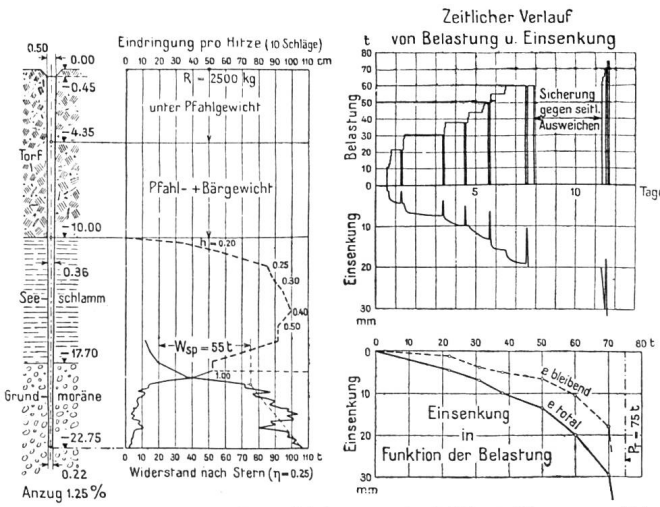

Abb. 70 Willerzeller Viadukt. Probebelastung Joch 4/Pfahl 16, Übertragungspfahl.

Pfahl 4/16 (Abb. 70) ist ein Uebertragungspfahl, seine Spitze liegt in fester harter Grundmoräne. Nach Durchdringen der 10 m mächtigen Torfschicht unter dem Pfahl- und Bärgewicht wurde mit dem eigentlichen Rammen mit Fallhöhen von 20 cm begonnen. Der Uebergang zur Grundmoräne zeigte sich durch eine rasche Abnahme der Eindringungen pro Hitze an; am Schlusse ergaben 10 Schläge des 2500 kg schweren Bären bei einer Fallhöhe von 1 m nur noch 2,5 cm Eindringung, entsprechend einem Rammwiderstand nach Stern von 106 t. Betrachtet man den raschen Anstieg von 55 t der Stern'schen Widerstandskurve als Spitzenwiderstand der Grundmoräne, so ergibt sich unter Berücksichtigung des aus der Belastungsprobe festgestellten Quotienten $\frac{P_T}{W} = 0.7$ eine Spitzenbelastung von 100 kg/cm² in der Grundmoräne, also ein recht hoher Wert.

Bei der Belastungsprobe wurde die Last stufenweise gesteigert und der Pfahl nach jeder Stufe wieder vollständig entlastet, so dass jeweilen totale und bleibende Einsenkung gemessen werden konnte. Die elastische Einsenkung entspricht annähernd der elastischen Pfahlverkürzung unter Last, was bei einem Uebertragungspfahl auf hartem Untergrund nicht anders zu erwarten ist. Das letzte Diagramm des Bildes zeigt den Verlauf der totalen und bleibenden Einsenkung bis zur Tragfähigkeitsgrenze von 75 t.

Im Gegensatze zum ersten ist der zweite Probepfahl 7/8 (Abb. 71) ein reiner Reibungspfahl im Seeschlamm. Unter Pfahl- und Bärgewicht sank der Pfahl durch die 10 m starke Torfschicht, das Rammen begann mit Fallhöhen von 10 cm, die Eindringung bei der letzten Hitze mit 1.00 m Fallhöhe betrug noch 33 cm. Berechnet man für die unterste Zone aus dem Rammwiderstand nach Stern und unter der Annahme, dass das aus der Belastungsprobe festgestellte Verhältnis $\frac{P_T}{W} = 1.9$ für diese unterste

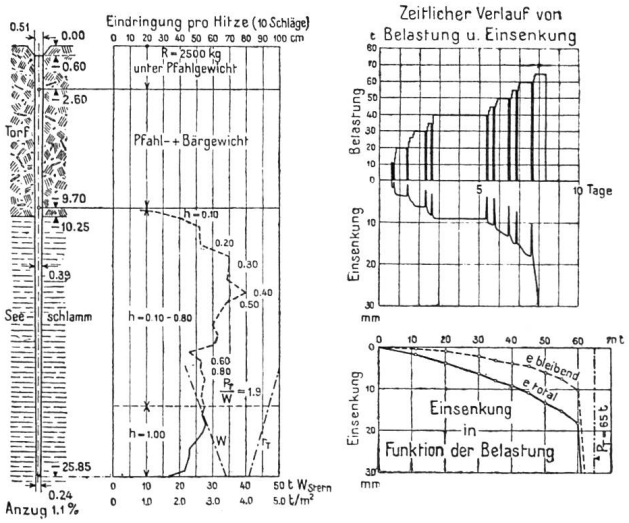

Abb. 71 Willerzeller Viadukt. Probebelastung Joch 7/Pfahl 8, Reibungspfahl.

Zone konstant sei, die spezifische Mantelreibung r_T, so erhält man mit zunehmender Tiefe abnehmende Werte. Die Belastung wurde wieder stufenweise aufgebracht, der Pfahl nach jeder Stufe entlastet und totale und bleibende Einsenkung gemessen. Ungefähr ¾ der elastischen Einsenkungen rühren von der elastischen Verkürzung des Pfahles und nur ungefähr ¼ von der elastischen Zusammendrückung des Bodens her, wobei jedoch darauf hinzuweisen ist, dass der Boden in der kurzen Zeit der Pfahlentlastung wohl nicht genügend Zeit hatte, sich vollständig zu erholen. Die Belastungs-Einsenkungslinie besteht aus einem wesentlich flacher verlaufenden Anfangsast als beim vorher gezeigten Uebertra-

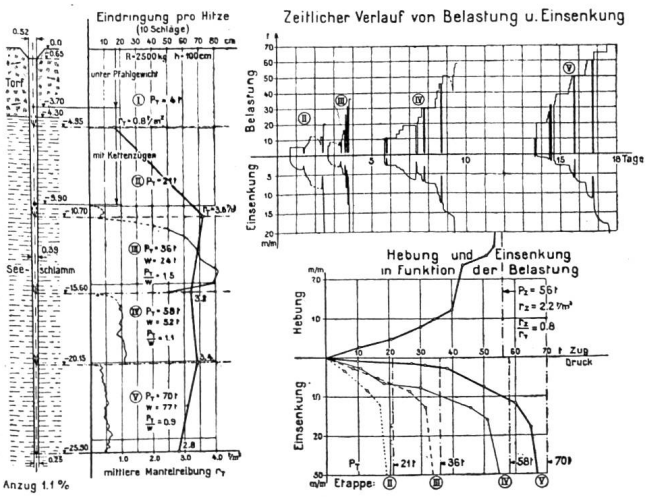

Abb. 72 Willerzeller Viadukt. Probebelastung Joch 13/Pfahl 16, Etappenbelastung.

gungspfahl, die Linie biegt in einem scharfen Knick zur Tragfähigkeitsgrenze von 65 t um.

Der Probepfahl 13/16 (Abb. 72) sollte Aufschluss über den Verlauf der Mantelreibung mit zunehmender Tiefe geben. Er wurde zu diesem Zwecke in fünf Etappen von je ca. 5 m auf die endgültige Tiefe gebracht und in jeder Etappe bis zur Tragfähigkeitsgrenze belastet. Für die beiden ersten Etappen wurde der Pfahl unter Eigengewicht und mit Kettenzügen versenkt, erst in den drei letzten Etappen wurde gerammt, und zwar nur so weit mit Fallhöhen von 1.00 m, als das Rammdiagramm im Bilde ganz ausgezogen ist. Man erkennt, dass der Pfahl für jede Etappe ein ganz gesondertes Rammdiagramm besitzt, das sich nicht stetig an die vorangegangene und folgende Etappe anschliesst. Eine ähnliche Erscheinung zeigte sich auch bei anderen Pfählen bei Rammunterbrüchen, indem nach einem solchen Unterbruch der Pfahl bedeutend weniger zog als vorher.

Die Tragfähigkeiten der einzelnen Etappen wachsen von 4,0 t im Torf auf 70 t bei der letzten Etappe. Die spezifische Mantelreibung, jeweilen auf die ganze im Seeschlamm steckende Mantelfläche bezogen, liegt zwischen 3,6 und 2,8 t/m² und ihr allgemeiner Verlauf deutet auch hier auf einen mit zunehmender Tiefe abnehmenden oder annähernd konstant bleibenden Wert.

Für die drei Rammetappen III—V wurden auch der Rammwiderstand nach Stern und das Verhältnis $\frac{P_T}{W}$ bestimmt. Letzteres nimmt mit zunehmender Tiefe ab, was damit zu erklären ist, dass der von der Fallenergie des Rammbären für die Vortriebsarbeit ausgenützte Anteil nicht konstant ist, sondern dass mit zunehmender Tiefe ein immer grösserer Teil durch Bodenschwingungen aufgezehrt wird. Diese Bodenschwingungen waren beim Rammen in weitem Umkreis deutlich zu spüren.

Nach der V. Etappe wurde der Pfahl noch einer Zugprobe unterworfen, die Tragfähigkeit auf Zug ergab sich zu 80 % derjenigen auf Druck.

Zeichnet man nun für die Belastungsproben der Reibungspfähle die Einsenkungen in Funktion der spezifischen Mantelreibung auf, so erhält man das erste Diagramm der Abb. 73. Die Einsenkungslinien bedecken einen ziemlich weiten Bereich; wählt man daraus diejenigen von Pfählen in reinem Seeschlamm oder in Seeschlamm mit eingelagerten Sandschichten und darunter wieder diejenigen mit niedriger Tragfähigkeit, so erhält man als mittlere Einsenkungslinie die im zweiten Diagramm gezeichnete Linie, welche man als Grundlage einer vorsichtigen Dimensionierung ansprechen darf.

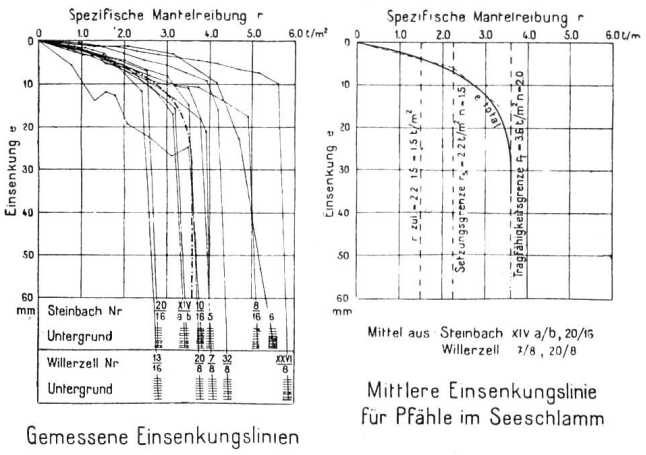

Abb. 73 Viadukte. Probebelastungen 1935, Einsenkungslinien.

Als Sicherheitsgrade wurden angenommen: n = 2 gegenüber der Tragfähigkeitsgrenze und n = 1,5 gegenüber der Setzungsgrenze, d. h. gegenüber der Belastung, bei der die Einsenkungen rasch zu wachsen beginnen. Die Tragfähigkeitsgrenze ist mit r_T = 3,6 t/m² eindeutig festgelegt, weniger eindeutig lässt sich die Setzungsgrenze bestimmen, sie kann im vorliegenden Fall mit 2,2 t/m² angenommen werden. Massgebend für die Dimensionierung wird damit die Setzungsgrenze, aus der sich die zulässige

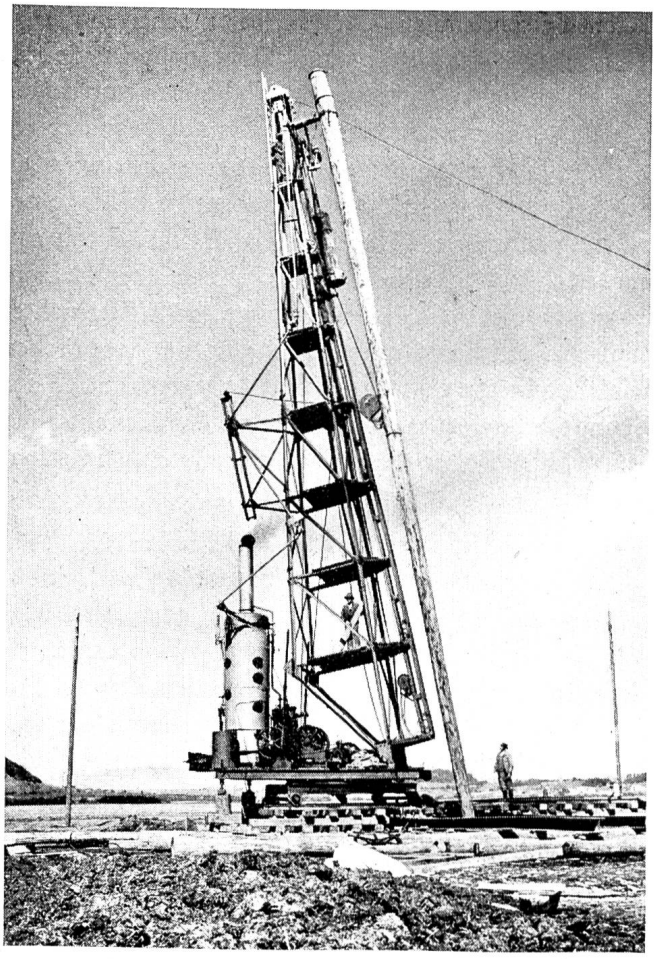

Abb. 74 Steinbach-Viadukt. 28 m langer Fundamentpfahl mit Ramme.

Mantelreibung $r_{zul} = 2{,}2 : 1{,}5 = 1{,}5$ t/m² ergibt gegenüber $r_{zul} = 3{,}6 : 2 = 1{,}8$ t/m² aus der Tragfähigkeitsgrenze.

Die Extremalwerte der Pfahlkräfte wurden der statischen Berechnung durch Kombination verschiedener Belastungszustände entnommen, für die maximalen Pfahldruckkräfte war z. B. folgende Kombination massgebend: Eigengewicht der Fundamente und der Brücke + halbe maximale Verkehrslast + Eisauflast von 16 t pro Pendeljoch (bzw. 48 t pro Standjoch) + Winddruck 50 kg/m² + Eisschub von je 5 t pro Jochständer längs und quer zur Brückenaxe, wobei der Eisschub auf Fussgelenkhöhe oder 1,60 m unter Stauspiegel 892.60 angreifend angenommen wurde, je nachdem was ungünstiger war. Ueber den Eisschub konnten trotz Erkundigungen bei Bauverwaltungen in nordischen Ländern keine sicheren Angaben erhalten werden, so dass wir uns mit Annahmen begnügen mussten.

Wie haben sich nun die auf Grund dieser Probebelastungen und nach den dargelegten Richtlinien dimensionierten Pfahlfundationen seit Fertigstellung der Viadukte verhalten? Zur Beobachtung wurde in jeden Jochsockel kurz nach der Betonierung eine Niete eingesetzt und die Höhenlage dieser Nieten bei jeder Belastungsänderung und in der Zwischenzeit mindestens alle Monate durch Nivellemente kontrolliert. Seit Fertigstellung der Fahrbahnplatte erfolgen die Nivellemente jeden Monat über Nieten, welche in den beiden Betonrandträgern über jedem Joch eingelassen sind.

In Abb. 75 sind die Nivellementsergebnisse für den Willerzeller Viadukt dargestellt. Im Längenprofil sind die Pfahlgruppen maßstäblich gezeichnet, die gestrichelte Linie gibt die Tiefe an, bis zu der die Pfähle unter Eigengewicht und Bärgewicht eindrangen. Unter dem Längenprofil sind die Einsenkungen aufgetragen. Die gestrichelte Linie bedeutet die bis zum Einstau, also unter dem Eigengewicht der Konstruktion, aufgetretene Einsenkung; die ganz ausgezogene Linie gibt die max. Einsenkung wieder, die kurz nach dem Höchststau des Sihlsees auf Kote 892.90 beobachtet wurde. Die Einsenkungen sind auf der linken Brückenhälfte grösser als auf der rechten, der Untergrund ist dort bedeutend weniger tragfähig und erforderte längere Pfähle und in grösserer Zahl pro Joch. Eine Zunahme der Einsenkungen ist auch in der Nähe des Sihllaufes zu konstatieren. Die grössten Einsenkungen traten bei Pendeljoch 7 und bei Standjoch XIX mit 31 mm auf.

Auch die ohne Pfähle auf Grundmoräne und auf Molassefelsen fundierten Widerlager und Joche weisen Setzungen auf. Besonders augenfällig ist die starke Setzung des Plattenfundamentes von Joch 1, das auf feste Grundmoräne fundiert wurde und unter ständiger Last eine Bodenpressung von 1,3 kg/cm² erleidet. Diese Setzung begann schon kurz nach der Fundamentbetonierung; solange sie andauerte, konnte man das Ausfliessen von Grundwasser aus einem in der Nähe liegenden alten Pfahlloch beobachten.

Auf dem unteren Teile des Bildes sind die Einsenkungen zweier Pendel- und eines Standjoches in ihrem zeitlichen Verlaufe dargestellt und in Beziehung gesetzt zu der Pfahlbelastung und zum Seeaufstau. Die erste Stufe der Belastung entspricht dem Eigengewicht des Pfahles und des Betonsockels,

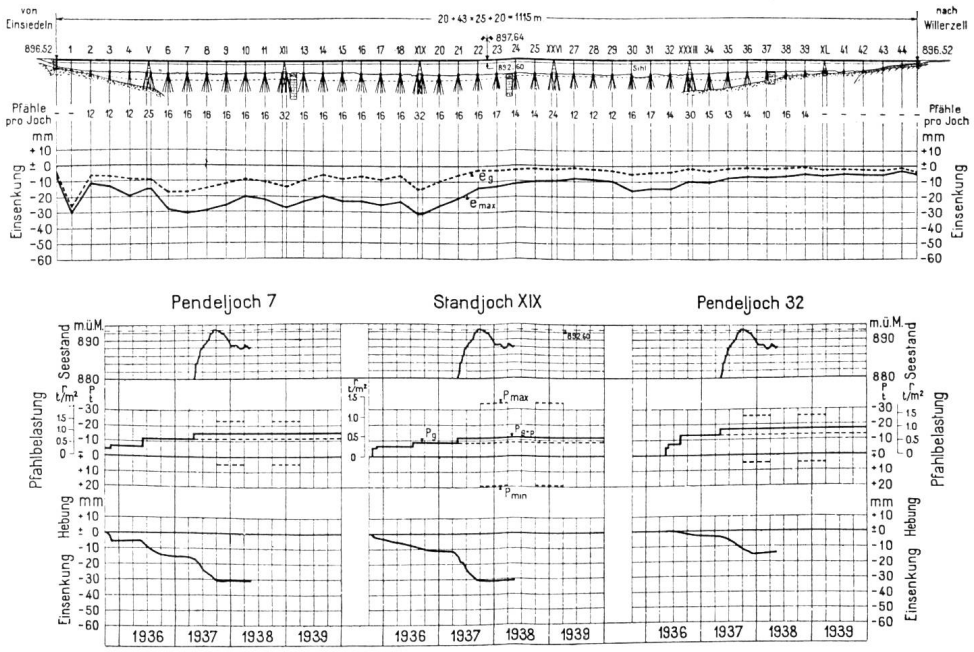

Abb. 75 Willerzeller Viadukt. Einsenkungen.

dann folgen das Eigengewicht des Stahlüberbaues, das Eigengewicht der Fahrbahnplatte und schliesslich die Verkehrslast gemäss Vorschriften. Die gestrichelten Linien im Winterhalbjahr geben die bereits erwähnten Extremalbelastungen unter der Wirkung des Eisdruckes an; bei den Standjochen fällt insbesondere der Längseisschub stark ins Gewicht, da er von den angrenzenden Pendeljochen durch den Ueberbau auf das Standjoch übergeleitet wird.

Verfolgt man den Verlauf der Einsenkungen im einzelnen, so zeigt sich z. B. für Pendeljoch 7 mit 2 × 8 Pfählen folgendes: Unter dem Brückeneigengewicht, das eine Mantelreibung von 0,75 t/m² ergibt, sank das Joch bis zum Einstau 16 mm ein. Der Probepfahl im Joch 7 war unter dieser Belastung nur 2 mm eingesunken, die Pfahlgruppe hat sich also unter der gleichen Last achtmal stärker gesetzt als der Einzelpfahl. Beim Pendeljoch 32 mit 2 × 7 Pfählen, rechts neben der Sihl, ist das entsprechende Verhältnis 6 : 1 und beim Standjoch XIX mit 4 × 8 Pfählen beträgt es, im Vergleich zum Probepfahl in Joch 20, sogar 11 : 1. In Uebereinstimmung mit dieser Beobachtung steht auch das Verhalten des andern Standjoches XII in dem schlecht tragfähigen Seeschlammboden der linken Brückenhälfte. Obwohl der einzelne Pfahl beim Standjoch aus Brückeneigengewicht nur mit ungefähr 75 % der entsprechenden Pfahlkraft der benachbarten Pendeljoche beansprucht wird, sind doch die Einsenkungen beim Standjoch wesentlich grösser.

Mit dem Moment, in welchem die Fundamente vom steigenden Stausee umspült wurden, trat bei allen Jochen ein rasches Anwachsen der Einsenkungen auf, auf der linken Brückenhälfte stärker als auf der rechten. Die Einsenkungen erreichten kurz nach dem Höchststau ihren Maximalwert und blieben bis heute, trotz Absenkung des Sees um rund 5,0 m, praktisch unverändert. Das rasche Anwachsen ist auf die Zusammenpressung des gesamten Seeuntergrundes durch die Wasserauflast zurückzuführen und hat mit der Belastung durch die Viadukte nichts mehr zu tun; es geht dies deutlich daraus hervor, dass sich der Unterschied zwischen den Einsenkungen der Pendel- und der Standjoche nur bis zum Einstau zeigte und während des Aufstaues Pendel- und Standjoche gleichmässig, mit dem gesamten Untergrund, einsanken. Die grössere Zusammenpressung auf der linken Talhälfte muss mit einer grösseren Mächtigkeit der Seeschlammschichten zusammenhängen.

Beim Steinbacher Viadukt (Abb. 76) haben die bisherigen Beobachtungen zum Teil gleiche, zum Teil andere Ergebnisse als beim Willerzeller Viadukt gezeitigt. Gleich wie beim Willerzeller Viadukt sind auch hier auf der linken Brückenhälfte grössere Einsenkungen aufgetreten, auch der Sihllauf bildet sich in der Senkungslinie wieder deutlich ab. Die starke Einsenkung des linken, auf Pfählen gegründeten Widerlagers steht im Einklang mit den Erfahrungen beim Willerzeller Viadukt über die Bewegungen von Pfahlgruppen; zur Ausschaltung von Zusatzspannungen wurde dieses Auflager spät untergossen und das letzte Feld der Fahrbahnplatte nachträglich betoniert. Eine stärkere Einsenkung der beiden Standjoche im Vergleich zu den benachbarten Pendeljochen wurde hier nicht festgestellt. Abweichend ist auch der Verlauf der Einsenkungen unter Eigengewicht bis zum Einstau. Während sich beim Willerzeller Viadukt bereits ein Vielfaches der entsprechenden Einsenkung des Einzelpfahles ergab, sind die Einsenkungen hier höchstens ungefähr gleich gross, bei den Jochen des linken Drittels lässt sich sogar nach der Einsenkung jeder Belastungsstufe jeweilen eine leichte Hebung konstatieren. Dafür setzt dann gerade bei diesen Jochen das Anwachsen der Einsenkungen mit dem Aufstau um so intensiver ein; der maximale Wert wurde bei Pendeljoch 18 mit 40 mm gemessen, er ist noch 9 mm grösser als beim Willerzeller Viadukt. Mit fallendem See heben sich die Joche wieder, die Hebung beträgt jedoch nur etwa ½ bis ¼ der entsprechenden Einsenkung bei steigendem See. So nahm z. B. die Einsenkung des Pendeljoches 18 beim Stau von Kote 888.00 auf 892.90 von 5 auf 40 mm zu und ging bei der entsprechenden Seeabsenkung nur

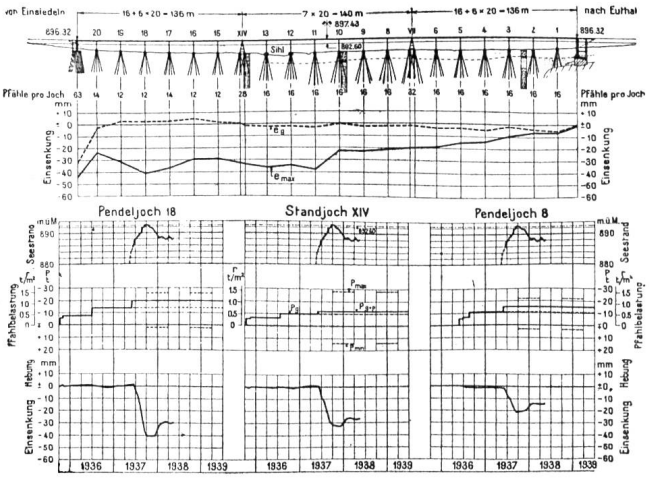

Abb. 76 Steinbach-Viadukt. Einsenkungen.

noch auf 29 mm zurück. Die flache Stufe im Stauspiegelverlauf von Mitte Januar bis Mitte Februar bildet sich in der Einsenkungslinie ebenfalls ab. Diese Bewegungen sind wie beim Willerzeller Viadukt der Zusammenpressung des Seeuntergrundes zuzuschreiben.

Die Nivellemente beider Viadukte werden auch weiterhin alle Monate wiederholt. Auf Grund der bisherigen Beobachtungen lässt sich folgendes sagen: Sowohl beim Willerzeller wie beim Steinbacher Viadukt war die unter dem Brückeneigengewicht auftretende Einsenkung bis zum Zeitpunkt des Ein-

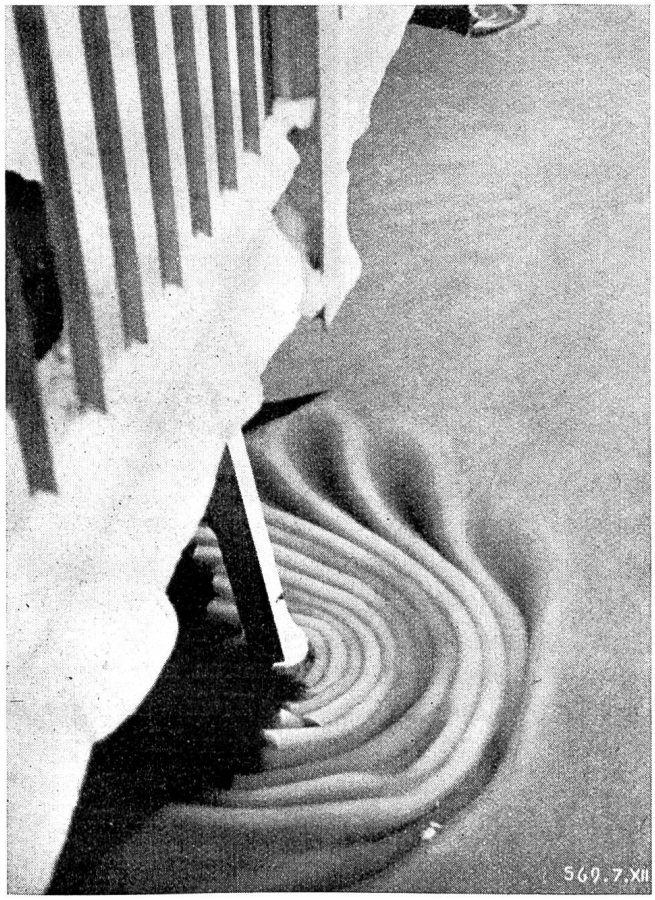

Abb. 77 Steinbach-Viadukt. Sulzeis-Schicht.

staues zur Ruhe gekommen. Welchen Einfluss die Verkehrslasten allein, ohne die Wasserlast des Stausees, haben, lässt sich nicht sicher beurteilen, da Verkehrsübergabe und Einstau zeitlich zusammenfielen. Immerhin ist anzunehmen, dass dieser Einfluss gering ist, denn beim Willerzeller Viadukt ergaben sich bei der Belastungsprobe vor dem Einstau unter einem Lastwagenzug von $3 \times 10 = 30$ t Gesamtgewicht rein elastische Jocheinsenkungen von maximal 0,4 mm, dabei zeigte sich kein Unterschied zwischen den im Seeschlamm und den auf Grundmoräne fundierten Jochen. Ausschlaggebend für die

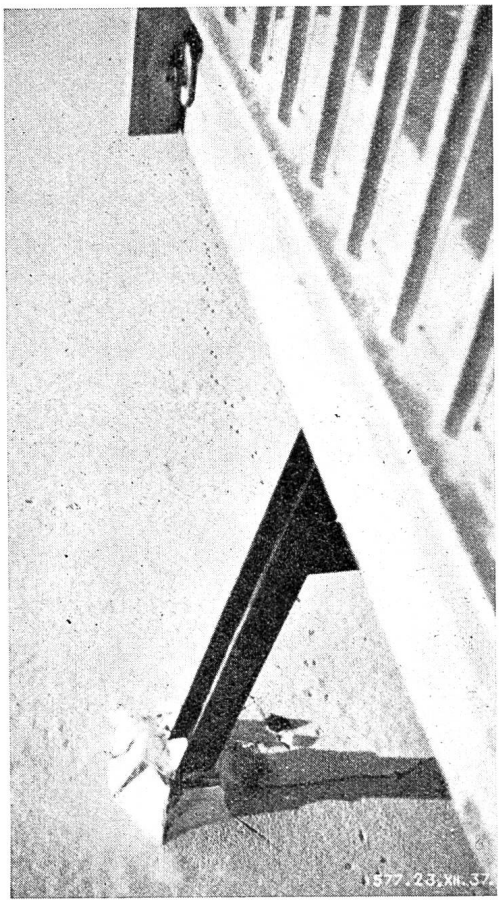

Abb. 78 Steinbach-Viadukt. Platteneis.

Bewegungen der Fundationen ist bei beiden Viadukten der Stau.

Bei beiden Viadukten hat der bis jetzt beobachtete Verlauf der Einsenkungen noch keine unzulässigen Spannungen im Ueberbau zur Folge. Eine Schiefstellung der Joche, herrührend von Eisschub, welche sich in Höhenunterschieden der flussauf und flussab gelegenen Nieten bemerkbar machen würde, ist bis jetzt nicht eingetreten. Die Eisdicke betrug Mitte Februar zirka 50 cm, davon waren zirka 20 cm klares Platteneis und 30 cm Sulzeis. In den Abbildungen 77 und 78 sieht man, wie die Jochständer Stulzeis stauen und Platteneis bei sinkendem See brechen.

Abb. 66 zeigt eine Aufnahme des Willerzeller Viaduktes bei Seestand 890, d. h. 2,60 m unter Normalstau.

Der *Staudamm Hühnermatt* (Abb. 79) ist ein geschütteter und gewalzter Erddamm von 15 m max. Höhe, 165 m Kronenlänge und 64 150 m³ Inhalt. Sein Querschnitt zeigt die in der Schweiz gewohnte Ausbildung mit Dichtungskern und beidseitigen Stützkörpern aus durchlässigem Material. Zum Schutz gegen die mechanischen Angriffe der Wellen und des Eises ist die wasserseitige Böschung mit einer Trockenpflästerung abgedeckt. Die luftseitige

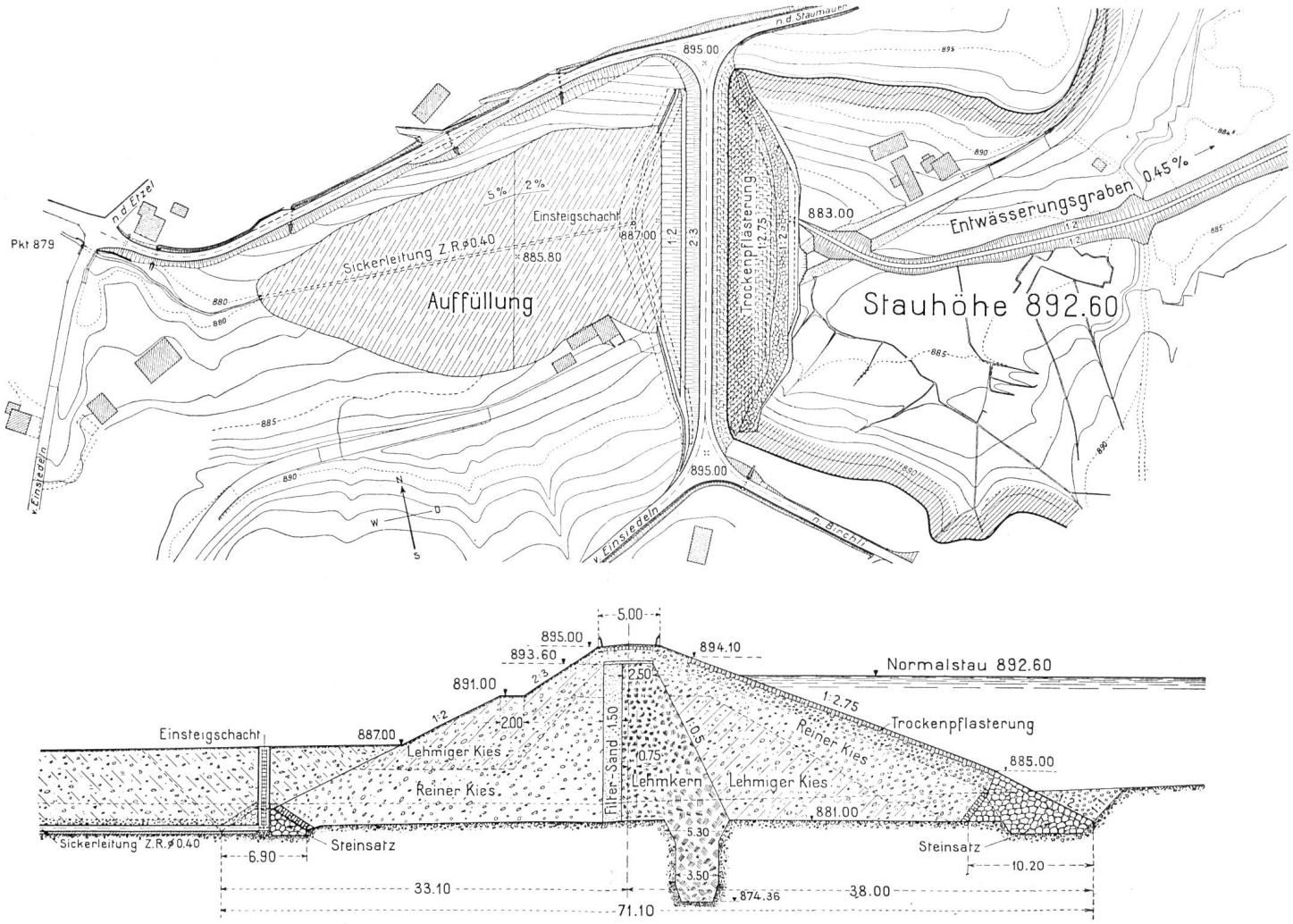

Abb. 79 Staudamm Hühnermatt, Lageplan: Maßstab 1:3000. Querschnitt: Maßstab: 1:600.

Böschung, deren freie Höhe durch eine Auffüllung mit Aushubmaterial wesentlich verringert wird, ist mit Humus belegt und angesät.

Wie für die Viadukte, so sind auch für dieses Bauwerk die ersten Sondierungen bereits im Herbst 1901 durch Ing. Kürsteiner ausgeführt worden. Im damaligen Projekt war der Damm noch auf der höchsten Stelle der Einsattelung zwischen Sihltal und Alptal vorgesehen. Die Sondierungen ergaben dort jedoch eine Torfüberlagerung von 7 m Mächtigkeit, was Ing. Kürsteiner veranlasste, den Damm rund 180 m gegen das Alptal, in seine heutige Lage, zu verschieben. Die Torfüberlagerung beträgt hier im Maximum 1,5 m, so dass trotz der grösseren topographischen Profilhöhe mit einer geringeren Dammkubatur auszukommen war. Unter dem Torf fanden die Sondierungen blauen, harten Moränelehm mit Kies- und Gerölleinschlüssen, sie gingen jedoch bis höchstens 4,00 m Tiefe, so dass ihnen mehr der Charakter von Oberflächenaufschlüssen zukommt.

Im Winter 1930/31 wurden in der Fundamentfläche des Dammes noch drei weitere Sondierbohrungen I — III von 17,5 — 19,6 m Tiefe ausgeführt. Zwei Bohrungen durchfuhren nach geringer Torfüberlagerung auf die ganze Tiefe wieder harten blauen Moränelehm, in den oberen Schichten mit Steineinschlüssen. In der dritten Bohrung wurde unter der Torfüberlagerung noch auf 6 m Tiefe stark sandiger und kiesiger, zum Teil wasserführender Lehm angetroffen, nachher folgte wieder kompakter Grundmoränelehm.

Im Sommer 1935 stiess man beim Aushub der Baugrube für den Sporn des Lehmkernes, im mittleren Teile des Dammes, auf wasserführende Kies- und Sandschichten, die in äusserst verworrener Weise durcheinandergelagert waren und ein Tieferführen des Sporns im gebölzten Schlitz auf den weiter unten wieder folgenden Moränelehm erforderten. Nach dem beigezogenen geologischen Berater, Prof. Staub ETH. Zürich, ist eine solche Unruhe der Ablagerungen kennzeichnend für eine alte Gletscherfront. Lokale Vorstösse des Gletschers können die Grundmoräne etwas weiter vorgeschoben haben, dann zog sich der Gletscher wieder zurück, und es setzten sich über der Grundmoräne Schotter

und Sande der Schmelzbäche ab; bei einem abermaligen Vorstoss des Gletschers wurden diese Schotter erneut von Grundmoräne überdeckt. Schmelzbäche einzelner Gletscherzungen konnten den Moränewall lokal durchbrechen; eine solche alte Abflussrinne ins Alptal, die später wieder aufgefüllt wurde, wird vom Hühnermattdamm überbrückt.

Vom geologisch-historischen Standpunkt aus war es somit sehr wohl denkbar, dass unter dem Moränelehm, in den der Lehmkernsporn eingebunden worden war, wieder Schotter lagen; auch die Möglichkeit eines tieferliegenden, vielleicht mit Schotter gefüllten, vom Seebecken zum Alptal durchgehenden Flußschlauches war nicht ohne weiteres von der Hand zu weisen.

Da gleichzeitig mit diesen Schwierigkeiten im Dammuntergrund auch Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung für die Dammschüttung auftraten, wurden zur Beurteilung des ganzen Fragenkomplexes als Experten beigezogen die Herren Prof. Meyer-Peter, Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH. in Zürich, und Prof. Seifert, Direktor der preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin.

Zur Abklärung der Untergrundverhältnisse wurden im Benehmen mit dem Geologen und den Experten 6 Sondierungen Nr. IV bis IX von 22 bis 40 m Tiefe nach dem Bohrpfahlverfahren ausgeführt; gleichzeitig wurden das ganze Dammgebiet und seine Einflusszonen geoelektrisch abgetastet. Die Ergebnisse dieser Sondierungen sind in Abb. 80, in einem Querschnitt des Dammes, axonometrisch dargestellt; sie lassen sich wie folgt zusammenfassen: Bis 4 m unter Dammfundament, d. h. bis Kote 876.00, wird der Untergrund von zum Teil wasserführenden Kies- und Sandschichten durchzogen. Darunter folgt eine mindestens 14 m mächtige Schicht aus kompaktem, praktisch undurchlässigem Moränelehm, in den der Lehmkernsporn durchgehend einbindet und damit die oberen durchlässigen Schichten abriegelt. Unter diesem Moränelehm haben die Bohrungen einzelne wasserführende Kies- und Sandschichten in verschiedener Höhe und von geringer Mächtigkeit angeschnitten; sie liegen für die im Bilde dargestellten Bohrungen zwischen den Horizonten 862.20 und 852.80; darunter folgt wieder kompakter Moränelehm.

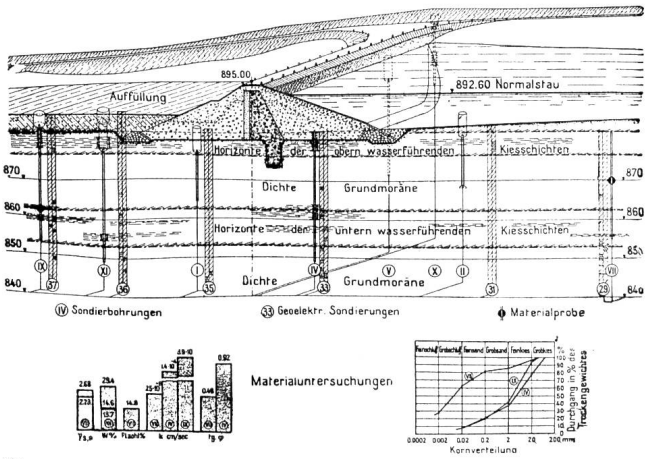

Abb. 80 Hühnermattdamm. Baugrund-Untersuchungen.

Die geoelektrischen Sondierungen, ausgeführt von den Herren Dr. Fisch und Ing. Münger, Zürich, deuten darauf hin, dass an zahlreichen Stellen in wechselnder Tiefe wasser- und lufterfüllte Schotter- oder Blocklagen als lokal beschränkte, unregelmässig verteilte Linsen innerhalb des Moränelehms vorhanden sind. Einige dieser geoelektrischen Sondierstationen sind hier neben den Bohrungen zur Darstellung gebracht; bei den kreuzweise ausgeführten Sondierungen liessen sich die Schotterlagen meist nur in einer der beiden Richtungen nachweisen, was als Kennzeichen ihrer geringen räumlichen Ausdehnung angesprochen wird.

Den Bohrkernen wurden verschiedene Proben entnommen und in den Versuchsanstalten Zürich und Berlin untersucht. Einige typische Resultate sind in Abb. 80 zusammengestellt und zwar für eine Probe von Moränelehm aus Bohrloch VII und für zwei Proben aus den oberen und unteren durchlässigen Schichten aus Bohrloch IV bzw. IX. Der Unterschied zwischen dem Moränelehm und den durchlässigen Materialien kommt schon in der Kornverteilung deutlich zum Ausdruck; während beim Moränelehm über 60 % des Trockengewichtes aus Schluff, also aus Körnern unter 0,02 mm bestehen, setzen sich die wenig voneinander abweichenden durchlässigen Materialproben zu 80 % aus Sand und Kies über 0,2 mm zusammen.[1] Die Durchlässigkeit des Moränelehmes ist mit $2{,}5 \cdot 10^{-8}$ cm sec sehr gering, rund 10 000 mal kleiner als die Durchlässigkeit der

[1] Für die Praxis wäre es zu begrüssen, wenn das erdbauliche Versuchswesen die Bezeichnungen der gröberen Kornfraktionen den im Betonbau üblichen, hier zum Teil in behördlichen Vorschriften festgelegten Bezeichnungen anpassen könnte, d. h.

Sand	fein	0,2 — 2	mm
	grob	2 — 8	„
Kies	fein	8 — 20	„
	grob	20 — 40	„
Geröll		> 40	„

Die heutige Verschiedenheit der Bezeichnungen stiftet leicht Verwirrung im Verkehr zwischen Prüfstelle, Bauaufsicht und Unternehmung. So wird z. B. ein und dasselbe, vorwiegend aus der Fraktion 2—8 mm bestehende Aushubmaterial von der gleichen Prüfstelle bald als Kies und bald als Sand bezeichnet, je nachdem, ob es sich um die erdbauliche Prüfung (Ermittlung der Berechnungsgrundlagen für eine Umspundung) oder um die Betonprüfung (Eignung als Zuschlagsstoff) handelt.

beiden kiesigen Proben, welche ein k von unter sich ungefähr gleicher Grössenordung, 1,4 und $3{,}9 \cdot 10^{-4}$ cm/sec, aufweisen. Das hohe Raumgewicht und der unter der Ausrollgrenze liegende Wassergehalt des Moränelehmes lassen den Schluss zu, dass der Untergrund durch frühere Belastung, wahrscheinlich durch das Gewicht des Gletschers, äusserst stark komprimiert worden ist.

Abzuklären blieb nun noch, in welchem Masse die in den Bohrlöchern festgestellten untern Kiesschichten unter sich im Zusammenhange stehen. Zu diesem Zwecke wurden Färbungs-, Salzungs- und Pumpversuche durchgeführt. Der Färbungsversuch, für den 200 g Fluoreszin Ende November 1935 in Bohrloch IV eingesetzt wurden, führte zu negativen Resultaten. Beim Salzungsversuch (Abb. 81) wurden Mitte Oktober 1935 70 kg Kochsalz in Bohrloch VII eingebracht; bis Ende März blieb der Salzgehalt in den andern Bohrlöchern unverändert, um dann in den beiden Nr. IX und VI in kurzer Zeit von 4 auf 55 bzw. 108 mg/l anzusteigen; Nr. IV blieb unberührt.

Neben dem Salzungsversuch bewiesen auch die beiden Pumpversuche in den Bohrlöchern VI und IX, dass die Kiesschichten unter sich in Verbindung stehen. Beim Pumpversuch in Bohrloch VI sank der Wasserspiegel in IV sofort und auch VII sprach an, sobald das Bohrrohr entschlammt und das Piezometerrohr eingesetzt worden war. Der Pumpversuch in Bohrloch IX hat die Kommunikation zwischen den verschiedenen Bohrlöchern ebenfalls bestätigt; hier wurden zuletzt 2,2 Minutenliter gepumpt bei einer Wasserspiegeldifferenz von 8 m zwischen IX und den ca. 65 m seewärts liegenden Bohrungen IV und VI. Nach Einstellung der Pumpversuche füllte sich der Absenkungstrichter um IX herum rasch aus, und nachher stiegen die Wasserspiegel in allen Bohrlöchern gleichmässig an.

Die Gesamtheit dieser Untersuchungen erlaubte den Schluss, dass beim Hühnermatt-Damm ein standfester und in jeder Hinsicht genügend tragfähiger Untergrund vorliegt. Er besteht zum überwiegenden Teil aus praktisch undurchlässigem Grundmoränelehm. Die oberen wasserführenden Schichten werden durch den Sporn des Lehmkernes abgeschnitten. Die vom Geologen unter der Grundmoräne vermuteten Schotterablagerungen wurden durch die Sondierbohrungen gefunden, und die Versuche haben ihren Zusammenhang nachgewiesen. Sie liegen aber in der grossen Tiefe von 18 m unter Dammfundament, ihre Mächtigkeit und ihr Durchflussvermögen sind gering, so dass sie keinen Anlass zu Bedenken geben. Eine alte, mit Schotter gefüllte Abflussrinne wurde nicht angetroffen.

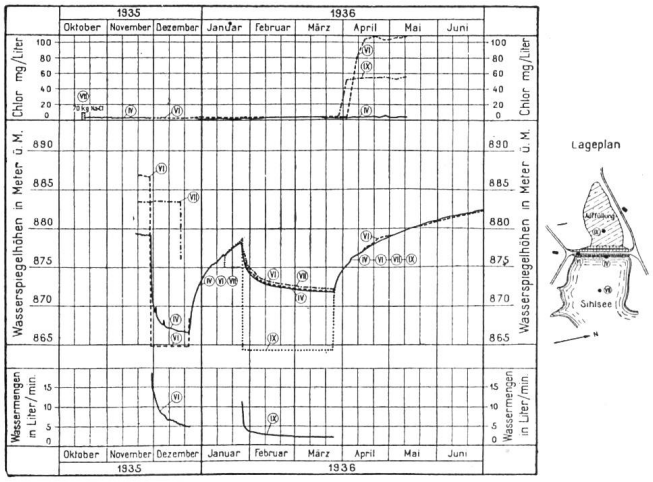

Abb. 81 Hühnermattdamm. Salzungsversuch und Pumpversuche.

Wie schon erwähnt, traten gleichzeitig mit den Schwierigkeiten im Untergrund auch Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung für die Dammschüttung auf, die zu Aenderungen der Querschnittausbildung führten.

Das dem Bauvertrage zugrunde liegende Normalprofil ist in der obersten Figur der Abb. 82 dargestellt. Das Material für den relativ schlanken, an der Krone 2,50 m und der Basis 5,3 m starken Lehmkern sollte in der Grube 2, einer in der Nähe der Baustelle gelegenen Moräneablagerung, gewonnen werden; das Material für die luft- und wasserseitigen Stützkörper in Grube 1, einer diluvialen Kies- und Sandablagerung in der Langmatt, ca. 500 m seewärts des Dammes. Beide Gruben zeigten schon kurz nach Beginn des Abbaues eine sehr heterogene Zusammensetzung, bei der Grube 1 war zudem der Abraum so gross, dass ihre Ausbeutung im Spätsommer 1935 als unwirtschaftlich aufgegeben werden musste. Diese Verhältnisse führten zu dem zweiten, von Bauleitung und Unternehmung gemeinsam aufgestellten Entwurf für das Normalprofil. Zum Ausgleich der Ungleichmässigkeit des Materials aus Grube 2 wurde der Lehmkern an der Basis auf 15.00 m verbreitert, so dass allfällige Kiesnester nicht durch den ganzen Kern reichen konnten. Für den Fall, dass sich die Qualität des Lehmmaterials auf Grube 2 weiter verschlechtern sollte, war vorgesehen, den wasserseitigen Teil des Kernes mit Lehm aus der Grube Rotenbach, einer Ziegeleigrube im benachbarten Alptal, auszuführen; dieses Material wurde bereits für die Ausfüllung des Lehmkern-Fundamentschlitzes verwendet. Die unbrauchbare Grube 1 sollte durch zwei neue Gewinnungsstellen ersetzt werden. Die an den Kern anschliessenden Teile sollten geschüttet werden mit sandig-kiesigem und lehmig-kiesigem Material aus der Grube Schnabelsberg, einer diluvialen Ablagerung im Alptal,

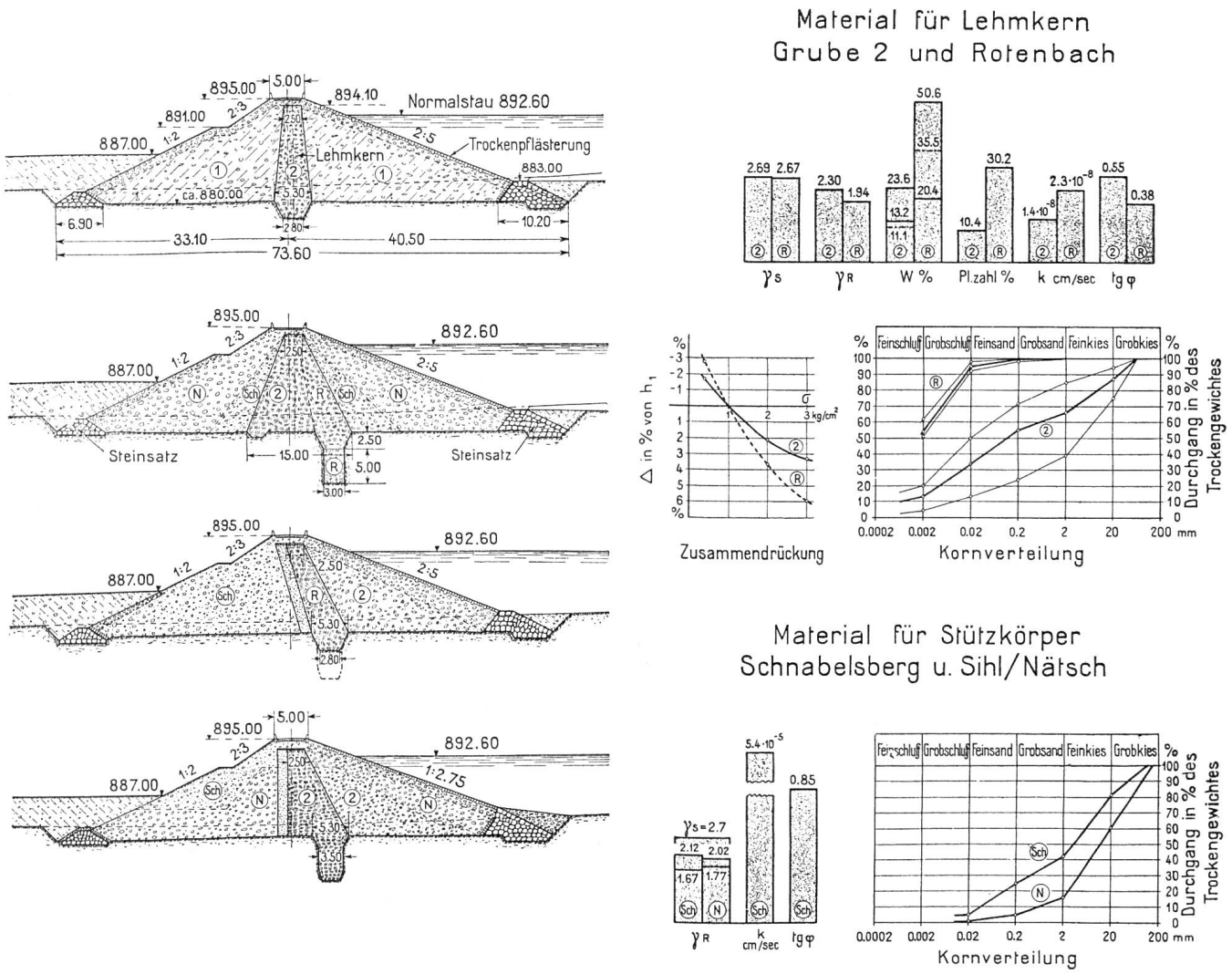

Abb. 82 Hühnermattdamm. Entwicklung des Normalprofiles.

welche bereits den Betonkies für die Staumauer lieferte, die äusseren Teile mit Flusskies aus der Sihl im Nätsch, im hinteren Seebecken in der Nähe des Dorfes Euthal.

Den kurz nachher aufgestellten ersten Entwurf der Experten zeigt das dritte Profil. Der schlechte Eindruck, den Grube 2 im Herbst 1935 machte, und der für die weitere Materialgewinnung keine günstigen Aussichten bot, führte in diesem Entwurf dazu, Grube 2 für den Lehmkern ganz aufzugeben und dieses Material nur noch für den wasserseitigen Stützkörper, mit einer starken Abdeckung von durchlässigem Kies oder Brechschotter, vorzuschlagen. Der Lehmkern sollte aus Rotenbachlehm allein, mit den ursprünglichen Abmessungen, aber wegen des schon vorhandenen Fundamentschlitzes in geneigter Lage, ausgeführt werden. Hinter dem Lehmkern wurde eine Schicht von feinem Filtersand eingeschaltet, um bei allfälligen Durchsickerungen ein Ausspülen der feinen Lehmteilchen zu verhindern. Für diesen Filtersand kam Sand aus dem Absatzbecken der Kieswäscherei Schnabelsberg in Frage. Für den ganzen luftseitigen Stützkörper war Kiessand aus der Grube Schnabelsberg vorgesehen.

Der Unterbruch der Bauarbeiten über Winter 1935/36 bot die erwünschte Zeit, um in den Laboratorien die in Aussicht genommenen Materialien auf ihre Eignung für die Dammschüttung zu untersuchen.

Für die beiden, für den Lehmkern in Frage stehenden Materialien, Grube 2 und Rotenbach, ergaben sich folgende mittlere Materialkennziffern: Bei gleichem spezifischem Gewicht 2,69 und 2,67 beträgt das Raumgewicht der bis zur Prüfung unter Luftabschluss aufbewahrten Proben 2,30 für Grube 2 und nur 1,94 für Grube Rotenbach. Ausrollgrenze und Fliessgrenze liegen für Material Grube 2 bei 13,2 und 23,6 % des Trockengewichtes; die Plastizitätszahl beträgt 10,4 %; der Wassergehalt der Proben liegt unter der Ausrollgrenze. Beim Material Grube Rotenbach sind diese Werte wesentlich höher, die Plastizitätszahl ist mit 30,2 % rd. dreimal grösser, und der Wassergehalt der Proben liegt beträchtlich über der Ausrollgrenze, genau in der Mitte zwi-

schen dieser und der Fliessgrenze. Die Durchlässigkeitskoeffizienten wurden zu 1,4 und 2,3 · 10^{-8} cm/sec ermittelt, sie sind also äusserst gering und, was besonders wichtig ist, für beide Materialien von praktisch gleicher Grössenordnung. Wie das Raumgewicht, so ist auch der Schubwinkel für das Material Grube 2 grösser als für das Rotenbachmaterial. Die Sieb- und Schlammanalyse zeigt, dass das Rotenbach-Material von äusserst feiner Beschaffenheit ist, über 90 % sind kleiner als 0,02 mm, die Zusammensetzung schwankt für die verschiedenen Proben sehr wenig. Das Material Grube 2 besteht zur Hälfte aus Sand und Kies über 0,2 mm, die Streuung in der Materialzusammensetzung ist hier bedeutend grösser. In Uebereinstimmung mit diesen Unterschieden in den Materialkennziffern steht auch das Verhalten der beiden Materialien unter Belastung; das Rotenbach-Material erleidet unter gleicher Normalbelastung eine ungefähr doppelt so grosse Zusammendrückung wie das Material aus Grube 2. Proben, die dem im Schlitz bereits eingestampften Kern entnommen wurden, unterschieden sich praktisch nicht von den Proben aus den entsprechenden Gruben, ein Beweis dafür, dass der Einbau richtig erfolgte.

Die Verschiedenheit der beiden Materialien Grube 2 und Rotenbach lässt sich erklären aus ihrer Entstehung. Der Rotenbachlehm ist genau wie der Seeschlamm des Sihlseebeckens eine Ablagerung eines nacheiszeitlichen, durch Moränenwälle im Alptal aufgestauten Sees; ein Vergleich zeigt, dass er noch feiner ist als der Seeschlamm der Viadukte. Diese Seeablagerungen sind lockerer gelagert und weniger verdichtet als die Grundmoräne der Grube 2, welche durch das Gewicht des Gletschers komprimiert wurde und deren Materialkennziffern annähernd mit denjenigen der Moräne des Dammuntergrundes übereinstimmen.

Auf Grund dieser Untersuchungen musste das Rotenbach-Material für den aufgehenden Lehmkern als ungeeignet bezeichnet werden; sein grosser Wassergehalt, den es infolge der geringen Durchlässigkeit nur schwer und langsam abgibt, liessen für das Verdichten Schwierigkeiten und für den fertigen Kern erhebliche Setzungen erwarten. Moränelehm aus Grube 2 dagegen war nach den bisherigen Erfahrungen gut zu verarbeiten und ergab nach den aus dem Kern entnommenen Proben eine dem Rotenbachlehm nicht nachstehende Wasserundurchlässigkeit. Da inzwischen das künftige Abbaugebiet der Grube 2 durch Sondierbohrungen weitgehend aufgeschlossen worden war und damit Lage und Ausdehnung der brauchbaren Lehmschichten genau bekannt waren, kamen beide Experten übereinstimmend dazu, dieses Material wieder für den Kern vorzuschlagen. Das beim Abbau anfallende kiesigere und damit für den Kern nicht geeignete Material konnte für den inneren Teil des wasserseitigen Stützkörpers verwendet werden, da nach der Standfestigkeitsberechnung sein Schubwiderstand bei der vorgesehenen Abdeckung und Belastung durch eine starke durchlässige Schicht genügt. Für diese Belastungsschicht eignete sich der Sihlschotter vom Nätsch sehr gut, da er eine gute innere Reibung und grosse Durchlässigkeit aufweist; letztere ist so gross, dass das Darcy'sche Gesetz für die Wasserbewegung nicht mehr zutrifft. Das sandreichere Schnabelsberger Material dagegen zeigte eine relativ geringe Durchlässigeit von k = 5,4 · 10^{-5} cm/sec; es konnte daher nicht für den gesamten luftseitigen Stützkörper, sondern nur für dessen oberen und äusseren Teil verwendet werden. Für den inneren und unteren Teil wurde wieder der gut durchlässige Sihlschotter verwendet, welcher allfälliges Sickerwasser rasch zum luftseitigen Steinsatz abführt und damit eine die Standsicherheit schwächende Durchfeuchtung des Stützkörpers verhütet. Beide Materialien konnten gut verdichtet werden, wie aus der Zunahme der Raumgewichte vom losen zum verdichteten Zustand von 1,67 auf 2,12 beim Schnabelsberger und von 1,77 auf 2,02 beim Sihlmaterial hervorgeht.

Abb. 83 zeigt die Auffüllung und Verfestigung des Rotenbachlehmes im Fundamentschlitz des Kernes; die einzelnen, von Hand mit einem besonderen Gerät gestochenen Lehmbrocken lassen deutlich die weiche, gleichmässige Beschaffenheit des Materials erkennen. Verdichtet wurde mit einem 90 kg schweren Explosionsstampfer (Demag-Frosch) oder von Hand mit schweren Holzstösseln. Die beim Ziehen der Marciavanti entstehenden Fugen wurden mit einem besonderen, schmalen Stössel vollgestampft.

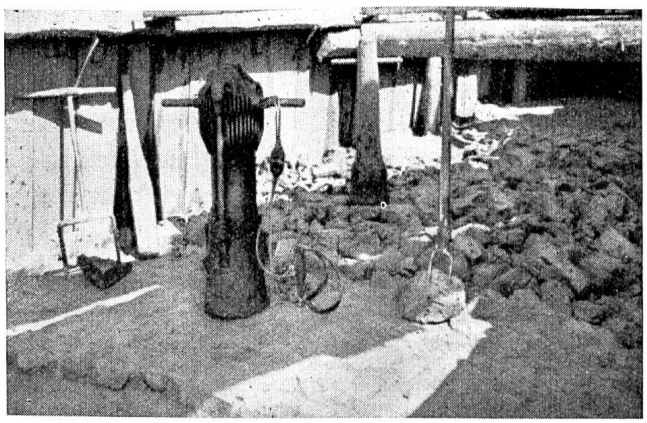

Abb. 83 Hühnermattdamm. Lehmkern im Schlitz.

Abb. 84 Hühnermattdamm. Aufgehender Lehmkern.

Bei einem gewissen Wassergehalt war die gummiartige Plastizität derart, dass sich der Lehm nicht mehr komprimieren liess, sondern seitlich auswich; solche Nester mussten entfernt werden, da sie auch eine gehörige Verdichtung der darüberfolgenden Schicht verunmöglicht hätten.

Abb. 84 zeigt die Walzung des aufgehenden, aus Material Grube 2 geschütteten Lehmkernes mit einem 8,5 t schweren Raupentraktor. Da der Wassergehalt des Materials aus der Grube unter der Ausrollgrenze lag, musste bei trockenem Wetter angefeuchtet werden.

Auf dem Bilde der Gesamtbaustelle (Abb. 85) erreicht die Schüttung ungefähr die Höhe der luftseitigen Auffüllung. Von der Wasser- zur Luftseite erkennt man deutlich die verschiedenen Zonen: Trockenpflaster, Brechschotter und durchlässiger Sihlschotter, kiesiger Moränelehm aus Grube 2, Kern aus ausgesuchtem Lehm der Grube 2, Filtersand, Sihlschotter und Schnabelsberger Material.

Wie bei den Viadukten, so setzte auch beim Hühnermatt-Damm schon während der Ausführung ein regelmässiger Beobachtungsdienst ein, welcher heute noch fortgesetzt wird und hydrologische Beobachtungen und Beobachtungen der Dammbewegungen umfasst.

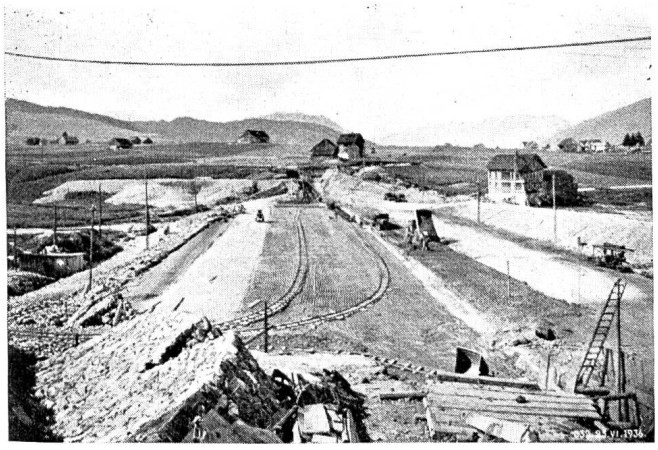

Abb. 85 Hühnermattdamm. Bauzustand am 25. Juni 1936.

Abb. 86 gibt einen Ausschnitt aus den hydrologischen Beobachtungen und zwar die Zeit seit Staubeginn im April 1937. Der oberste Bildstreifen stellt den Verlauf der Wasserspiegel in den bis zum Dammfundament reichenden Piezometerröhren dar. Ganz ausgezogen ist der Verlauf des Seespiegels, der Ende September die höchste Staukote 892.90 erreichte. Gestrichelt angegeben sind die Wasserspiegel in den vor dem Lehmkern liegenden Piezometerröhren 3,7 und 10; sie zeigen eine deutliche Beeinflussung durch den Stau; insbesondere im Rohr 7, das noch in dem durchlässigen Langmattmaterial der Schüttung 1935 steckt, steigt der Wasserspiegel

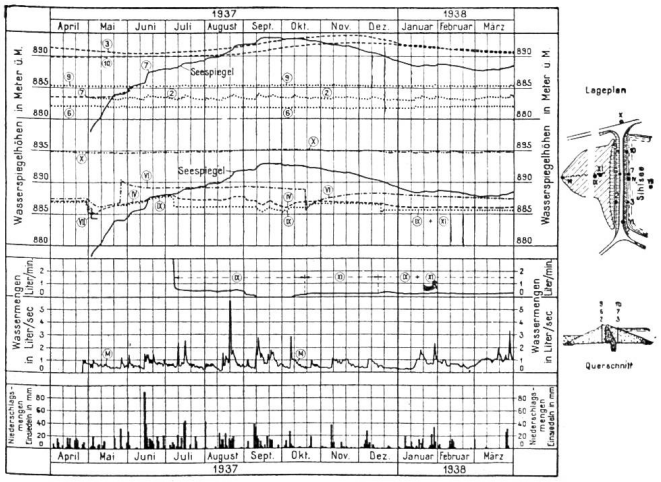

Abb. 86 Hühnermattdamm. Hydrologische Beobachtungen.

identisch mit dem Stauspiegel. Dagegen zeigen die hinter dem Lehmkern liegenden, mit dem durchlässigen Sihlschotter in Verbindung stehenden Piezometerröhren 2,6 und 9 keine Beeinflussung durch den Seestau. Die Schwankungen in Rohr 2 entsprechen den Niederschlägen und deuten auf eindringendes Oberflächenwasser.

Im zweiten Streifen sind die Beobachtungen in den Sondierbohrungen wiedergegeben, die ebenfalls mit Piezometerröhren ausgerüstet worden waren, soweit sie tiefliegende Kiesschichten angeschnitten hatten und nicht in das Staubecken zu liegen kamen. In Rohr X am rechten Widerlager zeigt der Wasserspiegel nur eine geringfügige Hebung durch den Seestau, verursacht durch die höhere Lage der Vorflut des durchfliessenden Hangwassers. Bohrloch VI am linken Widerlager wurde bei Walzarbeiten auf der über die Dammkrone führenden Strasse wahrscheinlich verschlammt und zeigte nicht mehr

zuverlässig an; Mitte Oktober wurde es wieder gereinigt und nun fällt sein Wasserspiegel mit sinkendem See. Das im Staubecken liegende Rohr VII wurde vor dem Einstau zubetoniert, die hiezu erforderliche Wasserabsenkung machte sich wieder in den andern Löchern bemerkbar, wie schon bei den Pumpversuchen. In den beiden Bohrungen IV und IX stiegen die Wasserspiegel nach dieser Absenkung bis Mitte Juni ungefähr wieder auf den alten stationären Stand, sprachen dann deutlich auf die nachfolgende rasche Stauspiegelerhebung — 1,60 m in vier Tagen — an und stiegen mit dem See langsam weiter. Dieses Verhalten deutet darauf hin, dass einerseits eine gewisse Beeinflussung des Grundwassers in den untern Kiesschichten durch den Seestau vorhanden ist, dass aber anderseits diese Kiesschichten keine oder dann nur eine geringe Vorflut nach dem Alptal besitzen. Bis Anfang Juli hatte sich der Wasserspiegel in Bohrung IX bis Kote 888.00 gehoben und lag damit bereits 1.0 m über der luftseitigen Auffüllung. Um den Auftrieb am luftseitigen Dammfuss nicht zu vergrössern, wurde das Piezometerrohr der Bohrung IX 1.0 m unter der Auffüllung angezapft, was auch eine sofortige Senkung in IV zur Folge hatte. Da das Piezometerrohr IX kein richtig ausgebauter Filterbrunnen ist und die Gefahr der Verschlammung bestand, wurde zur Sicherheit noch der Filterbrunnen XI abgeteuft, der die Kiesschichten etwas tiefer als IX anschneidet und nun dauernd entwässert. Die in den beiden Röhren IX und XI zur Zeit auslaufende Wassermenge beträgt 0,22 l/min, ist also verschwindend klein. Der bereits aus den Pumpversuchen gezogene Schluss, dass das Durchflussvermögen der untern Kiesschichten nur gering und für den Damm ohne Belang ist, hat damit die Bestätigung gefunden. Die Schwankungen der Wasserspiegel in IV und IX im September/Oktober sind auf die Bohrung und den Filtereinbau XI zurückzuführen.

Neben zahlreichen Oberflächenabflüssen in der Einflusszone des Dammes wird auch die Meßstelle M am Ende der Sickerleitung beobachtet, die den Steinsatz am luftseitigen Dammfuss entwässert. Diese Meßstelle, wie auch alle andern, zeigt keine Beeinflussung durch den Stau, sondern spricht nur auf die Niederschläge, bei Schnee auf Tauwetter an.

Die Setzungen des Untergrundes werden an Bodenpegeln, von denen einige gleichzeitig Piezometerrohre enthalten, in drei Querprofilen des Dammes gemessen; die Ergebnisse für das maximale Querprofil sind in Abb. 87 dargestellt. Die Untergrundsetzungen haben vom Beginn der Schüttung im Frühling bis zur Vollendung im Herbst 1936 und auch

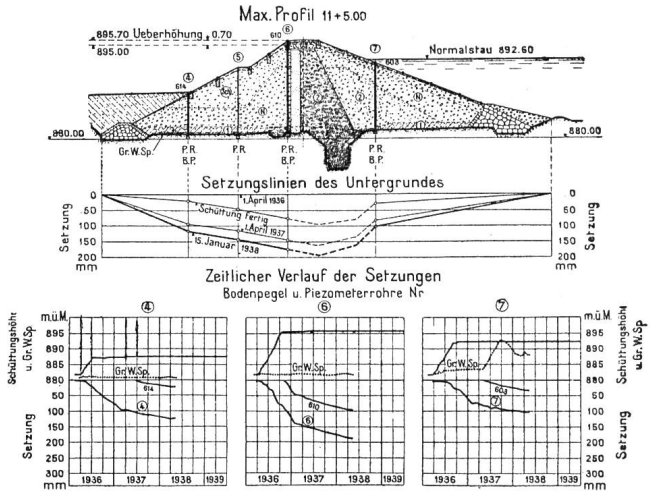

Abb. 87 Hühnermattdamm. Setzungs-Beobachtungen.

darüber hinaus bis Frühling 1937 rasch zugenommen, sie setzen sich auch heute noch in langsamerem Tempo fort. Die grösste Setzung beträgt bis jetzt ca. 200 mm und erreicht damit noch nicht ganz einen Drittel der mit 70 cm ausgeführten Dammüberhöhung. Der unsymmetrische Setzungsverlauf ist wohl auf eine lokale Ungleichmässigkeit des Untergrundes zurückzuführen.

In den untern Diagrammen ist der zeitliche Verlauf der Setzungen der drei Bodenpegel dargestellt; man erkennt, wie die Setzung noch längere Zeit nach Fertigstellung der Schüttung in unvermindertem Tempo zunimmt. Zum Vergleich sind auch die Setzungen der entsprechenden Nivellementpunkte an der Dammoberfläche eingetragen. Sie verlaufen ungefähr parallel mit den Untergrundsetzungen, d.h. die Dammschüttung in sich setzt sich in diesem Profil nicht mehr, ein Zeichen dafür, dass die Verdichtung gut war.

Abb. 88 zeigt eine Aufnahme des fertigen Dammes bei vollem See.

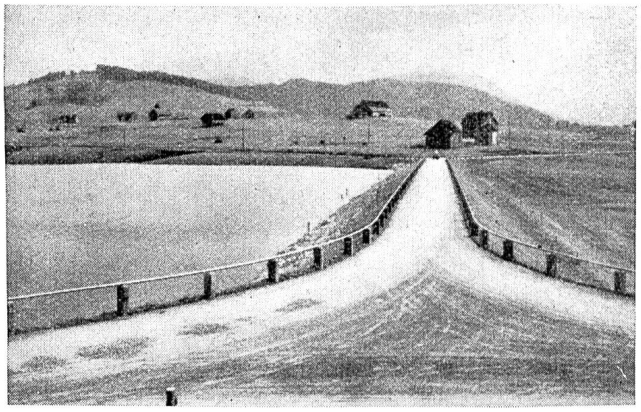

Abb. 88 Hühnermattdamm. Aufnahme bei vollem See, Staukote 892,60.