

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizerische Bauzeitung
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	76 (1958)
<b>Heft:</b>	37
<b>Artikel:</b>	Süsswassersperre gegen das Eindringen von Meerwasser in ein Grundwasserbecken
<b>Autor:</b>	Baumann, Paul
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-64038">https://doi.org/10.5169/seals-64038</a>

### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 21.02.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Süsswassersperre gegen das Eindringen von Meerwasser in ein Grundwasserbecken

Von Paul Baumann, dipl. Ing. ETH, stellvertretender Oberingenieur Los Angeles County Flood Control District, Los Angeles, Calif., USA  
Redaktionelle Bearbeitung von Niklaus Schnitter, dipl. Ing., Küschnacht ZH

DK 628.112.3

### I. Einleitung

Leben und Entwicklung des semiariden Südkalifornien sind aufs engste mit der Erschliessung und Erhaltung seiner Grundwasserbecken verknüpft. Doch entlang der am dichtesten besiedelten Küste münden verschiedene dieser Grundwasserströme unterirdisch in den Ozean und sind demnach bei Ueberbeanspruchung der Verunreinigung, schliesslich gar der Vernichtung durch eindringendes Meerwasser ausgesetzt. Infolge des unerhörten Aufschwunges der Stadt seit der Jahrhundertwende und dem Zweiten Weltkrieg im besondern ergaben sich derart ungünstige Verhältnisse auch bei Los Angeles.

Nun obliegt dem Los Angeles County Flood Control District neben dem im Namen angedeuteten Hochwasserschutz auch die Erhaltung der Wasserschätze des Amtsbezirkes Los Angeles. Das Amt wurde bereits 1915 durch den Staat Kalifornien ins Leben gerufen und hat sich inzwischen zu einer recht umfänglichen und verästelten Organisation entwickelt. Der Tätigkeitsbereich des Amtes umfasst ein Gebiet von 10 000 km<sup>2</sup>, d. h. von einem Viertel der ganzen Schweiz, das aber schon heute eine dieser entsprechende Bevölkerungszahl aufweist. Der jährliche Wasserverbrauch für alle Zwecke beläuft sich gegenwärtig auf rund 1,7 Mrd. m<sup>3</sup>, wovon fast zwei Drittel dem Grundwasser entnommen werden. Nur ein Bruchteil dieser starken Entnahme konnte bisher in besonders hergerichteten Sickerfeldern wieder dem Grundwasserbecken zugeführt werden.

Der Flood Control District verfolgte schon seit einiger Zeit das teilweise zu Aufsehen mahnende allmähliche Eindringen von Meerwasser in Teile der solcherart stark überbeanspruchten Grundwasserbecken. Im folgenden sollen die theoretischen und versuchsmässigen Grundlagen und Ueberlegungen dargelegt werden, die es unserm Amt ermöglicht haben, neuartige geeignete Abwehrmassnahmen zu entwickeln.

### II. Theoretische Untersuchungen

#### A. Allgemeines

Ungestörte Grundwasserströmungen zeigen im allgemeinen geringe Fließgeschwindigkeiten und keine so ausgeprägten Abflusserscheinungen, wie es vergleichshalber in der Oberflächenhydraulik der Fall ist. Dies ändert sich jedoch, sobald Störungen auftreten, wie z. B. bei der Wasserzufuhr durch Versickerung oder Brunneninjektion. Es bildet sich dann auf dem ursprünglichen Grundwasserspiegel ein Stauhügel. Sowohl für die Technik der Grundwasserergänzung durch Versickerung als auch im Hinblick auf die Errichtung von Süsswassersperren gegen eindringendes Meerwasser ist die Erfassung dieses Stauhügelphänomens von grundlegender Bedeutung.

Je nach Gestalt der Versickerungsfläche wird sich eine zwei- oder dreidimensionale Strömung einstellen. Ersteres ist bei langen, streifenförmigen Flächen, wie z. B. Flussläufen, Kanälen oder Sickerstreifen, der Fall. Letzteres bezieht sich auf kreisförmige oder annähernd solche Flächen, also z. B. die üblichen, oft sehr grossen Sickerfelder. Um die jeweiligen vorliegenden konkreten Fälle mathematisch erfassen zu können, müssen sie einem der obigen Grundschemata angeglichen werden. Weitere idealisierende Voraussetzungen müssen auch bezüglich Porosität, Durchlässigkeit, Tiefe und Sohlengefälle des Grundwasserbeckens getroffen werden. Naturgemäß sind die Verhältnisse in Wirklichkeit meist weit komplexer, doch für die unser Amt interessierenden Gebiete können sie genau genug durch Mittelwerte dargestellt werden. Grundlegend für die folgenden Ueberlegungen sind zudem die Voraussetzungen,

dass die Strömung laminar sei, und dass die Höhe des entstehenden Stauhügels im Verhältnis zur Tiefe des ungestörten Grundwasserstromes klein ist.

#### B. Der zweidimensionale Fall

##### 1. Allgemeine Differentialgleichung

Die bereits vor etwa 80 Jahren durch Boussinesq aufgestellte Differentialgleichung für nicht stationäre Grundwasserströmungen lautet bekanntlich:

$$(1) \quad \frac{\delta y}{\delta t} = \frac{k}{\mu} \left[ y \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} + \left( \frac{\delta y}{\delta x} \right)^2 - i \frac{\delta y}{\delta x} \right]$$

worin:  $k$  = Durchlässigkeitskoeffizient nach Darcy

$\mu$  = Porosität

$i$  = Sohlengefälle

$t$  = Zeit

und  $x$  und  $y$  die horizontale bzw. vertikale Koordinate des freien Wasserspiegels bedeuten.

Diese Gleichung lässt sich nicht direkt integrieren. Eine Vereinfachung ergibt sich jedoch, wenn  $y$  durch die mittlere Tiefe  $a_0$  des ungestörten Grundwasserstromes ersetzt und neben dem üblichen Glied  $\left( \frac{\delta y}{\delta x} \right)^2$  auch das Glied  $i \frac{\delta y}{\delta x}$  vernachlässigt wird. Letzteres ist im vorliegenden Fall von gleicher Grössenordnung wie ersteres und weist zudem, später darstellende Ausnahmefälle vorbehalten, entgegengesetzte Vorzeichen auf. Die reduzierte Differentialgleichung lautet somit:

$$(2) \quad \frac{\delta y}{\delta t} = \frac{k a_0}{\mu} \frac{\delta^2 y}{\delta x^2}$$

und entspricht formal der Gleichung der Wärmeleitung, was schon Boussinesq bemerkt hatte.

Dass diese Gleichung trotz der vorgenommenen Vereinfachungen noch zu annehmbaren Resultaten führt, wurde durch Vergleich mit eigenen Modellversuchen sowie unabhängigen Untersuchungen Dritter geprüft.

##### 2. Beschreibung des Stauhügelphänomens

Die Sohle des Grundwasserstromes weise, wie dies meist der Fall sein wird, das Gefälle  $i$  auf, und der Abfluss erfolge mit der konstanten Tiefe  $a_0$  einem in der Entfernung  $L_d$  von der Wasserzufuhrstelle gelegenen Austritt zu. Der durch die Wasserzufuhr entstehende Stauhügel wird, ähnlich wie eine Schütze, den im ungestörten Zustand  $k \cdot a_0 \cdot i$  betragenden Abfluss pro Einheitsbreite abriegeln und den Grundwasserstrom oberhalb der Zugabstelle rückstauen. Die Wasserzufuhr wird daher genügend gross sein müssen, um einerseits den ursprünglichen Abfluss  $k \cdot a_0 \cdot i$  zu ersetzen und anderseits den Stauhügel bis zu seiner grössten möglichen Ausdehnung aufzubauen. Gleichzeitig wird sich der Stauhügel selbst wellenartig stromauf- und -abwärts ausbreiten, bis die Welle die Austrittsstelle erreicht. Letztere besteht z. B. aus einer das Grundwasserbecken abgrenzenden Böschung, wie ein Ufer oder die Küste, oder aber aus dem Rand einer unterirdischen, z. B. durch Pumpbrunnen künstlich geschaffenen Depression, d. h. stationären Grundwasserspiegellage. Eine Grundwasserströmung wird stets durch eine solche Austrittsstelle bestimmt.

Aus obigem geht hervor, dass die grösste Höhe, die der Stauhügel erreichen wird, durch folgende Faktoren bestimmt wird:

Zugeführte Wassermenge  $q_0$  und Zufuhrdauer  $t$   
Durchlässigkeit  $k$  und Porosität  $\mu$  des Untergrundes  
Tiefe  $D_0$  des Grundwasserspiegels unter der Oberfläche und Abflusstiefe  $a_0$  des Grundwasserstromes  
Sohlengefälle  $i$  des Grundwasserstromes

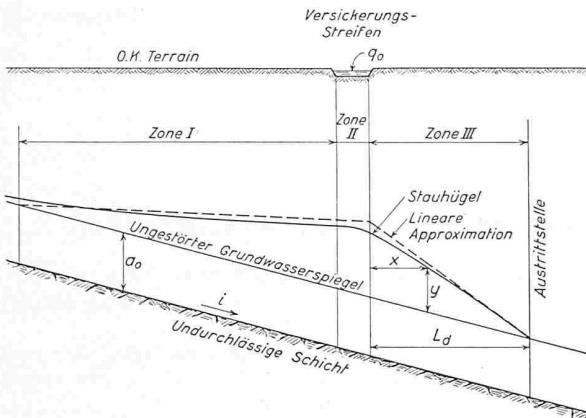


Bild 1. Schematische Darstellung eines zweidimensionalen Stauhügels auf geneigtem Grundwasserspiegel, mit Bezeichnungen

Entfernung  $L_d$  der Austrittsstelle des Grundwasserstromes von der Zufuhrstelle.

Das Stauhügelphänomen lässt sich nun in die folgenden vier Phasen zerlegen:

Phase 1: Bildung und Ausbreitung des Stauhügels bis dieser die Austrittsstelle erreicht, über die hinaus er sich nicht mehr ausdehnen kann.

Phase 2: Anwachsen des Stauhügels bis zum möglichen Maximum und bis der Abfluss mit  $q_0 + k \cdot a_0 \cdot i$  stationär wird.

Phase 3: Stationärer Zustand, nachdem Abfluss und Stauhügel ihre Maxima erreicht haben.

Phase 4: Abbau des Stauhügels nach Abbruch der Wasserzufuhr.

Theoretisch würden die zweite und vierte Phase unendlich lange dauern. Für praktische Zwecke genügt es jedoch, mit denjenigen Zeiten zu rechnen, in denen sich etwa 95 % der betreffenden Vorgänge abwickeln.

### 3. Auswertung der Differentialgleichung für das Stauhügelphänomen

Aus Raumgründen muss hier darauf verzichtet werden, die mathematischen Ableitungen, ausgehend von der vereinfachten allgemeinen Differentialgleichung (2) sowie die erhaltenen Formeln wiederzugeben, und es sei diesbezüglich auf eine frühere ausführliche Darstellung durch den Schreibenden verwiesen<sup>1)</sup>.

Wie in Bild 1 angedeutet, lässt sich der Stauhügel in der stationären Phase 3 in drei Zonen einteilen, deren Gestalt mathematisch erfassbar ist. Doch erlaubt eine Vernachlässigung der mittleren Zone II, d. h. die Angleichung der Versickerungsfläche an eine Linienquelle, eine weitere Vereinfachung, indem dann der Stauhügel befriedigend genau durch ein (in Bild 1 gestrichelt eingetragenes) Dreieck approximiert wird. Es ist eben diese «Linearisierung» der Stauhügelgestalt, welche eine für Ingenieurzwecke genügend genaue Lösung des komplexen Problems ermöglicht.

1) P. Baumann, Groundwater Movement Controlled Through Spreading, «Transactions American Society of Civil Engineers» Vol. 117 (1952), p. 1024.

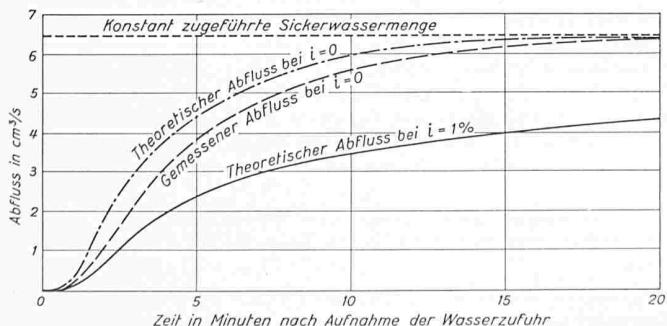


Bild 2. Vergleich der theoretischen und experimentellen Abflussmengen an der Austrittsstelle während der Wachstumsphase eines Stauhügels auf waagrechtem und geneigtem Grundwasserspiegel

### 4. Kontrollversuche am Modell

Zwecks Nachweis der Zulässigkeit der verschiedenen in der theoretischen Behandlung des Problems notwendig gewordenen Vereinfachungen wurden auch vergleichende Modellversuche durchgeführt. Zur Darstellung des Grundwasserträgers diente dabei ein Sandkasten von je 30 cm Breite und Höhe sowie 115 cm Länge. Die Versickerungsfläche befand sich, unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften des zur Darstellung gelangenden Stauhügels auf ebenem Grundwasserbecken, an der einen Breitseite des Sandkastens. Sie wies entsprechend auch eine Länge von 30 cm auf und war 10 cm breit. Am andern Ende des Sandkastens befand sich ein vertikales Sieb als Austrittsstelle. An dieses schloss ein Wasserbecken mit Messüberfall an. Die Grundwasserstände im Sandkasten wurden mittelst Piezometerrohren mit elektrischen Wasserstandsanzeigern festgestellt und automatisch registriert.

Bild 2 zeigt vergleichend den experimentell festgestellten Grundwasserabfluss an der Austrittsstelle und die theoretisch ermittelten Abflussmengen bei einer konstanten Wasserzufuhr von  $6,45 \text{ cm}^3/\text{s}$  zur Versickerungsfläche. In Bild 3 wird ein analoger Vergleich anhand des Grundwasserabflusses nach Einstellung der Wasserzufuhr, d. h. in der Abbauphase des Stauhügels, gezogen.

In den Bildern 2 und 3 sind auch noch die theoretischen Abflussmengen bei um 1 % geneigtem Grundwasserspiegel eingetragen, wobei sich der Einfluss der oberwasserseitigen Zone I (siehe Bild 1) deutlich bemerkbar macht. Bild 4 gibt hiezu den theoretisch ermittelten Aufbau des Stauhügels, einerseits nach unseren Formeln berechnet, anderseits gemäß einer unabhängigen Ableitung durch Dr. Preissmann, ehemals bei der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der Eidg. Technischen Hochschule. Die gute Uebereinstimmung der beiden Lösungen ist augenfällig, auch in der oberwasserseitigen Zone I, obschon dort  $i \frac{\delta y}{\delta x}$  umgekehrtes Vorzeichen aufweist und dieses Produkt deshalb nicht, wie bei unserer Vereinfachung der allgemeinen Differentialgleichung vorausgesetzt, das Glied  $\left(\frac{\delta y}{\delta x}\right)^2$  zu kompensieren trachtet.

Beim Vergleich der theoretischen Lösungen mit den Resultaten der Modellversuche muss auch noch berücksichtigt werden, dass letztere, trotz aller Anstrengungen dies zu verhindern, durch die Kapillarität beeinflusst wurden.

### C. Der dreidimensionale Fall

#### 1. Ebener Grundwasserspiegel

Wird eine kreisförmige Versickerungsfläche und eine diese ringartig umgebende Austrittsstelle, d. h. Rotationsymmetrie vorausgesetzt, so lässt sich der dreidimensionale Fall dem zweidimensionalen vollständig analog behandeln, sobald die den Einheitsstrom begrenzenden vertikalen Ebenen radial statt wie bisher parallel angenommen werden. Bei gleicher spezifischer Wasserzufuhr, bezogen auf den Umfang einer kreisförmigen Versickerungsfläche bzw. die Länge eines Sickerstreifens, erfolgt der Anstieg des Stauhügels im dreidimensionalen Fall offenbar langsamer als im bisher betrachteten zweidimensionalen. Da es nun beim Betrieb von Versickerungsanlagen zur Grundwasserergänzung wichtig ist, ein Ansteigen des Stauhügels bis zur Bodenoberfläche und daraus

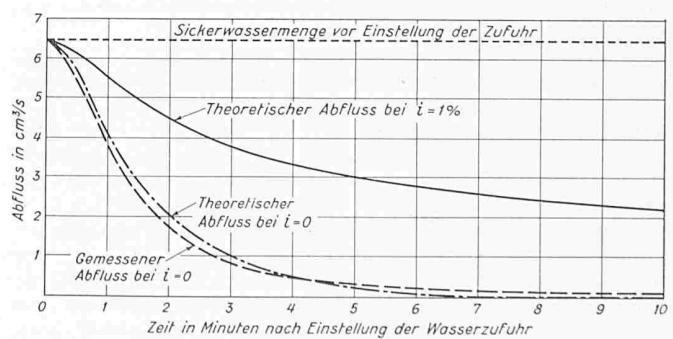


Bild 3. Vergleich der theoretischen und experimentellen Abflussmengen an der Austrittsstelle während der Abbauphase eines Stauhügels auf waagrechtem und geneigtem Grundwasserspiegel

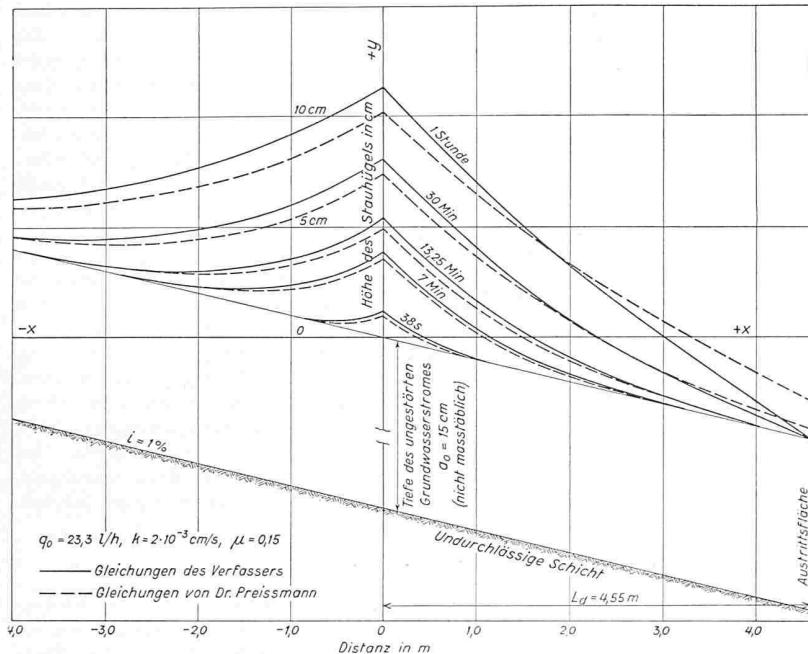


Bild 4. Theoretischer Aufbau eines zweidimensionalen Stauhügels auf geneigtem Grundwasserspiegel mit Vergleich von zwei Berechnungsmethoden

folgende allfällige Versumpfungsscheinungen oder gar Ueberschwemmungen zu vermeiden, lässt sich leicht die Ueberlegenheit annähernd kreisförmiger Sickerfelder erkennen. Man könnte letztere als von höherem Wirkungsgrad bezeichnen, da sie unter sonst gleichen Bedingungen eine kräftigere Grundwasserergänzung gestatten.

Bei der Errichtung einer Süßwassersperre ist hingegen ein vor allem auch im Verhältnis zur aufzuwendenden Injektionswassermenge möglichst rascher Aufbau des Stauhügels erwünscht. Also wäre in diesem Falle ein durchgehender Sickerstreifen vorzuziehen, vorausgesetzt natürlich, dass die Sickerströmung den Grundwasserspiegel überhaupt ungehindert erreichen kann. Wie nachfolgend noch dargestellt werden wird, ist jedoch gerade diese Bedingung bei dem uns zur Zeit vordringlich interessierenden Grundwasserbecken, wie übrigens auch in den meisten andern entlang der Küste gelegenen, leider nur in sehr beschränktem Masse erfüllt. Es muss daher doch zu Brunnen oder mindestens Sickerlöchern, welche Hindernisse im Sickerweg zum Grundwasserträger durchbrechen, gegriffen werden.

## 2. Geneigter Grundwasserspiegel

Die Vorgänge während den instationären Ausbreitungs- und Aufbauphasen 1 und 2 eines Stauhügels auf geneigtem Grundwasserspiegel sind derart komplex, dass sie bisher, nach bestem Wissen des Schreibenden, jeder exakten Lösung getrotzt haben. Nur durch Angleichung der kreisförmigen Versickerungsfläche an eine Punktquelle und mit Hilfe der Stromlinientheorie ist es möglich, die endgültige stationäre Gestalt des Stauhügels in der Phase 3 zu ermitteln. Da es sich bei Injektionsbrunnen und Sickerlöchern annähernd um Punktquellen handelt, gewinnen die diesbezüglichen theoretischen Ableitungen gerade in Zusammenhang mit den nachfolgend darzustellenden praktischen Anwendungen besondere Bedeutung. In Bild 5 sind sowohl Begrenzung als auch Stromlinien und Aequipotential-Höhenkurven eines dreidimensionalen Stauhügels auf geneigtem Grundwasserspiegel in der Aufsicht dargestellt. Der ungestörte Grundwasserstrom weise einen Abfluss pro Einheitsbreite von  $q = k \cdot a_0 \cdot i$  auf, und die zugeführte Injektionswassermenge betrage  $q_0$ . Da das injizierte Wasser ein höheres Potential als der ungestörte Grundwasserstrom aufweist, wird letzterem ein gemäß Bild 5 begrenzter injizierter Grundwasserstrom überlagert. Es kann gezeigt werden, dass dessen maximale Breite

$$(3) \quad w = \frac{q_0}{k a_0 i}$$

beträgt. Diese Beziehung gilt sowohl in artesisch gespannten wie in freien Grundwasserbecken. Es folgt daraus auch, dass

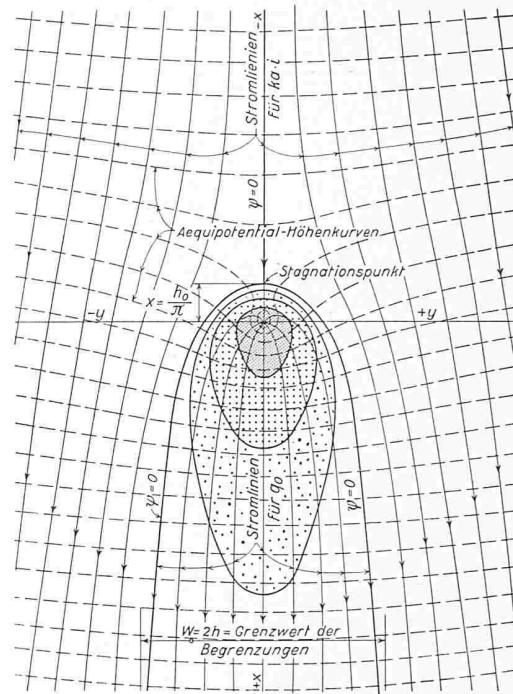


Bild 5. Aufsicht eines dreidimensionalen Stauhügels auf geneigtem Grundwasserspiegel mit Angabe der Begrenzungen, Stromlinien, Aequipotential-Höhenkurven und Aufbauphasen

zur Erzielung eines durchgehenden Stauhügels mittels Injektionsbrunnen deren gegenseitiger Abstand nicht grösser als  $w$  sein darf.

Ausgehend von der Bedingung, dass das Volumen  $V$  des Stauhügels in jedem Zeitpunkt  $t$

$$(4) \quad V = q_0 t$$

betragen muss, ist es ferner möglich, die Wachstumsphasen des Stauhügels graphisch zu ermitteln, in der Art wie diese in Bild 5 gerastert angegeben sind.

## D. Anwendung der Theorie auf das Problem der Süßwassersperre

Bei der Anwendung sowohl der für das zwei- als auch der für das dreidimensionale Stauhügelphänomen abgeleiteten Formeln auf das Problem der Meerwassereindringung ist noch dem Unterschied der spezifischen Gewichte von Meer- und Süßwasser Rechnung zu tragen. Dies geschieht entsprechend dem Ghyben-Herzbergschen Prinzip mit Hilfe der Beziehung

$$(5) \quad \Delta H = (S - 1) H$$

worin  $\Delta H$  = Erforderlicher Süßwasserüberdruck über Meereshöhe

$S$  = Verhältnis des spezifischen Gewichtes von Meerwasser zu demjenigen von Süßwasser

$H$  = Tiefe der Sohle des Grundwasserträgers unter Meereshöhe.

Mit Bezug auf Bild 6 und in Uebereinstimmung mit diesem Prinzip lautet die Bedingung für Druckgleichheit entlang der Begrenzung der beiden Medien

$$(6) \quad y = (S - 1) (H - z)$$

Der meerwärts gerichtete Süßwasserabfluss bestimmt sich nach Dupuit zu

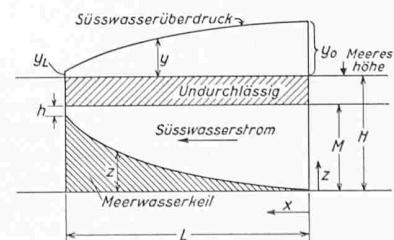


Bild 6. Schema der Begrenzung zwischen Süßwasserstrom und Meerwasserkeil in einem artesisch gespannten Grundwasserbecken, mit Bezeichnungen

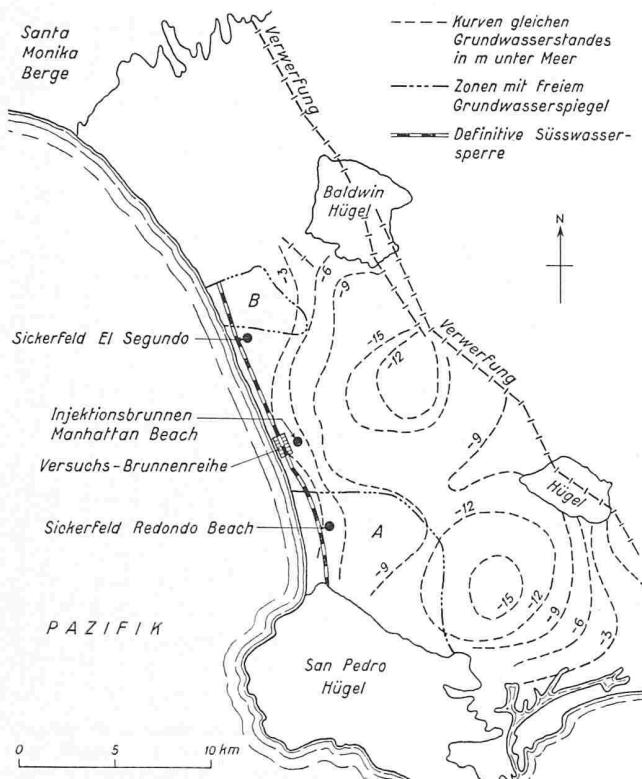


Bild 7. Karte des westlichen Teils der Tiefebene von Los Angeles mit Versuchsanlagen und definitiver Süßwassersperre sowie Kurven gleichen Grundwasserstandes im Frühjahr 1951

$$(7) \quad q = -k(M - z) \frac{dy}{dx}$$

worin  $k$  wie bisher die Durchlässigkeit nach Darcy bezeichnet. Aus den beiden letztgenannten Beziehungen gewinnt man nun durch Integration

$$(8) \quad z = M \pm \sqrt{M^2 - \frac{2qx}{k(S-1)}}$$

die Gleichung der Begrenzungslinie.

Da für  $x = 0$  auch  $z = 0$  sein muss, gilt vor der Wurzel das negative Vorzeichen. Bei  $x = L$  ist ferner  $z$  annähernd gleich  $M$ , so dass

$$(9) \quad q = \frac{k(S-1)M^2}{2L}$$

Die letzte Beziehung gibt eine gute Approximation für den meerwärts gerichteten Süßwasserfluss im stationären Zustand. Offenbar muss diesem Abfluss  $q$  eine Austrittsfläche  $h$  (siehe Bild 6) entsprechen, über deren Grösse das Dupuitsche Theorem allerdings keine Anhaltspunkte liefert. Könnte die Begrenzung jedoch als umgekehrte Grundparabel von Kozeny behandelt werden, so wäre

$$(10) \quad h = \frac{q}{k}$$

und damit auch die Begrenzung selbst bestimmt.

Es kann nun gezeigt werden, dass die Begrenzungslinie tatsächlich eine umgekehrte Grundparabel darstellt, deren Ordinaten  $y$  lediglich um den Faktor  $(S-1)$  reduziert sind. Unter Berücksichtigung dieses Reduktionsfaktors lässt sich somit die Kozenysche Lösung auch auf den Fall einer Süßwassersperre gegen Meerwassereindringung anwenden.

### III. Grossversuche im Felde

Die Aufmerksamkeit unseres Amtes richtet sich seit einer Reihe von Jahren besonders auch auf das Grundwasserbecken an der Westküste der Tiefebene von Los Angeles, bei welchem die Meerwassereindringung bereits bedenkliche Ausmasse angenommen hat. Bild 7 gibt eine summarische Darstellung von Lage und Umfang dieses Grundwasserbeckens. Eine den Grundwasserträger grösstenteils überdeckende dichte

Lehmkappe bewirkt, dass das Grundwasser mit Ausnahme der Randzonen A und B artesisch gespannt ist. Der ganzen Küste entlang besitzt der Grundwasserstrom jedoch einen freien, unterirdischen Austritt in den pazifischen Ozean. Noch um die Jahrhundertwende bestand ein ausgesprochenes Druckgefälle und damit eine Grundwasserströmung zum Ozean hin. In der Folge der bereits erwähnten stürmischen Entwicklung der Gegend von Los Angeles und der damit unerhört angestiegenen Grundwasserentnahme haben sich die Verhältnisse heute nun in ihr Gegenteil gekehrt. So zeigt Bild 7 z. B. auch noch die Linien gleichen Grundwasserdurchflusses bzw. -standes im Frühjahr 1951 und lässt deutlich die eingetretenen beträchtlichen Depressionen im Grundwasserspiegel (bis 15 m u. M.) erkennen. Um die gleiche Zeit wurde geschätzt, dass das Grundwasserbecken bereits um 60 % der Entnahmen überbeansprucht werde, wobei der Fehlbetrag natürlich durch den stetig landeinwärts vordringenden Meerwasserkeil ersetzt wurde. Dieser hatte bereits verschiedene Grundwasserbrunnen erreicht und unbrauchbar gemacht, so z. B. auch sieben, 1300 Meter von der Küste entfernte Brunnen der Stadtversorgung von Manhattan Beach, die durch Neuanlagen weiter landeinwärts ersetzt werden mussten.

#### A. Versuche mit Sickerfeldern

Die ersten Versuche in Zusammenhang mit der Abwehr der Meerwassereindringung erfolgten im Frühjahr 1950 an zwei Sickerfeldern von je 4000 m<sup>2</sup> Grundfläche und 1 m Tiefe. Ein erstes Feld wurde bei Redondo Beach in der Zone A (Bild 7) des freien Grundwasserspiegels errichtet. Das zweite Feld lag bei El Segundo am Rande der Zone B. Bei dieser zweiten Anlage musste eine 6 bis 8 m mächtige Oberflächenkruste durch ein Netz von Sickerlöchern durchstossen werden. Die Bohrungen wiesen einen Durchmesser von 75 cm auf und wurden in Abständen von 12,5 m abgeteuft und mit sauberem Kies gefüllt. Beide Anlagen wurden mit genügend Beobachtungsbrunnen in den beiden Hauptaxen der Felder ausgerüstet, um die Eindringung und Ausbreitung des Sickerwassers verfolgen zu können.

In jedem Feld konnten bei stetigem Betrieb rd. 5000 m<sup>3</sup> Wasser im Tag versickert werden. Das Frischwasser wurde in El Segundo der lokalen Versorgung, bei Redondo Beach einem weit entfernten Brunnen entnommen. Eine konstante Versickerung wurde jedoch erst erreicht, nachdem das Frischwasser mit Chlorgas, Calciumhypochlorit oder Kupfersulfat behandelt wurde, um eine die Sickerwege verstopfende Bildung von Bakterienschleim und Algen in dem sauerstofffreien Frischwasser zu unterbinden. In Redondo Beach wurden auf total 462 000 m<sup>3</sup> zugeführtes Frischwasser 3½ t Chlor verbraucht, während in El Segundo bei 315 000 m<sup>3</sup> Wasser 80 kg Calciumhypochlorit und 145 kg Kupfersulfat genügten. Lokale Hindernisse im Sickerweg, wie Lehmlinsen, beeinträchtigten die Versickerung in El Segundo beträchtlich, so dass dort zur Bildung einer Süßwassersperre wohl nur die Brunneninjektion in Frage käme. Bei Redondo Beach im Gebiet A, wo wenig solche Hindernisse vorliegen, würde hingegen ein Sickerstreifen, eventuell auch eine enge Sickerlöcher-Reihe parallel zur Küste, genügen.

#### B. Versuch mit einem einzelnen Injektionsbrunnen

Gleichzeitig mit den eben beschriebenen Versuchen an Sickerfeldern wurden an einem der erwähnten aufgegebenen Brunnen der Stadtversorgung von Manhattan Beach Süßwasserinjektionsversuche durchgeführt. Diesen Versuchen kam besondere Bedeutung zu, da zur Bildung der definitiven Süßwassersperre kaum ein anderes Verfahren in Frage kommen wird. Einerseits muss nämlich die erwähnte Lehmkappe durchbrochen werden. Andererseits soll neben der, vielleicht auch mit andern Mitteln zu bewerkstelligen, Abriegelung der Meerwassereindringung der stark erschöpfte Grundwasservorrat wieder ergänzt werden.

Der verwendete Brunnen weist eine Tiefe von 107 m und einen Durchmesser von 40 cm auf. Die Bodenoberfläche liegt auf Kote 48. In 50 m Tiefe durchstößt der Brunnen die daselbst etwa 18 m starke Lehmkappe. Innerhalb des darunterliegenden Grundwasserträgers, und zwar im Bereich der durchlässigsten Schichten, ist das Brunnenrohr auf eine Länge von 10 m perforiert. Bei Versuchsbeginn betrug der Chlorid-Salzgehalt im Grundwasser bereits 1200 mg/l (mit 250 mg/l als übliche oberste Grenze für Trinkwasser). Die Depression

des Grundwasserdruckes unter den Meeresspiegel betrug 4,8 m. Bei einer zusätzlichen Absenkung um 6,7 m konnten 1280 l/min gefördert werden.

In der Folge wurden während 12 Wochen total 228 000 m<sup>3</sup> Frischwasser injiziert. Das Frischwasser war eine Mischung von weiter landeinwärts entnommenem Grundwasser mit entwässertem Wasser aus dem Coloradofluss, welches bekanntlich seit Erstellung des berühmten Colorado River Aqueduct zur Versorgung der Gegend von Los Angeles beigezogen wird. Wie bereits bei den vorerwähnten Versuchen an Sickerfeldern ergab sich auch hier die Notwendigkeit einer chemischen Vorbehandlung (am besten Chlorierung) des Injektionswassers. Ferner musste auch die Luftaufnahme des Wassers möglichst eingeschränkt werden, um ein Verstopfen der Poren im Grundwasserträger durch Luftblasen tunlichst zu verhindern. Hiezu wurde das Frischwasser durch eine unter den Wasserspiegel im Brunnen reichende und mit einem Austrittsventil versehene Röhre kleineren Durchmessers zugeführt. Dank diesen Massnahmen konnten im stetigen Betrieb etwa 4500 m<sup>3</sup> Wasser pro Tag injiziert werden.

Pumpversuche nach Abschluss der Injektion zeigten, dass der Salzgehalt des Grundwassers im unmittelbaren Bereich des Brunnens mit 120 mg/l genau dem des zugeführten Frischwassers entsprach. Es fand somit keine Durchmischung von Süß- und Salzwasser statt, sondern letzteres wurde durch ersteres verdrängt. An den sechs andern vorhandenen Brünnchen der Stadtversorgung von Manhattan Beach und an drei zusätzlich abgeteuften Beobachtungsbrünnchen konnte die Ausbreitung des injizierten Süßwassers verfolgt werden. Leider gestattete diese Anlage noch keine genaue Feststellung der Kontaktfläche zwischen Süß- und Salzwasser. Hingegen konnte die durch die Süßwasserinjektion anfänglich hervorgerufene Salzwasserwelle beim Passieren eines der Beobachtungsbrünnchen gut festgestellt werden. Dabei stieg der Salzgehalt von ursprünglich 700 mg/l momentan auf 800 mg/l, d.h. um etwa 15 %, um dann rasch auf 200 mg/l bei Versuchsende abzufallen. Die Ausbreitung des Süßwassers erfolgte mit einer durchschnittlichen Fliessgeschwindigkeit von 2,5 m/Tag oder etwa dem doppelten des ungestörten Salzwasserstromes. Der entstehende Druckhügel zeigte in einer Richtung ein symmetrisches, in der andern ein leicht verzogenes Bild. Seine Ausbreitung bzw. Verminderung verlief den Schwankungen des Injektionsvorganges direkt proportional. Zumindest innerhalb der entstandenen Süßwasserblase erfolgte das Ansprechen auf Druckschwankungen im Injektionsbrunnen augenblicklich.

#### C. Versuch mit einer Brunnenreihe

Auf Grund der vorstehend beschriebenen ersten Tastversuche ergab sich die Notwendigkeit einer vertieften geotechnischen Abklärung der Untergrundverhältnisse auf der gesamten voraussichtlichen Länge der Süßwassersperre. Diese Untersuchung führte zur Einsicht, dass zur Aufstellung eines zuverlässigen Arbeitsprogramms und Kostenvoranschlages ein weiterer Vorversuch in grösserem Rahmen notwendig sein würde. In der Folge bewilligte der Staat Kalifornien den hiezu erforderlichen Kredit von \$ 750 000, so dass im Sommer 1951 mit der Erstellung der Versuchsanlage begonnen werden

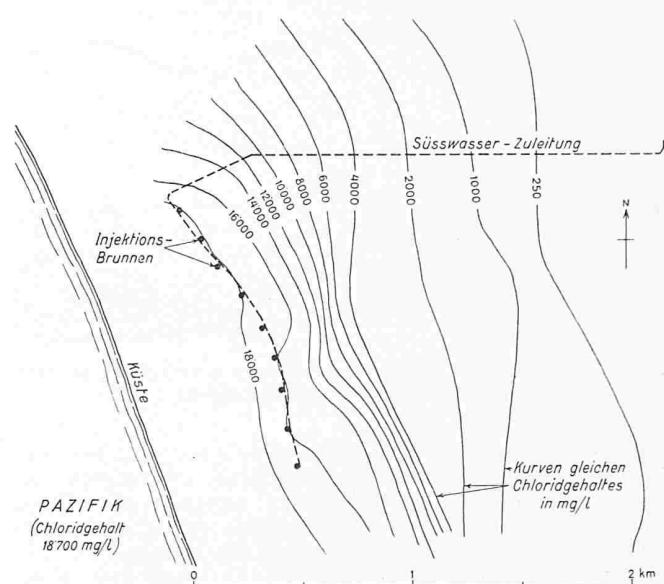


Bild 8. Lageplan der versuchsmässigen Brunnenreihe mit den Kurven gleichen Chloridgehaltes bei Versuchsbeginn

konnte. Diese ist in Bild 8 dargestellt. Sie besteht aus einer Brunnenreihe etwa 600 m hinter der Küste. Die neun Brunnen weisen einen gegenseitigen Abstand von rund 150 m auf. Ihr Durchmesser beträgt 30 cm, und sämtliche sind mit einem perforierten Abschnitt versehen. Zu Vergleichszwecken wurde vorerst nur ein Brunnen zusätzlich mit einem Kiesmantel ausgerüstet. 58 Beobachtungsbrünnchen wurden zur Vervollständigung des Netzes bestehender, teilweise bereits aufgegebener Brünnchen abgeteuft. Das Injektionswasser wurde der Allgemeinversorgung entnommen und in einer 3 km langen Leitung der Brünnenanlage zugeführt. Hier durchlief es vorerst eine zentrale automatische Chlorieranlage. Die Einführung in die einzelnen Brünnchen erfolgte wiederum durch in diese gesteckte Röhren kleineren Durchmessers, um die Luftaufnahme auf ein Minimum zu beschränken.

Vor Versuchsbeginn wurden die Druckhöhe im ungestörten Grundwasser und dessen Salzgehalt bestimmt. Erstere lag entlang der Brünnchenreihe durchschnittlich 3 m unter Meeresspiegel, während der Salzgehalt fast demjenigen der offenen See entsprach. In Bild 8 sind die Linien gleichen Chloridgehaltes bei Versuchsbeginn aufgetragen.

Die Betriebsaufnahme erfolgte vom Mittelbrunnen aus schrittweise nach aussen. Vorerst wurden dabei nur fünf Brünnchen in je 300 m Entfernung voneinander eingesetzt. Infolge schlechten Kontaktes zwischen der Rohrwandung und der undurchlässigen Lehmkappe, woraus sich ein Grundbruch ergab, fiel einer der Brünnchen bald aus. Da sich auch an den übrigen Brünnchen ähnliche Grundbruchtendenzen zeigten, und um deshalb den Auftrieb auf die Lehmkappe zu vermindern, wurde der Betrieb von vier zusätzlichen Brünnchen angeordnet, so dass der gegenseitige Abstand sich auf die erwähnten

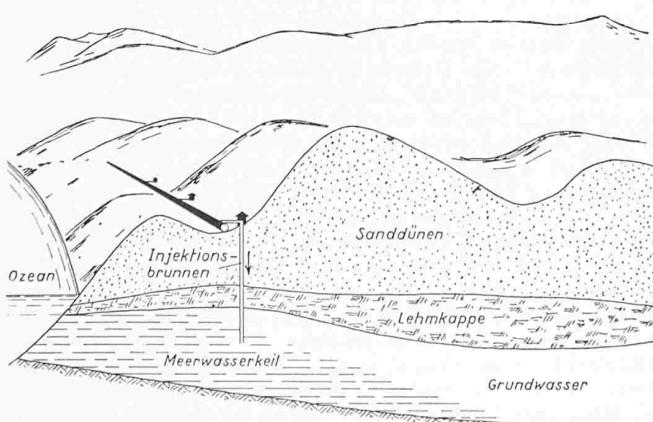


Bild 9. Schematischer Schnitt senkrecht zur Brünnchenreihe bei Versuchsbeginn

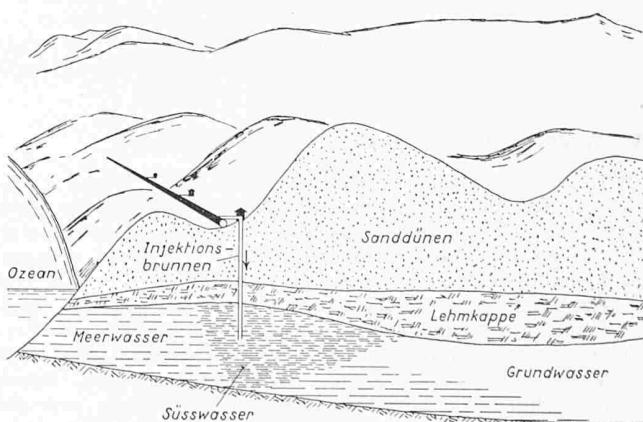


Bild 10. Schematischer Schnitt senkrecht zur Brünnchenreihe nach etwa 18 Monaten anhaltender Süßwasserinjektion

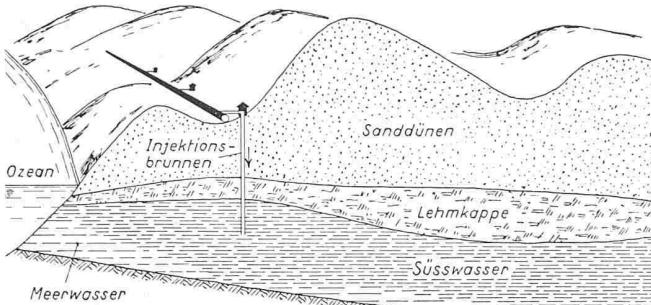


Bild 11. Schematischer Schnitt senkrecht zur Brunnenreihe im Endzustand nach langjähriger steter Süßwasserinjektion

150 m verringerte. Es zeigte sich dabei auch, dass nur noch weniger als die Hälfte an Injektionswasser erforderlich war, um eine wirksame Süßwassersperre aufzubauen zu können. Eine weitere wesentliche Erfahrung dieser Anlaufzeit war die offensichtliche Überlegenheit des mit einem Kiesmantel ausgerüsteten Brunnens. In der Folge wurden zwei weitere Brunnen entsprechend umgebaut bzw. ersetzt. Eine definitive Anlage müsste auf alle Fälle aus solchen mit einem Kiesmantel versehenen Brunnen bestehen.

Die Hauptphasen des Aufbaus der Süßwassersperre sind in den Bildern 9 und 10 dargestellt. Bild 9 gibt den Zustand vor Versuchsbeginn wieder und lässt den sich sukzessive unter das Grundwasser landeinwärts vorschließenden Meerwasserkeil erkennen. Dessen Spitze hatte damals die 600 m hinter der Küste liegende Brunnenreihe bereits um etwa 1000 m überflügelt. Bild 10 gibt ein Zustandsbild nach ungefähr 18 Monaten andauernder Süßwasserinjektion. Das Frischwasser hat bereits einen grossen Trichter im Meerwasserkeil ausgespült und einen Teil von dessen Inhalt auch an seinem landeinwärts-liegenden Rand aufgeworfen. Letzteres ruft die vorstehend schon erwähnte vorübergehende Salzwasserwelle in den Nachbarbrunnen hervor. Wie ebenfalls bereits erwähnt, findet keine Durchmischung des Injektionswassers mit dem Meerwasser statt, sondern ersteres breitet sich wie in Bild 10 angedeutet, als geschlossene Blase aus. Schliesslich zeigt Bild 11 den Endzustand, wie er sich nach z. B. 20 Jahren steter Süßwasserinjektion einstellen würde. Das Meerwasser wäre dann fast gänzlich wieder aus dem Grundwasserbecken verdrängt, und das Injektionswasser würde über den verbleibenden Meerwasserkeil hinweg in den Ozean abfließen. Die Berührungsfläche des Süßwassers mit dem Meerwasser würde der vordem unter II/D abgeleiteten Form entsprechen. Die Reste des landeinwärts abgedrängten Teils des ursprünglichen Meerwasserkeils würden sich in den stets vorhandenen Mulden des dichten Untergrunds ansammeln und so unschädlich gemacht. Bild 12 zeigt zum Vergleich mit Bild 8 noch die Linien gleichen Chloridgehaltes nach 18monatigem Betrieb der Versuchsanlage.

Auf Grund eines Projektes vom Sommer 1955 wurde diese Versuchsbrunnenreihe in der Folge sowohl nach Norden wie nach Süden noch erweitert. Im Norden traten drei zusätzliche Injektionsbrunnen, angesichts der abnehmenden Mächtigkeit des Grundwasserträgers in Abständen von 300 m, hinzu sowie noch sechs Beobachtungsbrunnen. Nach Süden wurden lediglich ein weiterer Injektionsbrunnen und zwei Beobachtungsbrunnen angefügt.

#### IV. Ausblick auf die endgültige Süßwassersperre

Durch die letztgenannte Erweiterung wurde die versuchsmässige Brunnenreihe somit auf eine Gesamtlänge von rund 2 km gebracht. Die endgültige vollständige Süßwassersperre wird jedoch eine Länge von rund 18 km aufweisen müssen. Die Erstellungskosten werden entsprechend auf rund 20 Mio Fr. geschätzt, während Betrieb und Unterhalt jährliche Aufwendungen im Betrage von rund 6,5 Mio Fr. erfordern dürften. Änderungen an diesem Kostenvoranschlag können sich bei Vorliegen weiterer Sondierergebnisse einstellen, sowie nach Abschluss von noch laufenden Studien, welche eine allfällige Verwendbarkeit von geklärten Abwassern zur Injektion in die Süßwassersperre zum Ziele haben. Die sich über bereits mehrere Monate erstreckende versuchsweise Injektion

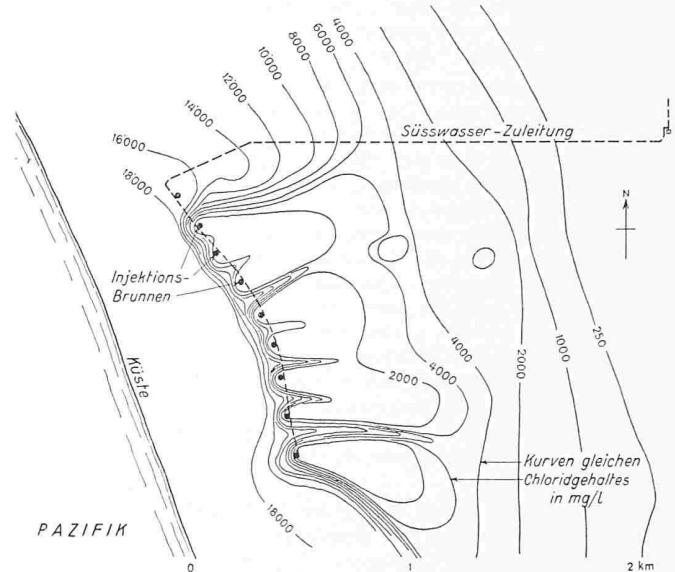


Bild 12. Lageplan der versuchsmässigen Brunnenreihe mit den Kurven gleichen Chloridgehaltes nach 18 Monaten anhaltender Süßwasserinjektion

solcher Abwasser in einen der bestehenden Brunnen lässt noch keine endgültigen, in allen Belangen befriedigende Schlüsse zu. Doch steht anderseits fest, dass bei geeigneter Aufbereitung eine Klärung des Abwassers auf Trinkwasser-Standard möglich ist.

#### V. Schlussbemerkungen

Die vorstehende Beschreibung der in Südkalifornien zur Erhaltung der Wasserschätze und insbesondere der Grundwasserbecken unternommenen, teilweise recht kostspieligen Anstrengungen mag erstaunen oder gar phantastisch erscheinen. Doch ist zu bedenken, dass in einem semiariden, oft längere Zeit niederschlagslosen Gebiet die Möglichkeit einer — sei es natürlichen, sei es böswilligen — Zerstörung der Wasserzuleitungen aus den teilweise sehr weit entfernten, fremden Einzugsgebieten eine sehr reale Bedeutung erlangt. Es ist ebenso einleuchtend, dass in einem solchen Falle allein ein gesundes, voll leistungsfähiges Grundwasserbecken die ununterbrochene Wasserversorgung eines so stark bevölkerten und industrialisierten Gebietes, wie dasjenige von Los Angeles, sicherstellen kann.

Adresse des Verfassers: 756, Auburn Avenue, Sierra Madre, Calif., USA.

#### Zerstörung von Dampfturbinen in englischen Kraftwerken

DK 621.165.004.6

Wie «The Engineer» vom 4. Juli 1958 meldet, ist am Morgen des 28. Juni, während Abnahmever suchen die Dampfturbinengruppe Nr. 5 im Atomkraftwerk «Calder Hall B»<sup>1)</sup> vollständig zerstört worden. Glücklicherweise entstand dabei nur Sachschaden. Als Ursache wird ein Versagen im Reguliermechanismus vermutet. Keine wesentlichen Teile der Kernenergieanlage wurden betroffen, und es konnte auch keine Erhöhung der Radioaktivität in der Zentrale festgestellt werden. Die sofort an Hand genommene Untersuchung dürfte ebenso interessante Zusammenhänge aufklären wie die Untersuchungen über die Ursache der Zerstörung einer 60 MW-Gruppe im Kraftwerk Uskmouth der Central Electricity Authority vom 18. Jan. 1956. Die genannte Zentrale ist mit sechs gleichen Gruppen ausgerüstet. Die zerstörte Gruppe Nr. 5 stand erst acht Wochen in Betrieb, die Gruppe Nr. 6 befand sich zur Zeit der Katastrophe noch in Montage. In einem Vortrag in der Institution of Mechanical Engineers, London, schilderten Vertreter der Herstellerin der Gruppe und der Eigentümerin am 21. März 1958 Bauart, Einrichtungen der Gruppe, die vor und nach dem Unfall bestehende Verhältnisse und die Ergebnisse

<sup>1)</sup> Beschrieben in SBZ 1956, Nr. 49, S. 754