

論 說 報 告

第 20 卷 第 8 號 昭和 9 年 8 月

水源としての地下水の利用に関する實地研究

會員 吉 田 彌 七*

Practical Investigation on the Utilization of Ground Waters
as Sources of Water-supplies

By Yashichi Yoshida, Member.

内 容 梗 概

本論文は地下水の利用に関する著者の實地研究に就て述べたるものにして著者の提唱する理論が實際上實驗と一致し、地下水利用の計畫を理論的に樹立し得ることを記述せるものである。

本研究に関する結論を摘出すれば次の如くなる。

1. 普通の砂及び砂混り砂利より成る含水層中の地下水の流れは stream line flow である。
2. Transmission constant k を求むる著者の公式は實際上正しい。
3. 著者が誘導せる集水井及び集水渠に関する各公式及び諸大家に依りて提唱されてゐる各公式中著者が引用せるものは實際上正しい。
4. 著者の提唱する理論に従ひ理論的に地下水利用の計畫が樹立し得られる。
5. 地下水學の不完全を掩ふため、工事の重大性に應じ、相當の安全率を採ることが肝要である。

これは計畫の成功に對する鍵である。

目 次

緒 言	1 頁
第 1 章 砂の transmission constant の決定	2
第 2 章 福岡縣糸島郡今津村呑山地下水利用耕地整理組合灌溉用水水源井の計畫	4
第 3 章 福岡縣宗像郡勝浦村外 2 箇町村地下水利用耕地整理組合灌溉用水水源井の計畫	15
第 4 章 大津市上水道水源試驗井に関する研究	25
第 5 章 熊本市上水道八景水谷水源井の計畫	34
第 6 章 結 論	58

緒 言

本論文は曩に發表せる拙著“水源としての地下水の利用に就て”¹⁾の續編とも稱すべく地下水の利用に関する實地研究を纏めたものである。而して本論に於ては既述の著者の提唱する理論が實際上實驗的研究と一致し、且つ著者の理論を應用して地下水の利用計畫が理論的に樹立し得ることを力説せるものである。即ち割合に均齊なる砂礫層中の流れは著者の公式に依つて殆んど正確なる値を求むることが出來、更にこれを實驗的調査に依つて檢し、その眞偽を確むることの可能なることを説き、又含水層の調査、地下水の水文學的調査に可成りの勞力を拂ふときは水源としての地下集水工の計畫はこれを理論的に解決することが出来ることを著者の實地研究に依つて例證して置いた。本文に引用せる實驗的研究は凡て著者が大正 9 年(1920)年より昭和 8 年(1933 年)に至る 13 年間に直

* 熊本高等工業學校教授

¹⁾ 土木學會誌第 17 卷第 6 號, 第 12 號, 第 18 卷第 1 號及び第 19 卷第 10 號参照

接關係せる實驗又は工事に關する所の一部を纏めたものである。

第1章 砂の transmission constant の決定

1. 概 説

本文は福岡縣三井郡小郡村福童耕地整理組合の事業にして灌漑用水補給の目的を以て同地の洪積層中に穿ちたるアルテシアン管井の含水層を爲す砂の transmission constant k の測定に關する實驗及びこれに就ての著者の公式の適用に關する概要を記したる報告である。本報告は福岡縣耕地課職員各位、特に課長技師農學士佐藤主一氏、技師松谷勇治氏及び技手農學士岡田正夫氏の助力を受けたる所が多かつた。茲に附記して感謝の意を表する。

2. 試 料

本實驗に使用せる試料は第1圖の試掘断面圖に示す第2號砂層即ち地表下141~146尺に至る5尺の間より採れる砂である。

3. 著者の公式に依る transmission constant の計算

土木學會誌第17卷第6號所載の拙著“水源としての地下水の利用に就て”第1編に於て提唱せる著者の公式(48)式を用ひて transmission constant k を計算して見る。これに當り先づ篩分試驗、空隙率測定試驗を行ひ次の結果を得た。即ち篩分曲線は第2圖の通りで、Hazen 氏有效徑 $d_w = 0.4\text{mm}$ 、均等係數 $\mu = 3.2$ 、單位重量 1.620 kg/liter、比重 2.60、空隙率 37.6% を得た。これ等の結果を用ひて k を計算して見る。

著者の公式は次の如くである。

$$k = 0.40(0.75 + 0.25\mu)^2 \nu \theta d_w^2 \text{ cm/sec}$$

茲に $\nu = 0.20 + 2.233(\lambda - 0.25) + 20.667(\lambda - 0.25)^2$

$$\theta = 0.70 + 0.03 T$$

μ : 均等係數

d_w : Hazen 氏有效徑, mm

ν : 空隙又は面積間隙更正係數

$\lambda = 0.40$ のときは $\nu = 1.00$ である

λ : 空隙比

θ : 溫度更正係數

T : 水温, °C

上式に實驗の結果を代入すると次の如くなる。

空隙比 λ は 0.376 であるから

$$\nu = 0.20 + 2.233(0.376 - 0.25) + 20.667(0.376 - 0.25)^2 \cong 0.81$$

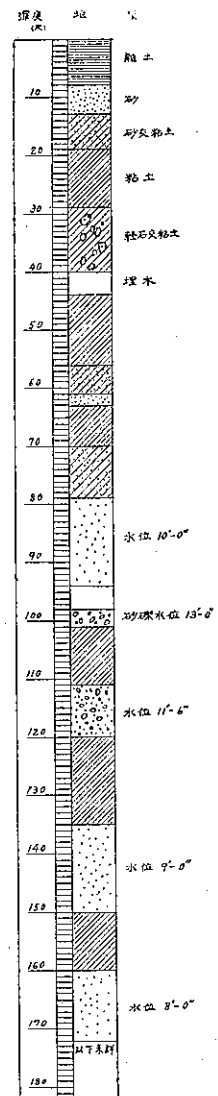
水温 T は 15°C であるから

$$\theta = 0.70 + 0.03 \times 15 = 1.15$$

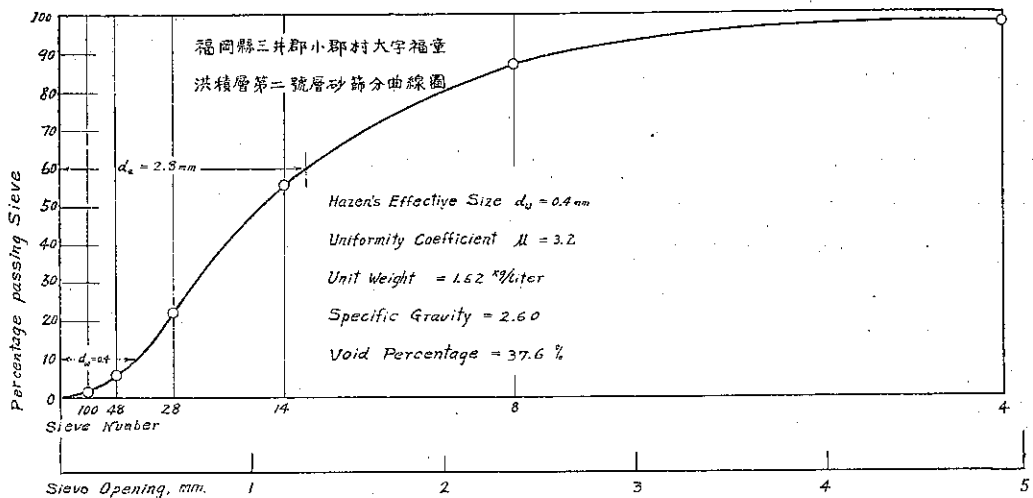
従つて

$$\begin{aligned} k &= 0.40(0.75 + 0.25\mu)^2 \nu \theta d_w^2 \\ &= 0.40 \times (0.75 + 0.25 \times 3.2)^2 \times 0.81 \times 1.15 \times 0.4^2 = 0.1437 \cong 0.144 \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

第1圖 試掘地質圖



第 2 圖



4. 實驗室に於ける transmission constant の測定

“水源としての地下水の利用に就て” 第 1 編第 2 章第 5 節 2. に於て述べたる transmission constant の各種測定装置中 Prinz 氏及び Meinzer 博士の装置を参考として第 3 圖に示す様な装置を作りこれを以て k を測定した。この装置に依り Darcy 氏の公式

$$v = k \frac{h}{l} \dots \dots \dots (a)$$

を用ひて k を求めやう。式中 l = 流線の長さ (cm), h = l だけの距離を流るゝに費さるゝ水頭 (cm), v = 土砂の断面積と同一断面積に割當てたる流れの速度 (cm/sec) である。而して

$$v = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (b)$$

茲に Q : 流量 (cc/sec)

A : 圓筒の斷面積 (cm²)

(1) 圓筒の下部より水を流入せしめた場合 第 3 圖に示せる装置の圓筒中に充分注意して砂を密實に填充したる後、前出の第 5 節 2. に於て述べた様にして實驗を行ひ、次の結果を得た。

$$h = 7.25 \text{ cm}, \quad l = 50 \text{ cm}, \quad Q = 153 \text{ cc/min},$$

$$A = 12.566 \text{ cm}^2, \quad v = 0.020955 \text{ cm/sec}$$

依つて h/l のときの速度に換算すれば

$$v = k = 0.145 \text{ cm/sec}$$

但し水温は 15°C, 気温は略 15°C であつた。測定は昭和 7 年 4 月 3 日に行つた。

(2) 圓筒の上部より水を流入せしめた場合 圓筒の上部より水を流入せしめ次の如き結果を得た。

$$h = 17.5 \text{ cm}, \quad l = 50 \text{ cm}, \quad Q = 0.593 \text{ cc/sec},$$

$$A = 12.566 \text{ cm}^2, \quad v = 0.0471 \text{ cm/sec}$$

依つて $h/l=1$ のときの v に換算すれば

$$v=k=0.135 \text{ cm/sec}$$

5. 結 言

4. に述べた測定装置に依つて正確なる transmission constant を求めることには可成りの無理があるが、實驗に充分の注意を拂ふときは、斯かる装置と雖も相當に實際的の價値がある。而して圓筒の下方より水を流入せしめる方が上方より流入せしめる場合より大なる k の値を與へ、且つ前者の方が正しいことは論ずる迄もないことである。この結果は著者の實驗公式に依る値と略一致する。本實驗以外に於ても天然に産する砂に就て著者が實驗せる結果から論ずれば著者の公式に依つて求めた k の値は測定装置に依つて求めた値と大差はないのである。

本實驗の結果は集水井完了後現場試験に依つてその正否を検することを得ば、これに越したことはないが、現在工事中でその機を得ざるは著者の遺憾とする所である。

第 2 章 福岡縣絲島郡今津村呑山地下水利用耕地整理 組合灌溉用水水源井の計畫

1. 概 説

本文は昭和 4 年 6 月着工、同 8 月完成せる福岡縣今津村呑山地下水利用耕地整理組合の事業で灌溉用水補給の目的を以て今津村の海岸砂丘に 1 個の水源井を沈下し砂丘上に降下した雨がその下方の沖積砂層中に滲溜せるものを揚水するに當り、著者の理論を應用し豫め地下水の湧出量を推定したる経過を略述し、その工事の内容を記し且つ工事竣工後の實地研究の結果を略述せるものである。

本計畫は著者の理論的並に實地的指導に依り 福岡縣耕地課の監督の下に工事の施工を爲して無事竣工せるもので、これが九州に於ける海岸砂丘中に穿てる水源井の嚆矢である。その後これに倣ひ海岸砂丘上に降下した地下水を利用しこれを各種の水源とするもの續出するに至りしは概ね本計畫の成功せることに負ふ所であると言ふも過言ではあるまい。

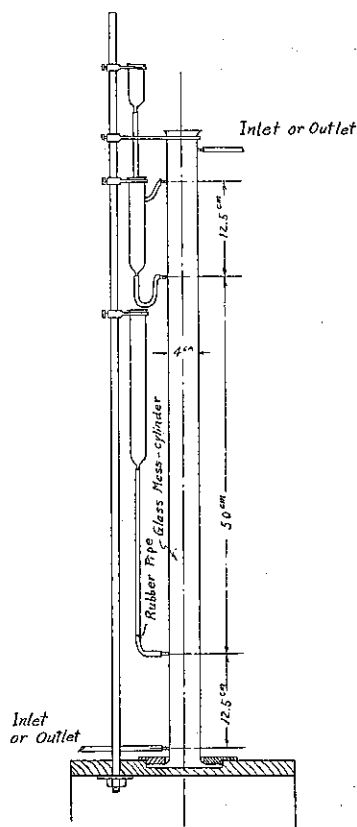
本文を草するに當つては福岡縣耕地課長技師農學士佐藤主一氏、技師松谷勇治氏及び技手喜多倍美氏の勞に俟つ所大なるものがある。茲に附記して感謝の意を表す。

2. 工事施行地の現況及び工事施行の目的その他

本工事の關係地區は第 4 圖に示す通り今津村呑山一帯で海岸の砂丘に接せる 29 町 3 反歩の水田であつて、以前は貯水池の水を利用して居つたが、毎年灌溉水の不足を來し收穫意の如くならず、農民の苦勞は實に氣の毒なものがあつた。茲に於てか地方の指導者等は地下水利用組合を起し、これが調査を縣に申請した。そこで縣は非公式に著者にその計畫を依頼した。そこで著者は海岸砂丘の下方に滲溜せる地下水を利用する計畫を樹て、水源井として掘井式の開端井を採り、これを沈井法に依つて施工することとした。工事施工の結果豫期の水量を地下水に仰ぐ

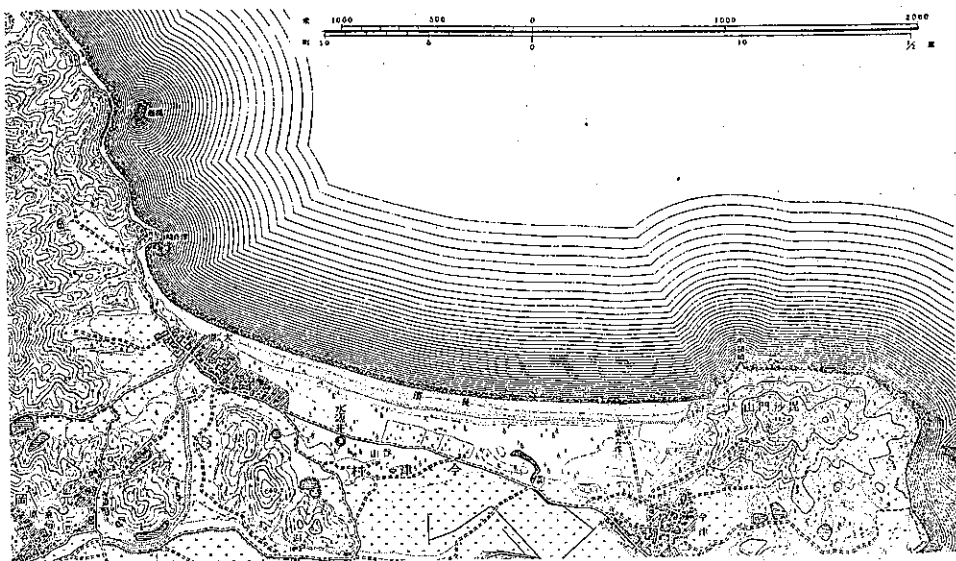
第 3 圖 透水性の測定裝置

Apparatus for Measuring
Transmission Constant



ことを得たので、これを以て灌漑水不足の田地に補水し、その残餘はこれを地目變換田及び開墾田の給水に利用することが出来、農民は一朝にして灌漑水不足の厄より免れ得たるのみならず、尙豫期せざる新な美田を得ることが出来たのである。

第 4 圖 工事施行地平面圖



3. 設計資料の調査

(1) 使用水量の調査 本計畫に必要な水量は舊田の補水地目變換田及び開墾田に對するものゝ總量として $1 \text{ ft}^3/\text{sec}$ と豫定せるも現今は實際 $0.7 \text{ ft}^3/\text{sec}$ だけを利用してゐる。

(2) 地形 地形は第 4 圖にも現はれてゐる様に北方海岸に砂丘があり、これに接近して平坦なる田地がある。砂丘上には現在松が繁殖して居つて防風林を爲してゐる。

(3) 含水層の地質學的調査 集水井を穿つべき地域の地質は第 5 圖に示すが如く沖積層で表層及び第 2 層は砂丘砂であり、それ以下に砂礫の堆積せる沖積砂礫層がある。而して第 4 層は多少粘土を混ぜる細砂の層で、これには上下を通じて直徑約 $1 \sim 2 \text{ cm}$ の垂直の小穴が無數に存在してゐる。これは往古この層が海底なりし時代穿孔貝 (boring shell) が棲息して居た遺跡であらうと思はれる。斯くの如くであるからこの層は割合に密實な層であるに拘らず通水性は優良である。第 5 層は細砂利混り中砂層で通水性に富み含水層として優良なものである。

本含水層の地質斷面圖を描けば第 5 圖の如くである。この地質調査に當りては熊本高等工業學校教授理學士中島欽三氏の助力を受けた。

(4) 含水層内の地下水 本計畫地に於ては各層とも含水層であつて、その地下水の成因は凡てこれを降水に仰ぐ。従つてその地下水面は降雨量と天候とに依り $2 \sim 3$ 尺の昇降がある。而して地下水位は大體に於て地表面の昇降に従ひ 高底があるもので、著者の調査の結果に依れば最大地下水面勾配は $1/170$ 位であつた。この調査は附近の井戸に就て可成り廣汎な範圍に亙つて行つた。

水源井により 1 年中に揚水し得る地下水の全量は次の如くなる。即ち砂丘の全面積を約 $250,000 \text{ m}^2$ 、平均降水量を 1600 mm (福岡測候所調査に依る) とし、その 40% を利用し得るものとせば、 $1 \text{ ft}^3/\text{sec}$ 、即ち $0.0283 \text{ m}^3/\text{sec}$

の割合で 1 日 12 時間揚水するときは約 138 日分となる。依つて灌漑時の揚水は安全に支障なく行はれる譯である。

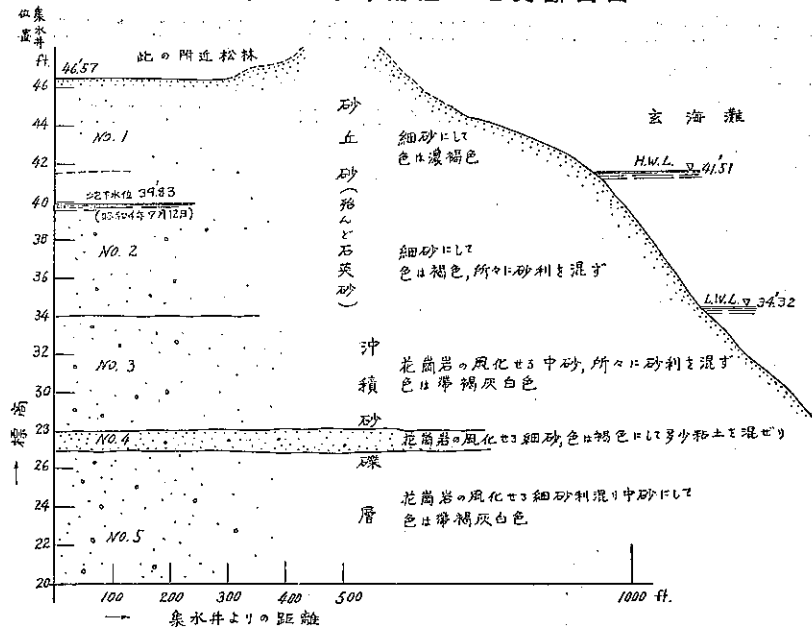
水質は至つて優良で鹽分を含まず、灌漑用水として優良であるばかりでなく、直接飲料に適する位である。

(5) 含水層の通水性に関する調査 含水層の通水性を確めるため第 6 圖に示す如く將來集水井を沈下すべき位置に試掘を行ひ第 5 圖に示した様

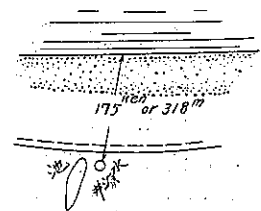
な地質を確めると同時に著者の理論を應用してその通水性を確めた。各地層の砂を擴大して見ると第 7 圖の如き粒狀を呈してゐる。第 4 層を除き砂は下方に降る程粗粒で稜角が多い、これは表層は砂丘砂で、下層は往古海岸に沈積した沖積砂であることを物語つてゐる。

著者は第 1 層及び第 5 層に就て各種の試験を爲した。その結果は第 8 圖、第 9 圖及び第 1 表に示す通りである。

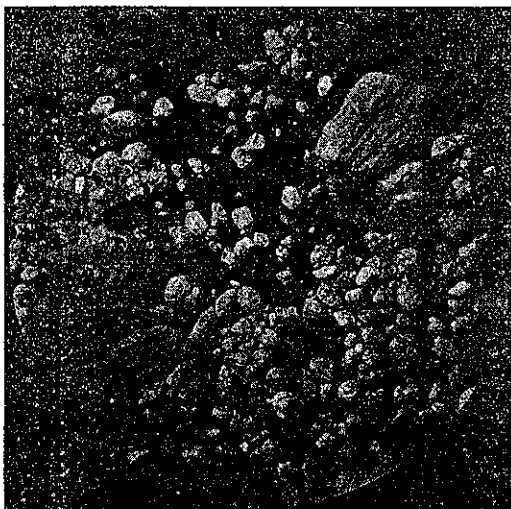
第 5 圖 水源井附近の地質断面圖



第 6 圖



第 7 圖 各層砂の粒度及び形状



(a) 第 1 層砂 (約 3.33 倍)



(b) 第 2 層砂 (約 3.33 倍)



(c) 第3層砂 (約3.33倍)

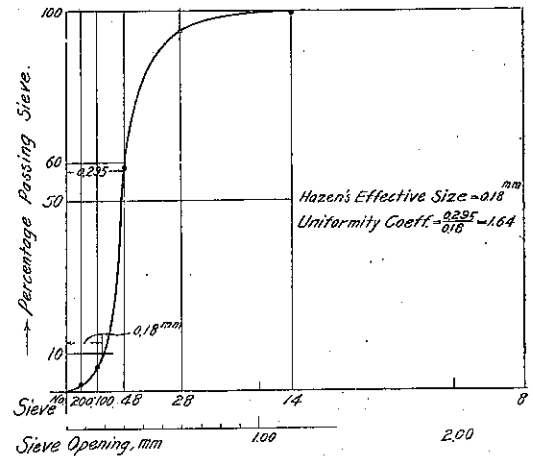


(d) 第4層砂 (約3.33倍)



(l) 第5層砂 (約3.33倍)

第8圖 第1號砂(砂丘砂)の篩分曲線



第1表 砂の性質

種類	性質	砂質	有効径(mm)	均等係數	單位重量(kg/l)	比量	空隙率
第1號砂	石英質		0.18	1.64	1.651	2.65	37.7
第2號砂	花崗岩質		0.26	2.38	1.590	2.65	40.0

地下水温は嚴冬の候 12°C 、盛夏の候 17°C とせり。これは實測の結果から測定せるものである。然るときは上述の資料を用ひ著者の公式を應用して第1號及び第5號砂に就き transmission constant k を計算して見る。

第1含水層砂に對しては

$$\left. \begin{aligned}
 k &= 0.40(0.75 + 0.25\mu)^2 v \theta d v^2, \text{ cm/sec} \\
 v &= 0.20 + 2.233(\lambda - 0.25) + 20.667(\lambda - 0.25)^2 \\
 \theta &= 0.70 + 0.03 T
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

上式に $d_w=0.18$ mm, $\mu=1.64$, $\lambda=0.377$, $T=12^\circ\text{C}$ を代入して $\nu=0.817$, $\theta=1.06$ 及び $k_{at\ 12^\circ\text{C}}=0.0162$ cm/sec 又は 0.000162 m/sec を得る。

第 5 含水層に対しては

$d_w=0.26$ mm, $\mu=2.38$, $\lambda=0.40$, $T=12^\circ\text{C}$ を (1) 式に代入して $\nu=1.00$, $\theta=1.06$ 及び $k_{at\ 12^\circ\text{C}}=0.05185$ cm/sec 又は 0.0005185 m/sec を得る。

上述の如くなるを以て, transmission constant k は下層地層程大である。而して本計畫に於ては開端井と下端のみから水の流入を許す構造を採用するを以て, 井の湧出量に最も影響を及ぼすのは第 5 層の砂である。従つて此處には k として, 0.0005185 m/sec を採る。

(6) 實地試験に依る調査 以上計算に依つて求めた k の値が果して正しいかを知り又井の湧出量及び水面降下並に流入の範囲等を確認する爲には, 現場に試験井を穿つて實地試験を爲すことは望ましいことであるが, 本計畫に於ては地層構造及び各層の地質並に地形等一般に單調であつて上記計算せる k の値には大した誤が無いことが想像され且つは工事を急ぐ關係上實地試験の時日を有せざりしを以て, 不本位ながら實地調査はこれを行はなかつた。

4. 水源井の設計及び施行

(1) 水源井の寸法決定 水源井は掘井式開井で下端部からのみ水の流入を許す構造にする。その構造一般は第 10 圖に示す通りである。依つて本井は半球底井と考へて湧出量及び水面降下を計算して實際上差支へない。然らば

$$\eta = \frac{Q}{2\pi kr} \dots\dots\dots (2)$$

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{2\pi kr} \dots\dots\dots (3)$$

となる。今ポンプの最大吸込水頭を考慮し, η_{\max} を 4.00 m とすれば (3) 式から

$$r = \frac{Q}{2\pi k\eta_{\max}}$$

$$\text{茲に } Q = 1 \text{ ft}^3/\text{sec} = 0.0283 \text{ m}^3/\text{sec}$$

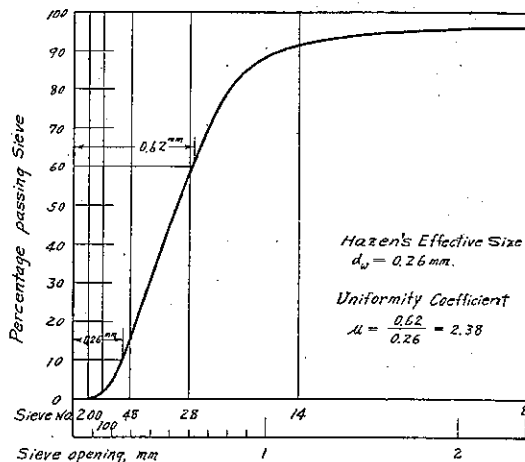
$$k = 0.0005 \text{ m/sec}$$

故に

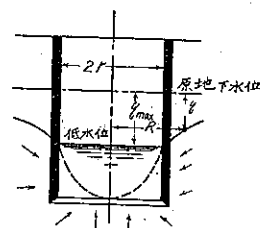
$$r = \frac{0.0283}{2 \times 3.1416 \times 0.0005 \times 4.00} = 2.25 \text{ m}$$

依つて本計畫に於てはこれに多少餘裕を見込み半徑を 3 m 即ち直徑を 6 m 又は 20 ft とした。而してその他の寸法は第 11 圖に示す様に決定した。依つて井の深さは最小 30 ft にすることが望ましい。斯くの如き寸法とし井底に砂利を 3 ft 位敷くときは井底の細砂が浮上することもないのである。

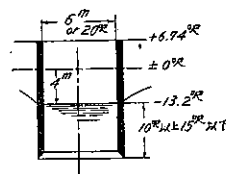
第 9 圖 第 5 號砂 (沖積砂) の篩分曲線



第 10 圖



第 11 圖



(2) 水源井の位置 計算上は所期の水量 1.0 立方尺/秒の水を得るには、直径 6m の井 1 個にて充分であるが竣工後豫定の水量を得られない場合を考慮し計畫に於ては 2 個を採るものとした。然らば井の間隔は影響圓の半径を考へて決定しなくてはならぬ。この場合の影響圓の半径は次の如くして求むればよい。

$$\frac{d\eta}{dR} = \frac{Q}{2\pi k R^2} \quad \text{及び} \quad \frac{d\eta}{dR} = m$$

茲に m は地下水が砂中にて流れを起す最小勾配から

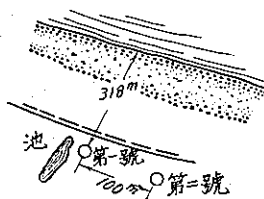
$$R = \sqrt{\frac{Q}{2\pi k m}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

上式に $Q=0.0283 \text{ m}^3/\text{sec}$, $k=0.0005 \text{ m/sec}$, $m=\frac{1}{175}$ を代入すれば

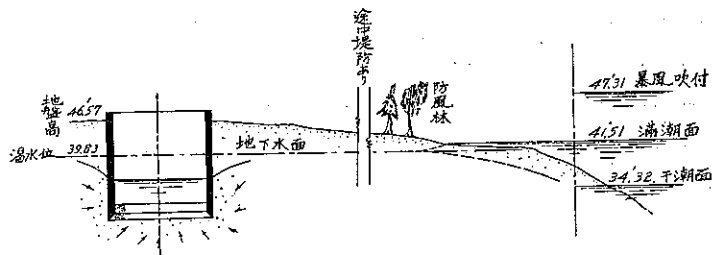
$$R = \sqrt{\frac{0.0283 \times 175}{2 \times 3.1416 \times 0.0005}} \cong 40 \text{ m}$$

依つて井の中心間距離は安全のため 100 m とする。

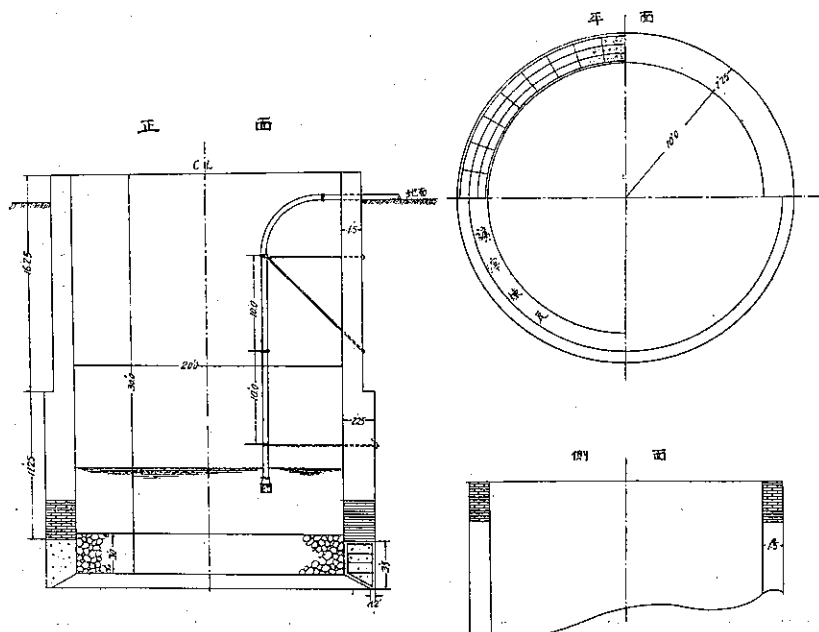
第 12 圖 水源井の位置



第 13 圖 集水井の標高



第 14 圖 水源井の構造



尤も地下水が全部降水に依つて補給されるものとして影響圏の半径を計算すると約 200 m となり、従つて井の間隔はこれを 400 m 以上にすることが望ましいが、斯くては種々の不都合があるから此處では 100 m を採つた譯である。

又井の位置は海岸から 318 m であるから海水が流入する心配もないのである。第 12 圖は水源井の位置を示せるものである。

(3) 水源井の構造 本水源井は鑛滓煉瓦を以て作り下部 3 枚積、上部 3 枚積である。而して底部には鐵筋コンクリート製の底沓を附した。その寸法は内徑 20 ft, 全高さ 31 ft である。而して井は洗井法に依つて沈下した。井の標高は第 13 圖に示す通りである。第 14 圖は井の設計圖である。

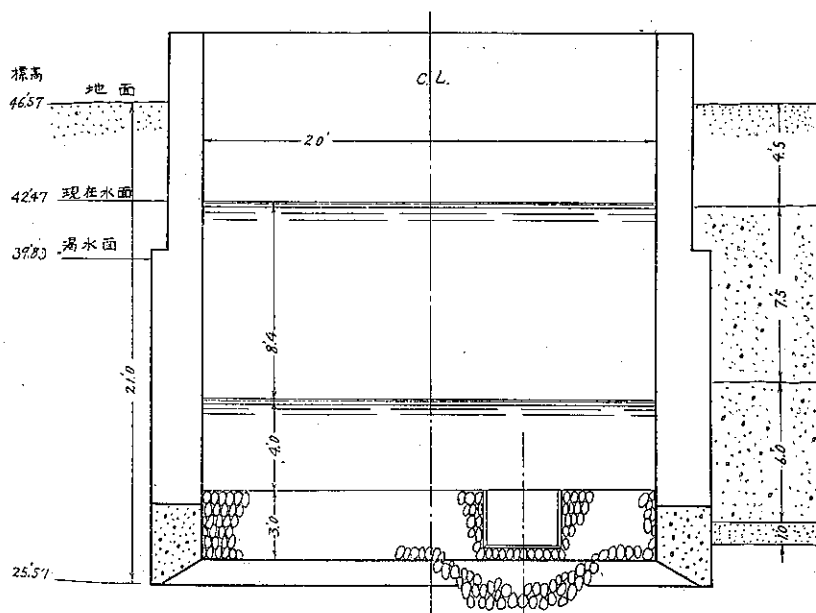
5. 揚 水 設 備

水源井の水はこれを汲上げて既設の貯水池に一旦送水する必要がある。依つて揚水機として口徑 4 in, 全揚程 43 ft, 1 秒時の揚水量 1 ft³ のタービン・ポンプ 1 臺を設けこれを 5 馬力の電動機 1 臺にて運轉することとした。ポンプ室より貯水池に至る間の送水管には内徑 250 mm の鐵筋コンクリート・ヒューム管を使用した。

6. 實 施

第 14 圖に示すが如き井を沈下せんとせしも、地表下 20 尺だけ井を沈下せしにその湧水量が略所要の量に達し、且つ上記のポンプにて水換が困難となりしため人力に依る井中の砂礫の掘鑿に不便を來せるを以てこれ以下井の沈下を行はなかつた。そのため吸込管の底瓣が井底に詰められた砂利層に甚しく接近するを以て、底瓣の下方には特に小型の箱枠を沈下し、揚水の際微細なる砂粒等がポンプ中に吸込まれない様にした。第 15 圖は本井の實施圖である。

第 15 圖 水源井實施圖



7. 工 費

本水源井計畫實施に要せし工費は決算 4304 圓で、反當り 14.69 圓、反當り經常費 2.85 圓である。

8. 竣工後の實地試験

本水源井竣工後著者はこれに就て實地試験を行ひ湧出量、水面降下に就て試験し理論と實際とが略一致することを確認した。尙井の汲出開始後の経過時間と水面降下との關係及び汲出中止後の経過時間と水面上昇との關係に就て著者の理論と實際とを比較し著者の理論の正しいことを確むることを得た。本實驗に當つては福岡縣農林技手喜多倍美氏の大きな助力を得たことを附記して置く。

(1) 湧出量及び水面降下 集水井の沈下を終りたる後昭和4年(1929)7月12日水面降下及び湧水量の試験を行つた。その結果は次の如くである。

$$\text{湧出量} \quad Q = 0.898 \text{ ft}^3/\text{sec}$$

$$\text{最大水面降下} \quad \eta_{\max} = 8.4 \text{ ft}$$

$$\text{水温} \quad T = 20^\circ\text{C}$$

井の寸法及び水位は第16圖に示す通りである。

上記の値を用ひて transmission constant k を計算して見る。

$$(3) \text{ 式 } \eta_{\max} = \frac{Q}{2\pi k r} \text{ に上記の値を代入して}$$

$$k_{\text{at } 20^\circ\text{C}} = \frac{0.898}{2 \times 3.1416 \times 8.4 \times 10} = 0.0017 \text{ ft/sec}$$

$$\text{又は } 0.000515 \text{ m/sec} \quad \text{又は } 0.0515 \text{ cm/sec}$$

依つて

$$k_{\text{at } 12^\circ\text{C}} = 0.042 \text{ cm/sec} \quad \text{又は} \quad 0.00042 \text{ m/sec}$$

この値を著者の公式に依つて計算せる値 0.05185 cm/sec と比較するときは大差なきを知るであらう。

尙水面降下 8.4 ft に對し $Q = 0.898 \text{ ft}^3/\text{sec}$ の水が得られるから所期の $1 \text{ ft}^3/\text{sec}$ を得るのには1個の井にて充分である。即ち計畫と實際とが殆んど一致して居ることが分る。

(2) 井の汲出開始後の経過時間と水面降下との關係

(a) 基本方程式の誘導 拙著“水源としての地下水の利用に就て”第2編第2章第2節10.¹⁾に於て述べた理論を應用して基本方程式を誘導することが出来る。即ち汲出量又は湧出量 Q は

$$Q = q_0 + q_1 + q_2$$

茲に q_0 : η なる水頭に起因する湧出量

q_1 : 井中の水の減少量

q_2 : 地下貯水の減少量

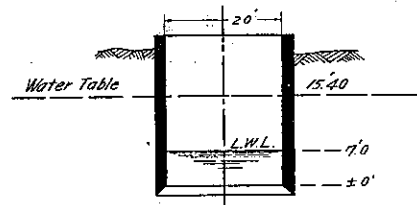
となる。而して

$$q_0 = K\eta \quad \text{茲に} \quad K = 2\pi k r, \quad q_1 = A \frac{d\eta}{dT} \quad \text{及び} \quad A = \pi r^2 \quad (\text{井の斷面積})$$

井の水面降下は急激に行はれるから含水層の水面降下のための地下貯水量の減少は僅少であるから茲では $q_2 = 0$ とする。依つて

$$Q = q_0 + q_1 = K\eta + A \frac{d\eta}{dT}$$

第 16 圖



¹⁾ 土木學會誌第17卷第12號1251頁

依つて $\frac{dT}{A} = \frac{d\eta}{Q - K\eta}$

これを解きて

$$\frac{T}{A} = -\frac{1}{K} \log_e(Q - K\eta) + C$$

$\eta=0$ のときは $T=0$ なるを以て

$$C = \frac{1}{K} \log_e Q$$

故に $T = \frac{A}{K} \log_e \frac{Q}{Q - K\eta}$ (5)

(b) 理論的計算と實測値との照合 (5) 式から水面降下と時間との關係を計算すれば次の如くなる。

$k=0.0017$ ft/sec [(1) に於て述べた實驗から求めた値]

$Q=0.898$ ft³/sec, $\eta_{\max}=8.4$ ft.

依つて

$$K=2\pi kr=2 \times 3.1416 \times 0.0017 \times 10=0.1068$$

$$\frac{A}{K} = \frac{314.16}{0.1068} = 2941$$

これ等の値を (5) 式に代入して

$$T = 2941 \times 2.30259 \log \frac{Q}{Q - K\eta} = 6772 \log \frac{0.898}{0.898 - 0.1068\eta}$$

上式を用ひて η と T との關係を計算すると第 2 表の如くなる。尙計算に依つて求めて T の値と比較するため同表には實測値をも掲げて置いた。

第 2 表 井の汲出開始後の経過時間と水面降下との關係

η ft	0.1068η	$0.898 - 0.1068\eta$	$\frac{0.898}{0.898 - 0.1068\eta}$	$\log \frac{0.898}{0.898 - 0.1068\eta}$	$6772 \log \frac{0.898}{0.898 - 0.1068\eta}$ $T, \text{ sec}$	實測値 $T, \text{ sec}$
0	0	0.8980	1.0000	0	0	0
2.4	0.2563	0.6417	1.3994	0.14594	988	840
3	0.3204	0.5776	1.5547	0.19165	1298	1104
4	0.4272	0.4708	1.9073	0.28042	1899	1762
5	0.5340	0.3640	2.4670	0.39217	2656	2692
6	0.6408	0.2572	3.4914	0.54300	3677	3980
7	0.7476	0.1504	5.9701	0.77598	5255	5868
8	0.8544	0.0436	20.5960	1.31378	8897	9456
8.4	0.8980	0.0000	∞	∞	∞	—

上表から判る様に著者の公式に依る計算値は實測値と略一致してゐることを知ることが出来る。

第 2 表の結果を圖示すれば第 17 圖の通りである。

(3) 井の汲出中止後の経過時間と水面上昇との関係

(a) 基本方程式の誘導

今 A : 井の断面積,
 η_{\max} : 最大水面降下,
 η : 汲出を中止した瞬間より T 秒後に於ける原地下水面よりの水面降下

とする。井の汲出を中止した後の地下水の回復は原地下水面に平行に行はれ、且つ任意の水位に於ける湧出量 q_0 は

$$q_0 = 2\pi k r \eta$$

に依つて計算し得るものと假定する。而して汲出中止のときの湧出量は $Q = 3\pi \eta k r \eta_{\max}$ であることは言を俟たない。

次に含水層内の地下水は汲出中止の瞬間に於て全く平衡状態にあつて、その地下水の表面は $x = \frac{Q}{2\pi k \eta}$ なる状況を爲して居るものとし、その地下水貯水量の變化は水平に行はれるものと考えれば拙著“水源としての地下水の利用に就て”第2編第2章第2節11.(1)¹⁾に述べたと同様にして $d\eta$ なる地下水の回復は

$$A d\eta + \pi \mu (x^2 - r^2) d\eta$$

茲に $A d\eta$ は井水の回復で $\pi \mu (x^2 - r^2) d\eta$ は地下水貯水量の回復である。而して μ は比滲水量 (specific yield) で、砂の粒度その他に依つて異なる係数である。上式を變形して

$$[(A - \pi \mu r^2) + \pi \mu x^2] d\eta$$

斯くの如くして地下水の回復量と湧出量が明かとなつたから次の微分方程式が成立する。

$$2\pi k r \eta \cdot dT = -[(A - \pi \mu r^2) + \pi \mu x^2] d\eta$$

上式に $x = \frac{Q}{2\pi k \eta}$ を代入して

$$2\pi k r \eta dT = -(A - \pi \mu r^2) \frac{d\eta}{\eta} - \frac{\mu Q^2}{4\pi k^2} \frac{d\eta}{\eta^3}$$

今 $2\pi k r = K$, $A - \pi \mu r^2 = A_1$, $\frac{\mu Q^2}{4\pi k} = B$ とせば

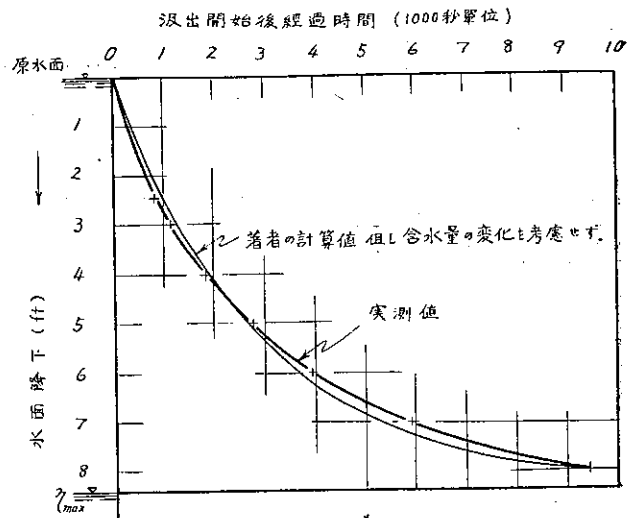
$$K dT = -A_1 \frac{d\eta}{\eta} - B \frac{d\eta}{\eta^3}$$

積分して

$$KT = -A_1 \log_e \eta + \frac{B}{2} \frac{1}{\eta^2} + C$$

$\eta = \eta_{\max}$ のときは $T = 0$ であるから

第 17 圖 井の水面降下と時間との関係



$$C = A_1 \log_e \eta_{\max} - \frac{B}{2} \frac{1}{\eta_{\max}^2}$$

依つて

$$T = \frac{A_1}{K} \log_e \frac{\eta_{\max}}{\eta} + \frac{B}{2K} \left(\frac{1}{\eta^2} - \frac{1}{\eta_{\max}^2} \right) \dots \dots \dots (6)$$

(b) 理論的計算と實測値との照合 (6)式から水面上昇と時間との關係を求めれば次の如くなる。

$$k = 0.0017 \text{ ft/sec}, \quad Q = 0.898 \text{ ft}^3/\text{sec}, \quad \eta_{\max} = 8.4 \text{ ft}$$

μ の値としてはこの場合假りに 0.30 を採る。本計算と對照する實測は 7 日間の地下水の汲出後に行つたから本含水層に對する砂に對しては蓋し適當な値であらう。依つて

$$K = 2\pi kr = 0.1068$$

$$A_1 = A - \pi \mu r^2 = 314.16 - 3.1416 \times 0.3 \times 100 = 220$$

$$\frac{A_1}{K} = \frac{220}{0.1068} = 2059, \quad B = \frac{\mu Q^2}{4\pi k^2} = \frac{0.30 \times 0.898^2}{4 \times 3.1416 \times 0.0017^2} = 6666$$

$$\frac{B}{2K} \cong 31200$$

これ等の値を (6) 式に代入するときは

$$T = 2059 \log \frac{\eta_{\max}}{\eta} + 31200 \left(\frac{1}{\eta^2} - \frac{1}{\eta_{\max}^2} \right)$$

$$\text{又は} \quad T = 4741 \log \frac{\eta_{\max}}{\eta} + 31200 \left(\frac{1}{\eta^2} - \frac{1}{\eta_{\max}^2} \right)$$

上式を用ひて η と T との關係を計算すると第 3 表の如くなる。尙計算値と比較するため同表には實測値をも掲げて置いた。

第 3 表 井の汲出中止後の経過時間と水面降下との關係

η ft	$\frac{8.4}{\eta}$	$\log \frac{8.4}{\eta}$	$4741 \log \frac{8.4}{\eta}$	$\frac{1}{\eta^2} - \frac{1}{8.4^2}$	$31200 \left(\frac{1}{\eta^2} - \frac{1}{8.4^2} \right)$	計算値 $\frac{T}{\text{sec}}$	實測値 $\frac{T}{\text{sec}}$
0	∞	∞	∞	∞	∞	∞	—
2	4.2	0.62325	2955	0.2358	7356	10311	—
4	2.1	0.32222	1528	0.0483	1505	2764	3531
6	1.4	0.14613	693	0.0136	426	1119	1476
7	1.2	0.07918	375	0.0062	192	567	743
8	1.05	0.02119	100	0.0014	42	142	178
8.4	0	0	0	0	0	0	0

第 3 表から判る様に實測値の方が計算値より多少大なるは含水層中に於ける地下水の回復が水平に行はれずに汲出中の地下水面全汎に互つて行はれるからであらう。尤も著者の計算値と實測値とは大差はないのである。

第 3 表の結果を圖示すれば第 18 圖の如くなる。同圖には μ が 0 及び 0.40 の場合の計算値をも記入して參考に供した。本圖からも判る様に長時間汲出後の水面降下と時間との關係を求むるには必ず地下貯水量の變化を考慮に入るべきである。

9. 結 言

以上述べた所から明かな様に本計畫に於ては理論と實際とが殆んど一致してゐる。これは調査を入念に行ひ且つ地質及び地層の構造が割合に均齊なるに依るのであらう。斯くの如く著者の試みに依つて海岸砂丘上に降下し

た降水が滲透して地下水となつたものを理論的に利用することの可能なることが明となつたので、各種水源にこれを利用するもの相次で起り、これに依つて著者の研究の目的は大半達せられたりと言ふべきである。只注意することはこの種の地下水がその補給を降水のみに仰ぐ場合には 1 年中に於て利用し得べき水量は年降水量中地下水となる有効量以下たるべきことである。本計畫に於ては利用水量はこの有効量以下であるから竣工後未だ何等の不都合を聞かないのである。

第 3 章 福岡縣宗像郡勝浦村外 2 箇町村地下水利用 耕地整理組合灌溉用水水源井の計畫

1. 概 説

本文は昭和 5 年 7 月竣工せる福岡縣宗像郡勝浦村外 2 箇町村地下水利用耕地整理組合の事業にして灌溉用水補給の目的を以て神湊町の海岸砂丘に 4 個の水源井を沈下しその中 2 個の水源井をサイフォンに依りて連絡しこの湧水を集合井に導き、集合井及び他の 1 個の井にポンプを設備しこれ等を一旦在來の貯水池に揚水する工事の内容を記したものである。

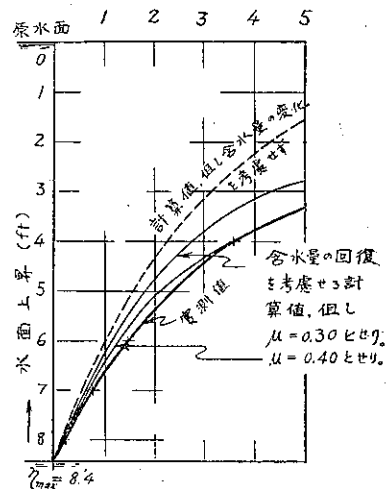
本計畫は著者の指示に従ひ著者の理論を應用して設計施工されたもので、工事の指導及び監督は主として福岡縣耕地課技師松谷勇治氏が當られ、集水地たる砂丘の地質學的の實地調査は主として農林技師理學士鈴木昌吉氏が當られたが著者自身の研究に成る所も亦尠くない。本工程は前述の呑山地下水利用組合の水源井に倣ひ砂丘中の地下水を利用するもので、汲上量が可成り多量なるとサイフォンを使用せるとは本計畫の如き簡易なる水源井にありてはその特徴とも稱すべきであらう。サイフォンの施工に當つては福岡市水道課の援助を仰いだ。

本文を草するに當つては上述の關係者の外福岡縣耕地課長技師農學士佐藤主一氏の大なる援助を受けた。茲に附記して感謝の意を表す。

2. 工事施工地の現況及び工事施工の目的

本工程の關係地區は勝浦村、神湊町及び田島村の 3 箇町村に互る 145 町歩餘の耕地にしてその主要水源たる牟田貯水池はその水面積 14 町 9 反歩餘、貯水量 10 萬立坪 (60 萬 m^3) であるが、集水面積が狹小なると地質、地形の關係上平年に於ける貯水量はその 50~60% に過ぎない。依つて毎年灌溉水の不足を來しこれが補水の問題は數十年來の懸案なりしも、地表水に適當なる水源なく遂に昭和 4 年の大旱魃に遭遇し殆んど無收穫の慘害を受けた。この年は稀有の旱魃であつたが、既述の呑山地下水利用耕地整理組合は同年竣工せる著者の計畫に成る砂丘中に沈下せる集水井に依つて地下水を揚水しこれを利用することに依つてこの旱魃の害より免れ得たるのみならず却つて平年作に勝る收穫を得てゐる實例に鑑み、關係町村長並に有志相諮り地下水に依つて補水するの計畫を樹て昭和 4 年 9 月これが調査を福岡縣に申請した。然るに本計畫施行地域内には幸にして 60 町歩の砂丘があり、これに降下せる降水の地下に滲透蓄溜せるものを利用し得ることは既述の呑山地下水利用組合の工事に徴して明かなるを以て縣は著者の指導に依り同年 11 月神湊町の海岸砂丘内に試験井を沈下し湧水量その他の水理學的調査を行ひ、且つ該砂丘の地質を精確に鑑定するため農林技師理學士鈴木昌吉氏の實地調査を仰ぎ、その結果該砂丘の地下水を水源として利用し本計畫を遂行することに決定した。

第 18 圖 水面上昇と時間との關係



本工事の竣工後所期の水量を揚水することが出来て水量不足の辛き経験を永久に拭き去ることの出来たのは調査が微に入り細を穿つて行はれ且つ計畫の設計及び施工が理論的に行はれた結果であると信ずる。

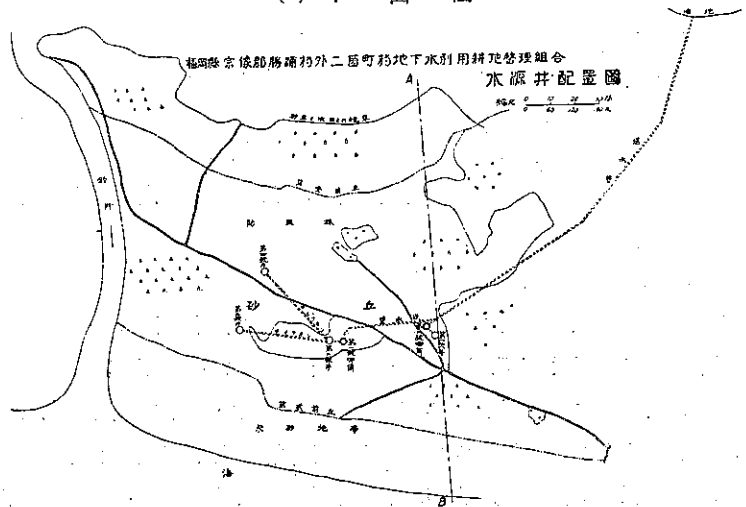
3. 設計資料の調査

(1) 使用水量の調査 本計畫施行地區内の水田の減水は1晝夜平均3分なれども水路の損失等を加へこれを4分とし、貯水池の直接集水面積に關する流出歩合を非灌漑期間40%、灌漑期間60%とし、間接集水面積に關する流出歩合を非灌漑期間20%、灌漑期間30%と假定し、福岡測候所並に東郷雨量觀測所開設以來最も條件の悪い昭和3年10月1日より昭和4年9月末日に至る間の雨量を基とし貯水量と使用水量の關係を調査し56000立坪(336000 m^3)の水量が不足することが明かとなつた。依つて毎年3月1日より9月末日まで毎分80立方尺を毎日12時間揚水することが必要である。これが本計畫の所要水量である。

(2) 水源の調査 地表水としては貯水池の東南約2kmの所を流れる河川があるが灌漑期間中揚水時に餘水全く無く、依つて該河川は本計畫の水源としては不適當である。然るに貯水池の北方約300mの所に玄海灘に面して海岸砂丘がある。その面積は約60町歩にしてその下に位する沖積砂礫層と共に豊富なる地下水を含有してゐる。依つてこの砂丘下の地下貯水を水源として選定した。

(3) 砂丘の地形及び地質 本砂丘は第19圖(a)にも示す通りその幅600m、延長1100m、面積約60町歩(594000 m^2)にして北は玄海灘に面し西南は神湊町を経て海に突出する岬に接し東南は釣川を経て對岸より鐘崎に至る延長約4kmの砂丘に連る。その標高は中等潮位以上3~10mの高さにある。而して汀線より約500mの箇所に第1の前丘があり、又汀線より約200mの箇所に第2の前丘があつて、その間は防風保安林で約100~300年の松樹生育し、第2前丘より汀線迄は處々に砂草の生育せる所も見受けるが大體に於てこの一帯は飛砂地帯で現今に於ても猶砂丘の發達しつつあるものと認められる。昭和4年11月試験井掘鑿の位置に於ては地

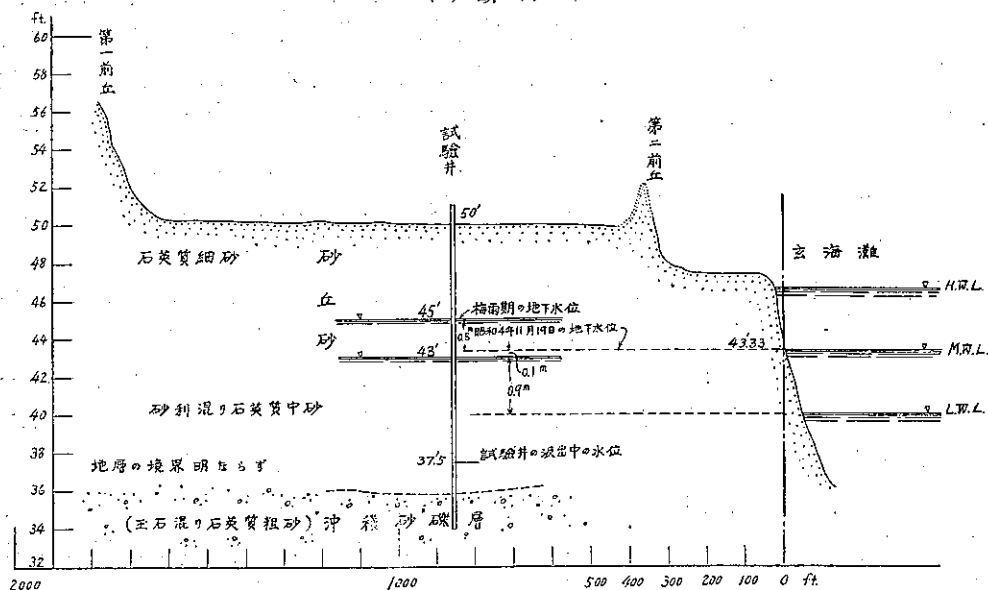
第19圖 水源井附近平面圖及び斷面圖
(a) 平面圖



表下約4m迄は砂丘砂らしく砂丘堆積層獨特の風成交叉層を見、これより以下は玉石交りの粗砂で釣川の河流及び海水の作用に依り運搬沈積したる沖積砂礫層である。本砂丘の斷面圖は第19圖(b)に示す通りである。本斷面圖を作るに當つては熊本高等工業學校教授理學士中島欽三氏の指導を受けた。著者は此處に感謝の意を表する。

本砂丘は福岡縣粕屋郡和日村大字三苦、奈多方面の砂丘の如く先づ海中沖合に砂洲(sand-bar or bank)或は出洲(sand-spit)を形成しその内部が沼澤地となり其處に泥土層、泥炭層が生じその上に漸次砂丘の發達したものと異り、陸地より漸次海に向つて發達したものであることは前述の第1前丘と第2前丘の配置に依つて推察され、従つて内部に泥土層、泥炭層の如き不透層が構成されて居るとは思はれない。本砂丘は一帯に滲透性に富む運積土

(b) 断面 A—B



で、下層は上述の如く沖積砂礫層、上層の下部は砂丘堆積層らしくその大部分は石英屬で少量の正長石屬、方解石屬を含み雲母の如き容易に風化される礦物を含まずその粒度は粗にして Hazen 氏有效徑 $d_{10}=0.43\text{ mm}$ 均等係數 $\mu=1.93$ 、空隙比 $\lambda=0.374$ で、含水量としては優良なる地層であり、砂丘の最上部は石英質の細砂より成つてゐる。

(4) 含水層の地下水 本計畫の水源たるべき地下水の滲溜する砂丘はその成因並に地質狀態より考慮して含水量多く滲透性に富むものであることは認められるが本砂丘地下水の成因は地形上砂丘の面積約 60 町歩に對する雨水の滲透水以外に認むべきものはない。即ち收入區域として砂丘の面積を取るのである。尤も集水區域としては砂丘に接せる若干面積の土地をも包含せしむべきであるが詳細が不明のためこれに就ては考慮しなかつた。

次に雨水が砂中に滲透して地中水となり、次で地下水となりて地中に滲溜する。然るに地中に滲透した地下水は土壤からの蒸發及び葉面蒸發即ち蒸發流出及び湧泉に依る天然流出或は集水井に依る人工流出即ち動水流出の爲に失はれるが、本計畫の場合には後者の動水流出は至つて僅少で考慮するの要はない様である。尙地中に滲透した水の一部は循環水となり、これ亦土壤及び植物から蒸發するのである。

上述の蒸發量の總和は我九州に於ては 500~1000mm 位である。而して砂丘の場合に於ては降水量の 50~80% が地下水となるものと考へてよい。

斯くの如くであるから降水量の何割が利用し得べき地下水となるかは正確には判らないが、上述の事實を參考として茲では近似的に且つ安全に、降水量の 70% が地下水となり、この中 60% が汲出し得る地下水の全量と假定する。即ち降水量の 42% が利用し得るものと假定する。然るときは水源井に依り 1 年中に揚水し得る地下水の全量は次の如くなる。

砂丘の全面積 60 町=180 000 坪
平均降水量(東郷) 1 600 mm

依つて全水量は

$$0.42 \times 1\,600 \times \frac{3.3}{1000} \times \frac{1}{6} \times 180\,000 \cong 66\,600 \text{ 立坪}$$

然るに所要水量は(3)に述べた様に 56 000 立坪なるを以て充分に安全なるものと認める。依つて本砂丘中に潜溜せる地下水を本計畫の水源として決定したのである。而して 1 日 12 時間だけ ポンプの運転をするものとせば前記の所要水量 56 000 立坪を揚水するには晝間 7 箇月運転すればよい。依つて 3 月 1 日より 9 月末日迄の間に於て降雨を待ちて隨時運転し平水位が中等潮位以下に低下したるときは一時揚水を中止し再び降雨を待ちて揚水し Herzberg 氏の理論により海水の侵入を防ぐことに注意した。而して梅雨中又はその後の如く地下水位が著しく上昇してゐるときは、地下水の流出をなるべく少くし且つ最も有効に集水せんが爲、ポンプの全能力を挙げ晝夜連続運転を爲すものである。

本水源の地下水は水温 11 月 18°C , 1 月 17°C にして最低の場合を想像するも 15°C 以下には低下しないだらう。又水質は一般に良好にして鹽分を含有せず、勿論灌漑に適し直に飲料に適する程である。

(5) 含水層の通水性に関する調査 含水層の通水性を確めるため井を沈下すべき附近に試験井を穿ち一つは含水層の地質及び地層の構造を確め他は著者の理論を應用して含水層砂の transmission constant を計算した。即ち第 1 號井附近及び第 2 號井を沈下すべき箇所の砂丘の砂を取りこれ等に就き篩分析試験及び空隙率測定試験を爲し次の結果を得た。第 20 圖は第 1 號井附近の試験井の下部より採集せる砂丘砂、第 21 圖は第 2 號井の地表の砂丘砂の篩分曲線を示したもので、尙同圖には Hazen 氏有效徑、均等係數、比重及び空隙率が記入してある。實際集水井を沈下するときは地下水は主として砂丘の下方に位する沖積砂礫層から流入するから井の計算に使用する砂の transmission constant は下方の砂礫層に就て計算するを要する。然るにこれは調査の都合上出来なかつたから著者は假りに上記の試料に就て k を計算して見ると次の如くなる。計算に當つては水温は最も條件の悪いときを考へて 15°C とした。

第 1 號井附近の試験井の下部砂丘砂に對しては

$$\left. \begin{aligned} k &= 0.40(0.75 + 0.25\mu)^2 \nu \theta d_w^3, \text{ cm/sec} \\ \nu &= 0.20 + 2.233(\lambda - 0.25) \\ &\quad + 20.667(\lambda - 0.25)^2 \\ \theta &= 0.70 + 0.08 T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

上式に

$$d_w = 0.43 \text{ mm}, \quad \mu = 1.93, \quad \lambda = 0.374, \\ T = 15^{\circ}\text{C}$$

を代入して $\nu = 0.80$, $\theta = 1.15$,
 $k \text{ at } 15^{\circ}\text{C} = 0.103 \text{ cm/sec}$

即ち 0.00103 m/sec を得る。

第 2 號井の地表の砂丘砂に對しては

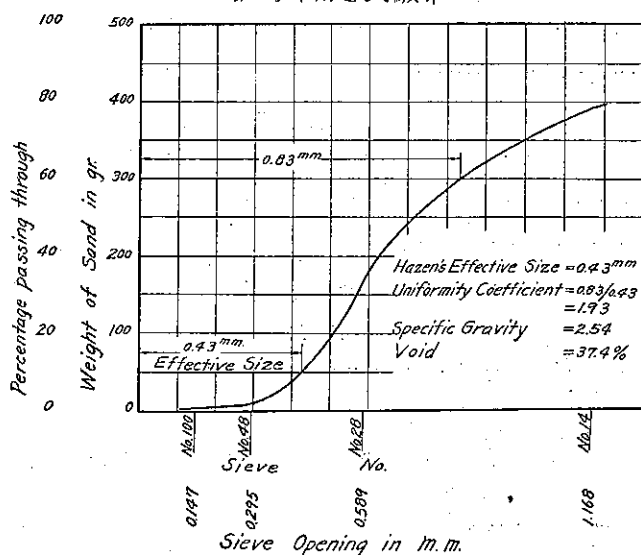
$$d_w = 0.075 \text{ mm}, \quad \mu = 3.6, \quad \lambda = 0.40, \\ T = 15^{\circ}\text{C}$$

を代入して $\nu = 1.00$, $\theta = 1.15$
 $k \text{ at } 15^{\circ}\text{C} = 0.0071 \text{ cm/sec}$

又は 0.000071 m/sec を得る。

第 20 圖

宗像郡神港町
第一號井附近試験井



これ等の値は眞値より小なるは上述の通りである。依つて試験井を沈下し実験に依つて k の値を求めこれ等の調査をすることとした。

(6) 試験井に依る調査 以上計算に依りて假りに求めた k の値は事實上小に失するからこれが眞値を確めるため及び井底の砂が水の流入のため膨脹する速度を確め又一箇の井の湧出量を知るため第 22 圖に示すが如き内徑 2.5 ft の鉄筋コンクリート井を第 1 號井附近に沈下し昭和 4 年 11 月 19 日揚水試験を爲し次の結果を得た。即ち口徑 3 in 渦巻ポンプを 3 馬力の石油

發動機に連結し揚水したるに水位の降下は 5.5 ft に達し、以後 6 時間連續運轉したるも水位の低下を見なかつた。而して揚水量は 0.294 ft³/sec であつた。尚揚水中は水面は水玉を爲して動搖し井底より湧水する水勢に依り砂は膨脹し著しく騒亂されポンプより水と共に吸上げらるゝを見た。

本實驗から k の値を計算して見る。その試験井の場合に於ては半球底井と考へ次式から k を求めてよい。

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{2\pi k r} \dots \dots \dots (2)$$

茲に

$$Q = \text{湧出量} = 0.294 \text{ ft}^3/\text{sec}$$

$$\eta_{\max} = \text{最大水面降下} = 5.5 \text{ ft}$$

$$r = 1.25 \text{ ft}$$

湧水の温度は 18°C であつたから

$$\begin{aligned} k \text{ at } 18^\circ\text{C} &= \frac{Q}{2\pi\eta_{\max}r} = \frac{0.294}{2 \times 3.1416 \times 5.5 \times 1.25} \\ &= 0.00680 \text{ ft/sec} = 0.00207 \text{ m/sec} \\ &= 0.207 \text{ cm/sec.} \end{aligned}$$

上に計算せる k at 18°C を 15°C の場合に換算すると

$$\begin{aligned} k \text{ at } 15^\circ\text{C} &= 0.192 \text{ cm/sec} = 0.00192 \text{ m/sec} \\ &= 0.00630 \text{ ft/sec} \end{aligned}$$

となる。この値を (5) に述べた k at 15°C = 0.103 cm/sec に比するときは約 2 倍である。

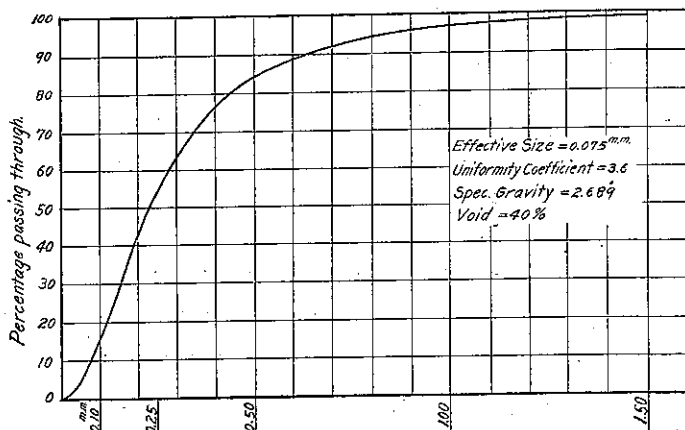
次に井底の砂の膨脹に就て考慮して見る。本實驗に於ける流入の最大流速は

$$v_{\max} = \frac{Q}{A} = \frac{0.294}{\pi \times 1.25^2} = 0.06 \text{ ft/sec} \text{ 又は } 1.83 \text{ cm/sec}$$

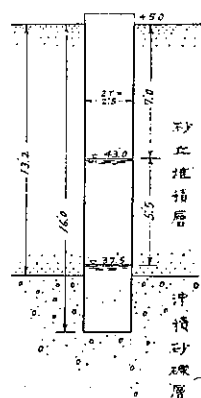
となる。

第 21 圖

宗像郡神湊町(第=号井)



第 22 圖 試験井



Journal of the American Water Works Association, Vol. 21, No. 11, Nov. 1929 に發表されたる R. Hulbert 及び F. W. Herring 兩氏の研究に依れば

$$a = \frac{5.9}{1-(s-0.17)} - 7.4 + 0.2t(t-32) \dots\dots\dots (3)$$

$$r = [1.04 + 0.01(t-32)](s-0.17)e + \frac{5.9}{1-(s-0.17)} + 0.24s(t-32) - 7.4 \dots\dots\dots (4)$$

茲に

r : 洗滌水の流速, in/min

e : 膨脹量, 但し砂の厚さの百分率を以て表す

t : 水温, °F

s : 砂の大きさ, mm

a : 砂層の膨脹し始むるときの流速, in/min

本式は急速濾過機に於て淨水を逆流し砂層を攪拌膨脹せしめて、濾過砂を洗滌する場合の實驗から誘導された公式である。これ等の公式を應用して a 及び r を計算して見る。この場合の r は井底から流入する地下水流の速度である。大小粒混ざる粒度の砂のときは 30% かこれより小なる粒径を採ればよい。

實驗の際の水深は 2.8 ft で砂は揚水中は井底から約 8 in の厚さに亘つて亂舞し 尙小粒の砂は上方迄浮游するを認め、揚水を中止すれば砂は締りて 4 in 位であつた。 t は 64.4°F, $s=0.57$ mm (第 21 圖から) であるからこれ等の値を (3) 式に代入して

$$r = [1.04 + 0.01(64.4-32)](0.57-0.17) \times \frac{8}{4} \times 100$$

$$+ \frac{5.9}{1-(0.57-0.17)} + 0.24 \times 0.57(64.4-32)$$

$$= 54.56 + 9.833 + 4.432 \cong 69 \text{ in/min}$$

$$= 0.096 \text{ ft/sec}$$

$$a = \frac{5.9}{1-(0.57-0.17)} - 7.4 + 0.2 \times 0.57(64.4-32)$$

$$= 9.83 - 7.4 + 3.67 = 6.1 \text{ in/min} = 0.0085 \text{ ft/sec}$$

斯くの如くであるから井底の流速 $v_{\max} = 0.06 \text{ ft/sec}$ は

$r = 0.096 \text{ ft/sec}$ と大差はないのである。而して多少異なるのは細砂が亂舞するため砂の膨脹 e を正確に測定することが出来ないからである。

4. 水源井の設計及び施工

(1) 水源井の水面降下の決定 本計畫の水源井は含水層の性質上掘井式開井で下端部のみから水が流入する開端井の構造となす。而してこの井の湧出量と水面降下との關係は半球底の場合と同様に考へて實際上差支へはない。然らば (2) 式 $q_{\max} = \frac{Q}{2\pi kr}$ から q_{\max} と Q との關係が判る。

既に述べた様に本計畫の全所要水量は 80 立方尺/分である。

而して試験井の實驗からも明かな様に 1 個の井から 20 立方尺/分の汲出を爲し得ることは確實であるから本計畫に於ては湧出量 20 立方尺/分、即ち近似的に湧出量 0.33 ft³/sec なる開井を 4 個沈下することとした。この場合井の直径は井底から流入する地下水に依つて砂が決して膨脹し浮上らない様に決定する。然るときは上述の (3) 式に試験井の掘鑿の際得たる資料即ち $s=0.57$ mm, $t=15^\circ\text{C}=59^\circ\text{F}$ を代入して

$$a = \frac{5.9}{1 - (0.57 - 0.17)} - 7.4 + 0.2 \times 0.57(59 - 32) \\ = 9.83 - 7.4 + 3.08 = 5.51 \text{ in/min} = 0.46 \text{ ft/min}$$

依つて必要なる井の断面積は

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{a} = \frac{20}{0.46} = 43.48 \text{ ft}^2$$

依つて $r = 3.72 \text{ ft}$ 即ち直径 7.44 ft でよい譯であるが、實際、井に流入する速度は均等でなく底沓の處で大であるから、安全を期するため、直径はこれを $9 \text{ ft}(2.74 \text{ m})$ 即ち半径 r を $4.5 \text{ ft}(1.37 \text{ m})$ と決定する。

次に井の深さを決定するに當り各井の水面降下を計算して見る。

第 1 號井 第 1 號井附近の試験井から得た砂に就て著者の公式から求めた $k_{at 15^\circ \text{C}}$ は 0.103 cm/sec である。然るに試験井の揚水試験から直接求めた $k_{at 15^\circ \text{C}}$ は 0.192 cm/sec である。試験井から得た砂は下方の沖積砂礫層から得た砂に就て求めた値でないから多少小に失するは明かである。依つて試験井の揚水試験から求めた値 0.192 cm/sec を採るべきであるが、實はこの井の揚水試験の際は井底の砂層が膨脹して居つて可成りの無理がある様であるから k の値として 0.10 cm/sec を採ることにする。然らば井の水面降下は (2) 式に

$Q = 20 \text{ ft}^3/\text{min} = 0.00933 \text{ m}^3/\text{sec}$, $k = 0.001 \text{ m/sec}$, $r = 1.37 \text{ m}$ を代入して

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{2\pi kr} = \frac{0.00933}{2 \times 3.1416 \times 0.001 \times 1.37} = 1.08 \text{ m} = 3.54 \text{ ft}$$

第 2 號井 第 2 號井を沈下すべき箇所の砂丘の地表から採集せる砂は甚だ細粒なれども地中は全體に於て第 1 號井附近と略同質の砂礫層からなるものと判断される。然らば $k_{at 15^\circ \text{C}}$ は 0.10 cm/sec に取り得る譯であるが多少の不安があるからこれをその $1/2$, 即ち 0.05 cm/sec とする。然らば

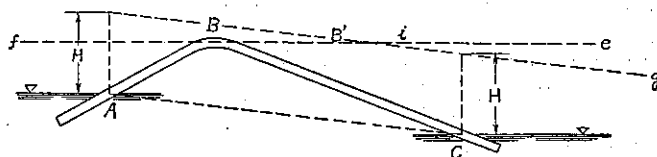
$$\eta_{\max} = 2.16 \text{ m} = 7.08 \text{ ft}$$

となる。

依つて本計畫に於ては井の設計に當つては η_{\max} は第 1 號井に就ては $1.83 \text{ m}(6 \text{ ft})$, 第 2 號井に就ては $2.74 \text{ m}(9 \text{ ft})$ と假定する。而して第 3 號井及び第 4 號井は第 2 號井と同様と假定する。

(2) **サイフォンの損失水頭の決定** 本計畫に於ては第 3 號井及び第 4 號井の水をサイフォンにて第 2 號井に導き此處に揚水機を据付け送水することとした。而して第 2 號井のポンプ室に真空ポンプを据付けサイフォンの空気を排除し、サイフォン内に呼水を爲したる後揚水機を運轉し、第 2 號井の水位を低下せしめ第 3 號井及び第 4 號井の水をサイフォンを通じて第 2 號井に流入せしめる。次にこのサイフォンの損失水頭を計算して見る。

第 23 圖 サイフォン



第 23 圖に於て ABC をサイフォンとし、水は A より流入して C より流出するものとす。圖に於て H なる水頭は標準氣壓の場合完全真空のときは $33.88 \text{ ft}(10.33 \text{ m})$ に達し得るも實際は $20 \text{ ft}(6.1 \text{ m})$ 以下に設計するのが安全である。而してポンプの吸込管の場合と同様に無理をすれば 28 ft 位までは可能なるも實際に於ては 28 ft 以上と

なると些細の原因で水が切れることがあるから宜しくない。尙サイフォンの頂点を B より B' に平行に移すときは上り水は揚り難くなり下り水は降り易くなり、この移動が或程度を越えると揚り水より降り水の流速が速になり従つて水の切れる處がある。今 AC に並行に ig を引きその兩線の鉛直距離 H を前述の安全なる水頭とす。次に B 點を通り水平線 fe を引きこれと ig との交點を i とする。然らば B 點が fig 線上にある間は鉛直高は H より小なるか或はこれに等しきを以て斯かるサイフォンに依ては水は安全に通ずるのである。

依つて本計畫に於ては種々の點を考慮し H は 20 ft より小なる様に設計した。

而して

$$Q = \text{湧水量} = 2 \text{ 立方尺/分} = 0.33 \text{ ft}^3/\text{sec} = 0.0093 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$d = \text{サイフォンの直径} = 6 \text{ in} \cong 150 \text{ mm}$$

$$L = \text{サイフォンの長さ} = 542 \text{ ft} = 165.202 \text{ m}$$

である。これ等の値を用ひて損失水頭を計算すると新しい鐵管の場合約 1.40 ft, 古き鐵管の場合約 2.0 ft となる。而して實測の結果に依れば 2.05 ft であつた。損失水頭の計算は Gibson 教授著 *Hydraulics and Its Applications*, 1920 § 82. Syphons を参照した。而して本計畫に於ては後日を慮り損失水頭として 4 ft (1.32 m) を採つた。

(3) 水源井の寸法決定 以上述べた如く水源井の水面降下及びサイフォンの損失水頭の計算することが出来たから水源井の寸法を第 4 表の如く定めた。

(4) 水源井の位置 本計畫に於ては 4 個の集水井を必要とするを以てその位置を決定せねばならぬ。これに當つては先づ水源井の影響圓の半径を知る必要がある。この半径は呑山水源井の場合と同様に次式から求めてよい。

$$R = \sqrt{\frac{Q}{2\pi km}} \dots\dots\dots (5)$$

茲に

$$Q = \text{湧出量} = 0.0093 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$k = \text{砂の transmission constant} = 0.0005 \text{ m/sec}$$

$$m = \text{地下水が流水を起す最小勾配} = \frac{1}{200}$$

とせば

$$R = \sqrt{\frac{0.0093 \times 200}{2 \times 3.1416 \times 0.0005}} = 24.4 \text{ m}$$

この點から考へると井の間隔は 50 m でよいことになる。然るにこの井の水は全部降水に依つて補給される。この點から井の影響圓の半径を求めると次の如くなる。

$$R = \sqrt{\frac{Q}{\pi q_s}} \dots\dots\dots (6)$$

$$q_s = \text{單位面積に下降したる水量の中地下水となる量}$$

然るときは本計畫に於ては Q は 1 年に就き 14 000 立坪 (84 000 m^3) で、 q_s は $1.6 \times 0.42 = 0.68 \text{ m}$ であるからこれ等を上式に代入して次の値を得る。

$$R = \sqrt{\frac{84\,000}{3.1416 \times 0.68}} \cong 200 \text{ m}$$

依つて井の間隔は 400 m とすればよいことになる。然るに實際斯くの如く遠距離に井を配置するときは種々の點に不都合があるから茲では已むを得ず最小約 150 m とした。尤もかく決定してもこれを前出の 50 m に比する

第 4 表 水源井の寸法

	内 徑		深 さ	
	m	ft	m	ft
第 1 號井	2.74	9	4.88	16
第 2 號井	2.74	9	7.32	24
第 3 號井	2.74	9	6.09	20
第 4 號井	2.74	9	6.09	20

5. 揚水設備

(1) **ポンプ** 既述の如く各水源井の水はこれを汲上げて一旦貯水池に送水するのである。本水源井の揚水には第 24 圖にも示す様に 2 個のポンプを用ひる。第 1 號ポンプは第 2 號井の近くに設けられ揚水量 $60 \text{ ft}^3/\text{min}$ ($0.028 \text{ m}^3/\text{sec}$)、全揚程 59 ft (17.983 m) に對して設計されたもので、實際は口径 5 in 、計算揚程 64 ft 、揚水量 $60 \text{ ft}^3/\text{min}$ の片吸込タービン・ポンプ 1 臺を用ひ、動力は 10 馬力電動機 1 臺を用ひポンプと直結した。第 2 號ポンプは第 1 號の近くに設けられ口径 3 in 、計算揚程 53 ft 、揚水量 $20 \text{ ft}^3/\text{min}$ ($0.0093 \text{ m}^3/\text{sec}$) の片吸込タービン・ポンプを 3 馬力電動機に直結して使用した。

(2) **サイフォン** 既述の如く第 3 號井及び第 4 號井の水は各内徑 6 in 、延長約 540 ft 、即ち約 160 m の上水道用鐵管を使用し各接合は鉛を以て填隙をなし竣工後 $200 \text{ lbs}/\text{in}^2$ の水壓試験を爲し漏水なきを確めた。鐵管の敷設に當つては嚴密なる遣方を設け一直線に施工し、上下の曲りなき様注意し、管内に空氣が停滞しない様に施工した。このサイフォンの初始動は $30 \text{ ft}^3/\text{min}$ の眞空ポンプを 5 馬力の電動機に依り運轉するものである。而してサイフォンの通水は 15 日毎に来るポンプの停電日迄はこれを連續するもので、その間眞空ポンプを使用する必要はないのである。

(3) **送水管** 第 2 號井より貯水池迄の送水管は内徑 8 in (200 mm) の鐵筋コンクリート・ヒューム管で、その延長 2250 ft (685.8 m) に及ぶ。

6. 工 費

本水源井計畫實施に要せし工費は豫算 13 830 圓、決算 15 150 圓で反當事業費約 10 圓、反當經常費約 1 圓である。

7. 竣工後の實地試験

本水源井竣工後實地揚水試験を爲したるに大體に於て著者の理論による計算値と一致するを知る。水量の測定は送水管の吐出口に於て直角三角堰に於てこれを行ふた。即ち第 1 號井は揚水量 $20 \text{ ft}^3/\text{min}$ に對し約 3 ft の水面降下を爲してゐる。これは計算値の 3.5 ft と大差なく、又第 2 號井は $60 \text{ ft}^3/\text{min}$ に對し約 8 ft の水面降下をして居る。この 8 ft は第 2 號に關する計算値 7.08 ft と大差はない。而して第 3 號井及び第 4 號井の水面降下は約 6 ft でサイフォンの損失水頭が約 2 ft であつた。依つて大體に於て第 2 號井の湧出が第 3 號井及び第 4 號井の湧出より多少多い様に思はれるが詳細なる關係はこれを實驗に依つて知ることが出来なかつた。この程度の實驗しか行ふことを得ざりしは工事の性質上已むを得ない所である。

尚竣工後即ち昭和 5 年 7 月以降約 60 日に亙つて晝夜 $80 \text{ ft}^3/\text{min}$ の揚水を爲せるも揚水に何等不都合を感じず、その後昭和 6 年及び 7 年に於ては計畫通りの揚水を持続せるも何等支障を來さない。

8. 結 言

本計畫は既述の如く今津村谷山水源井の實施に刺戟されて計畫されたものでその調査に可成り力を注いだ爲、本計畫も成功したのである。而して本計畫に於ても著者の理論は實驗と略符合してゐる。

斯くの如くであるから海岸砂丘上に降下した雨が地下に滲透せるものはこれを充分利用し得るもので、これが計畫は著者の理論を應用して實際上正確に出来るものである。

第4章 大津市上水道水源試験井に関する研究

1. 概 要

大津市上水道の計畫されるに當り、當事者はその水源を同市の中心を距る約 0.5 里柳ヶ崎に卜し此處に水源井を浚下し琵琶湖の水を天然濾過して集水するの計畫を樹てた。

依つて當事者はこの地に試験井を穿ち湧水量及び井水面の降下等の試験を行ひ 水源井の設計の資料を得んと努めたのである。著者は幸ひその試験の結果を知る事が出来たのでこれについて考察を試み、著者の提唱する理論が果して正しいか否かを檢せん。著者は茲に本資料を提供された該上水道技師塚本精太郎氏、同技手橋本克太氏並びに市原喜代二氏に感謝の意を表す。

2. 地形及び地質

長等山北方連山と比叡山南麓の圍む花崗岩を以つて構成せられたる凹地屏風谷と名付ける。柳ヶ崎はこれが下流に位し第 26 圖に示す様な地形を爲して居る。この地は前輪廻に於て洪水時砂礫の沈積して生じたる冲積砂礫層である。その地質圖は第 28 圖に示す通りである。

3. 試験井

試験井の位置は第 26 圖に示す様に琵琶湖の水邊から約 130 尺(36.4m)の處である。而して井は松板を以つて製作せる内法 6 尺角、深さ 12.6 尺の井戸枠を浚井法に依りて浚下したものである。依つて湖水の漏滲水は大部分は井底から又一部分は井枠の隙間から流入するのである。井の汲出試験に使用した揚水機は 5 馬力の渦巻ポンプであつた。

4. 含水層の通水性に関する調査

試験井の湧出量の理論的研究を爲すに當り、それに必要なる含水層砂礫の transmission constant を知る爲に地表下約 15 尺の處の砂礫を採集し、著者は篩分析試験、比重試験、單位重量の測定を行つた。試験用資料は全部で約 10 立であつた。この内から 4 分法に依り各試験に必要な適量だけを採つた。試験の結果比重 2.600、單位重量 1.640 kg/l、空隙比 $\lambda = 0.3692$ であつた。又篩分析の結果は第 27 圖に示す様である。粒度は $3/4$ in ~ 0 であつて稀には $1\frac{1}{2}$ in 以上の粒の礫も混じて居つた。

第 27 圖から判る様に Hazen 氏有效徑は $d_w = 0.40$ mm、均等係數は $\mu = 5.30$ である。これ等の結果を用ひて著者の公式に依り含水層砂の transmission constant を計算すると次の如くなる。

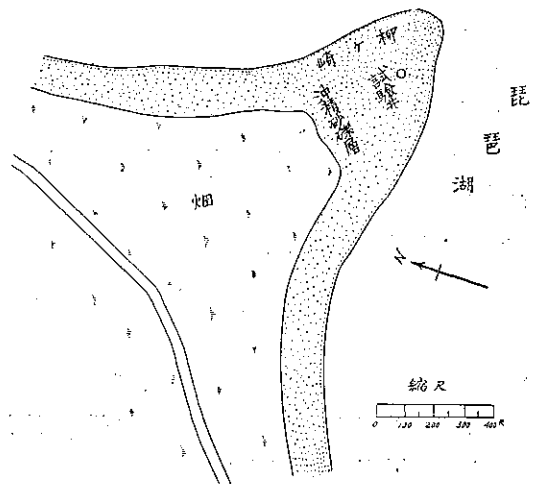
水温は $T = 18^\circ\text{C}$ とする。然るときは次の著者の公式

$$\left. \begin{aligned} k &= 0.40(0.75 + 0.25\mu)^2 \nu \theta d_w^2, \text{ cm/sec} \\ \nu &= 0.20 + 2.233(\lambda - 0.25) + 20.667(\lambda - 0.25)^2 \\ \theta &= 0.70 + 0.03T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

に上記の試験値を代入するときは $\nu = 0.760$, $\theta = 1.24$ となり、従つて k は次の如くなる。

$$k = 0.40(0.75 + 0.25 \times 5.3)^2 \times 0.766 \times 1.24 \times 0.40^2 = 0.2617 \text{ cm/sec} = 0.0026 / 17 \text{ msec}$$

第 26 圖 柳ヶ崎試験井附近平面圖



5. 試験井に依る含水層の通水性

の試験

試験井は第 26 圖に示す様に柳ヶ崎の沖積砂礫層内に沈下した。その地質は第 28 圖に示す通りである。第 28 圖から明かな様に地表下約 1 尺は壤土で、それ以下約 18 尺は砂層で花崗岩の風化に依つて生じたもので主として石英砂である。而して粒度は大體に於て上部が粗であるが非常な差はない。砂中には所々に礫を混じて居る。地表下 19 尺以上は細砂で殆んど不透層と看做し得る程度のものである。

揚水試験の結果は第 28 圖にも示してある様に湧出量 23.7 立方尺/分 (0.395 立方尺/秒) に對する水面の降下は 2.8 尺であつた。

本試験井は内法 6 尺角であるからこれを近似的にこれと同一圓周を有する内徑 7.64 尺の圓形と看做す。而して本井は井底及び井杆の隙間から地下水が流入するものと考へる。この地下水は琵琶湖の水の補給を受けるものである。

今井が不透層迄沈められその側面から地下水が自由に流入するときは、拙著“水源としての地下水の利用に就て”第 2 編 (145 式) に於て述べた様に井の湧出量は次式から計算する。

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\log_e \frac{2b}{r}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

茲に b : 井と水邊との最短距離

然るに本試験井は第 29 圖に示す様に不透層に達する迄沈下してないからその湧出量は上記拙著の (87) 式¹⁾を應用して求めねばならぬ。即ち

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\log_e \frac{2b \sqrt{\frac{h}{t+0.5r}}}{\sqrt{\frac{h}{2h-t}}}} \quad \dots \dots \dots (3)$$

(3) 式に次に示す大正 15 年 5 月に行つた平均の試験資料を代入して k を求めて見やう。

$$Q = 0.395 \text{ 立方尺/秒} = 0.0110 \text{ m}^3/\text{sec}$$

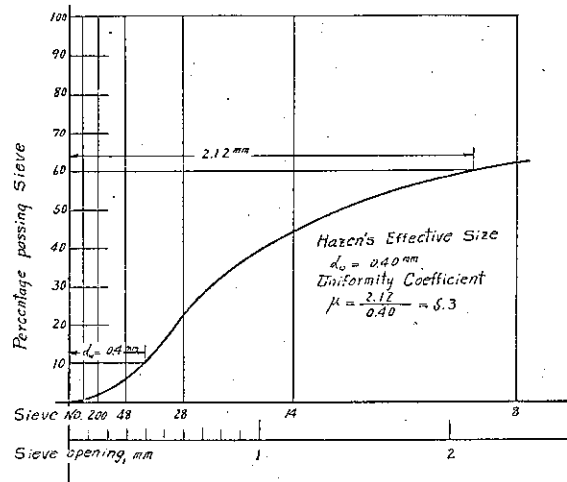
$$2r = 7.64 \text{ 尺} = 2.315 \text{ m} \quad (6 \text{ 尺角の周長と圓周とを等しくせり})$$

$$H - h = \eta = 2.8 \text{ 尺} = 0.8485 \text{ m}$$

$$t = 6.5 - 2.8 = 3.7 \text{ 尺} = 1.1212 \text{ m}$$

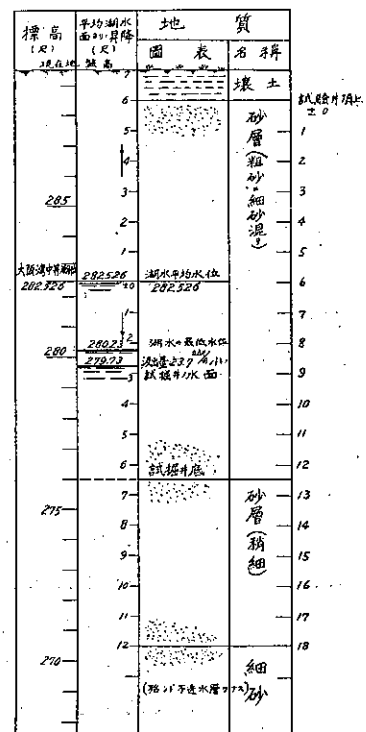
$$b = 120 \text{ 尺} = 36.4 \text{ m}$$

第 27 圖 大津市上水道水源試験井含水層砂篩分析曲線



第 28 圖

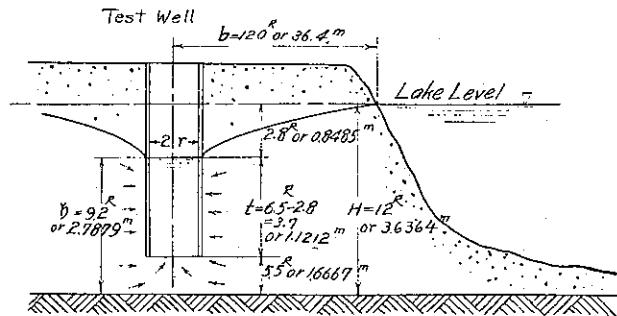
大津市水道水源試験井地質表圖



¹⁾ 土木學會誌第 17 卷第 12 號 1293 頁

²⁾ 土木學會誌第 17 卷第 12 號 1266 頁

第 29 圖



$$H^2 - h^2 = 3.6364^2 - 2.7879^2 = 5.4447$$

$$\log_e \frac{2b}{r} = \log_e \frac{72.8}{1.1575} = 4.13563$$

$$\sqrt{\frac{h}{t+0.5r}} = \sqrt{\frac{2.7879}{1.1212+0.5788}} = 1.2810$$

$$\sqrt[4]{\frac{h}{2h-t}} = \sqrt[4]{\frac{2.7879}{5.5758-1.1212}} = 0.8895$$

$$\begin{aligned} \text{依つて} \quad k &= \frac{Q \log_e \frac{2b}{r} \sqrt{\frac{h}{t+0.5r}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-t}}}{\pi(H^2 - h^2)} = \frac{0.011 \times 4.13563 \times 1.280 \times 0.8895}{3.1416 \times 5.4447} \\ &= 0.00303 \text{ m/sec} = 0.303 \text{ cm/sec} \end{aligned}$$

この値を篩分析の結果から求めた 0.2617 cm/sec に比するときは僅かに大なるを知る。これは篩分析に用いた資料は地表下約 15 尺即ち試験井底以下約 1.5 尺の處から採集せるものであるから含水層全體の平均資料としては多少細かに失するの嫌があるから、著者は 0.303 cm/sec を以つて k の正值とする。本實驗中の水温は約 15°C であつた。斯くの如くであるから著者の提唱する公式に依つて k を計算しても殆んど眞値を得る事が判るであらう。

6. 試験井の汲出開始後の経過時間と水面降下との關係

大正 15 年 5 月 8 日～10 日の 3 日間に亘つて行つた井の汲出試験に於けるポンプの運轉開始後の経過時間と水面降下との實測の結果と著者のこれに関する理論とを比較研究して見やう。

今 (3) 式に於て

$$K = \frac{\pi k}{\log_e \frac{2b}{r} \sqrt{\frac{h}{t+0.5r}} \sqrt[4]{\frac{h}{2h-t}}}$$

とせば K は又

$$K = \frac{Q}{H^2 - h^2} = \frac{0.0110}{3.6364^2 - 2.7879^2} = 0.00202 \text{ m/sec}$$

今 q_0 を η なる水頭に基因する湧出量とせば

$$\begin{aligned} q_0 &= K(H^2 - \eta^2) = K(2H\eta - \eta^2) \\ &= 2KH\eta - K\eta^2 = 2 \times 0.00202 \times 3.6364\eta - 0.00202\eta^2 \\ &= 0.01469\eta - 0.00202\eta^2 \end{aligned}$$

となる。依つて拙著“水源としての地下水の利用に就て”第 2 編第 2 章第 2 節 10.1) の著者の理論を適用して

1) 土木學會誌第 17 卷第 12 號 1251 頁

ポンプ運転開始後の経過時間と井水面の降下との関係を計算し、これと實測の結果と對照して見る。計算記號は凡て原著に従ふ。

(1) 影響圓の半徑は水面降下に從ひ變化するも地下貯水量には變化なきものと假定する場合の解法

この場合の著者の公式は既述の (70) 式である。即ち次の如くである。

$$T = \frac{A}{2} \frac{1}{\sqrt{K^2 H^2 - QK}} \log_2 \frac{\frac{K\eta - KH - \sqrt{K^2 H^2 - QK}}{K\eta - KH + \sqrt{K^2 H^2 - QK}}}{\frac{KH + \sqrt{K^2 H^2 - QK}}{KH - \sqrt{K^2 H^2 - QK}}} \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式に

$$KH = 0.00202 \times 3.6364 = 0.007346$$

$$K^2 H^2 = 0.007346^2 = 0.000054$$

$$QK = 0.0110 \times 0.00202 = 0.000022$$

$$A = 36 \text{ 平方尺} = 3.3 \text{ m}^2$$

を代入して

$$T = 671.19 \log \frac{0.00202\eta - 0.013}{0.00202\eta - 0.001692} \dots\dots\dots (4a)$$

(4a) 式から $T(\text{sec})$ と $\eta(\text{m})$ との関係を計算してこれを實測の結果と對照すれば第 5 表の如くなる。

第 5 表 (4a) 式と實測との對照

η		$\log \frac{0.00202\eta - 0.013}{0.00202\eta - 0.001692}$	$T(\text{sec})$	
尺	m		(4a) 式に依る計算値	實測値
1.00	0.3	0.17097	114.75	210
2.00	0.6	0.50880	338.15	600~1200
2.31	0.7	0.73349	492.31	1200~3600
2.64	0.8	1.28910	865.23	7200~10800

上表から明かな様に本計算に於ては井の周圍の含水層の地下貯水量の變化を考へに入れてないから實測値より遙かに小である。即ち本含水層の如く粗目の砂礫のときは地下貯水量の變化を考慮に入るゝに非れば井の水面降下と汲出開始後の経過時間との関係を正しく求むる事は不可能である。

(2) 影響圓の半徑が水面降下に從ひ變化し、且つ地下貯水量もこれに從つて變化するものと假定する場合の解法

(1) に於て述べた様に (4) 式は含水層が非常に小なる砂の場合の如く地下貯水量の變化が短時間内に起らないときには適用して正確なる結果を得るも、本例の如く含水層が粗砂のときは必ず地下貯水量の變化を考慮に入れざれば時間と水面降下の正確な關係は求められない。

この場合の理論公式は既述の拙著に於て誘導して置いた、即ち“水源としての地下水の利用に就て”第 2 篇第 2 章第 2 節 10. の (68) 式¹⁾に依つて計算すれば良い。即ち式に曰ふ。

$$T = \frac{A + \frac{B}{K}(2KH^2 - Q)}{2\sqrt{K^2 H^2 - QK}} \log_2 \frac{K\eta - KH - \sqrt{K^2 H^2 - QK}}{K\eta - KH + \sqrt{K^2 H^2 - QK}} \cdot \frac{KH - \sqrt{K^2 H^2 - QK}}{KH + \sqrt{K^2 H^2 - QK}} + \frac{B}{K} \left(\eta + H \log_2 \frac{Q - 2KH\eta + K\eta^2}{Q} \right) \dots\dots\dots (5)$$

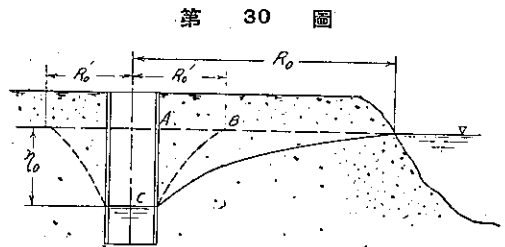
茲に $B = \pi \mu \left(\frac{R_0'}{\eta_0} \right)^2$

1) 土木學會誌第 17 卷第 12 號 1255 頁

上式に於て R_0' は地下水面の低下せる部分の半径である。 μ は含水層の比滲出量であり、 η_0 は最大井水面降下である。

井の汲出中 R_0' は如何なる値を採るかはその汲出開始後の時間に關するもので、時間が経つ程、 R_0' は大となり遂には R_0' は $R_0=b$ に達するのである。然らば本計算に於て如何なる値を採るべきかと言ふに實驗に依つて知ることが出来ないから著者は次の如く假定する。第 30 圖に於て ABC の部分が地下貯水量の變化ある部分である。

本試験井の斷面積は 6 尺×6 尺、即ち 3.3m^2 で、最大井水面降下 η_0 は 0.8485m であるから井内の貯水量の變化は $3.3 \times 0.8485 = 2.8\text{m}^3$ である。而して井の湧水量は q が 0 より $\eta_0 = 0.8485\text{m}$ に變ずる間に於て 0 より $0.011\text{m}^3/\text{sec}$ に變ずるのである。今近似的に $q_0 \propto \eta$ と看做すときは平均湧出量は $0.0055\text{m}^3/\text{sec}$ である。然らば 2.8m^3 が汲出されるに要する時間は $2.8 \div 0.011 = 255\text{sec}$ にして、 255sec



の間に於ける井の湧出量は $(0.0055 \times 255)\text{m}^3$ である。依つてこれだけを汲上げるに要する時間は $\frac{0.0055 \times 255}{0.011} = 128\text{sec}$ となる。依つて井水面の降下が 0.8485m に達するに要する時間は $255 + 128 = 383\text{sec}$ 以上となる。

尤も實際は上述の如く ABC の部分の地下貯水の減退があるのと、他は平均湧出量が $0.0055\text{m}^3/\text{sec}$ より大なる爲井水位の降下が 0.8485m に達するに要する時間は 383sec 以上たるは論ずる迄もない。これは (1) に述べた計算からも判る。

今第 31 圖に於て BC を近似的に直線と假定すれば BC 間の平均流速は

$$V = \frac{k}{\lambda} \cdot \frac{h}{e} = 0.00303 \times \frac{1}{0.3692} \times \frac{0.8485}{x} = \frac{0.00688}{x}$$

今第 5 表から井の水面降下が 0.8485m に達するに要する時間を 900sec とせば

$$V \times 900 \cong \sqrt{x^2 + \eta_0^2}$$

$$\frac{0.00688}{x} \times 900 = \sqrt{x^2 + 0.8485^2}$$

$$x^2 + 0.72x^2 - 38.313 = 0$$

$$\text{依つて } x = 2.42\text{m}$$

$$\text{故に } R_0' = x + r = 2.42 + 1.025 = 3.445\text{m}$$

この場合の r は試験井の斷面 3.3m^2 と同一斷面を有する相當圓の半径即ち 1.025m を採るを可とす。

次に實測に徴すれば井の水面降下が 0.8485m に達するに要する時間は平均約 9000sec である。然るときは上と同様にして $x = 7.84\text{m}$ 、 $R_0' = 7.84 + 1.025 \cong 9\text{m}$ を得る。斯くの如くであるから R_0' の値は略 3.445m 以上 9m 以下なる事が想像される。依つて以下には

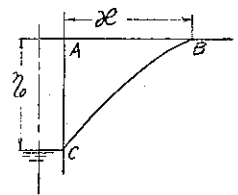
$$(a) \quad x_0 = 3.133\text{m}, \quad R_0' = 4.158\text{m}$$

$$(b) \quad x_0 = 4.075\text{m}, \quad R_0' = 5.100\text{m}$$

$$(c) \quad x_0 = 7.46\text{m}, \quad R_0' = 8.485\text{m}$$

に就て T と η との關係を計算して見やう。

第 31 圖



(a) $R_0' = 4.158\text{ m}$ と假定せる場合 先づ $B = \pi\mu \left(\frac{R_0'}{R_0} \right)^2$ を計算するに當り比滲出量 μ を定めねばならぬ。この場合最大水面降下 η_0 に達する時間は 900 sec 位と假定せるを以つて、拙著“水源としての地下水の利用に就て”第3編第3章第5節¹⁾ から μ の値として 5% を採る。
依つて

$$B = 3.1416 \times 0.05 \times \left(\frac{4.158}{0.8485} \right)^2 = 3.77$$

(b) $R_0' = 5.10\text{ m}$ と假せ定る場合 (a) と同様にして

$$B = 3.1416 \times 0.05 \times \left(\frac{5.100}{0.8486} \right)^2 = 5.655$$

(c) $R_0' = 8.485\text{ m}$ と假定せる場合 (a) と同様にして

$$B = 3.1416 \times 0.05 \times \left(\frac{8.485}{0.8486} \right)^2 = 15.708$$

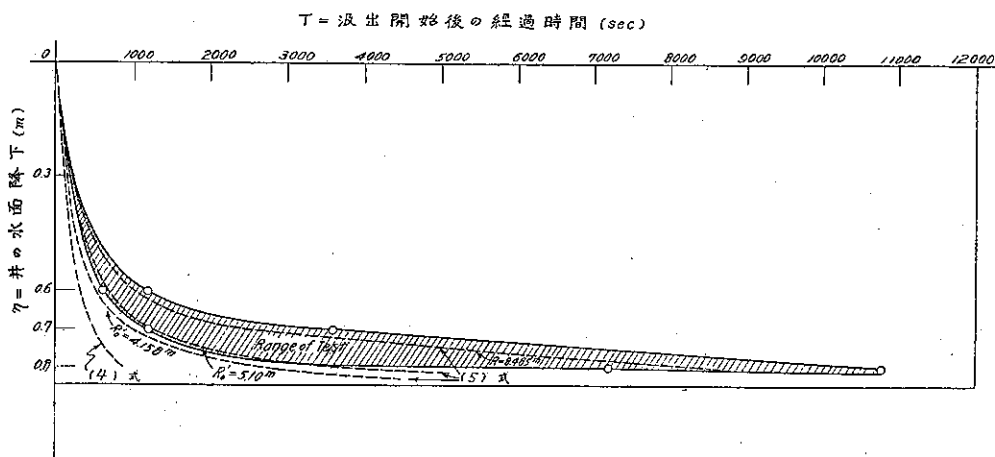
斯くして (5) 式に A, B, K, H 及び Q の値を代入して η の種々の値に對する T を計算すれば第6表を得る。

第6表 (5)式と實測との對照

η m	(5)式に依る $T(\text{sec})$ の値			$T(\text{sec})$ 實測値
	$R_0' = 4.158\text{ m}$ の場合	$R_0' = 5.10\text{ m}$ の場合	$R_0' = 8.485\text{ m}$ の場合	
0.3	156	161	245	210
0.6	514	683	1026	600~1200
0.7	1000	1236	2568	1200~3600
0.8	2700	3723	8556	7200~10800

第5表及び第6表の結果を図示すれば第32圖の如し。圖から明かな様に R_0' を $5.10\text{ m} \sim 9.0\text{ m}$ に採れば (5) 式に依る計算値は實驗と殆んど一致するを知るであらう。

第32圖 試験井の汲出開始後の経過時間と水面降下との關係



7. 試験井の汲出中止後の経過時間と水面上昇との關係

大正15年5月8日~10日の3日間に亘りて行つた井の汲出試験に於けるポンプの運轉中止後の経過時間と井の水面上昇との實測の結果と著者のこれに關する理論(拙著“水源としての地下水の利用に就て”第2編

¹⁾ 土木學會誌第17卷第12號822頁

第2章第2節 11. (土木學會誌第17巻第12號 1256頁) 参照) とを比較對照して見やう。本實驗は 6. に於て述べたポンプの運轉開始後の經過時間と水面降下との關係を知る研究に連關して行はれたものである。

本實驗に於ては數時間例へば 5, 6 時間も連續汲出しをなしたる後ポンプの運轉を中止して井水位の上昇を調べたのである。従つて地下貯水量の變化は可成りの範圍に及び居るものと考へねばならぬ。即ち x_0 (前出の抽著第 38 圖参照) は 7.5 m 以上に採るべきであらう。又この場合の比滲出量 μ は 0.05~0.10 位と考へられる。

(1) $x_0=4.1$ m, $\mu=0.05$ と假定せる場合

既述の抽著 (76) 式¹⁾

$$T = \frac{c}{K} (\eta - \eta_0) + \frac{b + 2cH}{K} \log_e \frac{2H - \eta}{2H - \eta_0} + \frac{a}{2KH} \log_e \frac{\eta_0 (2H - \eta)}{\eta (2H - \eta_0)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

茲に

$$a = A + \pi \mu x_0 (x_0 + 2r), \quad b = -2\pi \mu x_0 R_0' \frac{1}{\eta_0}$$

$$c = \pi \mu \frac{x_0^2}{\eta_0^2}$$

上式に

$$K = 0.00202 \text{ m/sec}, \quad H = 3.6364 \text{ m}$$

$$x_0 = 4.1 \text{ m}, \quad \eta_0 = 0.8485 \text{ m}$$

$$\frac{x_0}{\eta_0} = 4.8321, \quad \mu = 0.05$$

$$r = 1.025 \text{ m} \quad (\text{この場合に於ては井の斷面積 } 3.3 \text{ m}^2 \text{ と同一面積を有する圓形斷面の半徑を採る})$$

を代入して

$$\frac{c}{K} = \pi \mu \frac{x_0^2}{\eta_0^2} \frac{1}{K} = 3.1416 \times 0.05 \times 23.35 \times \frac{1}{0.00202} = 1816$$

$$\begin{aligned} \frac{b + 2cH}{K} &= \frac{1}{K} \left[2\pi \mu x_0 R_0' \frac{1}{\eta_0} + 2\pi \mu \frac{x_0^2}{\eta_0^2} H \right] = -\frac{2\pi \mu x_0}{K \eta_0} \left[R_0' - \frac{x_0}{\eta_0} H \right] \\ &= -\frac{2 \times 3.1416 \times 0.05 \times 4.1}{0.00202 \times 0.8485} [5.125 - 4.8321 \times 3.6364] = 9353 \end{aligned}$$

$$\frac{a}{2KH} = \frac{A + \pi \mu x_0 (x_0 + 2r)}{2KH} = \frac{3.3 + 3.1416 \times 0.05 \times 4.1 (4.1 + 2.05)}{2 \times 0.00202 \times 3.6364} = 494.8$$

依つて (6) 式は次の如くなる。

$$T = -1816(\eta_0 - \eta) + 23674.3 \log_e \frac{2H - \eta}{2H - \eta_0} + 1138.17 \log \frac{\eta_0}{\eta} \quad \dots\dots\dots (6a)$$

(2) $x_0=8.485$ m, $\mu=0.05$ と假定せる場合

(6) 式に $x_0=8.485$ m, $\mu=0.05$, K , H , η_0 及び r には (1) と同じ値を代入するときは (6b) 式を得る。

$$T = -7776(\eta_0 - \eta) + 98411.5 \log \frac{2H - \eta}{2H - \eta_0} + 2718 \log \frac{\eta_0}{\eta} \quad \dots\dots\dots (6b)$$

(3) $x_0=16.970$ m, $\mu=0.05$ と假定せる場合

(6) 式に $x_0=16.970$ m, $\mu=0.05$, K , H , η_0 , 及び r には (1) と同値を代入するときは (6c) 式を得る。

$$T = -31104(\eta_0 - \eta) + 400404.3 \log \frac{2H - \eta}{2H - \eta_0} + 8432.1 \log \frac{\eta_0}{\eta} \quad \dots\dots\dots (6c)$$

1) 土木學會誌第17巻第12號 1260頁

(4) $x_0=8.485$ m, $\eta=0.10$ と假定せる場合

(6) 式に $x_0=8.485$ m, $\mu=0.10$, K , H , η_0 及び r には (1) と同値を代入するときは (6d) 式を得る。

$$T = -15553(\eta_0 - \eta) + 196305.5 \log \frac{2H - \eta}{2H - \eta_0} + 4918.8 \log \frac{\eta_0}{\eta} \dots\dots\dots (6d)$$

(5) 著者の公式に依る計算値と實測値との對照

既述の (6a)~(6d) 式に依る計算値と實測値とを對照すれば

第 7 表の如くである。

第 7 表 (6) 式と實測との對照

水面降下

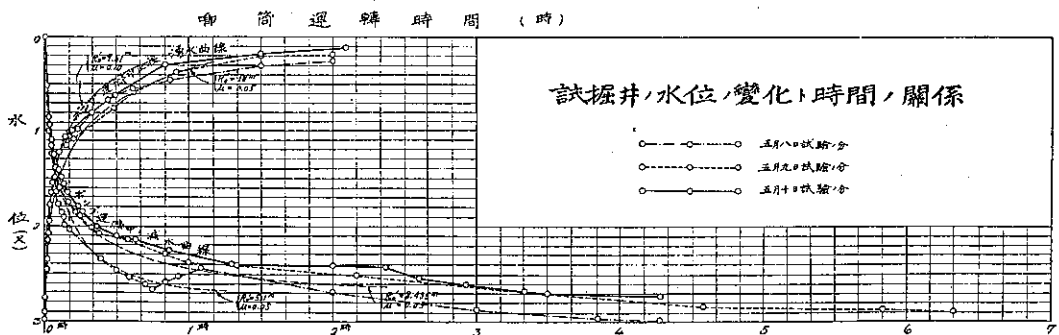
汲出中止後の経過時間 $T(\text{sec})$

η (m)	$x_0=4.1$ m, $\mu=0.05$ (6a)式に依る (1)	$x_0=8.485$ m, $\mu=0.05$ (6b)式に依る (2)	$x_0=16.97$ m, $\eta=0.05$ (6c)式に依る (3)	$x_0=8.485$ m, $\mu=0.10$ (6d)式に依る (4)	實測値 (5)
0.1	782.4	1411.8	3704	2218	2820~5220
0.2	482.3	767.9	1822	1190	1620~1800
0.3	324.1	361.7	984	672	600~1020
0.6	93.0	95.6	127	104	120
0.7	50.3	48.6	58	49	—

N.B. $R_0' = x_0 + 1.025$ m.

上表から判る様に計算値 (3) 及び (4) 即ち $x_0=16.97$ m $R_0'=18$ m, $\mu=0.05$ 及び $x_0=8.485$ m, $R_0'=9.51$ m $\mu=0.10$ と假定せるときの著者の計算値は實際に於て實測値と一致して居る。

第 33 圖 試験井に関する實驗と理論との對照



8. 結 言

既に述べた如くであるから著者の理論は實測の結果と殆んど一致するを知る。今 6. 及び 7. に於て述べた理論と實測の結果とを比較對照するに便するためこれ等の結果を圖示すると第 33 圖の通りとなる。第 34 圖は實測時の琵琶湖の水位と原井水面の高さを示すものである。

斯くの如くであるから水邊に穿つた井の場合に於ても著者の理論を應用して含水層の透水性及び井の特性を知り實際の水源井の設計資料を求めることが出来るのである。

附 水源井の計畫

(1) 原計畫

本論に於て述べた様に試験井の湧水試験を行ひ、これを資料として當事者は内徑 10 尺 (3m)、地表面下 20 尺 (6m) の井を水邊から 60 尺の位に水邊に沿ふて 4 個沈下する計畫を樹立した。而して井は鐵筋コンクリート製の開端井にして水は底部のみより滲入する様な構造とした。

(2) 原計畫に對する著者の卓見

本計畫の如く開端井を地表下 20 尺も沈下する時は井底は第 28 圖からも判る様に不透層に近い細砂中に達するを以て井の湧出量は著しく僅少にして試験井だけの湧出量も望めない。従つて多量の湧出量を得んとせば井側にその表面積の 20% 以上の流入口を設けねばならぬ。灰關する所に依れば原計畫は失敗に終つたとの事なるが、これはさもあるべきことである。斯くの如き失敗を招致したのは取りも直さず當事者が地下集水工に関する理論に通ぜず、又實地の経験を有せざるに起因するものではあるまいか。即ち井側に上記の如く 20% 以上、出來得べくんば 40% の流入口を設けて居たならば斯くの如き失敗は招かざりしことは茲に論ずる迄もない。

斯く井側に流入口があるものとして井の湧出量を計算して見やう。此の如く井側に流入口が充分に空けてあつて、其の底が不透層迄達して居るときは井の湧出量は本論の (2) 式から計算される。即ち

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\log_e \frac{2b}{r}}$$

上式に於て $k = 0.00303 \text{ m/sec}$, $H = 12 \text{ 尺} = 3.6364 \text{ m}$ $b = 60 \text{ 尺} = 18.18 \text{ m}$

$h = 12 \text{ 尺} - 3.5 \text{ 尺} = 8.5 \text{ 尺} = 2.5758 \text{ m}$, $r = 5 \text{ 尺} = 1.5 \text{ m}$

これ等の値を (2) 式に代入して

$$Q = \frac{3.1416 \times 0.00303 (3.6364^2 - 2.5758^2)}{\log_e 24} = 0.01973 \text{ m}^3/\text{sec}$$

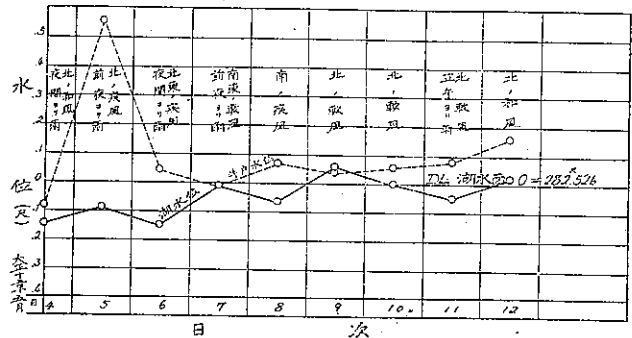
$$= 0.709 \text{ 立方尺/秒} = 61258 \text{ 立方尺/日}$$

即ち井側面に地下水の流入口さへ設くれば、井水面の降下の 3.5 尺 (1.0606 m) に對し 1 日約 60000 立方尺の水を得らるべきも、この事に氣付かざりし爲みすみす失敗に終りたるは地下水利用に關する遺憾事である。

本水道の計畫人口は 40000 人、1 人 1 日の平均消費量は 3.50 立方尺、1 人 1 日の最大消費量は $3.50 \times 1.50 = 5.25$ 立方尺であるから水源井の容量は $5.25 \times 40000 = 210000$ 立方尺/日 又は 2.431 立方尺/秒 ($0.0677 \text{ m}^3/\text{sec}$) で充分である。故に著者の設計に従ふときは 4 個の井で所要の水量を汲出す事が出来る。元來含水層は沖積砂礫層であるから此處から汲出したる水は直接市民の飲料に適しないから井は湖水の波浪その他の害を蒙らない範圍で湖に接近して水邊に沿ふて設けるがよい。水源地の位置が第 26 圖の如くであるから水邊と井との距離を 60 尺位とし、流入範圍が互ひに交叉しない様にその位置を定むればよい。

次に井の側面に流入口を空ける事を欲せざるときは平底井として井を設計すればよい。この場合の井の湧出量と水面降下との關係は拙著“水源としての地下水の利用に就て”第 2 編第 2 章第 3 節 3. (3) (b) ¹⁾ に於て述べた (93) 式に依ればよい。即ち

第 34 圖 水位關係圖表



¹⁾ 土木學會誌第 17 卷第 12 號 1267 頁

$$\eta_0' = H - h + h' = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \log_2 \frac{2b}{r}} + \frac{Q l_m}{k A} \dots\dots\dots (7)$$

上式に於て(第 35 圖参照)

η_0' = 全損失水頭 = 井水位の降下 = 3.5 尺 = 1.0606 m

$k = 0.00303$ m/sec, $H = 12$ 尺 = 3.6364 m

$h = 10.15$ 尺 = 3.0757 m $r \approx 5$ 尺 = 1.50 m

$$\log_2 \frac{2b}{r} = \log_2 \frac{2 \times 18.18}{1.5} \approx 3.1780$$

$a = 4$ 尺 = 1.2121 m

$$A = \frac{\pi r^2}{2} (r + 2a) = \frac{3.1416 \times 1.5^2}{2} (1.5 + 2 \times 1.2121) = 9.246 \text{ m}^2$$

l_m = 流線の平均長さ

≈ 1.0 m (第 35 圖より)

を代入して Q を計算すれば次の如くなる。

$$1.0606 = 3.6364 - \sqrt{3.6364^2 - \frac{Q}{3.1416 \times 0.00303}} + \frac{Q \times 1.0}{0.00303 \times 9.246}$$

これを解いて

$$Q = 0.01239 \text{ m}^3$$

又

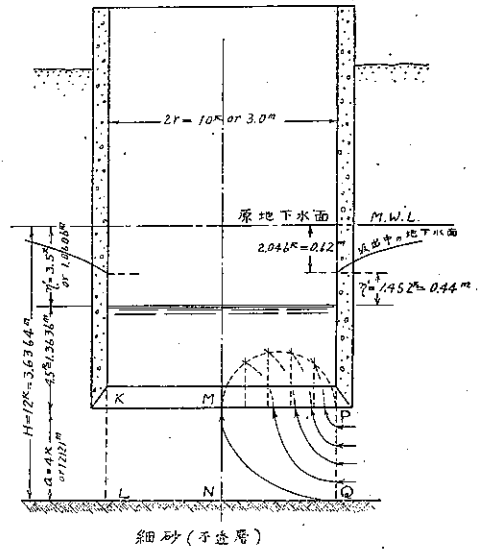
$$h' = \frac{Q l_m}{k A} = \frac{0.01239 \times 1.0}{0.00303 \times 9.246} \approx 0.44 \text{ m} = 1.452 \text{ 尺}$$

$$H - h = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \log_2 \frac{2b}{r}} = 3.6364 - \sqrt{3.6364^2 - \frac{0.01239}{3.1416 \times 0.00303}} \approx 0.62 \text{ m} = 2.046 \text{ 尺}$$

$$\therefore H - h + h' = 0.44 + 0.62 = 1.06 \text{ m} = 3.5 \text{ 尺}$$

以上の如くであるから開端井としても尚 0.01239 m³ の湧出量を得る。依つて所要の水量を汲出すには 0.0677 ÷ 0.01239 ≈ 6 即ち 6 個の井を必要とする。

第 35 圖 開端井の設計



第 5 章 熊本市上水道八景水谷水源井の計畫

1. 概 説

本文は大正 14 年 3 月完成せる熊本市上水道の水源たる熊本市外清水村八景水谷のアルテシアン含水層に 2 個の掘井式開端井を沈下し含水層内の地下水を揚水するに當り、著者の理論を應用して豫め地下水の湧出量を推定したる結果を略述し、その工事の内容を記し且つ工事竣工後の結果を略述し、理論と實際とが略一致することを論ぜるものである。

本計畫は著者が大正 9 年熊本市長の依頼により熊本市臨時水道調査課長工學士堀江勝己氏の下に於て設計せるもので、施工は主として熊本市技師左座小一郎氏が當られた。

本文を草するに當つて上記の堀江勝己氏、左座小一郎氏の外熊本高等工業學校教授理學士中島欽三氏に負ふ所大なるものがある。著者は茲に感謝の意を表す。

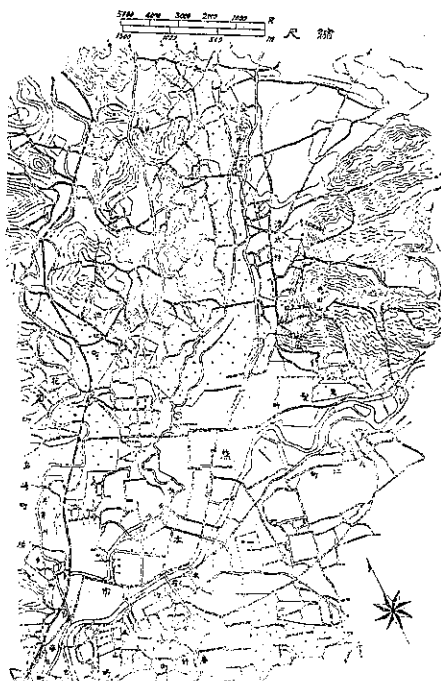
2. 熊本市上水道水源の沿革

熊本市上水道は最初市長辛島格氏これを提唱し、明治 43 年初めてこれが調査を熊本高等工業學校に委嘱した。

依つて同校川口校長、小溝・遠藤兩教授等研究の結果市外八景水谷の湧泉を水源とし、これをその儘立田山に揚水し此處に配水池を設ける案を立てた。然るに當時市民中水道敷設に反對するもの多きが故に明治 45 年全市の井戸に就き精密なる水質試験を行ひ、多數の不良水あるを發見したるに依りこれを公表し大いに上水道敷設の宣傳に力めた。依つて大正 2 年 4 月 市會の同意を得臨時水道調査課を新設し愈々具體的に調査を開始することになった。然るに前記計畫は現在の湧泉の水を利用するに依り、これに依りて灌漑を受ける下流 7 箇町村より水源地对して抗議した。この下流の抗議は慣習法上地下水の利用に關する既得權の侵害に對する當然の處置である。依つて已むを得ず設計を變更して水前寺の湧水を取り熊本城内に配水池を設けることとし大正 5 年 6 月市會の議決を経直ちに内務省に認可申請を爲し、同 6 年 8 月 9 日認可を得た。然るにこれが實施設計を爲すに當り配水池の位置たる熊本城内は陸軍省の許可する所とならず、加之、水前寺湧泉の流下する加世川沿岸の農民は灌漑用水の不足を口實として又々水源地对反對の運動を起した。

此處に於て當時の主任技師工學士藤原喜太郎氏は下流民の紛擾を憂慮し水前寺を抛棄し水源を再び八景水谷に移し、これが調査に従事した。然るに調査半にして藤原技師退職し、大正 8 年工學士堀江勝己氏主任技師となり同 9 年著者は市長の依頼に依り、堀江技師の下に於てこの水源井の調査設計に従事しこれを完了した。漸く堀江技師に依り水源井のみならず本上水道の全般の工事設計を完了せるを以て市會の議決を経て市は本上水道の實施設計及び設計變更の件を内務省に申請した。著者の研究に依れば本計畫に於ける水源は前述の湧泉とは別の含水層でアルテシアン含水層である。依つて湧泉には全然無關係であり、従つて水源井が灌漑水に及ぼす影響は理論上皆無と言ひ得るものである。然るにこの湧水を水源とする坪井川下流の水理組合は湧泉に影響あるものと誤信し容易に市當局の條理を盡したる説明に耳を借さず、遂に水源試験井等の騒動を惹起しその成行を憂慮されたがその後迂餘曲折を経て大正 10 年 12 月市は 54000 圓の補償金を出し事件は圓滿に解決し、大正 11 年 3 月内務省より上記の設計變更並びに實施設計の件が認可された。茲に於て同年 8 月水道部を設置し、堀江氏局長に任じ從來の機關を改造し施工準備に着手し爾來工事の進捗を計り大正 13 年 11 月 28 日一部の通水を見るに至り、最初本市水道が提唱せられてより茲に十數年、大正 14 年 3 月末日漸く事業の完成を告げた。

第 36 圖 熊本市水道一般圖



3. 設計資料の調査

(1) 使用水量の調査 熊本市人口は大正 10 年末に於て 133 467 人を算し、明治 44 年より大正 10 年に至る 10 箇年間の統計表に依ればその人口増加の割合は平均 1 箇年 1957 人である。今これと同様の増加率を以て 20 年後の人口を推定せば 172 617 人に達する。而して將來都市の増加率は漸次増大するものにして都市の發達に伴ひ更に兵營、學校、官衙、工場等の大量給水の需要は當然増加するものであるから本計畫に於ては當初の推定人口 100 000 人を變更して推定人口を 200 000 人とした。

使用水量は本市の情況に鑑み 1 人 1 日平均 4 立方尺 (111 litre), 最大 5.6 立方尺 (153 litre), 最大時 8 立方尺 (222 litre) とした。

(2) 水源地八景水谷の地形 本水道の水源八景水谷は古來清澄なる湧泉の存するを以つて有名なる所である。この地は熊

本市の北方約1里なる市外清水村宇山室地内に在りて、坪井川の平坦なる河段丘上に位し、東南には立田山が聳え、西には坪井川に沿ひ丘陵地が続いて居る。而して尙詳細に説明すれば第37圖に示す様に、水源地のすぐ東は斷崖をなし、其處に第1含水層の地下水が湧出して八景水谷の幽境をなしこれが坪井川の一水源を爲してゐる。その湧泉の湧出量は渇水時と雖も20立方尺/秒(0.557 m³/sec)を降らず、又その變動率は至つて僅少である。水源地の西方は坪井川に沿ふた段丘平地でその終端に殆んど川に並行に山鹿街道の通ぜる丘陵地がある。

(3) 含水層の地質學的調査

(a) 概要 本八景水谷水源には古來所謂八景水谷湧泉が存在しこれを上水道の水源として利用することは、既に述べた様にこれが往古より今日迄灌漑用水の水源として利用されて居る以上、到底不可能のことであり、又風致保存上から言つても感心したことはない。依つて本上水道に於ては湧泉を見る含水層を水源とすることを避けその下方に存在するアルテシアン含水層に水源を求めた。これ等含水層の地質學的調査は水源の能力、永久性、表面水に及ぼす影響、上下の含水層の相互關係を窺知する上に於て最も有力なる參考資料の一つなるを以て、著者はこれに就き論ずることとする。水源地附近の詳細なる平面圖は第38圖に示す様である。

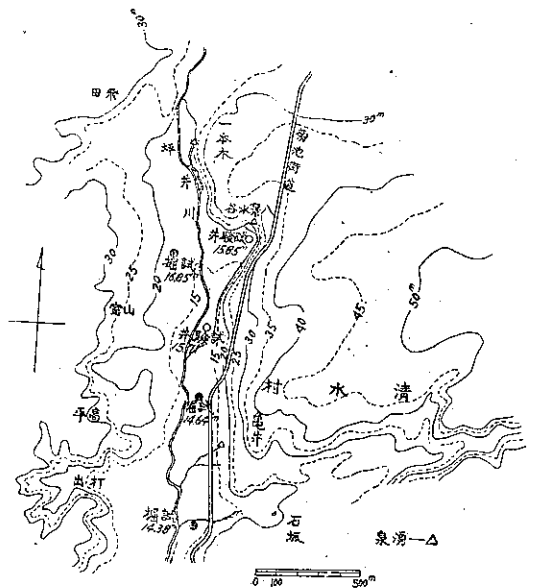
(b) 工學士藤原喜太郎氏の調査及び研究 熊本市技師藤原工學士が大正7年4月より8年8月に至る間に本水源附近の地質構造並に水源井の特性に就き調査研究せる所を掲げ、併せてこれに就て批判して見やう。

藤原工學士は第36圖乃至第38圖に示す様に現在の第1水源井の所に試験井を穿ちその含水層の水理學的並に地質學的調査を行つた。この水源井は第38圖に示す様に下池の岸より約30mの所にありて、上池及び湧泉との距離は夫々略130m及び200m位であつた。

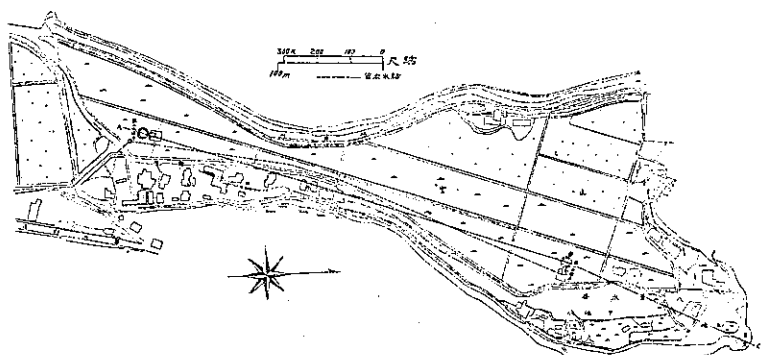
I. 概 要

八景水谷湧水試験地はその土質地面以下6尺までは粘土質にしてそれ以下は砂利及び砂を混ぜる粘土層ありて、これには鐵分を含み赤味を帯ぶるものあり。この層の厚さ約6尺にして、この中砂利と砂とが互に固結せられ恰かもコ

第 37 圖



第 38 圖 熊本市水道八景水谷水源之圖



ンクリートの如き形狀を爲し、これが酸化鐵にて密閉せられて不透水層を爲す。その厚さ一様ならずして、厚き所は4尺に及び薄きも1尺以上あり。その下に再び砂利に黑砂を混ぜる層ありてこれより湧水あり。この不透水層以上の水は多くはその附近の地面以下の悪水が浸潤し來るものにしてその色混濁し、又は赤色を帶び飲用水に適せざることは一見して明かなるも不透水層以下より噴出する水は全く地下水なればその質良好にしてその量も亦豊富なりとす。

現在試験地は最初幅9尺、長さ10間を掘ること深さ1間なりしにその下に不透水層ありてその掘鑿に基だ入費を要するのみならず時日を要することも亦甚だ長きに亙るを以て急速に竣工せんとせばその中の一部分を掘鑿して所要の水量を得ば可なりと思惟せしを以てその掘鑿部の北端より約4間を掘下ぐることより工を進めしこの不透水層以下は砂利及び砂の混合せるものなるを以て掘るに従ひ崩潰して來るを防禦するため長さ2間、幅1.5間の枠を作りこれに長さ1.5間の矢板を嵌めて砂利及び砂の周圍より來るを防ぎてその内部を掘鑿し、次にその枠の内部に入るべき第2の枠を長さ8尺、幅4尺に作りて前と同様矢板を用ひて製作しこれを掘下げたに湧水益々多きを加へたるも尙それ以下に掘下げんとして徑3尺、深さ3.2尺の桶側を2個併列して地面以下8.5間の深さに至りて止む第39圖はこの試験井の圖で著者が作圖せるものである。而してこれより

湧水する水量はポンプにて3立方尺/秒の揚水するもその水面降下は地面以下僅かに6寸に過ぎず。而してこれが上流湧水池に毫も影響を及ぼさざる所を以て見れば地下水の豊富なるを證するに足るべし。而して水源としては、第1水質良好、第2水量豊富、第3湧水の永久的なることの3條件を必要とするも現試験井の眞にこの3條件を具備するは實驗に依つて余の確信する處なり。

II. 試験井の影響

次にこの試験井より水道の所要の水量即ち毎秒6.5立方尺（給水豫定人口100,000人、使用水量1人1日最大5.6立方尺に相當する）の水量を取るも尙上流湧水池に影響するや否やを検するためには次の試験を爲せば可なり。

1. 試験井よりの湧水を自然に放流する場合
2. 試験井よりの湧水をポンプにて揚水する場合
3. 試験井よりの湧水を自然水頭迄湛滞する場合

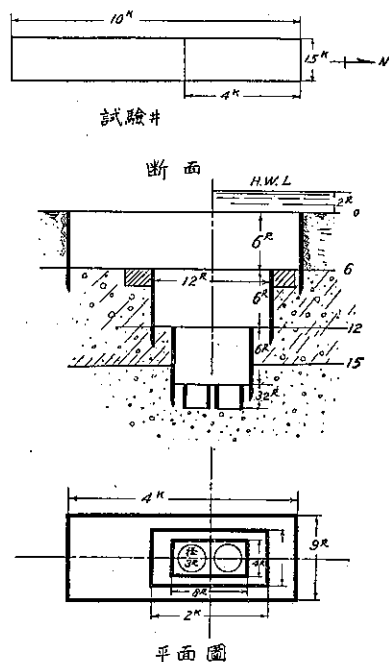
上記各項の場合に於て上流2個の湧水池に於ける水位及び水量を觀測し其の下流に及ぼす實害の有無を調査するに當り上池はその下流約3町にして水車あるも灌漑時期に在りてはこれを龜井地方の田用に供するものなり。又下池も略同距離に於て水車あり、その下流は坪井川に合流す。故に上池にありては湧水の減少を來し灌漑水に不足を生ずるが如き場合はその實害の有無を調査するを得べく、又下池に於て減少する場合は水車及び坪井川水に關係すべきも、若しこの下池に於て減少する量が試験井湧水に於て増加する場合は坪井川水に増減なく從つて下流に實害を及ぼすことなし。今各項に就き順次これを述べん。

1. 試験井の湧水を自然放流する場合

第40圖（この圖は藤原工學士の説明に従ひ著者が作圖せるもの）に於てAを上池、Bを下池、Cを試験井とす。A、Bの水面の差は約4尺にしてBの水面とCの地面との差は約1尺なり。而してこれ等湧水池は何れも地下不透水層の罅隙より地下水の噴出するものにして、地下含水層に依つて互に連絡あるものとす。

Cの湧水をその地盤面若しくは地上1尺位の水位に於て放流するときはその水位はA及びBより低下するを以て若し著しき影響ある場合はA及びBの水位を低下せしめ水量も亦減すべきなり。假令Cより流出する水量少量なりとも地下水の壓力を減ずるを以てA及びBの水位並びに水量に變化あるべきものとす。然るに若しこの場合觀測上變化無ければA及びBには變化なきものなり。

第39圖 第1號試験井



2. C の湧水をポンプにて揚水する場合

これは前項の特殊なる場合に屬するものにして自然放流の場合より水位を低下すること大なるを以て、従つてこれが A 及び B に及ぼす影響は尙大なるべきなり。若し地下水量が少量なる時は C に於て多量の水を揚水する時は A 及び B は大なる影響を受け、涸渇することなきを保證し難し。

然るに實驗の結果は C より約 7 立方尺/秒の水を揚水するも A 及び B に於て毫も影響なきを以て見れば A 及び B に實害なきを證すべし。

3. C の湧水を堰止め自然水頭まで湛積する場合

C に水を湛へて水位を上昇せしめ A 固有の水位と同一ならしむるときは假令 C より放流するも A には影響なく即ち水位も降下せず水量も減ぜざるべし。而してこの場合 C の水位は B より高きを以て B の水位は上昇し水量は増加すべし。然れども湧水量は時に依り變化有るを以て何時の水量を標準とすべきやの問題起るべし。假令 B と同一水位に C の水位を保ち C より自然放流しつゝ B の水量を計る時は BC の連絡あるも互に水の流通することなきを以て、この時の B の水量を標準とすべきなれども若し C の試験井なきときは C より放流する流量も亦 B より流下してこの標準を増すべきを、C より放流するため B の水量を減じたりと言ふを得べし。然れども C を若しこれを掘貫かざるも C の最高水位迄上昇すべき壓力を地下に於て有するを以て C の水位を自然水頭迄上昇せしむるときは、その壓力は恰も C を掘鑿せざる以前に岩石の蓋ありしを試験後は水壓を以て岩石の蓋に代用せしものなれば C の存すると否とは B の水位及び水量に變化なき理なり。故に C の水位を自然高迄上昇せしむる時は A 及び B は C の試験前と同一條件の下に在るべし。而してそのときの A 及び B の水位並に水量は C の試験を爲さざる以前と同一なるべし。故に C の試験の影響は 1. 及び 2. の場合に就てのみ研究すれば可なり。

然れども A, B 及び C の間は單に地下水脈のみならず地表近く含水層に依り連絡あるを以て若し C に水を湛へて A 若しくは B 以上となすときはこの地中連絡を通じて A 若しくは B の水位を上昇せしめ従つて水量を増加すべきを以て前述の如き標準を誤ること無しとせず。故にこの場合 C の地中連絡を絶ちて試験すれば可なり。

III. 地下水の永久性

湧水の永久的なることは敢て疑を挿むの餘地を存せず。現に湧水する上流 3 個の池はその湧水數百年來滾々として盡くことなく、又その水量も時に小變化ありと雖も殆んど一定の量を示せり。而して試験井の湧水も亦この同一水脈より來ることは水質、溫度、地形等よりこれを知ること得べきを以て若しこれを疑ふが如きは全く杞憂に過ぎざるなり、且つ地下水はその源遠く従つてその關係地積大なるを以て地球上降雨の存在する限りその源の涸渇する憂全く無きものとす。

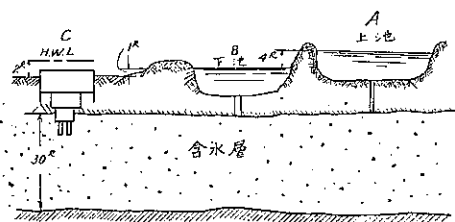
IV. 坪井川に對する影響

坪井川に對する影響を攻究するに平時坪井川の水頭は試験井地面以下 4 尺に在るを以て地面上 3.5 尺の水頭を有する試験地の地下水が坪井川に入ること有るも坪井川の水に混じて噴出すべき理由なし。尙地下水は地表面以下 3 間半の深所より噴出するものなるを以て坪井川底より遙に深く且つその間には不透水層の存在するあるを以て試験井の地下水を取るため坪井川に影響することなし。且つこの不透水層は海に而して傾斜する事實あるを以てこの地下水は漸次西南に向ひ遂に海に入るべきものなれば試験地より下流に於て地下水の坪井川に入ることなかるべし。勿論坪井川沿岸に於て噴出する地下水は坪井川に入ること明かなるも試験井より湧出する地下水が坪井川の水量を減ずべき理由なし。

V. 結 論

前述の如く試験井に於て約 7 立方尺/秒の揚水を爲すも上流の各池に影響なきを以て見れば地下水の豊富なるを知り得べし。然るに地下水は固より地下に於て河流の如く流下するものに非ずして細砂の間隔を通じて徐々に流去するものなれば或 1 箇所に於て多量の水を取る時はその附近地下水の壓力を減じその影響は少くとも半徑 1000 尺の圓形地域に及び遠きは 1 哩の半徑圓に及ぶことあり。且つ 1 箇所に於て多量の水を取る時は地下水流の速度を増し従つ

第 40 圖 第 1 號試験井と上池及び下池との關係



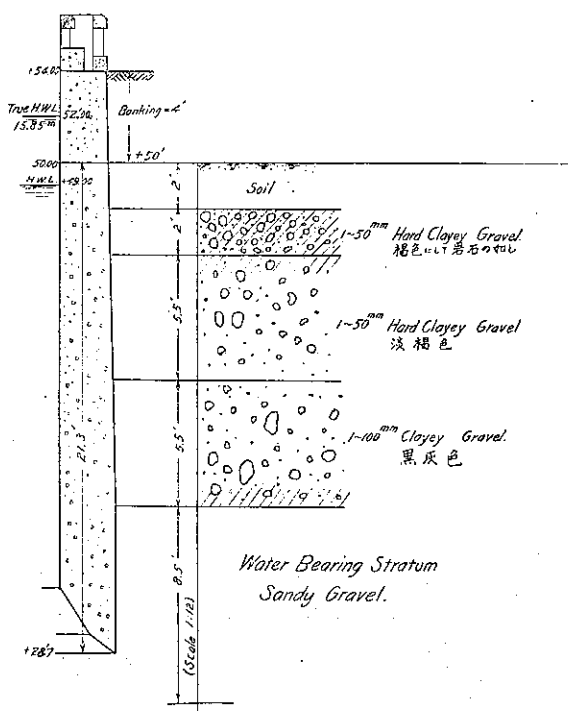
斯く神保博士が明答を與へられなかつたのは短時日の調査の結果結論を得るに至らず依つて學者的良心を有せられる博士のことであつたから輕々に斷定を下されなかつたのは蓋し當然のことであらう。

(d) 著者の調査 上述の神保博士及び藤原工學士の調査研究は不充分であるから著者は市當局の依頼に依り當時の臨時水道課長工學士堀江勝己氏の下に於て大正 9 年 7 月以來實地に就き親しく研究調査するの機會を得た次にこの結果に就て述べやうと思ふ。

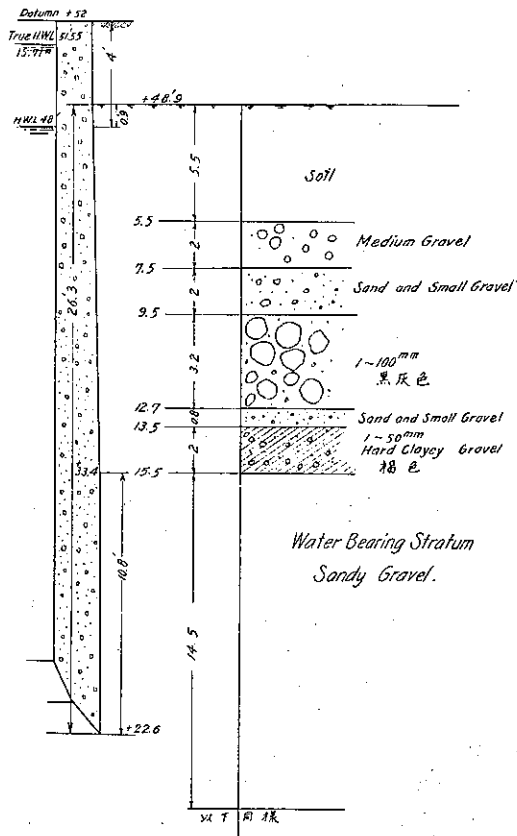
藤原工學士の退職後堀江工學士その後を襲ひ水源附近の地質調査の不充分なるに鑑み先づ第 1 歩として試験井 2 箇所(本設計に於て水源井を沈下すべき所にして藤原工學士の調査せる場所)及びその他第 37 圖に示す數箇所に就き試験を行ひ不透水層、含水層その他の地質學的調査を行つた。その結果に依れば含水層は大體に於て坪井川の流るゝ方向、即ち北より南に傾斜してゐる様でその傾斜の割合は 1:1000 位である。而して静水壓面の傾斜割合は 1:330, 1:2000 及び 1:3100 であつてその静水壓は第 37 圖に示して置いた。この調査に依れば坪井川に沿ふて地下に北より南に傾斜せるアルテシアン含水層が存在することは疑ふの餘地なきものゝ様である。併し乍らこのアルテシアン構造がアルテシアン・ベイスンであるか、アルテシアン・スロープであるか將又アルテシアン・ウェッジであるかは不明であるが恐らくはアルテシアン・スロープであらう。

八景水谷一帯の地層は大體に於て相似て居るが場所次第では僅か數米を隔つても可成り地質構造を異にするものもある。今その 2 例として第 1 及び第 2 試験井の位置に於ける地質構造を示すと第 42 圖及び第 43 圖の如くなる。含水層の位置は大體に於て八景水谷附近に於て

第 42 圖 第 1 水源井地質圖

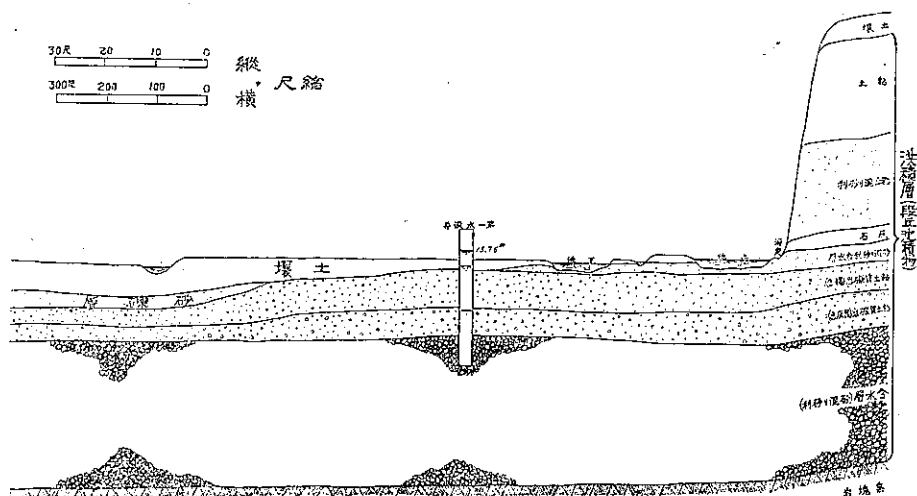


第 43 圖 第 2 水源井地質圖



は地表下 6~15 ft 位で北より南に傾斜して居るのは上述の通りである。而して龜井附近に至ればこの含水層は可成り深所に位し掘井式の井は到底施工上、經濟上から實施が困難の様である。而してその厚さは略 30 ft 位である。尙著者はこの含水層と湧泉との關係を知らんが爲、實地調査をなしそれにより第 38 圖に示す ABC 断面の地質を作ると第 44 圖の如くである。圖から判る様に著者の研究では上水道の水源の爲すアルテシアン含水層と湧泉を見る含水層とは全然別の層である。而して湧泉は上方の含水層の露頭より漏滲するもので、この含水層は下方の礫岩と上方に位する熔岩が固結して生じたる所謂灰石との間に存在する砂礫層である。從つて古來の八景水

第 44 圖 ABC 縦断面圖



谷湧泉は接觸泉であつて、下方の含水層より湧出する裂隙泉又はアルテシアン斷層泉でないことは試験井の湧水試験に依つて明かな所である。この水源の地層は第 44 圖にも示せる如く洪積層に屬し段丘沈積物である。而して第 36 圖にも示した様に八景水谷の東方に聳ゆる立田山は火山岩より成り、往古地下より噴出せるものであり、又その西部の丘陵地も亦火山岩より成りその成生は立田山と何等異なる處はない。從つてこれ等の場所に於てはアルテシアン含水層は斷絶してゐると見るべきである。元來八景水谷アルテシアン含水層は阿蘇山を離るゝこと僅かに 8 里であつて阿蘇本山と外輪山との中間の阿蘇盆地内に於ける降水の一部が地下に滲透しこれが不透層間に介在する砂礫の含水層内を通り熊本市附近で地表に出て湧泉を見るものが多い。即ち水前寺、神水、六嘉及び八景水谷は皆この例である。而して八景水谷に於てはこの含水層が上下 2 層を爲して居る。この兩層は少くとも八景水谷附近では別々であるがこの地を距ること遠き所に在りても尙別々であるか否かは判らない。斯くの如くであるから地下水流は阿蘇より西に向ひ一つは立田山の南に現れ、水前寺、神水及び六嘉に於て地表に出で此處に湧泉を見他は分れて立田山の北を通り八景水谷に表はれたものと見るべきであらう、然らば水源の位置としては立田山の北方がよろしく、尙地質學上からも現在の第 1 及び第 2 試験井附近が理想の地であると思考される。この觀察は (6) に於て述べる試験井の水理學的調査に依つても裏書されてゐる。

(4) 含水層内の地下水

(a) アルテシアン水の壓力及び水量の變化 既に述べた様に本アルテシアン含水層の露頭は阿蘇盆地に在るを以て此處に降下した降水量の或る部分及びその途中に於ける各種の補給を受けるが、その反面天然及び人工的の

動水流出がある。而して収水區域、集水區域が不明であり、又滲透量も判らず、且つ湧泉等の天然流出並に集水井等に依る人工流出も適確に知ることが出來ず、更に根本に湧本アルテシアン含水量の本體を明かにすることも地質學上殆んど不可能のことに屬するから本含水層中の水壓の變化及び含水層の増減を數理的に理論上計算することは現在の吾々の知識の範圍では不可能である。依つて吾々は本八景水谷水源のアルテシアン水が熊本市水道水源として充分なる能力を有するか否かは神ならぬ身の知るに由なきことであるが、既述の如く本含水層は廣汎なる範圍から降水の補給を受けることは確かであり、又八景水谷の湧泉が數百年來滾々として溢るる所を見ればその下方のアルテシアン含水層の水も豊富であり、又その水壓も不變であると想像されるのである。その後本市水道完成後著者が水源井に就てその湧出量と水面降下とを比較した結果を揚げると第 8 表の如くである。

第 8 表 熊本市水道八景水谷水源井の水面降下と湧出量との關係

年 月	井 水 面 の 降 下			
	第 1 水源井		第 2 水源井	
	湧出量	水面降下	湧出量	水面降下
大正 14 年 2 月	0.1356 m ³ /sec	1.40 m	0.1217 m ³ /sec	3.10 m
3	"	1.46	"	3.20
4	"	1.56	"	3.30
5	"	1.74	"	3.10
6	"	1.70	"	2.80
7	"	1.60	"	2.72
8	"	1.60	"	2.70
9	"	1.60	"	2.88
10	"	1.70	"	2.82
11	"	1.81	"	2.92
12	"	1.80	"	3.00
大正 15 年 1 月	"	1.92	"	3.00
2	"	1.92	"	2.92
3	"	1.90	"	2.93
4	"	1.90	"	2.98
5	"	1.90	"	3.00
6	"	1.92	"	3.00
7	"	1.90	"	2.80
8	"	1.90	"	2.80

注 意 上表に於て第 1 水源井水面の降下は H.W.L. 即ち壓力面以下 0.9144m(3.00 ft) 以下の面を 0-標として、第 2 水源井の場合に於ては井水面の降下は H.W.L. 以下 1.082 m(3.55 ft) 以下の面を 0-標とせり。

第 8 表に依るときは第 1 水源井に於ては水面降下が多少増加してゐるか第 2 水源井に於ては却つて減少してゐる。而してその後昭和 3 年末迄毎日觀測をせる結果に依れば井水面の降下は零標以下第 1 水源井に於ては 2.10 m, 第 2 水源井に於ては約 3.00 m 位で折合つてゐる。而してアルテシアン壓力にも殆んど變化を認めない。又水源井の水流に於て在來の八景水谷湧泉の水量を計算して見るにこれにも變化を認めない、斯くの如くであるから本含水層の含水量及びその壓力の變化には大した變化はないものと推察される。

(b) 水温 本アルテシアン含水層は八景水谷に於ては地表下大略 2~5m の處に位するを以てその水温は年中殆んど一定であることが想像される。態本測候所に於ける調査の結果に依れば地下 4m の點の地温の變化は 17°C ~ 20°C の範圍内にあるから地下水温も略これに近いことが想像される。これに關して調査の一結果を示すと第 9 表の如くなる。

第 9 表 八景水谷水源井の水温調査

年 月	水 温	
	第 1 水源井	第 2 水源井
大正 14 年 4 月	18.5°C	20.5°C
5	18.5	21.0
6	19.5	21.5
7	20.0	21.0
8	19.5	20.5
9	"	"
10	"	"
大正 14 年~昭和 2 年 3 月	"	"

上表から判る様に水温は大體に於て 1 年を通じて一定してゐる。而して第 1 水源井と第 2 水源井の距離は僅かに 420m に過ぎないから水温も大した相違はない筈であるが第 2 井の方が約 1°C だけ高い。然しその理由は不明である。

(c) 水質 本アルテシアン含水層の水質は至つて優良にして直接市民の飲料に供し得るものである。これは強固にして耐水性に富む粘土質礫岩の間に含水層が存在し而もこの中の水は數里の長きに亙りて天然濾過を経て來たものであるからその性質の優良なのは理の當然である。次に第 1 水源井より湧出する水の水質試験の結果を示すと第 10 表の如くである。

第 10 表 熊本市水道第 1 水源井水質試験成績

外 觀	無 色 透 明	鐵	極微量	亞 硝 酸	なし
反 應	弱アルカリ性	有 害 金 屬	なし	硫 酸	痕 跡
臭 味	異狀なし	過マンガン酸 カリウム消費量	0.316	硝 酸	痕 跡
蒸發殘渣	132.00	ク ロ ー ル	1.065	硬 度	1.025
磷 酸	なし	ア ン モ ニ ア	なし	細菌聚落數	2 (寒天培養 1 cc 中)

注意 本表の數字は驗水 1liter 中の mg を示す。硬度は獨逸硬度とす。

第 2 水源井の水質も略上表に示す第 1 水源井の場合と大差はない。只クロールの量が上表の約 3 倍になつてゐる。

斯くの如くであるから第 1 水源井水と第 2 水源井水とは全然同一のものとは稱し難い様に思はれる。このことは水温の相違からも想像されることである。従つて兩水源井の湧水量を計算するに當つては理論的計算の他に必ず實地試験をなして檢算するの必要があるのである。これが第 1 號及び第 2 號水源井に就き別々に實地試験を行へる所以である。

(5) 含水層の通水性に關する調査

試験井の湧出量の理論的計算を爲し、又實施水源井の計畫を理論的に行ふため含水層砂礫の transmission con-

stant を知るために含水層砂を採り篩分析試験、比重試験及び単位重量の試験を行った。その結果は第 11 表及び第 12 表に示す通りである。

第 11 表 含水層砂混り砂利の篩分析試験

		第 1 試験井(%)	第 2 試験井(%)
No. 48 篩を通過し網に止るもの		1.18	0.63
No. 28 " No. 48 に止るもの		1.05	0.36
No. 14 " No. 28 "		1.97	1.34
No. 8 " No. 14 "		5.52	4.92
No. 4 " No. 8 "		19.58	15.92
3/8-in " No. 4 "		36.67	36.23
3/4-in " 3/8-in "		27.72	34.08
1 1/2-in " 3/4-in "		6.18	6.52
合 計		99.84	100.00

第 12 表 有効径、均等係数、比重、単位重量及び空隙比

	第 1 試験井	第 2 試験井
有 効 径 (mm)	2.362	2.900
均 等 係 数	3.60	3.45
比 重	2.532	2.532
單 位 重 量 (kg/liter)	1.661	1.594~2.115
空 隙 比	0.344	0.3705~0.1647

本含水層の砂混り砂利で各粒子は割合に角張つてゐる。而して所々に径 10cm 以上、重量 1kg に達する大粒の玉石を混じてゐる。本試験に供せる試料は當時試験井の沈下の際掘鑿せし土砂より採集せるを以て割合に細粒の砂が失はれてゐるらしく、従つて本含水層砂礫の代表的とも思はれざるを以て本結果からこの砂礫に對する transmission constant を計算することは無意義に近い。依つて著者は試験井の揚水試験に依つて含水層の transmission constant の値を求むることとした。上表からも判る様に第 1 試験井及び第 2 試験井の位置に於ける含水層の性質には大した變化はないものと思はれる。尤も本試験の結果から本含水層が透水性に富むことは明かに推定されるのである。

(6) 試験井に依る實地調査

第 37 圖及び第 33 圖に示した様に水源井を沈下すべき箇所に試験井を穿ちこれ等に就て揚水試験を行ひその湧出量、影響範圍、水面の降下、含水層の通水性に關する調査を行った。第 1 試験井に就ては藤原工學士が調査されたもので、此處にはその結果とこれに關する著者の意見を述べ、第 2 試験井に就ては著者が大正 9 年 7 月より同 12 月に互り堀江工學士の下に於て實地に調査研究したる結果を記すこととする。

(a) 藤原工學士の調査並にこれに關する著者の研究 (3), (b) に於て述べた様に藤原工學士は第 39 圖に示す様な試験井を掘鑿し揚水試験を行ひ次の資料を得て居る。

第 13 表 第 1 試験井揚水試験成績

年 月 日	原壓力面よりの 水 面 降 下(ft)	揚水量(ft ³ /sec)
大正 8 年 6 月 12 日	4.00	3.5
" " 16 "	3.50	3.5

不	明	2.60	3.0
不	明	7.50	7.0

本試験は晝間のみの試験で而も不定時に行へるものであり、且つ下池の池水が井戸枠の上部より滲入することなきを保證し難く、その他種々の不都合ありしを以て、これ等の結果に信を置くことは出来ないが、假りにこれ等の資料を用ひて transmission constant k を計算すれば次の如くなる。

第 14 表 第 1 試験井の比湧水量 K の計算

実験番號	湧出量 Q		水面降下, q_{max}		比湧出量, K (m^3/sec)
	(ft^3/sec)	(m^3/sec)	(ft)	(m)	
1	3.5	0.0991	4.00	1.220	0.0812
2	3.5	0.0991	3.50	1.068	0.0928
3	3.0	0.0849	2.60	0.793	0.1071
4	7.0	0.1981	75.0	2.283	0.0866
平均					0.0919

試験井の寸法は第 39 圖及び第 40 圖から明かである。而して含水層中に穿ちたる井枠は $8ft \times 4ft$ であるからこれをこれと同一面積を有する圓形断面に換算すると半径 $r=3.2ft$ 或は近似的に $1.0m$ となる。故に普通井として k を計算すれば次の如し

$$k = \frac{1}{2\pi t} \frac{Q}{q_{max}} \log_2 \frac{R}{r} \dots \dots \dots (1)$$

茲に

$$t = \text{含水層の厚さ} = 9.15m$$

$$R = \text{影響圓の半径} = 300m$$

$$r = \text{井の半径} \approx 1m$$

依つて

$$k = \frac{1}{2 \times 3.1416 \times 9.15} \times 0.0919 \times 5.70378 = 0.009 m/sec$$

$$= 0.9 cm/sec$$

然るに本井は普通井ではないから地下水流入に當つての損失水頭は普通井の場合より大である。従つて本資料を正しきものとせば眞の k は上に計算せる $0.9 cm/sec$ より大なる筈である。今第 46 圖に示す様に井を半球底井と考へ且つ含水層が非常に厚いものと假定するときは k の値は次の様になる。

$$k = \frac{1}{2\pi r} \frac{Q}{q_{max}} \dots \dots \dots (2)$$

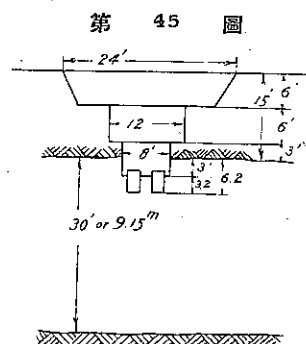
$$= \frac{1}{2 \times 3.1416 \times 1.0} \times 0.0919$$

$$= 0.01462 m/sec = 1.462 cm/sec$$

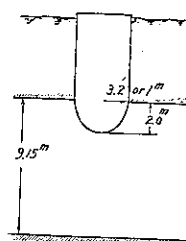
斯くの如くであるから各種の調査が正しいものとすれば眞の k の値は $1.462 cm/sec$ に近くしてこれより少しく大なる數である筈である。

然るに本實驗資料は既述の如く充分信を置くことが出来ない事情もあり、又他の實例に徴し k の値は大き過ぎるの憾があるから著者は第 2 號試験井に就て出來得る限り精確なる實驗を行つた。尤も本實驗に依つて湧水量は豊富で本市上水道の水源として利用し得ることが大體に於て明かとなつた。

(b) 著者の調査 既述の如く藤原工學士の調査には不完全の點これ有るやに思はれたから著者は第 2 試験井



第 46 圖

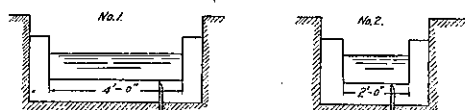


に就て出来得る限り精密な實驗を行ひ理論的に h' を求めんとした。元來第 2 試驗井は將來第 2 水源井の位置たるべき所に設けられたもので第 1 試驗井の下流約 233 間、即ち約 420 m の所に在りて堀江工學士に依りて選定され且つ沈下されたものである。その構造は第 47 圖に示す様に木製の井戸枠を沈下して作つたものである。

本試驗は著者が大正 9 年 7 月～9 月の間に行へるものでその前後も關係者に依り工事實施に至る迄行はれたものである。而して著者は揚水試驗に依り水面の降下、湧水量、壓力の變化、影響範圍等を精密に調査した。

水量の觀測は第 48 圖に示す様に矩形堰に依り、水位の變化は水位標に依つた。水壓は略一定してゐるが、天候により多少の變化があるが大したことはなかつた。

第 48 圖 揚水量測定矩形堰



本試驗井揚水中の影響圓の半径は略 300 m 位のもので、これは附近に存在する井戸及び第 1 試驗井に就て吟味せる所から明かとなつた。

次に揚水試驗は熊本高等工業學校機械工學科の 9-in 渦巻ポンプを 35 馬力の電動機にて運轉してこれを行つた。

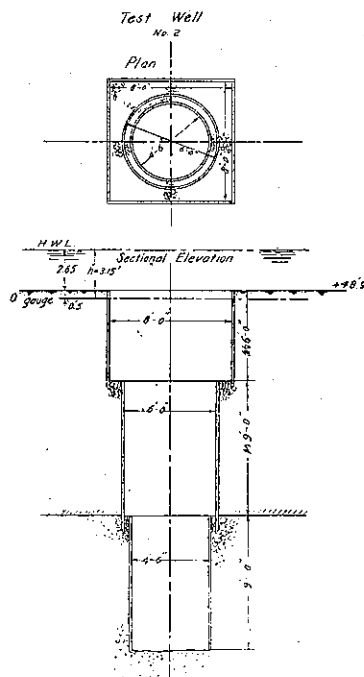
次に揚水試驗の結果の中代表的のものを揚げると次の如くである。

第 15 表 第 2 試驗井の揚水試驗成績

實驗番號	月 日	電流 (アムペア)	第 1 堰の水頭 (ft)	揚水量 Q (ft ³ /sec)	標 高 $H-h-h'$ (ft)	水面降下 $H-h$ (ft)
1	8 月 12 日	—	0.485	4.391	7.95	11.10
2	14	—	0.445	3.866	6.70	9.85
3	16	—	0.525	4.955	9.25	12.40
4	19	—	0.390	3.169	4.60	7.85
5	23	—	*0.17 0.25	0.910 0.894	0	3.15
6	23	34	0.210	1.250	0.25	3.40
7	23	40	0.360	2.814	3.70	6.85
8	23	45	0.420	3.542	5.40	8.55
9	23	50	0.480	4.328	7.95	11.10

注意 $h' = 2.65 + 0.5 = 3.15$ ft, * 第 2 堰の水頭にしてこの場合には接近流速が 1.2 ft/sec であつた。

第 15 表から比湧出量 K を計算すると第 16 表の如くなる。



第 16 表 第 2 試験井の比湧出量 K の計算

実験番号	湧出量, Q		水面降下, η_{\max}		比湧出量, K (m^3/sec)
	(ft^3/sec)	(m^3/sec)	(ft)	(m)	
1	4.391	0.1243	11.10	3.3883	0.0367
2	3.866	0.1095	9.85	3.0043	0.0364
3	4.955	0.1403	12.40	3.7820	0.0371
4	3.169	0.0897	7.85	2.3943	0.0374
5	0.902	0.0255	3.15	0.9608	0.0265
6	1.250	0.0354	3.40	1.0370	0.0341
7	2.814	0.0793	6.85	2.0893	0.0381
8	3.542	0.1003	8.55	2.6078	0.0384
9	4.328	0.1226	11.10	3.3833	0.0369
平均 (第 5 番を棄却して)					0.0368

上表からも判る様に各実験に於ける比湧出量 K は殆んど一定である。従つてこの事實からもこの井がアルテシアン井であることが判る。

以上掲げた揚水試験の結果から含水層の transmission constant を計算すれば次の如くなる。

第 49 圖に示す様に本試験井は井側及び井底から水が流入し且つ直径が割合に小で又穿入の深さも小であるから湧出量 Q と井の水面降下との関係は拙著“水源としての地下水の利用に就て”第 2 編第 3 章第 3 節¹⁾ 3. に於て述べた (257) 式に依つて知ることが出来る。即ち

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{2\pi kt} \left[\frac{t-r}{t_0-r} \log_e \frac{t_0}{r} + \log_e \frac{R}{t} \right] \quad \dots\dots\dots (3)$$

から

$$k = \frac{1}{2\pi t} \frac{Q}{\eta_{\max}} \left[\frac{t-r}{t_0-r} \log_e \frac{t_0}{r} + \log_e \frac{R}{t} \right] \quad \dots\dots\dots (3a)$$

上式に於て $\frac{Q}{\eta_{\max}}$ は第 16 表に示す様に $0.0368 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。而して t , $t_0 = t - a$, r は第 49 圖に示す通り 0.69 m である。尚 R は実験と理論とから近似的に 300 m と假定した。然らば

$$\left[\frac{t-r}{t_0-r} \log_e \frac{t_0}{r} + \log_e \frac{R}{t} \right] = \frac{9.15-0.69}{2.75-0.69} \log_e \frac{2.75}{0.69} + \log_e \frac{300}{0.69} \\ = 9.15812$$

依つて

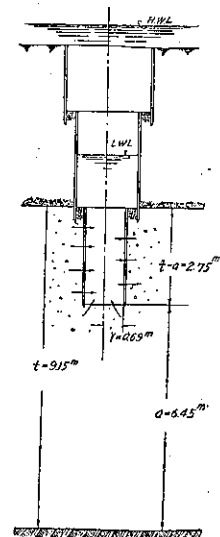
$$k = \frac{1}{2 \times 3.1416 \times 9.15} \times 0.0368 \times 9.15812 = 0.005862 \text{ m/sec} = 0.5862 \text{ cm/sec}$$

試験の際の水溫は 20.5°C であつた。依つて標準溫度 10°C の場合に換算すれば

$$\theta = 0.70 + 0.03T = 0.70 + 0.03 \times 20.5 = 1.315$$

$$\therefore k = \frac{0.005862}{1.315} = 0.004458 \text{ m/sec} = 0.4458 \text{ cm/sec}$$

第 49 圖



¹⁾ 土木學會誌第 17 卷第 12 號

斯くして求めた値を第 1 試験井の實驗に依つて求めた値に比較するときは約 1/3 であるが、本實驗は充分なる注意の下に精確に行へるものであるから上記の値を以て正しいと假りに看做す。

4. 水源井の設計及び施工

(1) 概要 既に述べた様に八景水谷に於ける第 2 含水層はその水量至つて豊富にして本市上水道の水源として充分利用し得ることは上記の各實驗から明かである。而して本含水層はアルテンション系統に屬し地表下浅い所に存在しその厚さも割合に大なるを以て掘井式の開端井が最も適してゐる。尙湧出量を大ならしめ、從つて水面降下も大となるから井は含水層中に多少穿入せしめる。

本市上水道の最初の計畫に於ては人口 100 000 人、使用水量 1 人 1 日平均 4 立方尺 (111 liter), 最大 5.6 立方尺 (155 liter), 最大時 8 立方尺 (222 liter) であつた。依つてこれ等を換算すると平均 4.7281 立方尺/秒 (0.13157 m³/sec), 最大 6.481 立方尺/秒 (0.19056 m³/sec), 最大時 9.4562 立方尺/秒 (0.26314 m³/sec) となる。斯くの如くであるから、本市水道に於ては立田山に配水池を設け 1 日の消費量の調節をなす設計をするを以て、本水源の容量は人口 100 000 人に對し 6.481 立方尺/秒 (0.19056 m³/sec) である。その後計畫人口を 200 000 人とせるを以て水源の容量は上記の 2 倍となる。

然るに第 1 試験井及び第 2 試験井の實驗から判る様に 1 井の容量はこれを 7 立方尺/秒 以下とすることが安全であるから人口 200 000 人に對する水源としては容量 6.481 立方尺/秒 (0.19056 m³/sec) の井を 2 個設けることとする。而してこれ等の井は含水層の傾斜の方向に 233 間 (420 m) を隔てゝ第 1 及び第 2 の試験井の位置に沈下するものとする。

(2) 第 1 水源井の寸法の決定 第 1 水源井の寸法は内徑 25 ft (7.62 m) で、含水層中に 1.92 m 穿入せしめる内徑 7.62 m とせる井底の砂が浮上らない様に流入の速度を小ならしめるためである。次に湧出量 Q は汲出量 0.19056 m³/sec に對する井水面の降下 η_{\max} を計算して見やう。

先づ影響圓の半徑は 300 m と假定する。これを既述の如く著者の試験井の實驗から略正しいことが認定された。今參考のため著者が誘導した“水源としての地下水の利用に就て”第 2 編 (224) 式から影響圓の半徑 R を近似的に計算して見ると次の如くなる。

$$R = \frac{Q}{2\pi k m t} \dots \dots \dots (4)$$

上式に於て k は水温が 19.5°C であるから

$$k = 0.004458(0.70 + 0.03 \times 19.5) = 0.005729 \text{ m/sec}$$

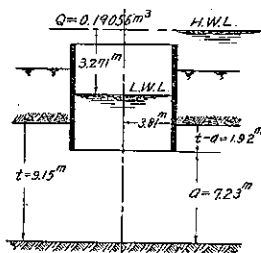
m は含水層の砂礫中に於て地下水が流れを起す最小勾配で 1/600 とする。依つて

$$R = \frac{0.19056 \times 600}{2 \times 3.1416 \times 0.005729 \times 9.15} \cong 350 \text{ m}$$

即ち 300 m と大差はない。斯くの如くであるから著者の公式から R を計算しても略正しい値が得られる。 Q なる汲出しを爲すときの水面降下 η_{\max} は“水源としての地下水の利用に就て” (277)~(279) 式から

$$\left. \begin{aligned} \eta_{\max} &= \frac{Q}{k} \left[\frac{\xi}{2\pi t} + \frac{l_m}{A} \right] \\ \xi &= \frac{t-r}{a-r} \log_2 \frac{a}{r} + \log_2 \frac{R}{t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

第 50 圖



上式中 l_m は同著 (265) 式から, A は (262) 式即ち

$$A = \frac{\pi r^2}{2} (r + 2a)$$

から計算する。本例に於ては

$$Q = 0.19056 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad k = 0.005729 \text{ m/sec}, \quad t = 9.15 \text{ m},$$

$$a = 7.23 \text{ m}, \quad r = 3.81 \text{ m}, \quad l_m = 2.223 \text{ m}, \quad A = 109.34 \text{ m}^2$$

であるから

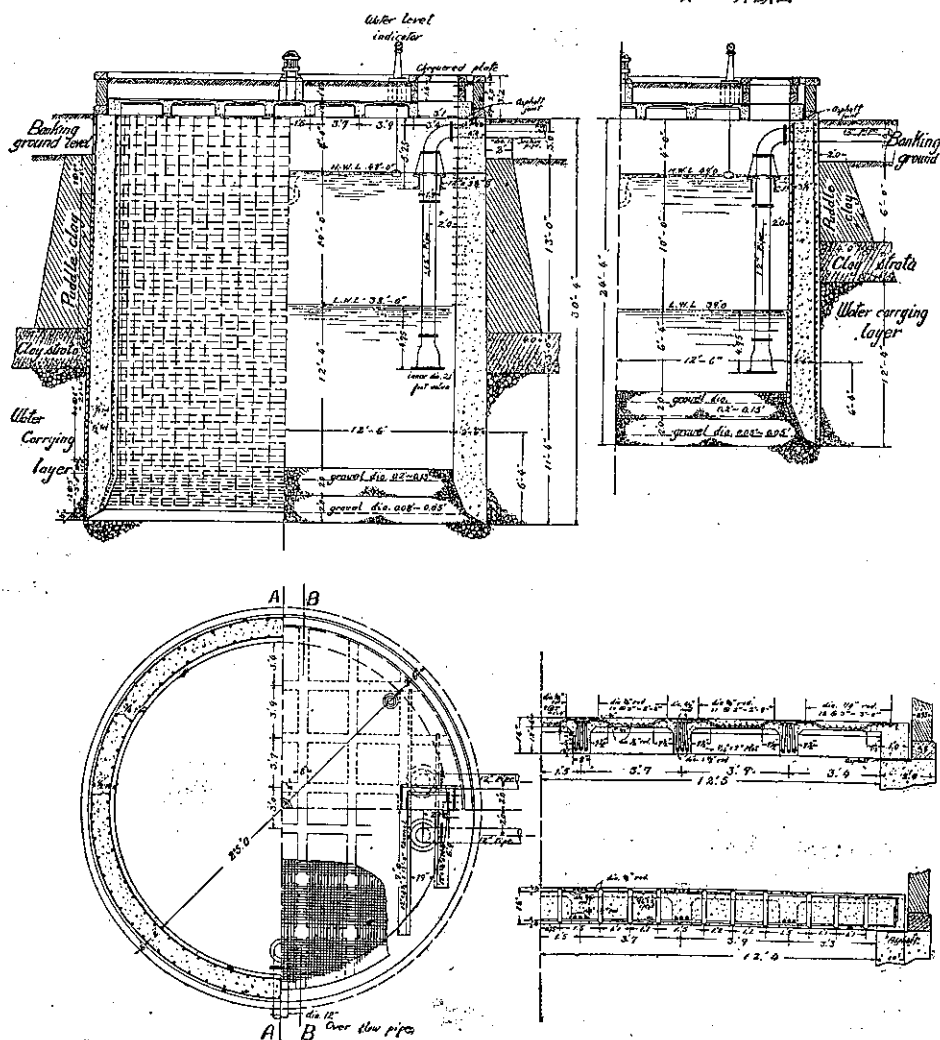
$$\zeta = \frac{9.15 - 3.81}{7.23 - 3.81} \log_e \frac{7.23}{3.81} + \log_e \frac{300}{9.15} = 4.48494$$

$$\eta_{\max} = \frac{0.19056}{0.005729} \left[\frac{4.48494}{2 \times 3.1416 \times 9.15} + \frac{2.223}{109.34} \right] = 3.271 \text{ m or } 10.73 \text{ ft}$$

第 51 圖 熊本市水道八景水谷水源井

第 2 井断面

第 1 井断面



即ち井水面降下は $Q=0.19056 \text{ m}^3/\text{sec}$ に對し 3.271 m である。

(3) 第 2 水源井の寸法の決定

第 2 水源井も大體に於て第 1 水源井と同形であつて、只 $t-a=3.29 \text{ m}$ 、從つて $a=5.36 \text{ m}$ が異つてゐる。今汲出量 $Q=0.19056 \text{ m}^3/\text{sec}$ に對する井水面の降下 η_{\max} は (2) と同様にして求められる。

$$k=0.005862 \text{ m/sec}, l_m=1.91588 \text{ m}, A=92.8234 \text{ m}^2$$

$$\xi = \frac{9.15-3.81}{5.36-3.81} \log_2 \frac{5.36}{3.81} + \log_2 \frac{300}{9.15} = 4.6061$$

$$\eta_{\max} = \frac{0.19056}{0.005862} \left[\frac{4.6061}{2 \times 3.1416 \times 9.15} + \frac{1.91588}{92.8234} \right] = 3.275 \text{ m} = 10.74 \text{ ft}$$

即ち 32.75 m である。この値は第 1 水源井の場合と變りはない。尤も 2 井を同時に運轉するときは多少の相互干渉があるから水面の降下は上に計算せる値の 1.1~1.2 倍位となるであらう。

(4) 水源井の構造

本水源井の井側は鐵筋コンクリート製で、内徑 25 ft、地表下第 1 水源井は 24 ft 4 in、第 2 水源井は 30 ft 4 in。井側の尖端には鋼製の底沓を施して置いた。蓋は鐵筋コンクリート桁梁式床版でその上に 1 ft 6 in の土覆をなし太陽熱の影響を蒙らない様にした。尙日光の入るを防ぐため人孔には注意を拂つた。井底は砂が膨脹しない様に細砂利乃至中砂利よりなる濾過層を施した。不透層と井側との接合には特に注意を拂ひコンクリートを詰めその上には粘土の防水層を作り アルテシアン水の上昇を妨げ且つ地表の汚水の滲入するのを防止した。構造の詳細は第 51 圖を参照され度い。

(5) 水源井の施工

水源井は共に地上にて作り沈井法に依りて沈下せり。本例の場合の如く地層が堅固なる場合に於ては底沓の双はなるべく鋭くし、出来れば 30° 位にすることが望ましい。

5. 揚水設備

第 36 圖に示す様に立田山中海拔 240 尺 (72.7 m) の地點を開鑿し配水池を築造する。その満水面は海拔 235 尺 (71.2 m)、低水面は 220 尺 (66.7 m) である。その數は 2 個とし、2 池合して 270 041 立方尺 (7500 m^3) の容積を有し人口 200 000 人に對する 1 日平均給水量の約 8 時間分を貯ふ。

送水線路は山室八景水谷水源地より立田山なる配水池に至る。而してこれに内徑 500 mm の鐵管 1 條を布設し各井設備のポンプに連絡する。

送水ポンプは水平式 2 段渦巻ポンプで高さ 1.2 m、長さ 2.8 m その正常運轉狀態に於て毎分 1730 廻轉をなし水量 3.5 ft³/sec (97 l/sec) を揚水し吐出口入口に於て水壓 67 m を指示する。尙 2 基以上並列運轉の開始容易にして各原動機の負荷均衡を失せざる性狀のものを選定し 1 井に就き 2 基宛を設備する。吸水管及び吐出管は内徑 300 mm とし吸水管には底瓣を附し、吐出管にはノンレターン・バルブを附す。このポンプは瑞西國 Sulzer 會社製である。

電動機はポンプに直結し 3 相交流 3 000 volts, 60 cycles にして同轉數は 1200 r.p.m.、その容量は 200 馬力とし熊本電氣株式會社より電力の供給を受く。第 52 圖はポンプ室の配置である。

6. 工 事

本水源工事費約 93 000 圓にしてその他ポンプ室建築費及びポンプその他機械費があるがこれは含まない。

7. 水源井竣工後の實地試験

著者は水源井の實施後實驗を行ひ理論と實際とがどの程度に一致するかを確めた。以下にその結果を示さう。

(1) 第 1 水源井に関する實驗

(a) 井水面降下の實驗 第 1 水源井の實施竣工圖は第 53 圖に示す通りである。實驗の結果は次の通りである。

$$Q = 0.1356 \text{ m}^3/\text{sec},$$

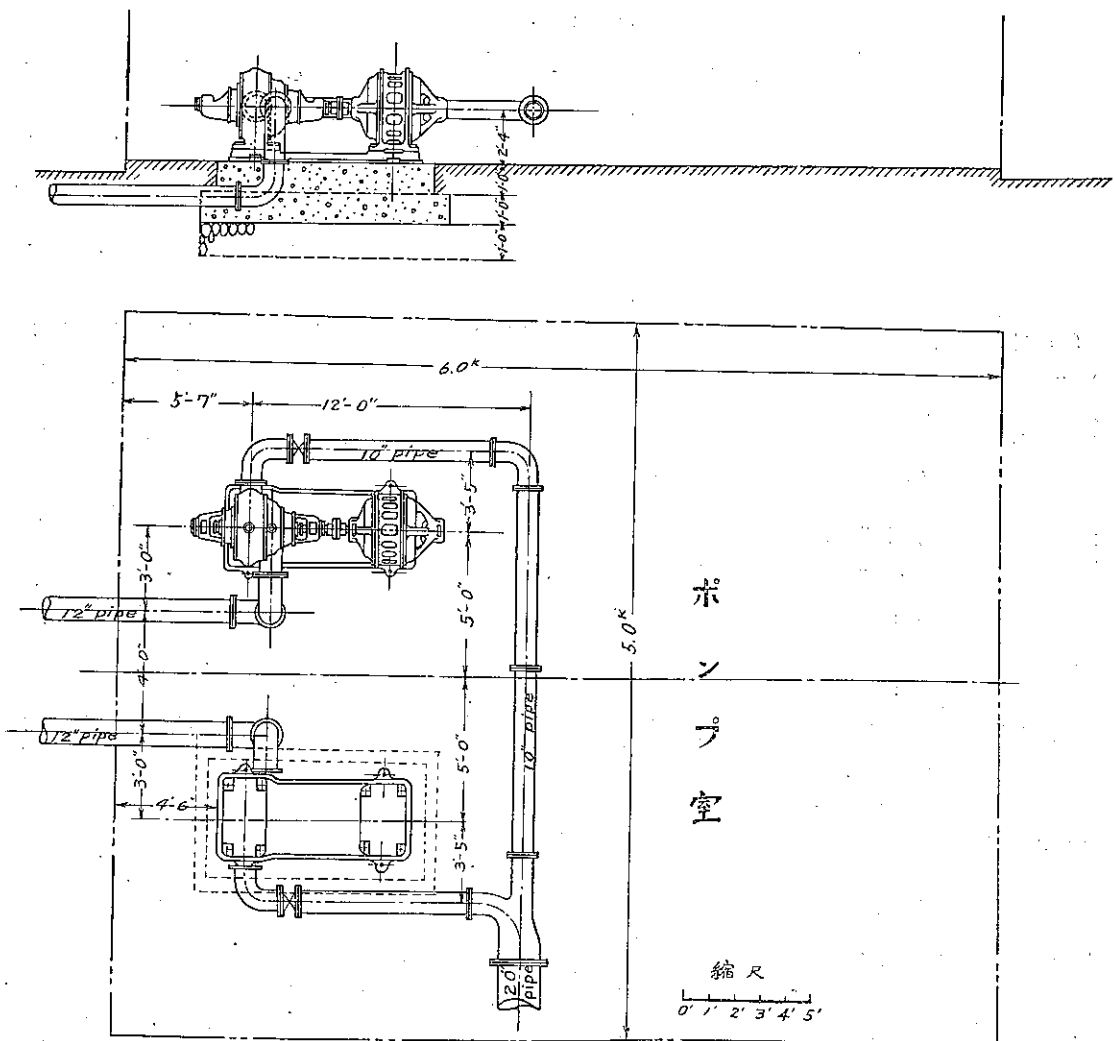
水温 $T = 19.5^\circ\text{C},$

$$k_{\text{at } 19.5^\circ\text{C}} = 0.005729 \text{ m/sec}$$

$$\text{實測水面降下} = 2.314 \sim 2.814 \text{ m}$$

その他の計算資料は 4. (2) に於て述べた所と同一である。

第 52 圖 ポンプ配置圖



上記の實驗資料から η_{\max} を計算すると次の如くなる。即ち (5) 式から

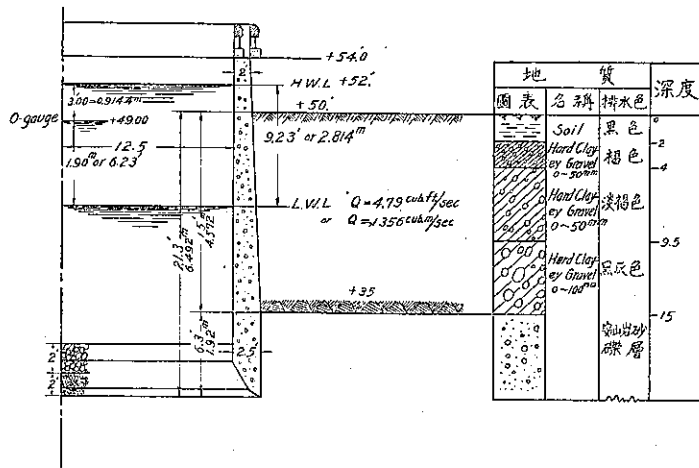
$$\xi = \frac{t-r}{a-r} \log_e \frac{a}{r} + \log_e \frac{R}{t} = \frac{9.15-3.81}{7.23-3.81} \log_e \frac{7.23}{3.81} + \log_e \frac{300}{9.15} = 4.48494$$

$l_m = 2.223 \text{ m}$, $A = 109.34 \text{ m}^2$ であるから

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{k} \left[\frac{\xi}{2\pi t} + \frac{l_m}{A} \right] = \frac{0.1356}{0.005729} \left[\frac{4.48494}{2 \times 3.1416 \times 9.15} + \frac{2.223}{109.34} \right] = 2.327 \text{ m}$$

この 2.327 m を實測値 2.314~2.814 m に比するときは最大 -17% 最小殆んど 0 の誤差がある。

第 53 圖



(b) 井水面降下と汲出開始後の経過時間との關係 “水源としての地下水の利用に就て” 第 2 編第 8 章第 2 節 7.1) に於て述べた理論を應用して井の汲出開始後の経過時間と井水面降下との關係を知ることが出来る。今影響圓の半徑を不變であると假定すれば同上 (245) 式から

$$T = \frac{A}{K} \log_e \frac{Q}{Q - K\eta} \dots\dots\dots (6)$$

茲に

η : 汲出を開始せるときより T 秒後に於ける水面の降下

Q : 汲出量

K : 比湧出量, 即ち $\frac{2\pi kt}{\log_e \frac{R}{r}}$

A : 井の面積即ち πr^2

大正 14 年 8 月 8 日の實測の結果に依れば η_{\max} は 2.5144 m, $Q = 0.1356 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるから比湧出量 K は

$$K = \frac{Q}{\eta_{\max}} = \frac{0.1356}{2.5144} = 0.05392 \text{ m}^2/\text{sec}$$

となる。而して $A = \pi r^2 = 3.1416 \times 3.81^2 = 45.6038 \text{ m}^2$ であるから

$$\frac{K}{A} = \frac{0.05392}{45.6038} = 0.001182$$

依つて (6) 式は次の如くなる。

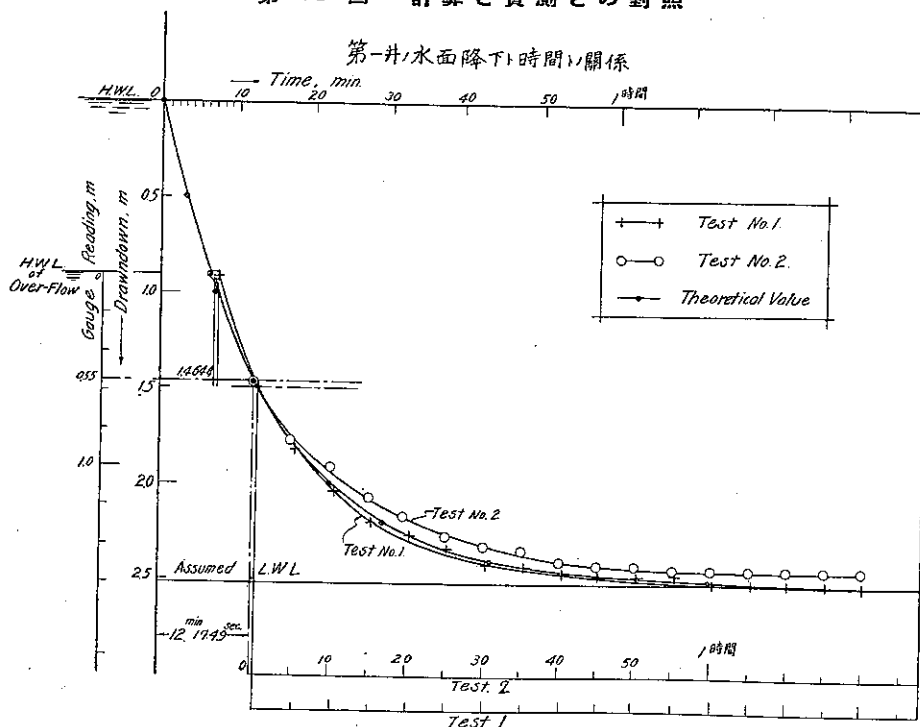
$$T = 845.77 \log_e \frac{0.1356}{0.1356 - 0.05392\gamma} \dots\dots(6a)$$

上式から γ と T との関係を計算すれば第 17 表の如くなる。第 17 表の計算値と大正 14 年 8 月 8 日に於ける實測の結果と比較するときは第 54 圖の如くなる。圖から判る様に計算と實驗とは殆んど一致してゐることが判る。

第 17 表

γ (m)	汲出開始後の経過時間 T			
	(sec)	(h)	(min)	(sce)
0.5000	186.96 =	0	3	7
0.9144	382.25 "	0	6	22
1.0000	428.17 "	0	7	8
1.4644	737.49 "	0	12	17
1.5000	766.67 "	0	12	47
1.5144	778.83 "	0	12	59
2.0000	1339.98 "	0	22	20
2.2000	1754.22 "	0	29	14
2.4000	2606.37 "	0	43	26
2.5000	4336.34 "	1	12	16

第 54 圖 計算と實測との對照



(c) 井水面の上昇と汲出中止後の経過時間との關係 前出の拙著第 2 編第 3 章第 2 節 8¹⁾ に述べた理論を

1) 土木學會誌第 17 卷第 12 號

應用して井の汲出中止後の経過時間と井水面の上昇との關係を計算しその結果を實測の結果と比較對照して見る。

今 η_0 : 汲出中の平衡状態に於ける水面の降下即ち η_{\max}

η : 汲出を中止したる瞬間より T 秒後に於ける水面の降下とせば

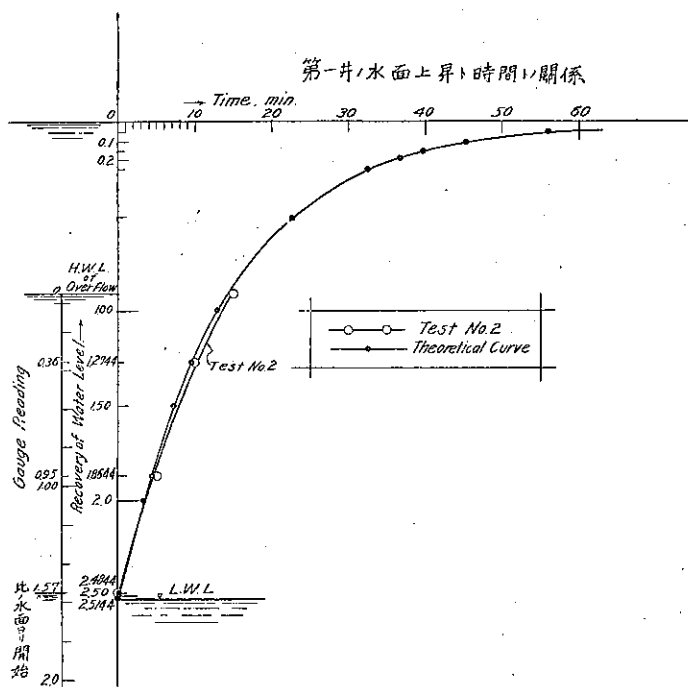
$$T = \frac{A}{K} \log_e \left(\frac{\eta_0}{\eta} \right) \dots \dots \dots (7)$$

(b) と同様に $\frac{A}{K} = 845.77$ であるから

$$T = 845.77 \log_e \frac{2.5144}{\eta} \dots \dots \dots (7a)$$

上式を用ひて η と T との關係を計算すると第 18 表の如くなる。

第 55 圖



第 18 表

井水面の降下

汲出中止後の経過時間, T

η , (m)	(sec)	(min)	(sec)
2.5144	0 =	0	0
2.4844	10.07 "	0	10
2.0000	193.24 "	3	13
1.8644	261.01 "	4	21
1.5000	436.26 "	7	16
1.2744	584.10 "	9	34
1.0000	778.83 "	12	59
0.5000	1364.41 "	22	44

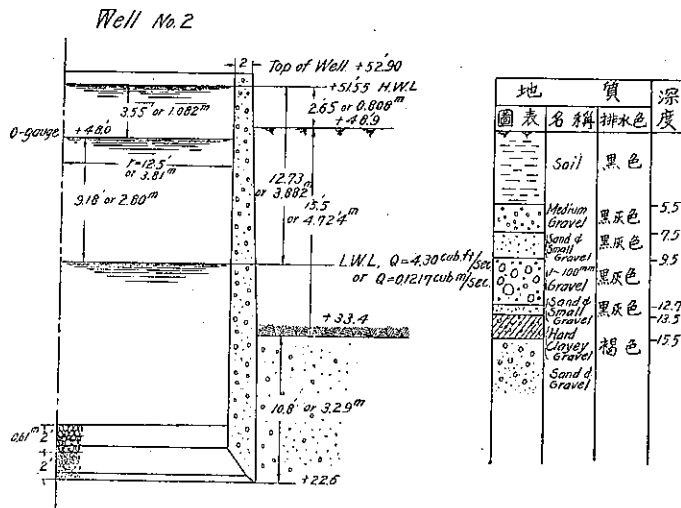
0.2500	1 950.08 =	32	30
0.2000	2 206.28 "	36	46
0.1500	2 381.70 "	39	42
0.1000	2 724.23 "	45	24
0.0500	3 309.80 "	55	10

第 18 表の計算値と大正 14 年 8 月 8 日の實測の結果とを比較對照すれば第 55 圖の如くなる。圖から判る様に計算と實測値は殆んど一致してゐる。

(2) 第 2 水源井に関する實驗

(a) 井水面降下の實驗 第 2 水源井の實施竣工圖は第 56 圖に示す様である。實驗の結果汲出量 $0.1217 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($4.3 \text{ ft}^3/\text{sec}$) に對し井水面の降下 η_{\max} は大正 14 年乃至昭和 2 年の間に於て最大 4.382, 最小 3.782 m であつた。而して水温は一定で略 20.5°C , 従つて k は 0.005862 m/sec であつた。従つて第 1 水源井の場合と同様に η_{\max} の計算値は次の如くなる。

第 56 圖



既に計算せる如く $\xi=4.6061$, $l_m=1.91588 \text{ m}$, $A=92.8234 \text{ m}^2$ であるから

$$\eta_{\max} = \frac{Q}{k} \left[\frac{\xi}{2\pi} + \frac{l_m}{A} \right] = \frac{0.1217}{0.005862} \left[\frac{4.6010}{2 \times 3.1416 \times 9.15} + \frac{1.91588}{92.8234} \right] = 2.10 \text{ m}$$

この計算値 2.10 m を實測値 4.382 m ~ 3.732 m に比するときは $-(52 \sim 44)\%$ の誤差があることが判る。

(b) 井水面降下と汲出開始後の経過時間との關係 第 1 水源井の場合と同様にして第 2 水源井の井水面の降下と汲出開始後の経過時間との關係に就て理論と實際とを比較對照して見ると次の如くなる。

大正 14 年 8 月 8 日の調査に於ては $Q=0.1217 \text{ m}^3/\text{sec}$, $\eta_{\max}=3.802 \text{ m}$ であるから比湧出量 K は次の如くなる。

$$K = \frac{Q}{\eta_{\max}} = \frac{0.1217}{3.802} = 0.0320 \text{ m}^2/\text{sec}$$

A は 45.6038 m^2 であるから

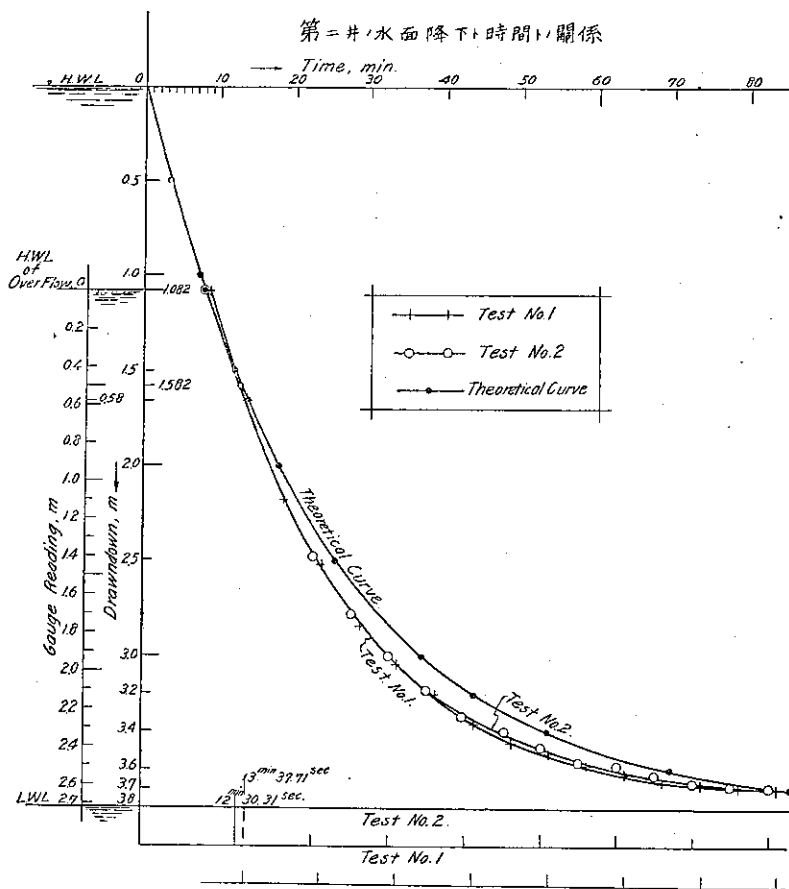
$$\frac{A}{K} = \frac{45.6038}{0.0320} = 1425.12$$

となる。依つて T と η との関係は次の如くなる。

$$T = 1425.12 \log_e \frac{0.1217}{0.1217 - 0.032\eta}$$

(6b) 式を用ひて T と η との関係を計算すると第 19 表の如くなる。

第 57 圖 計算と實測との對照



第 19 表

井水面の降下

汲出開始後の経過時間 T

η (m)	(sec.)	(h)	(min)	(sec)
0.500	200.57 =	0	3	21
1.000	434.38 "	0	7	14
1.082	476.52 "	0	7	57
1.500	714.00 "	0	11	54
1.582	750.31 "	0	12	30
1.662	818.71 "	0	13	38
2.000	1 062.40 "	0	17	42
2.500	1 522.88 "	0	25	23

3.000	2 213.68 =	0	36	54
3.200	2 621.35 "	0	43	41
3.400	3 194.85 "	0	53	15
3.600	4 171.63 "	1	9	32
3.700	5 135.55 "	1	25	36
3.802	∞	∞		

第 19 表の値と大正 14 年 8 月 8 日に於ける實驗の結果と比較する時は第 57 圖の如くなる。圖から判る様に理論と實際とが略一致して居ることが判る。

(c) 井水面の上昇と汲出中止後の経過時間との關係 第 1 水源井の場合と同様にして第 2 水源井の井水面の上昇と汲出中止後の経過時間との關係に就て理論と實際とを兩々比較對照して見ると次の如くなる。

T と η との理論的關係は次式にて表される。

$$T = 1\,425.12 \log_e \frac{3.802}{\eta} \dots\dots\dots (7b)$$

上式から T と η との關係を計算すると第 20 表の如くなる。

第 20 表の計算値と大正 14 年 8 月 8 日の實測の結果とを比較すると第 58 圖の如くである。圖から判る様に理論と實際とは略一致してゐることが判る。

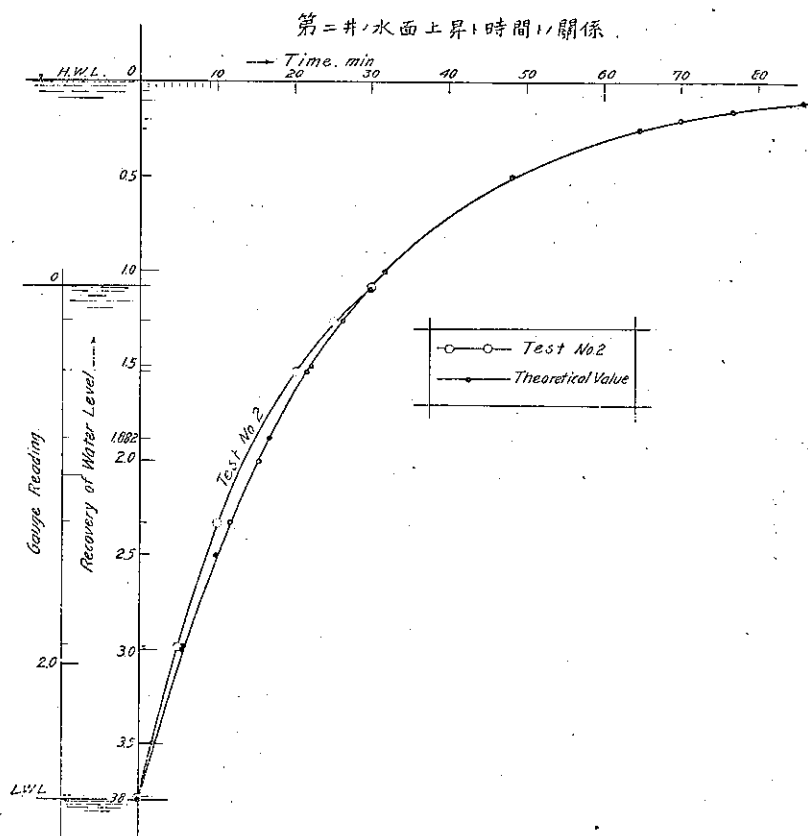
第 20 表

井水面の降下 η (m)	汲出中止後の経過時間, T			
	(sec.)	(h)	(min)	(sec)
3.802	0 =	0	0	0
3.782	7.11 "	0	0	7
3.500	117.44 "	0	1	57
3.000	336.88 "	0	5	37
2.982	345.83 "	0	5	46
2.500	596.98 "	0	9	57
2.332	695.52 "	0	11	36
2.000	914.43 "	0	15	14
1.882	1 000.88 "	0	16	41
1.532	1 294.07 "	0	21	34
1.500	1 325.83 "	0	22	6
1.262	1 570.05 "	0	26	10
1.082	1 788.95 "	0	29	49
1.000	1 901.54 "	0	31	42
0.500	2 887.85 "	0	48	8
0.250	3 871.28 "	1	4	31
0.200	4 192.20 "	1	9	52
0.150	4 603.61 "	1	16	44
0.100	5 179.29 "	1	26	19
0.050	6 165.63 "	1	42	46
0.000	∞	∞		

8. 結 言

以上詳論せる所から明かな様に本計畫に於ても理論と實際とが略一致してゐることが判る。これは調査に力を致し地質及び地層の構成、地下水の含水量その他地下水に關する實地調査、揚水試験等に依り著者の唱導せる理論が果して實際と一致するや否やを検し、その結果得たる資料を用ひて理論的の設計をなし、且つ施工にも當事者が出來得る限りの努力を拂はれたのに依らずんばあらず。

第 58 圖 計算と實測との對照



本計畫を樹てるに當り必要な資料を得るに就ては當時堀江工學士の指導を仰いだ外、熊本市水道部技師左座小一郎氏その他の關係諸氏の御盡力を得、又水源地一帯の地質學的調査に就ては中島理學士の指導を願ひました。これ等の方々のお蔭で本計畫が無事に竣工したと言つても過言ではあるまい。重ねてこれ等の方々に感謝の意を表する。

第 6 章 結 論

本論は著者の前著“水源としての地下水の利用に就て”に於て述べたる著者の理論並に中外の諸大家の提唱する理論中著者が引用せる理論が實際上實驗と一致し、從つてこれ等の理論を應用し地下水利用の計畫が理論的に樹立し得ることを證せるものである。而して本論に於ては第 1 章乃至第 5 章に於て砂の transmission constant は著者の公式で實際上正確に計算することが出來、第 2 章及び第 3 章に於て普通含水層内の地下水を理論的に集

水し得ることを説き、第 4 章に於て地表水に接する地下水の集水計畫を樹立するに當り理論的の調査方法を述べ計畫を誤らぬ様警告を發し、第 5 章に於てアルテシアン開端井の計畫が理論的に正しく樹立し得られることを實例を以て説明した。即ち割合に均等なる砂礫層中の地下水の流れは著者の公式に依つて殆んど正確なる値を求むることが出來、更にこれを實驗的に檢し得ることを論じ、又含水層の地質學的及び水理學的調査、地下水の水文學的調査に可成りの勞を費すときは水源としての地下水集水工の計畫はこれを理論的に解決し得ることを實證した心算である。

尤も地下水に關する問題は今日の水文學の發達の狀態では不明の點も尠くない。故に明かでないものを解つたかのように處理してしまふのは無知よりも危險である。故に地下水利用の計畫に當つては、調査が如何に充分に出來てこれなら正しい設計が出來ると言ふ目安が付いても多少の餘裕を見込むことは大切なことである。微に入り細を穿ち嚴正侵すべからざるが如き鋼構造物の設計に於てさへも少くとも 4 以上の安全率を採つて居るではないか。況んや其處に多少の缺陷と疑問とを藏する地下水の利用計畫に於て相當の安全率を見込むことは當然過ぎる程當然のことである。斯く安全率を見込む所以のものは安全なる集水工の計畫に成功するためであつて、これがため地下水利用に關する著者の理論の價值は低下するものではないと深く信じてゐる。

本論で紹介せる實地研究は著者の提唱する理論の實際的に當を得て居ることを證する著者の研究の一部に過ぎないのである。而して本研究の範圍内では地下水利用に關する實地研究の結論として次の事項を擧げることが出來ると信ずる。

- (1) 普通の砂及び砂混り砂利より成る含水層中の地下水の流れは stream line flow である。
- (2) Transmission constant k を求むる著者の公式は實際上正しい。
- (3) 著者が誘導せる集水井及び集水渠に關する各公式及び諸大家に依りて提唱されてゐる公式中著者が引用せるものは實際上正しい。
- (4) 著者の提唱せる理論に従ひ理論的に地下水利用の計畫が樹立し得られる。
- (5) 地下水學の不完全を掩ふため、工事の重大性に應じ、相當の安全率を採ることが肝要である。これは計畫の成功に對する鍵である。 (完)