

土 木 研 究 所 資 料

ルジオンテストの各種境界条件下での 精度と結果の解釈

昭和62年11月

建設省土木研究所
ダム部フィルダム研究室

Copyright © (1987) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ルジオンテストの各種境界条件下での 精度と結果の解釈

フィルダム研究室 室 長 松 本 徳 久
研 究 員 山 口 嘉 一
部外研究員 弘 末 文 紀^{*}

要旨

本資料の内容は以下に示す通りである。

- ① ルジオンテストの方法およびルジオン値の求め方を解説した。
- ② 多種多様な様相を示すダム基礎地盤内の水の流れ方に対するイメージを明確なものにするために、基礎地盤内の水の流れ方によって基礎地盤を 3 つに分類した。
- ③ 各種境界条件下でのルジオンテストの精度を理論解析・数値解析および室内試験により検討した。その結果を踏まえて、ルジオンテストをいかなる境界条件下で実施することが望ましいかを示した。
- ④ ③で示した望ましい境界条件でルジオンテストを実施しても、ルジオン値の決定が容易な直線型 $P-Q$ 曲線が得られるとは限らない。そこで、 $P-Q$ 曲線をその形状に従って分類し、それぞれの発生原因をまとめたうえでその影響度合を検討し、さらに、各種 $P-Q$ 曲線から基礎地盤のルジオン値を正確に求めるための対策を示した。

キーワード：ルジオンテスト，ダム基礎，浸透流解析，境界条件，ルジオン値

* (株)間組（元 フィルダム研究室 部外研究員）

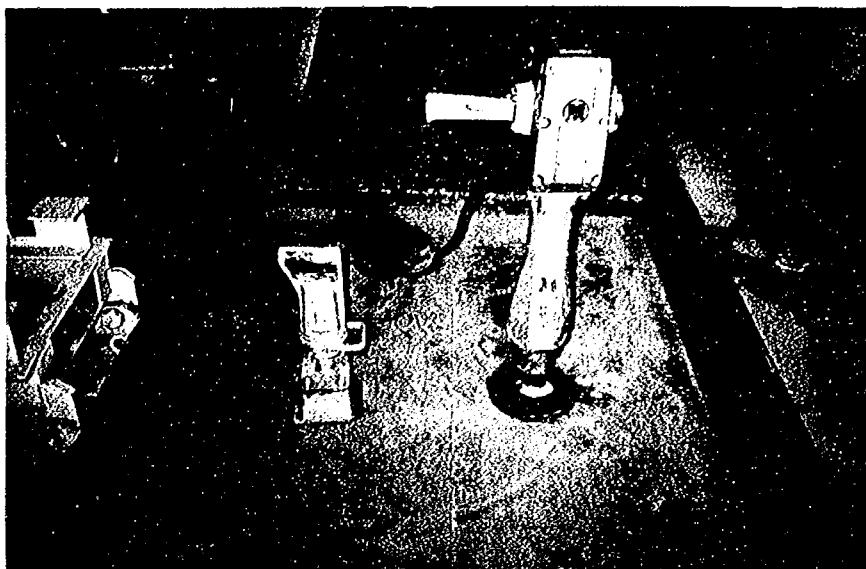


写真-1 ハンドバイブレータと電気ハンマ

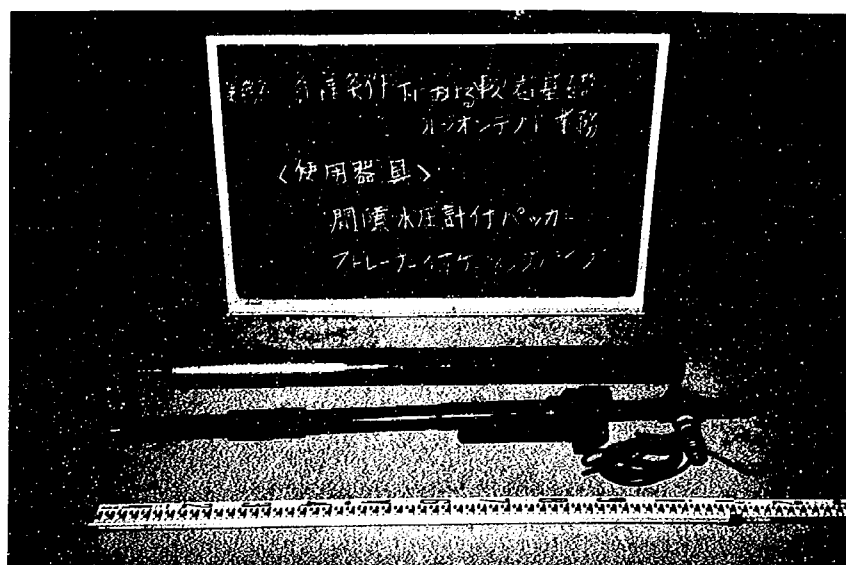


写真-2 間隙水圧計付パッカーとストレーナ付ケーシングパイプ



写真-3 着色水浸透状況

目 次

1. はじめに	1
2. 研究目的	3
3. ルジオンテスト	4
3.1 試験方法	4
3.2 解析方法	4
3.2.1 有効注入圧力	4
3.2.2 ルジオン値の決定	7
4. 基礎地盤の分類	8
5. ルジオンテストの各種境界条件下での精度	9
5.1 概 説	9
5.2 飽和－不飽和浸透流解析	10
5.2.1 浸透流解析の概要	10
5.2.2 入力物性値	10
5.2.3 計算モデル	14
5.3 孔径および試験区間長の影響	16
5.4 地表面境界の影響	19
5.4.1 開放地表の影響	19
5.4.2 閉塞地表の影響	21
5.5 側面境界の影響	22
5.6 透水性の異なる地層の影響	24
5.6.1 不透水層の影響	24
5.6.2 高（難）透水層の影響	29
5.7 隣孔での同時注入の影響	35
5.8 地盤の膨張および圧縮の影響	36
5.8.1 概 説	36
5.8.2 解析方法	36
5.8.3 入力物性値	39
5.8.4 計算モデルと計算条件	40
5.8.5 計算結果	41

5. 9	地下水位の影響	43
5. 9. 1	概 説	43
5. 9. 2	入力物性質	44
5. 9. 3	計算モデルと計算条件	44
5. 9. 4	計算結果	44
5. 10	負の最大圧力水頭 φ_0 の影響	51
5. 10. 1	概 説	51
5. 10. 2	計算結果	51
5. 11.	地下水流の影響	52
5. 11. 1	概 説	52
5. 11. 2	供試体寸法	52
5. 11. 3	供試体の作製	53
5. 11. 4	試験方法	67
5. 11. 5	試験結果	73
5. 12	ま と め	81
6.	ルジオンテストの結果の解釈	83
6. 1	概 説	83
6. 2	直線型 P - Q 曲線	84
6. 2. 1	限界圧力が認められない場合	84
6. 2. 2	限界圧力が認められた場合	84
6. 3	逐次流量減少型 P - Q 曲線	104
6. 3. 1	発生原因	104
6. 3. 2	昇・降圧段階同路の具体例と対策	104
6. 3. 3	昇・降圧段階異路の具体例と対策	113
6. 4	逐次流量増加型 P - Q 曲線	124
6. 4. 1	発生原因	124
6. 4. 2	昇・降圧段階同路の具体例と対策	124
6. 4. 3	昇・降圧段階異路の具体例と対策	126
6. 5	その他の P - Q 曲線	127
6. 5. 1	原点を通らない直線型 P - Q 曲線	127
6. 5. 2	2 段勾配 P - Q 曲線	131
6. 5. 3	緩勾配 P - Q 曲線	131
6. 6	ま と め	141

7. まとめと今後の課題	145
謝 辞	146
参考文献	146
使用記号一覧	149
参考資料－1	
各種境界条件下における透水試験孔からの注入量（理論解）	153
参考資料－2	
軸対称および平面二次元浸透流解析上の注意	169
参考資料－3	
不飽和領域における定常浸透流解析	183
参考資料－4	
ルジオンテストにおけるパッカー直上部でのパイピング	193
参考資料－5	
ルジオンテストにおける乱流の影響	215

1. は じ め に

ダム設計において、基礎地盤の透水性を把握することは非常に重要な問題の一つである。ダム基礎地盤の透水性を把握するための原位置透水試験方法としては、一般にボーリング孔内に圧力水を送り込み、その時の注入量をもって透水性を評価するルジオンテストが用いられている。なお、透水性は、試験孔に多段階で注入する圧力水の各段階ごとの圧力 P と定常注入量 Q より作成した $P-Q$ 曲線の直線部をもとに求めた圧力 10 kgf/cm^2 時の試験区間 1 m あたりの注入量 ($\ell/\text{min}/\text{m}$) として表現されるル

ジオン値によって評価される (図-1.1 参照)。この試験方法については、「ルジオンテスト技術指針・同解説」(建設省河川局開発課監修)¹⁾ (以後、技術指針と呼ぶ) という形で確立された指針があり、種々の地域に存在するダム基礎の透水性を指針による統一された試験方法により調査しているというのが現状である。このように統一された試験方法により得られた結果を蓄積することは、今後のダム基礎の透水性調査に大いに役立つ。しかしそのためには、

「統一された試験方法故、いかなる境界条件^{*}) 下で実施しても良い」と

いうルジオンテスト万能主義に陥らず、どのような境界条件下ではルジオンテストの精度は十分満足できるものであり、どのような境界条件下での精度には問題があるということを認識したうえで試験を実施する必要がある。

また、上述の各種境界条件下での精度を確認したうえでルジオンテストを実施した場合でも、実際の現場試験から得られる $P-Q$ 曲線には、図-1.1 に示したような直線部をもたないものや、昇圧段階と降圧段階で異なった経路を通るもののがかなり含まれており、結果の解釈、つまりルジオン値の決定が困難になることがしばしば見受けられる。これについては、このような $P-Q$ 曲線が発生する原因は何なのか、どのような対策を講じれば $P-Q$ 曲線を図-1.1 のようなものにできるのか、また、図-1.1 のようにできない場合はどのような手段によってルジオン値を決定

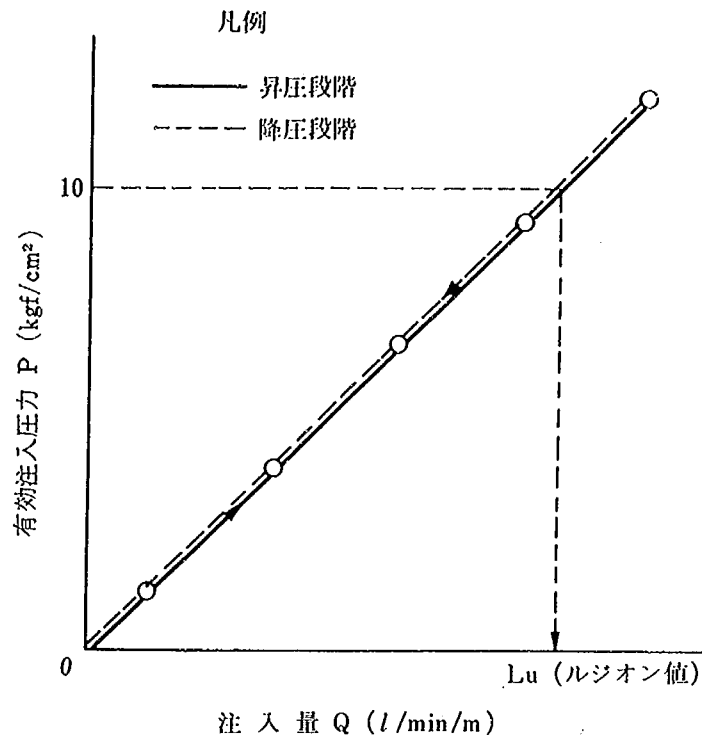


図-1.1 $P-Q$ 曲線

*) 本資料内での境界条件とは、数値解析というモデル境界部の条件に止まらず、試験孔周辺地盤のもつ種々の物性等をも含んでいることを注意しておく。

すれば良いのかをまとめておくことが重要だといえる。

本研究においては、上記の①各種境界条件下での精度、②結果の解釈というルジオンテストの二つの大きな問題点を、理論解析・数値解析・室内試験および現場試験を駆使してある程度解決することができたので、その結果を以下に報告する。

また、本文中では触れない理論解析における複雑な式の誘導や研究を進める過程で明らかになった数値解析上のテクニック等を巻末に参考資料としてまとめておいたので逐次参照して頂きたい。

2. 研 究 目 的

本研究の目的を本資料の展開に応じて列挙すると以下のとおりである。

- ① ルジオンテストの方法およびルジオン値の求め方を技術指針¹⁾に従って簡単に説明する。特に、ルジオン値の求め方（厳密には有効注入圧力の求め方）について、技術指針では、地下水位が試験区間よりも上にある場合の求め方のみしか示していないので、地下水位が試験区間より下にある場合および試験区間内部にある場合の求め方についてもまとめる。
- ② ダムサイトとして選定される地域の基礎地盤の様相は多種多様である。そこで、多種多様な基礎地盤内の水の流れ方に対するイメージを明確なものにするために、基礎地盤内の水の流れ方によって基礎地盤を3つに分類する。
- ③ 各種境界条件下でのルジオンテストの精度を理論解析・数値解析および室内試験により検討する。その結果を踏まえて、ルジオンテストをいかなる境界条件下で実施することが望ましいのかを示す。
- ④ ③で示した望ましい境界条件下でルジオンテストを実施した場合でも、実際の試験においては、図-1.1に示したようなルジオン値決定が容易なP-Q曲線（直線かつ昇圧・降圧段階で同経路）が得られるとは限らない。そこで、P-Q曲線をその形状に応じてパターン分けし、それぞれの発生原因をとりまとめ、さらに、各種パターンのP-Q曲線から基礎地盤のルジオン値を正確に求めるための対策について検討する。

3. ル ジ オ ン テ ス ト

3.1 試験方法

ルジオンテストは、透水性を調査したい地盤にボーリング孔を穿孔し、その中に圧力水を注入し、その時の注入量より地盤の透水性を評価するという透水試験である。ルジオンテストのシステム図を図-3.1に示す。

また、通常の場合、注入する水の圧力は、口元の圧力計で制御し、昇圧が最高注入圧力を含めて原則として5段階以上、降圧を4段階以上に變化させて試験を実施する。

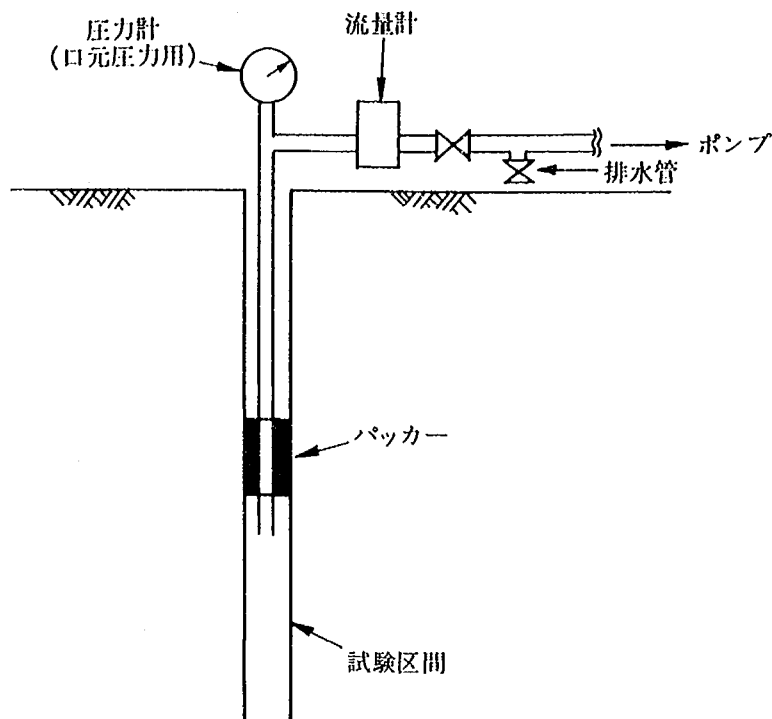


図-3.1 ルジオンテストのシステム図

3.2 解析方法

3.2.1 有効注入圧力

実際の試験において、注入圧力は口元の圧力計が示す口元圧力で制御するが、解析（ルジオン値の決定）にあたっては、地盤への注水に有効な圧力、つまり有効注入圧力を求めることが必要である。この有効注入圧力は、技術指針では、口元圧力を

試験区間の中央から口元の圧力計までの静水圧、地下水位および注入管内抵抗による損失水頭により補正して求めることとしている。ただ実際には、地下水位と試験区間の位置関係は図-3.2に示す3通りが考えられるが、技術指針では(a)の地下水位が試験区間より上にある場合の有効注入圧力の求め方のみしか示していない。そこで、この場合も含めて3つの場合の有効注入圧力の求め方を以下に示しておく。

(1) 地下水位が試験区間より上にある場合

図-3.2(a)に示す地下水位が試験区間より上にある場合の有効注入圧力 P は技術指針にも示されている通り次式より求める。

$$P = P_0 + \gamma_w (h_1 - h_2 - h_3) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \cdots \cdots (3.1)$$

ここに、 P : 有効注入圧力 (kgf/cm^2)

P_0 : 口元圧力 (kgf/cm^2)

h_1 : 圧力計から試験区間の中央までの標高差 (m)

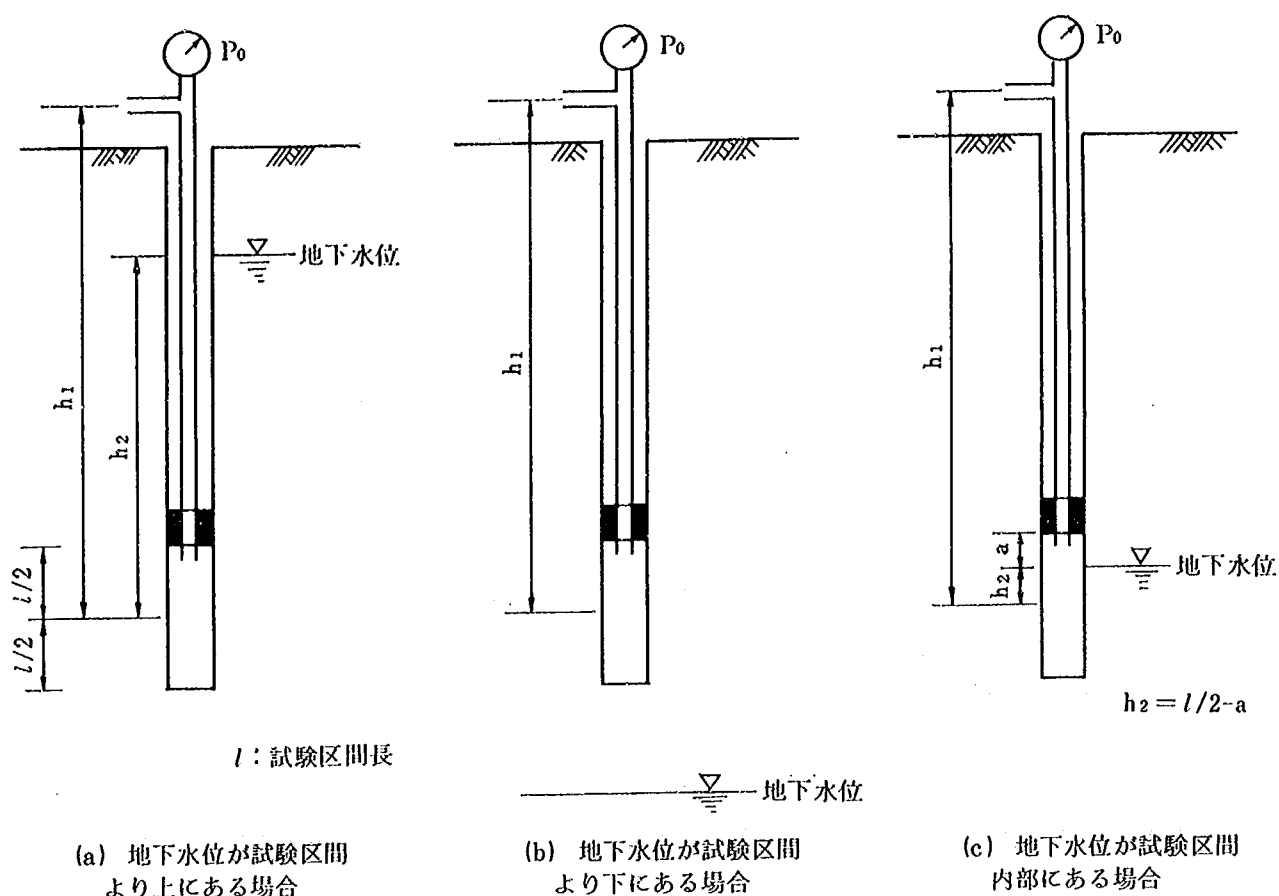


図-3.2 地下水位と試験区間の位置関係

h_2 : 地下水面から試験区間の中央までの水頭 (m), また, 被圧水の場合にはそれに相当する水頭 (m)

h_3 : 注入管内抵抗による損失水頭 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 ($1 \text{ tf/m}^3 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2/\text{m}$)

注入管内抵抗による損失水頭は, 注入管内壁の摩擦によるものや口径増減等による。この損失水頭を求めるためには, 実際に試験に使用する注入管を用いてルジオンテスト実施前に, 実験することが望ましいが, 一般には次式により算定されている。

$$h_3 = \alpha_1 (Q \ell)^2 L \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに, Q : 試験区間 1 m あたりの注入量 ($\ell/\text{min}/\text{m}$)

ℓ : 試験区間長 (m)

L : 口元の圧力計から試験区間までの注入管長 (m)

α_1 : $7 \times 10^{-5} (\text{min}^2/\ell)$

式 (3.2) における係数 α_1 の値は, 注入管長 3 m, 注入管内径 31 mm, 継手長 110 mm, 継手内径 17 mm の JIS 規格の比較的新しい注入管 (ボーリングロッド) を用い, 流量が著しく多くないときの実験値である。

(2) 地下水位が試験区間より下にある場合

図-3.2(b)に示すように地下水位が試験区間より下にある場合の有効注入圧力 P は、地下水位による補正が必要ないので次式により求めることができる。

$$P = P_0 + \gamma_w (h_1 - h_3) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

(3) 地下水位が試験区間中にある場合

図-3.2(c)に示すように地下水位が試験区間内部にある場合の有効注入圧力 P は、従来、地下水位が試験区間の上および下にある場合の折衷で、地下水位と試験区間の上端との中央と圧力計までの静水頭を管内抵抗による損失水頭以外の補正圧と見なして次式から求められている。

$$\left. \begin{aligned} P &= P_0 + \gamma_w \left\{ \left(h_1 - h_2 - \frac{a}{2} \right) - h_3 \right\} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ a &= \ell/2 - h_2 \text{ (} 0 \leq a < \ell \text{)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

上式はあくまで折衷案であるため理論的根拠は全くない。寺戸^{2),3)}らはこの点を摘出し、理論的に管内損失水頭以外の補正圧を求めて(図-3.3参照)、有効注入圧力 P の算定式を次式として提案している。

$$P = P_0 + \gamma_w \left\{ \left(h_1 - h_2 - \frac{a^2}{2\ell} \right) - h_3 \right\} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

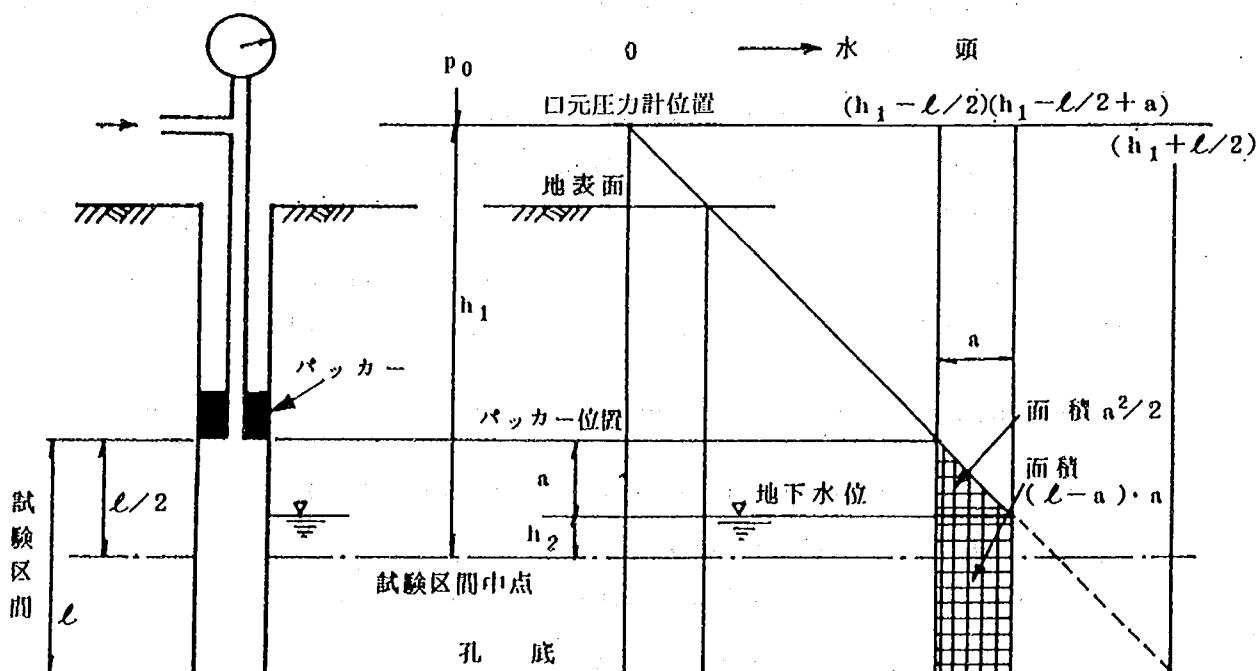


図-3.3 地下水位が試験区間内部にある場合の有効注入圧力計算法(寺戸ら^{2),3)})

なお、ルジオンテストの結果を解析する際、有効注入圧力 P を式 (3. 4) で求めるか、式 (3. 5) で求めるかによって得られるルジオン値にどの程度の差異が生じるかの検討は 5. 9 で行うのでそちらの方を参照されたい。

3. 2. 2 ルジオン値の決定

ルジオンテストの結果から、
3. 2. 1 で求めた有効注入圧力 P (kgf/cm^2) を縦軸に、その時の試験区間 1 m あたり、1 分間の定常注入量 ($\ell/\text{min}/\text{m}$) を横軸にとった $P-Q$ 曲線を描く (図- 3. 4 参照)。ルジオン値 (L_u) は、この $P-Q$ 曲線の直線関係をもとに、有効注入圧力 10 kgf/cm^2 時の注入量 ($\ell/\text{min}/\text{m}$) として求める。

注入圧力を段階的にあげながら試験をする際、図- 3. 5 に示すようにある注入圧力のところから急激に注入量が増大する場合がある。この注入量が増増する時の有効注入圧力を限界圧力 P_{cr} と呼ぶ。限界圧力が有効注入圧力 10 kgf/cm^2 以下で発生した場合は、 $P-Q$ 曲線の限界圧力以下の直線部より注入圧力 10 kgf/cm^2 時の注入量を求めてルジオン値とする。なお、このルジオン値は、換算ルジオン値 (L_u') として通常のそれとは区別しなければならない。

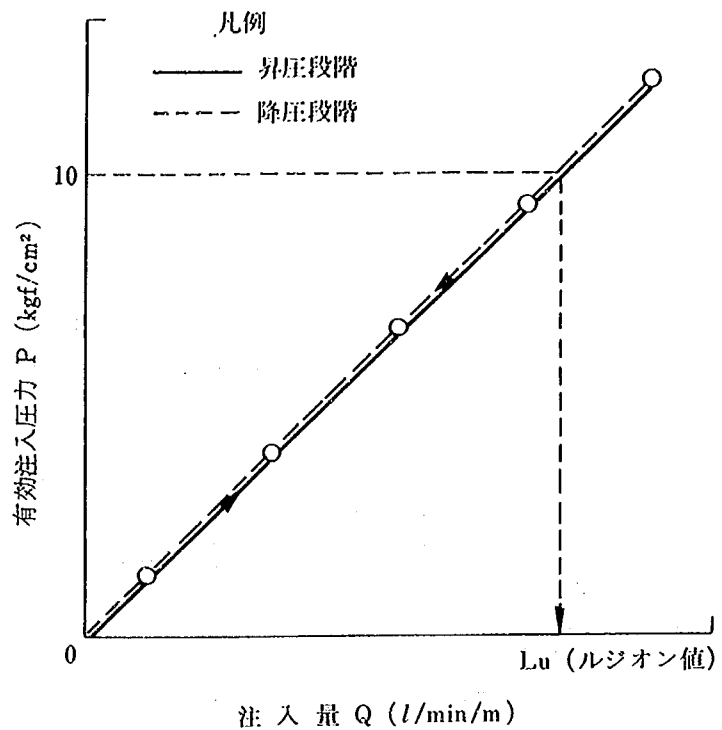


図- 3. 4 $P-Q$ 曲線

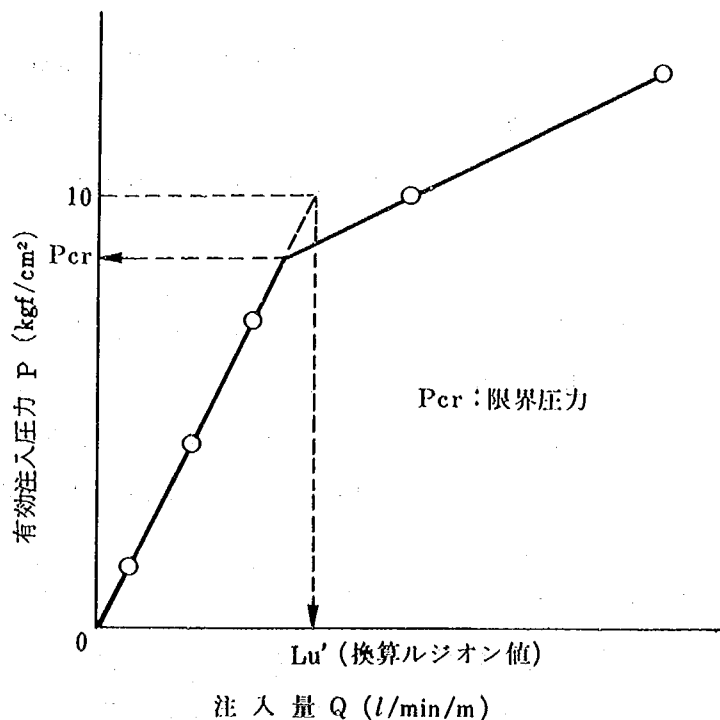


図- 3. 5 限界圧力を有する $P-Q$ 曲線
および換算ルジオン値

4. 基礎地盤の分類

ダムサイトとして選定される地域の基礎地盤の様相は多種多様である。そこで、ルジオンテストの各種境界条件下での精度と結果の解釈についてまとめる前に、多種多様な様相の基礎地盤を地盤内の水の流れ方に応じて以下の3種類に分類しておく。⁴⁾ 基礎地盤をこのように数種類に分類しておくことは、基礎地盤内の水の流れに対するイメージを鮮明なものにできると確信している。

(1) 地盤 I

ダム基礎として考えた場合、岩自体の透水性は無視できるほど小さい ($k < 1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$, k : 透水係数) ため、地盤内の水の流れは割れ目内のそれとして表現できる地盤である (図-4.1(a)参照)。亀裂性の硬岩地盤が代表的なものである。

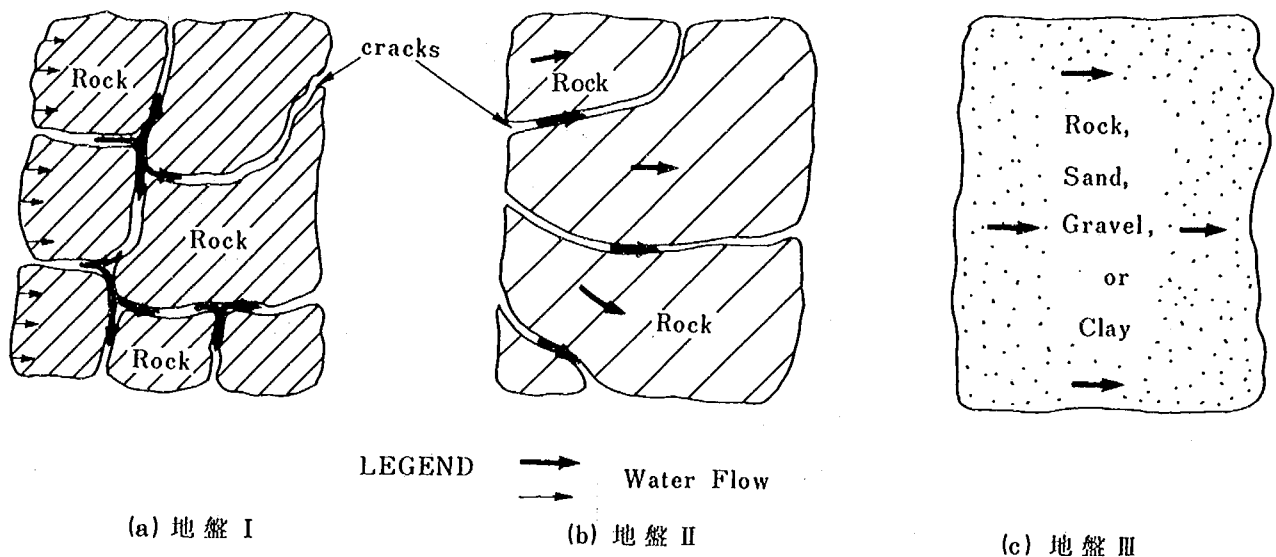


図-4.1 地盤内の水の流れ方に応じた地盤分類

(2) 地盤 II

ダム基礎として考えた場合、岩自体の透水性はさほど大きくないものの無視できるほどではなく ($k \approx 1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$), かつ割れ目 (ただし, さほど大きなものではない。) も存在するため、地盤内の水の流れは岩間隙中の流れと割れ目内の流れの2つの流れで表現しなければならない地盤である (図-4.1(b)参照)。やや、割れ目の発達した軟岩地盤が代表的なものである。

(3) 地盤 III

地盤の透水性に大きな影響を与える割れ目を有さず、その透水性は岩自体の透水性に左右される地盤である (図-4.1(c)参照)。硬岩、軟岩および砂礫地盤等の全ての地盤が考えられるが、地盤の透水性の大小は、地盤を構成する岩や土砂の種類により大きく異なる。

5. ルジオンテストの各種境界条件下での精度

5.1 概 説

この章では、各種の境界条件がルジオンテストの精度に与える影響を、理論解析・数値解析および室内試験により検討する。それらの検討項目と検討方法を簡単にまとめたものが表-5.1である。なお、ここで数値解析と呼んでいる方法は、有限要素法を用いた飽和-不飽和浸透流解析のことであり、その内容は次節で詳しく述べる。理論解析と室内試験の方法については、検討項目に対応する各々の節内で述べる。ただ、理論解析の一部の具体的内容を、参考資料-1として巻末に添付したので、逐次参照されたい。

表-5.1 境界条件の影響の検討項目と検討方法

検 討 項 目	検 討 方 法		
	理論解析	数値解析	室内試験
孔径および試験区間長の影響	○	○	—
地表面境界の影響	○	—	—
側面境界の影響	○	—	—
透水性が異なる地層の影響	○	○	—
隣孔での同時注入の影響	○	—	—
孔掘削に伴う地盤の膨張および注水に伴う圧縮の影響	○	○	—
地下水位の影響	○	○	—
地盤の負の最大圧力水頭の影響	—	○	—
地下水流の影響	○	○	○

注) ○：検討あり，—：検討なし。

また、この章で検討の対象としている地盤は、その地盤内の水の流れがDarcy則に従う軟岩および砂礫が中心である。ただし、亀裂性の硬岩地盤に対しても、おりにふれて出来る限り言及する。

さらに、5章以後では、注入量 Q の意味が2通り用いられていることに注意を要する。1つは、4章以前にも述べた $P-Q$ 曲線の注入量 Q である。この Q は、単位長さ当りの注入量のことと $Q(\ell/\text{min}/\text{m})$ で表現される。もう1つは、試験区間全体(通常5m)からの注入量であり、 $Q(\text{cm}^3/\text{s})$ または $Q(\text{cm}^3/\text{min})$ で表現される。

5.2 飽和－不飽和浸透流解析

5.2.1 浸透流解析の概要

浸透流解析には、飽和領域のみならず不飽和領域をも含めた形で計算が行えるプログラム UNSAT^{5)~7)}（建設省土木研究所所有）を用いる。

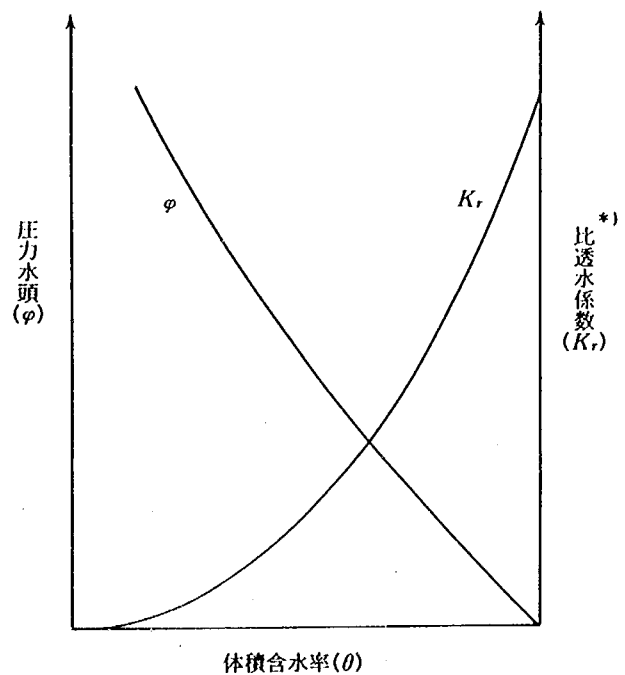
飽和－不飽和領域の土中の浸透を支配する基本方程式は、連続式とDarcy 則を不飽和領域に拡張することにより次の非線形方程式で表わされる。^{8)~10)}

$$\text{div } K(\theta) \vec{\nabla} (\varphi + z) = (C(\theta) + \alpha S_s) \frac{\partial \varphi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{： 不飽和領域} \\ 1 & \text{： 飽和領域} \end{cases}$$

ここに、 $K(\theta)$ ：透水係数テンソル、 θ ：体積含水率（単位体積中に含まれる土中水の体積割合）、 φ ：圧力水頭、 S_s ：比貯留係数（単位水頭の変化に伴って単位体積の土中に貯留あるいは排水される水量）、 z ：鉛直座標、 t ：時間、 $C(\theta)$ ：比水分容量（ $=\partial\theta/\partial\varphi$ ）で、図－5.1の $\varphi \sim \theta$ 曲線の勾配より求められる。

このように、飽和－不飽和領域を対象とした浸透流解析では飽和領域の浸透流解析に必要な飽和時の透水係数のほかに、不飽和状態における土中の浸透特性（図－5.1 参照）を支配する物性値の入力が必要なのである。そこで、以下に今回の浸透流解析に用いた入力物性値を示すとともに、簡単な解説を加える。



注*) 飽和透水係数に対する不飽和透水係数の比のことである。

図－5.1 不飽和特性

5.2.2 入力物性値

(1) 飽和時の透水係数(k_0)

UNSATによって解析が行える対象地盤は、地盤内の水の流れがDarcy 則に従う軟岩および砂礫地盤である。つまり、4章の地盤分類に対応させると、地盤Ⅱおよび地盤Ⅲとなる。これらの地盤の持つ透水性は一般に低いと考えられるため、土の透水係数の分類を行ったものではあるが表－5.2を参考に

表－5.2 透水係数(k_0)による土の分類¹¹⁾

透水性の程度		k_0 (cm/sec)
高	い	10^{-1} 以上
普	通	10^{-1} から 10^{-3}
低	い	10^{-3} から 10^{-5}
非常に低い		10^{-5} から 10^{-7}
実際上不透水性		10^{-7} 以下

して、今回の解析では飽和時の透水係数の基本値として、 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ (等方性) を採用した。その他の透水性の異なる地層の透水係数については、それらを含めて検討しなければならない節において各々示す。

(2) 間隙率 (n) , 最小含水量 (θ_r) , 有効体積含水率 (θ_e)

まず、土の体積含水率 (θ) の変化領域について考えてみる。 θ はその定義に従うと、 0 から土の間隙率 (n) までの間を変化できるわけであるが、実際の浸透の対象となる変化領域は次式の領域であると考えられる。

$$\theta_r \leq \theta \leq \theta_e \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 θ_r は最小含水量で、土の吸着水のように浸透によって移動し得ない体積含水率の値である。また、 θ_e は有効体積含水率で、土の間隙率からエントラプト・エアなどの空気の占める割合を除いた値である。

なお、今回の計算では、物性値の与え方を簡単にするため、間隙率 n を 0.2 , 最小含水量 θ_r を 0.0 , 有効体積含水率 θ_e を間隙率と同じ 0.2 とした (表-5.3 参照)。

表-5.3 飽和時透水係数以外の入力物性値

間 隙 率 n	0.2
最 小 容 水 量 θ_r	0.0
有効体積含水率 θ_e	0.2
比 貯 留 係 数 $S_s (\text{cm}^{-1})$	0.0 or 1.0×10^{-7}

また、参考のために数種類の地盤・岩盤の間隙率・有効間隙率をまとめたものを表-5.4 に示す。

表-5.4 間隙率と有効間隙率¹²⁾

(a) 未固結地盤

地 層	間 隙 率 ($n\%$)	有効間隙率 ($n_e\%$)	地 層	間 隙 率 ($n\%$)	有効間隙率 ($n_e\%$)
沖 積 礫 層	35	15	洪 積 砂 礫 層	30	15 ~ 20
細 砂	35	15	砂 層	35 ~ 40	30
砂 丘 砂 層	30 ~ 35	20	ロ ー ム 層	50 ~ 70	20
泥粘土質層	45 ~ 50	15 ~ 20	泥層粘土層	50 ~ 70	5 ~ 10

(b) 岩 盤 (多数の実測値を整理した)

岩 質	風 化 程 度	間隙率 ($n\%$)	岩 質	風 化 程 度	間隙率 ($n\%$)
花 崗 岩	新鮮	0.3 ~ 5	安 山 岩		1 ~ 7
	かなり風化の進んだもの	10 ~ 25			
はんれい 岩	新鮮	0.2 ~ 1	玄 武 岩	割れ目がないもの	0.1 ~ 5
	かなり風化の進んだもの	3 ~ 18		少し割れ目のあるもの	5 ~ 7
石 灰 岩	新鮮	0.5 ~ 1	タ フ (大谷石)	普 通	20 ~ 25
	多孔質なもの	10 ~ 27		多孔質なもの	25 ~ 50
頁 岩	固結度の高いもの	0.4 ~ 3	砂 岩	固結度の高いもの	0.6 ~ 7
	固結度の低いもの	3 ~ 10		固結度の低いもの	20 ~ 42

(3) 比貯留係数 (S_s)

比貯留係数 S_s とは、前述したように、単位水頭の変化に伴い単位体積の土中に貯留される水量である。このように、水頭変化に対応した物理量である比貯留係数 S_s は、非定常計算においてのみ有効な値である。一方、今回の計算対象であるルジオンテストが注水定水位法であるため、一般には浸透流解析も定常計算で実施する。ただし、6章等では注入時間と注入量の関係を検討するので、この場合の浸透流解析は非定常計算で実施する。

つまり、定常計算では、 S_s としていかなる値を与えても計算結果に与える影響がないことから、 $S_s = 0.0 \text{ cm}^{-1}$ とした。また、非定常計算では、今回の計算対象地盤（軟岩および砂礫地盤）を考慮して、表-5.5 から $S_s = 1.0 \times 10^{-7} \text{ cm}^{-1}$ とした（表-5.3 参照）。

表-5.5 比貯留係数の値¹²⁾

地盤・岩盤および地層の種類		比貯留係数 $S_s (\text{cm}^{-1})$
Plastic clay	(塑性粘土)	1.9×10^{-5} to 2.4×10^{-6}
Stiff clay	(しまった粘土)	2.4×10^{-6} to 1.2×10^{-6}
Medium hard clay	(やや硬い粘土)	1.2×10^{-6} to 6.3×10^{-7}
Loose sand	(緩い砂)	9.5×10^{-7} to 4.6×10^{-7}
Dense sand	(密な砂)	1.9×10^{-7} to 1.2×10^{-7}
Dense sandy gravel	(密な砂礫)	9.5×10^{-8} to 4.6×10^{-8}
Rock, fissured, jointed	(割れ目・断層岩)	6.4×10^{-8} to 3.0×10^{-9}
Rock, sound	(堅岩)	Less than to 3.0×10^{-9}
上総層群		5×10^{-7}
成田層群		$1 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-5}$

さらに、上記の説明で明らかになった定常計算の場合は、 S_s としていかなる値を与えても計算結果に対する影響がないという事実を式(5.1)の浸透の基本方程式を用いて説明してみよう。

まず、定常計算ゆえ、式(5.1)の $\partial \phi / \partial t$ は明らかに0である。これを式(5.1)に代入すると次式が得られる。

$$d_{iv} K(\theta) \nabla^2 (\phi + z) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、定常計算時の浸透の基本方程式となる式(5.3)には S_s が含まれないことがわかる。よって、 S_s としていかなる値を与えても、定常計算結果に対する影響はないわけである。

(4) 比透水係数 (K_r) と体積含水率 (θ) の関係

比透水係数 K_r とは、不飽和土の透水係数 k_u を飽和土の透水係数 k_o で除して得られる無次元量のことである。この比透水係数 $K_r (= k_u / k_o)$ と体積含水率 θ の関係は、飽和-

不飽和浸透流解析を行う際に必要不可欠な入力物性値である。

この関係については、土の種類の違いによる差異があまりないこともあり、従来から任意の関数で近似しようとする研究がある。^{10), 13), 14)} そのうち、今回の計算では、 K_r と θ の関係を表わす関数として以下に示すS. Irmay¹⁰⁾の提案式を採用することにした。

$$K_r = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_e - \theta_r} \right)^3 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

なお、前述したように、今回の計算では、 $\theta_e = n$ 、 $\theta_r = 0$ と設定している。さらに、 $\theta = nS_r$ (ここに、 S_r : 飽和度)であることを考慮すると、式(5.4)は次式のように変形できる。

$$K_r = \left(\frac{\theta}{\theta_e} \right)^3 = \left(\frac{nS_r}{n} \right)^3 = S_r^3 \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

式(5.5)の関係を図-5.2に示す。

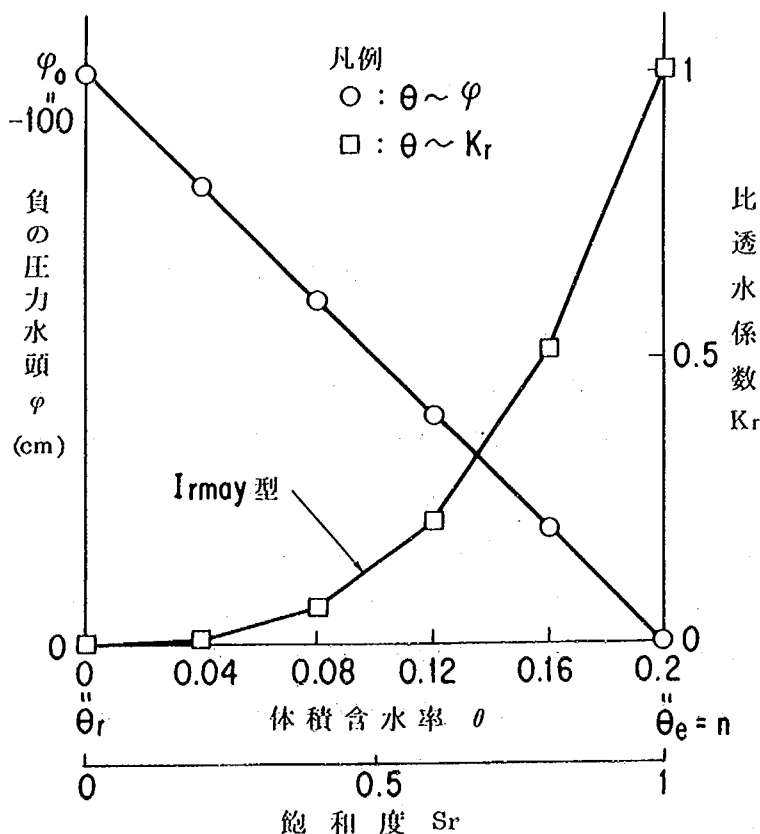
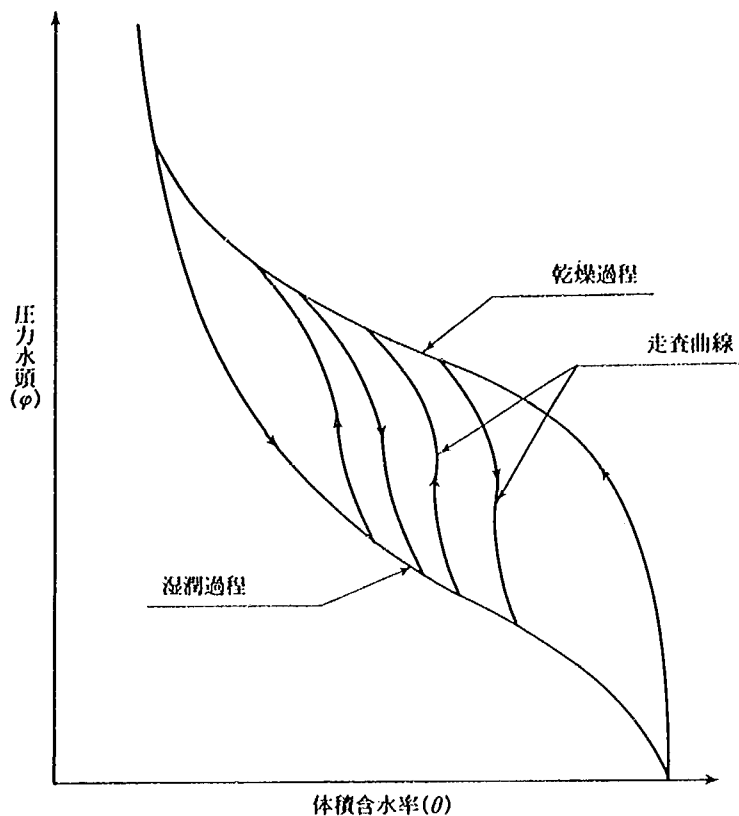


図-5.2 計算に用いた不飽和特性

(5) 体積含水率 (θ) と圧力水頭 (ϕ) の関係 (水分保持曲線)

体積含水率 θ と圧力水頭 ϕ との関係を示す水分保持曲線は、 K_r と θ の関係とともに、飽和—不飽和浸透流解析を行う際に必要不可欠な入力物性値である。ただ、水分保持曲線は、



図－ 5. 3 体積含水率と圧力水頭の間のヒステリシス

図－ 5. 3 に示すように湿潤過程と排水過程の間にヒステリシスが生じる。そのため、 K_r と θ の関係と同様に、 θ と ϕ の関係を任意の関数で近似しようとする研究はなされているものの、一つの提案式で湿潤と排水の両曲線を表現することは極めて困難である。¹⁰⁾ そこで、今回の計算に用いたプログラム UNSAT では、ヒステリシスを考慮した水分保持曲線を入力することは可能であるが、あくまでも地盤モデルを対象に解析することから、計算を簡単にするために、図－ 5. 2 に示すように、 θ と ϕ の関係は、湿潤と排水過程の間のヒステリシスを考慮せず、両過程において、 $(\theta = 0.2, \phi = -0.0 \text{ cm})$ と $(\theta = 1.0 \times 10^{-6} \approx 0.0, \phi = -100.0 \text{ cm})$ を結んだ直線で表わせるものとした。

また、 $\theta \approx 0.0$ における負の最大圧力水頭 ϕ_0 を -100.0 cm としたのは、飽和時の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ に対応する毛管上昇高から最も妥当であると考えたためである（表－ 5. 6 参照）。

5. 2. 3 計算モデル

今回の浸透流解析に用いた計算モデル（孔径および試験区間長の影響を検討する 5. 3 のモデルは除く）は、図－ 5. 4 の概略図に示す軸対称モデルである。軸対象モデルの半径 R およびモデル高さ H_0 は、モデルがほぼ無限の拡がりをもつ透水性媒体とみなせる程度の値とした。具体的な R および H_0 の決定法は以下のとおりである。

試験孔からの水の流れが試験孔中心軸上の点湧源からのポテンシャル流で、その湧源が中

表 - 5. 6 透水係数と毛管上昇高¹²⁾

(a) 透水係数

透水係数 k_0 (cm/sec)	10^3	10^2	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂, きれいな砂と砂利の混合			非常に細かい砂, シルトなど			不透水性の土, 粘土など			

(b) 毛管上昇高

土の種類	毛管上昇高 (cm)
粗い砂	2 ~ 5
砂	12 ~ 35
細砂	35 ~ 70
シルト	70 ~ 150
粘土	200 ~ 400 以上

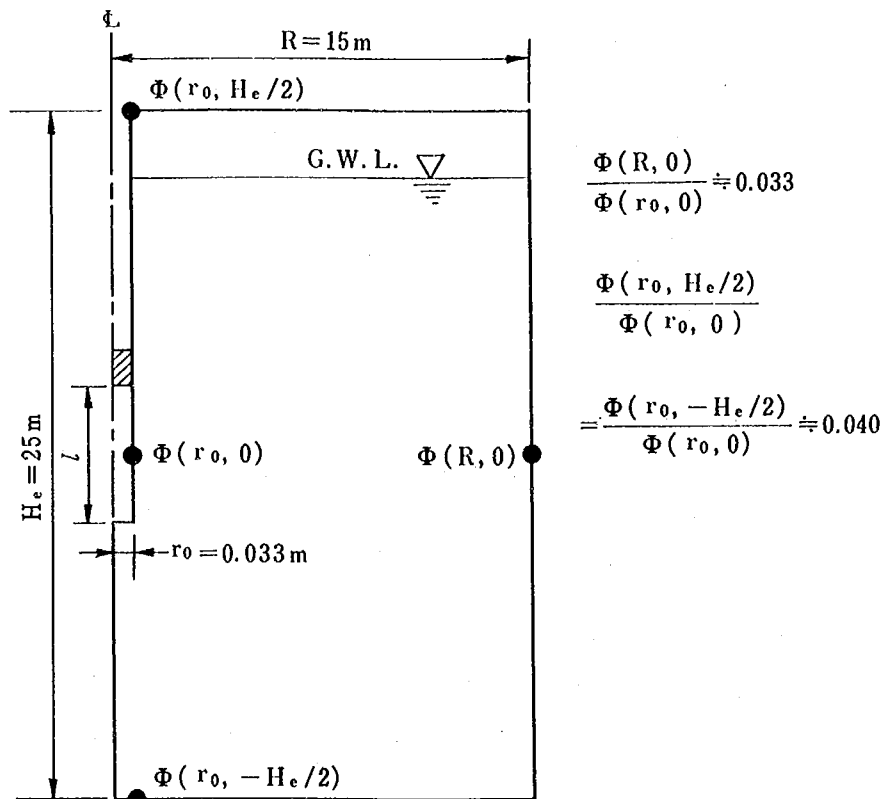


図 - 5. 4 計算モデル概略図

心軸に沿って試験区間長全域に渡って分布すると仮定すると、地盤中の任意地点のポテンシャル Φ は次式で表わせる¹⁵⁾ (図 - 5. 5 参照)。

$$\phi(x, z) = \frac{Q}{4\pi k \ell} \ln \frac{z + \frac{\ell}{2} + \sqrt{x^2 + (z + \frac{\ell}{2})^2}}{z - \frac{\ell}{2} + \sqrt{x^2 + (z - \frac{\ell}{2})^2}} \dots (5.6)$$

式(5.6)より求まる $z = 0$ (試験区間中央部)におけるポテンシャルに着目し, モデル外端 ($x = R$) のポテンシャルが, 孔壁部 ($x = r_0$) のポテンシャルの4%程度に低下するようにモデル半径 R を決定した。さらに, 式(5.6)より求まる $x = r_0$ (孔壁面に沿う位置)におけるポテンシャルに着目し, モデル上下端 ($z = \pm H_0/2$) のポテンシャルも, 孔壁面中央部 ($z = 0$) のポテンシャルの4%程度に低下するようにモデル高さ H_0 を決定した。その結果, 求まったのが $R = 15 \text{ m}$, $H_0 = 25 \text{ m}$ である。

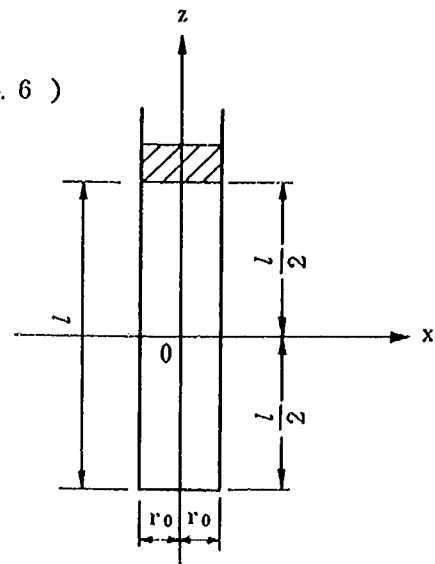


図-5.5 ポテンシャル分布の座標軸

数値解析に際しては, 上記の方法で決定した概略モデルを有限要素に分割する。この時に注意しなければならないことがある。それは, 本計算モデルが軸対称モデルであるため, 要素分割の方法により計算結果が大きく異なることである。これに関する詳細な検討結果を, 参考資料-2に記したので参照されたい。

実際に解析に使用する有限要素に分割された計算モデルと計算条件の詳細は, そのモデルを使用した各々の節で述べることにする。

5.3 孔径および試験区間長の影響

河野・西垣は,¹⁶⁾ ルジオンテストと原理が全く同じであるパッカー法と呼ばれる原位置透水試験法に対し, 試験孔の半径および試験区間長の試験精度への影響を有限要素法による飽和-不飽和浸透流解析にて検討している。

パッカー法の正確な名称は, 米国内務省開拓局アースマニュアル E-18 パッカー法であり, ボーリング孔などを利用した定水位注水試験である。具体的には, 地盤中の水の流れが定常状態になるまで注水を継続し, その定常注水量を測定して, 透水係数を次式より求めるというものである(図-5.6参照)。

$$k = \frac{Q}{2\pi \ell h_0} \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0}; \quad 10r_0 > \ell \geq r_0 \dots (5.7)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi \ell h_0} \ln \frac{\ell}{r_0}; \quad \ell \geq 10r_0 \dots (5.8)$$

ここで, k : 透水係数 (cm/s)

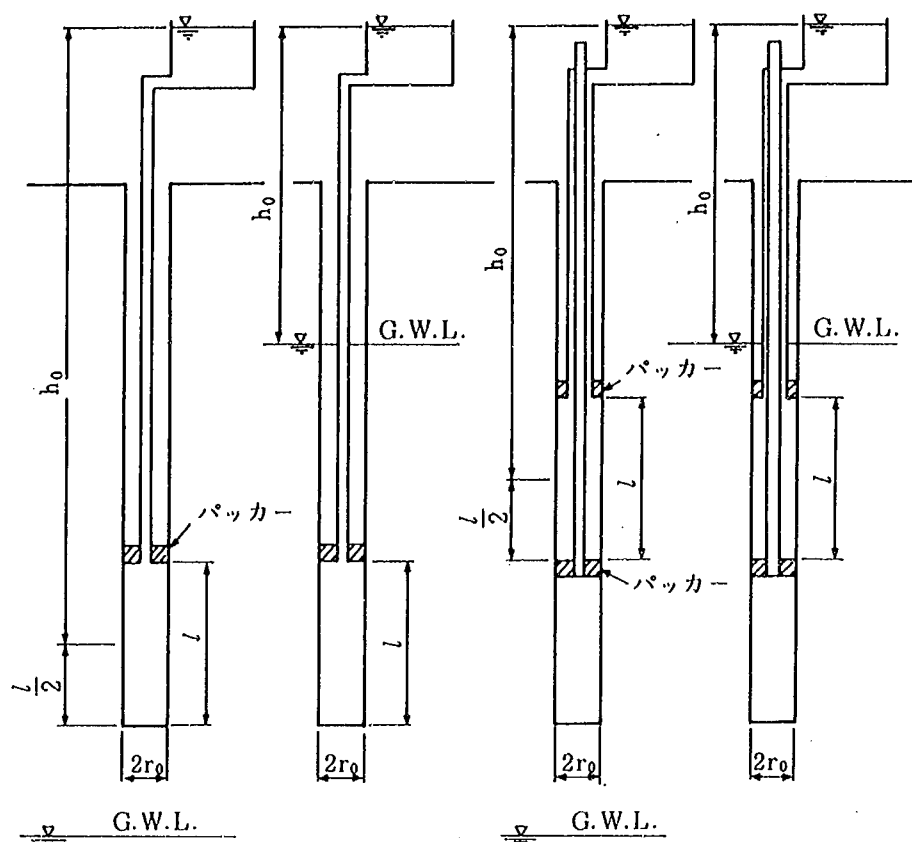


図-5.6 アースマニユアルE-18パッカー法

Q : ボーリング孔への注水量 (cm^3/s)

ℓ : 試験区間の長さ (cm)

h_0 : 注入水頭 (cm)

r_0 : 試験孔の半径 (cm)

パッカー法は、ルジオンテストと全く同じであり、亀裂の少ない軟岩に対しては、この式とルジオン値を求める式が同じ透水性を示していることから、ボーリング孔の孔径 6.6 cm、試験区間長 5 m の場合、¹⁾ 式 (5.8) を用いて、

$$1.0 \text{ Lu} \approx 1.33 \times 10^{-5} \text{ cm/s} \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

の換算式が得られる。

式 (5.7) は無限の拡がりをもつ帯水層での試験に対する式であるが、河野・西垣¹⁶⁾は図-5.7のように要素分割を行ったモデルを用いて、試験区間の長さおよび半径のパッカー法 (1 圧のルジオンテストと考えられる。) の精度に与える影響を検討している。なお、解析時の境界条件は、試験区間の孔底を除く境界と、モデル外端での地下水面からモデル底面までの境界をそれぞれ一定水位境界とし、その他の境界は全て不透水境界としている。以上のように、ここで用いるモデルと 5.2.3 で述べたモデルは当然異なる。

図-5.8 は、数値解析 (浸透流解析) に用いた帯水層の透水係数 k_0 と、数値解析結果より得

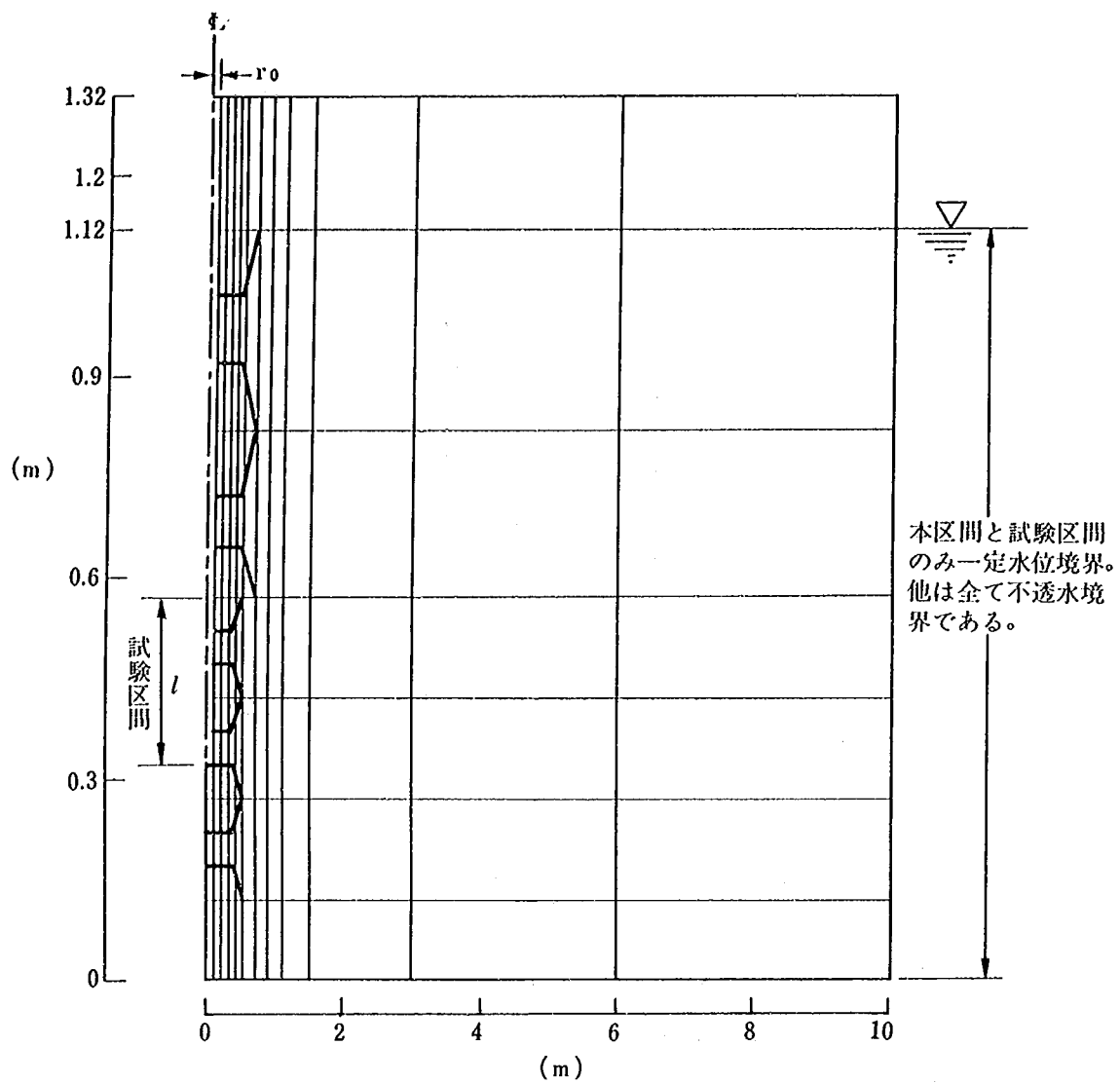


図-5.7 パッカー法の要素分割図¹⁶⁾

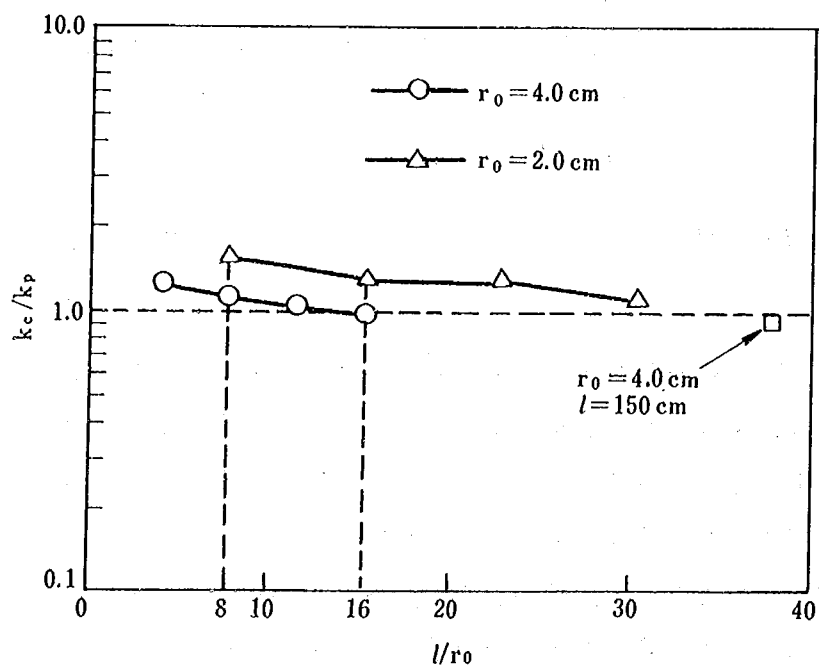


図-5.8 パッカー法での孔隙の形状と得られた透水係数との関係¹⁶⁾

られた注入量 Q を式 (5.7) に代入して求めた帯水層の透水係数 k_p の比を示したものである。この図より、同一の孔半径に対して、試験区間長が孔径の数倍から数十倍に変化させて解析しても、 $k_c/k_p \approx 1.0$ となることがわかる。よって、ルジオンテスト（パッカー法）の試験法としての精度が高いことはもちろんのこと、試験区間長の差がその試験の精度に与える影響はほとんどないことがわかる。従って、地層の状況に応じて試験区間長を変化させてルジオンテストを行っても、それが試験の精度に与える影響はほとんどないと考えられる。また、同一の試験区間長に対して、孔半径を変化させて解析した場合も、 $r_0 = 2.0 \text{ cm}$ で $\ell/r_0 = 16$ の k_c/k_p と、 $r_0 = 4.0 \text{ cm}$ で $\ell/r_0 = 8$ の k_c/k_p が 1.0 に近いうえ、その差が非常に小さいことから、ルジオンテスト（パッカー法）の試験法としての精度が高いことはもちろんのこと、孔径の差がその試験の精度に与える影響はほとんどないことがわかる。従って、試験孔が掘削する際の孔壁面の崩壊により多少拡幅しても、それが試験の精度に与える影響はほとんどないと考えられる。

ただし、上記の検討対象地盤は、Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤であり、亀裂を有する硬岩地盤はその対象とはなっていない。と言うのは、亀裂性地盤の透水性をルジオンテストにより測定する場合、試験区間内の亀裂の数、幅、方向等による影響が大きいため、試験区間長のみによる影響を評価できないためである。また、孔径の影響については、硬岩地盤を掘削する際の孔壁面の崩壊はほとんどないと考えられるため、一般にルジオンテストに用いられているボーリング孔径（66 mm）で試験を行う限り考慮する必要はないと考える。

5.4 地表面境界の影響

熊川¹⁷⁾は、ルジオンテストを実施した際の試験区間からの注入量に与える地表面境界の影響を、地表が開放面か閉塞面（遮蔽構造物の拡がり半無限*）と考えられるとき）かによって、地表に関して点湧源の負または正の鏡像を描いて注入量の理論解を求めることにより検討している。そこで、ここではその理論解を用いるなどして、地表面境界の影響を定量的に検討することにする。なお、熊川の理論解の誘導を筆者なりにわかりやすく示したものを、参考資料-1として巻末に添付しておいたので参照されたい。

5.4.1 開放地表の影響

開放地表下で、ある注入圧力を与えてルジオンテストを行った場合の注入量 Q は、次式で求められる（図-5.9参照）。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ell n \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S + \ell}{4S + 3\ell}} \right) ; \ell \gg r_0 \dots\dots\dots (5.10)$$

*）熊川は半無限（無限）域の定義として、孔軸からの拡がり半無限域に及び、孔外の任意の地点（ i ）の圧力水頭 h_i が実用的に零と見なせる（注入圧力水頭 h_0 との比 h_i/h_0 が約 5% 以下）域に達する範囲と規定している。

ここで、 k ：透水係数 (cm/s)

Q ：ボーリング孔への注水量
(cm^2/s)

ℓ ：試験区間の長さ (cm)

h_0 ：注入水頭 (cm)

r_0 ：試験孔の半径 (cm)

S ：試験区間上端から地表面までの距離 (cm)

なお、技術指針¹⁾では、試験区間長 $\ell = 5$ m、試験孔半径 $r_0 = 3.3$ cmを基本とされているため、この指針に基づいて実施されるルジオンテストにおいては、 $\ell \gg r_0$ の条件が明らかに成り立つ。

一方、地表の影響がない地点、すなわち $S \rightarrow \infty$ において同様にルジオンテストを実施したときの注水量を Q_0 とする。 Q_0 は式 (5.10) の S を ∞ とすることによって次式で表わせることになる。

$$Q_0 = 2\pi k \ell h_0 / \ln\left(\frac{\ell}{r_0}\right); \ell \gg r_0 \quad \dots (5.11)$$

明らかに、式 (5.11) は無限の拡がりをもつ地点での試験の注水量の解式 (5.8) と等しくなる。

開放地表のルジオンテストの精度に与える影響をみるために、図-5.10のように1ステージ当りの試験区間長 $\ell = 5$ m、孔半径 $r_0 = 3.3$ cmを基本としてステージ割りを行い、ルジオンテストを実施した場合の試験区間からの注水量 Q が、ステージが深くなるに伴いどのように変化するかを Q と Q_0 の比 Q/Q_0 をとることにより検討した。その結果を図-5.11に示す。この図より、浅い部分ほど注水量が多くなることがわかる。しかし、最も注水量が多くなる第1ステージでも、無限深部における試験の注水量 Q_0 の1割も多くなっていない。よって、開放地表下でルジオンテストを実施する場合、試験地点の地表からの深度は、極端な誤差の要因にはならないと言える。

ただし、地表面近くの浅い部分でルジオンテストを行う場合、地盤が亀裂性のものであるときは、その亀裂の一部が試験区間と地表面を連絡している可能性がある。もしそうなれば、

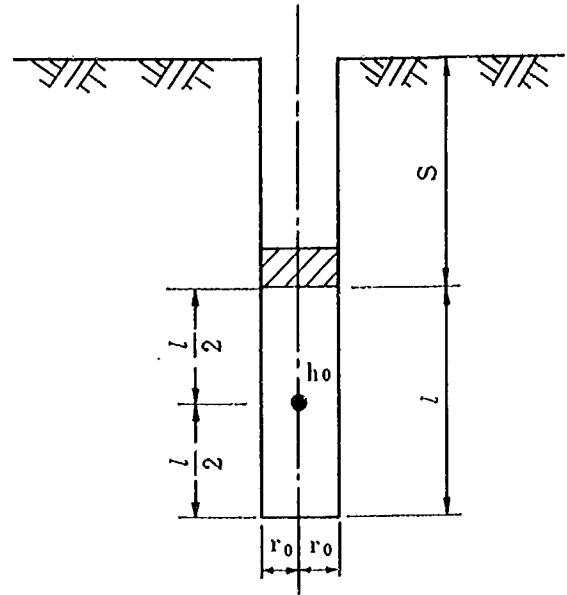


図-5.9 開放地表モデル

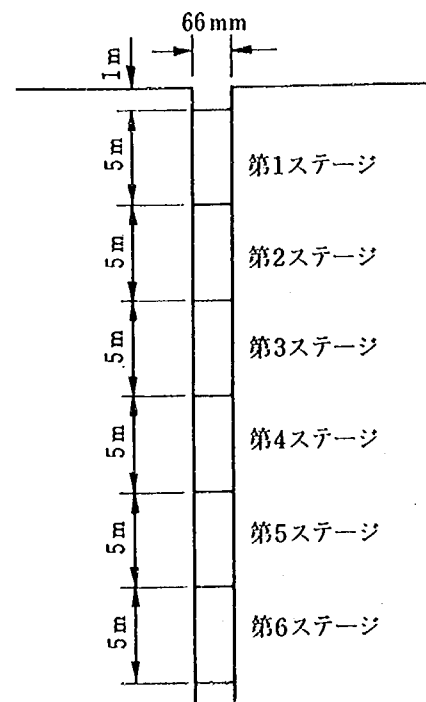


図-5.10 モデルのステージ割り

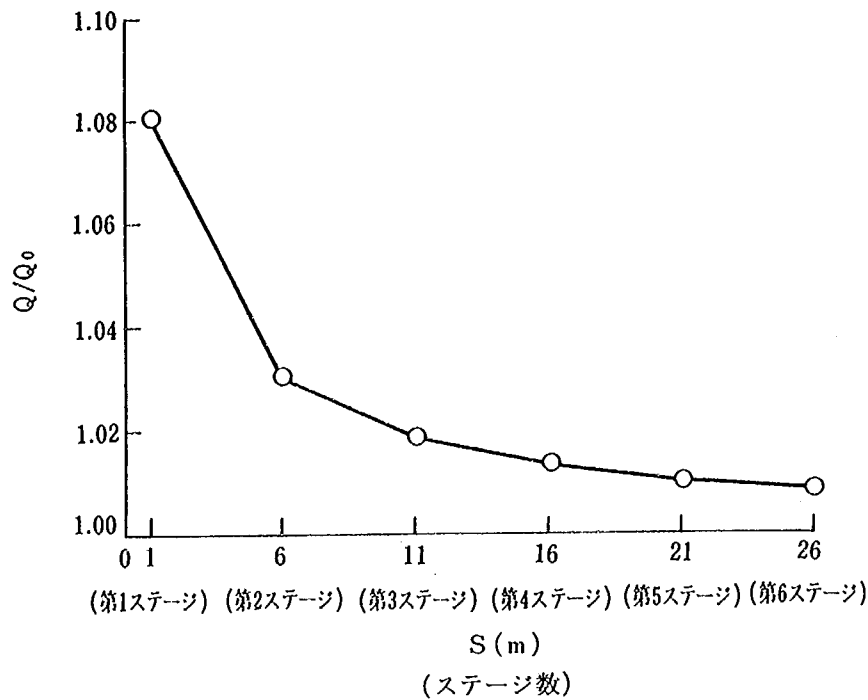


図- 5. 11 注入量に与える開放地表の影響

非常に大きな透水性を示してしまうので十分注意を要する。また、Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤に対しても、注入圧力がある値以上になると、6.3.2(3)で後に述べるように、注入による地下水面の上昇が大きくなり、地表面からの浸出の可能性が生じる。この場合も、地盤の透水性は本来のものよりも大きくなってしまっているので、注入圧力は十分注意して制御する必要がある。

5.4.2 閉塞地表の影響

地表部に不透水と見なせるダム堤体が既に打設（コンクリートダムの場合）されていたり、あるいは監査廊が打設（フィルダムの場合）されているような閉塞地表下でルジオンテストを行った場合の注入量 Q は次式で表わせる（図- 5.12 参照）。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ell n \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S + 3\ell}{4S + \ell}} \right)$$

$$; \ell \gg r_0 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

また、 $S \rightarrow \infty$ の場合の注入量 Q_0 は、開放地表の場合の式 (5.11) と全く同様に、式 (5.8) に一致する。

閉塞地表についても開放地表の場合と同様にし

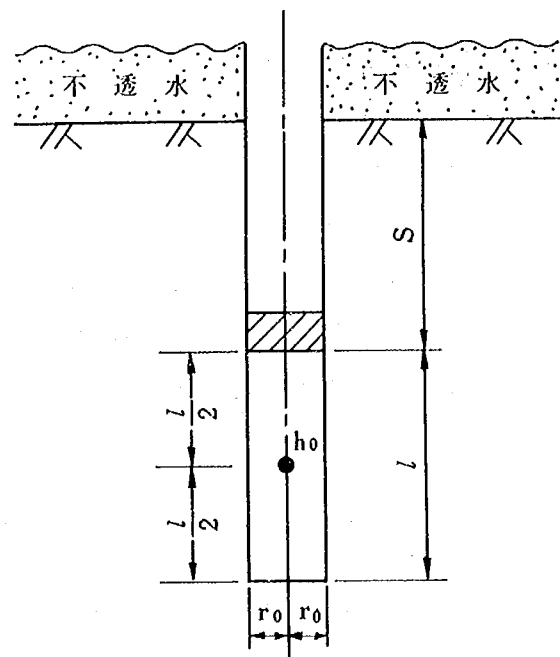


図- 5.12 閉塞地表モデル

て、同一注入圧力でのルジオンテストの注入量の深さ方向の変化を求めてみた。ステージ割りおよび孔径は図-5.10に従う。図-5.13にその結果を示す。この図より、閉塞地表の場合は、開放地表の場合とは逆に深い部分ほど注入量が多くなる（ただし、 $Q/Q_0 < 1$ ）。しかし、最も注入量が少なくなる第1ステージでも、無限深部における試験の注入量 Q_0 の1割も少なくなっていない。よって、閉塞地表下でルジオンテストを実施する際にも、試験地点の地表からの深度は、極端な誤差の要因にはならないと言える。

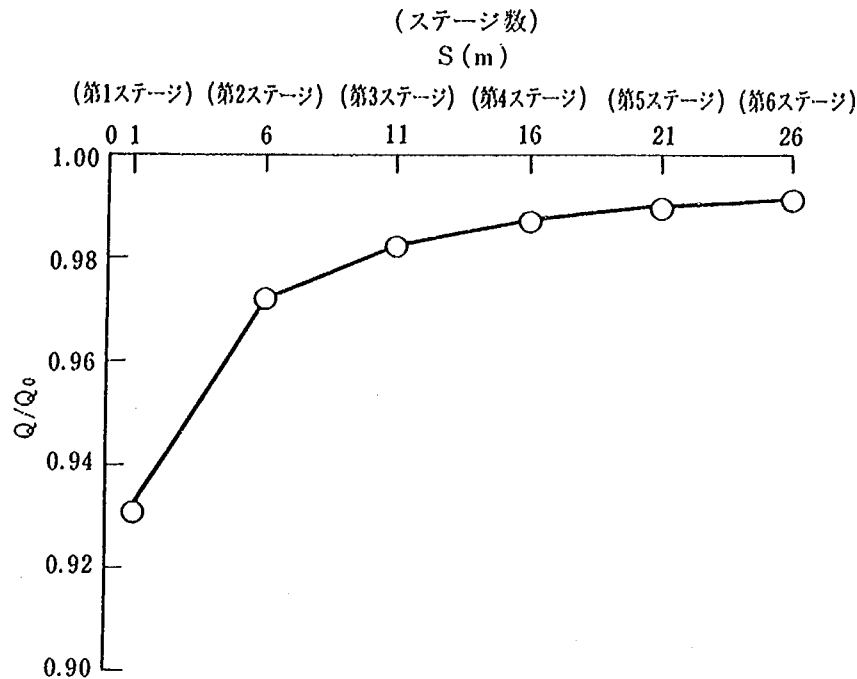


図-5.13 注入量に与える閉塞地表の影響

5.5 側面境界の影響

ルジオンテストを既設横坑近くや斜面部の比較的浅い部分で実施する際には、孔軸に平行な開放側面境界を持つ可能性がある。また、既設連続地中壁の近くで試験を実施する際には、孔軸に平行な閉塞側面を持つ可能性がある。これらの側面境界の影響を、地表面境界の影響を検討した場合と同様に、注入量 Q の理論解を求めることにより定量的に検討する。注入量 Q の理論解の誘導過程については、参考資料-1を参照されたい。

開放および閉塞側面境界下でのルジオンテストにおける注入量 Q の理論解は、次式で表わせる（図-5.14参照）。

$$Q = 2 \pi k \ell h_0 / \left\{ \ell n \frac{\ell}{r_0} \mp \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0 + R)} \right\} ; \ell \gg r_0 \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ただし、側面開放-、側面閉塞+、 $R/2$ が試験孔軸から側面境界までの距離である。

側面境界がルジオンテストの精度に与える影響を検討するために、地表面境界の影響を検討した場合と同様に、無限遠境界での注入量 Q_0 と、開放および閉塞側面境界が存在する場合の

注入量 Q との比 Q/Q_0 の値を計算してみた。
 孔半径 $r_0 = 0.038 \text{ m}$ ，試験区間長 $\ell = 5 \text{ m}$ とした場合の計算結果が図-5.15 である。この図より，側面境界の影響は，孔軸からの距離が 5 m 以上あれば， Q と Q_0 の間には 1 割以下の差しかなくなるため，実用上消滅するものと考えてよい。ただし，以上の側面境界の影響の検討対象地盤は，Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤であり，亀裂性岩盤については考慮していない。亀裂性岩盤に対し試験を行う場合は，試験区間と側面境界の間の亀裂の連絡の有無について十分注意しなければならない。また，技術指針¹⁾では，軟岩およ

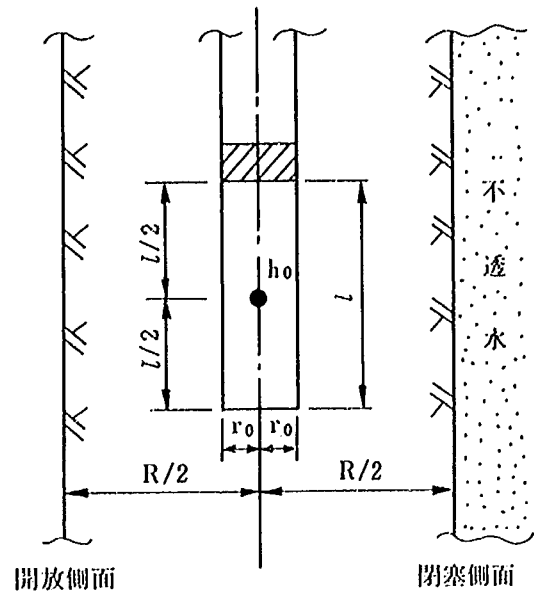


図-5.14 開放および閉塞側面モデル

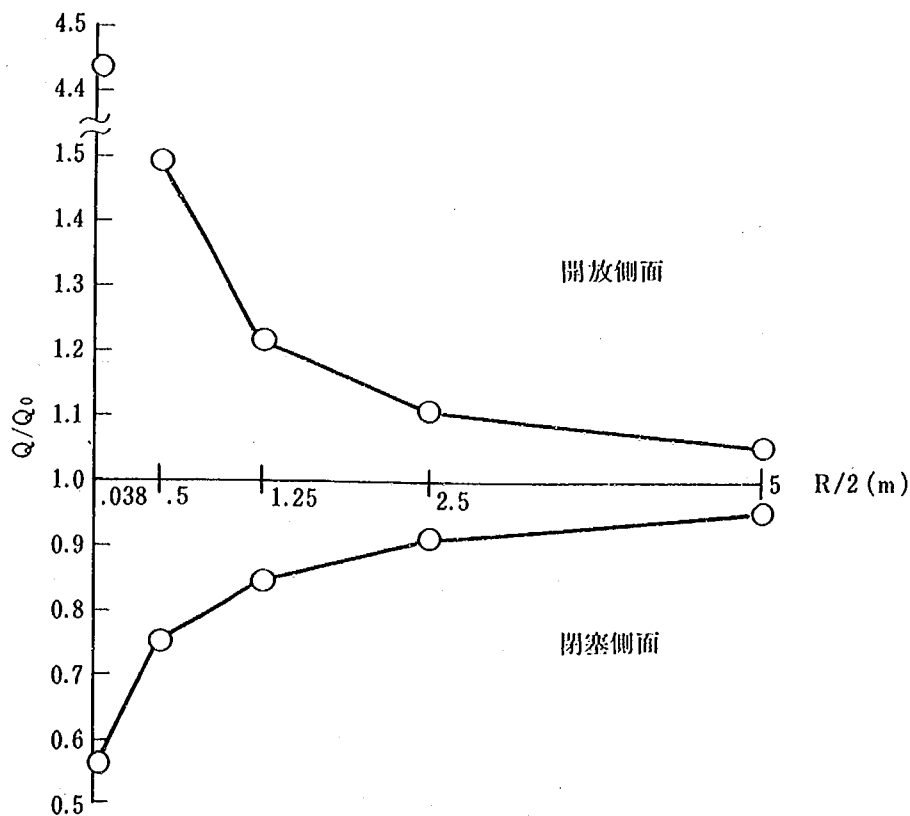


図-5.15 注入量に与える側面の影響

び砂礫地盤に限らず，一般の岩盤に対する試験孔位置の選定上の注意として，「試験孔の位置は，比較的地質状況のよい場合でも既存の横坑やボーリング孔等から 20 m 以上離すのが望ましい」ことをあげている。確かに，割れ目等に顕著な方向性を持つ亀裂性岩盤等を除いた地質状況の良い地盤に対してこれだけの距離をあけてルジオンテストを実施すれば，側面境界とな

る横坑やボーリング孔（開放境界）および連続地中壁（閉塞境界）の影響はほとんどないと考えられる。

5.6 透水性の異なる地層の影響

十分深く、側面境界の影響がない位置でルジオンテストを行う時に、試験区間の下または上下に不透水層が存在する場合の影響、および試験区間の下に（当該層に比較して）高または難透水層が存在する場合の影響を理論解析（理論解は参考資料－1参照）と有限要素法を用いた浸透流解析により検討する。さらに、試験区間内部に（試験区間周辺の大部分を占める層に比較して）高または難透水層をはさむ場合の影響も、有限要素法を用いた浸透流解析により検討する。

5.6.1 不透水層の影響

(1) 試験区間より下の不透水層の影響

① 理論解析

十分深く、側面境界の影響がない位置においてルジオンテストを実施する際、その試験区間より下に不透水層が存在する場合の注入量 Q の理論解は次式で表わせる（図－5.16 参照）。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4T + 3\ell}{4T + \ell}} \right);$$

$$\ell \gg r_0 \dots\dots\dots (5.14)$$

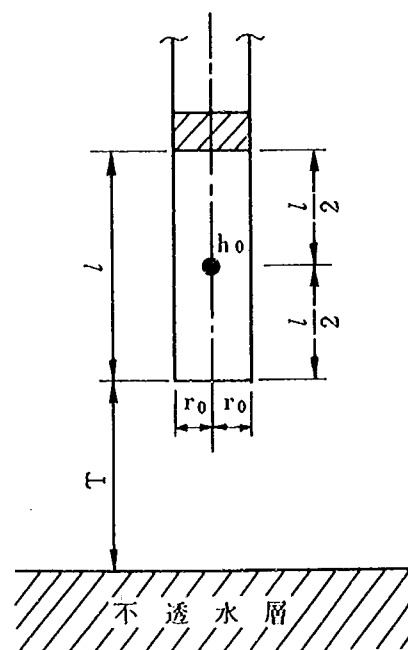
ここに、 T は試験区間下端から下部不透水層までの距離である。

これまでと同様に、式（5.11）で表わされる無限遠境界における注入量 Q_0 （式（5.14）において、 $T \rightarrow \infty$ として求めることができる。）と式（5.14）の注入量 Q との比 Q/Q_0 を計算した結果を図－5.17 に示す。ただし、孔半径 $r_0 = 0.033 \text{ m}$ 、試験区間長 $\ell = 5 \text{ m}$ （ $\ell \gg r_0$ ）とする。この図より、 $T = 0 \text{ m}$ 、すなわち不透水層が孔底まで来ている場合でも、試験区間からの注入量 Q は、不透水層が存在しない無限域内での注入量 Q_0 の 1 割減でしかない。さらに、 $T = 2 \sim 3 \text{ m}$ になると、 Q/Q_0 は約 0.95 となり、ほとんど不透水層の影響はなくなると言える。

② 数値解析

試験区間の下に存在する不透水層が、ルジオンテストの精度に与える影響を、飽和－不飽和浸透流解析を用いて検討した。

数値解析に用いたモデルの概要は、5.2.3 で述べたとおりであるが、さらにそのモデルを有限要素解析用に図－5.18 のごとく要素分割を行った。試験区間の下の不透水境界



図－5.16 下部不透水層モデル

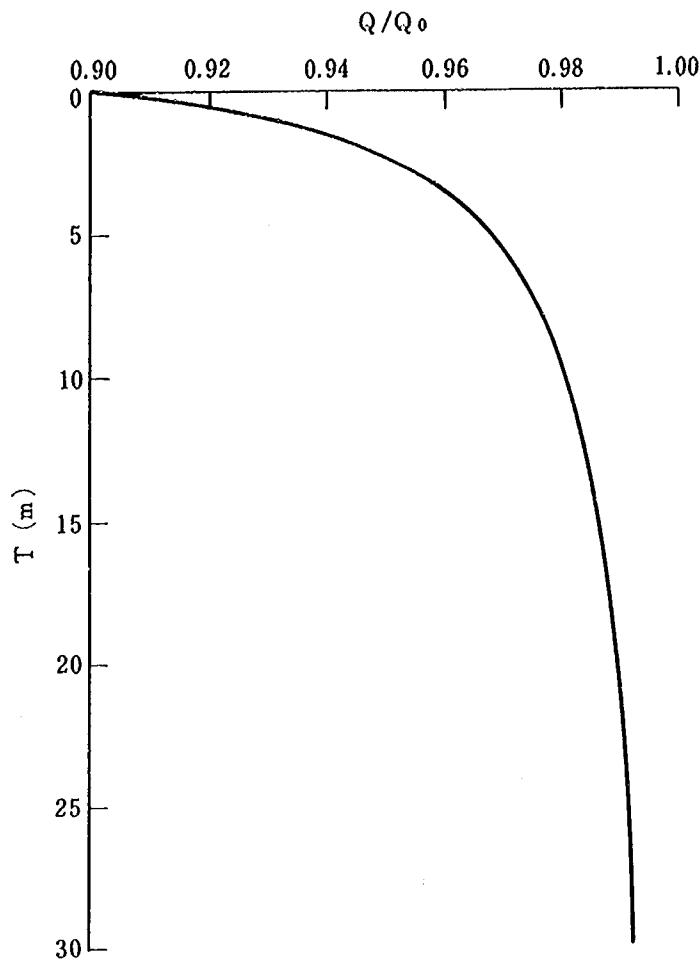


図- 5. 17 理論解析における下部不透水境界の影響

の与え方は以下のとおりである。モデル底辺境界を不透水境界にすると，下部不透水層の影響を種々の T について検討しようとするケース毎にモデルを作り直さねばならず面倒である。そこでここでは，モデルは図- 5. 18 に示した 1 種類のみとし，試験区間より下の不透水層に相当する層に物性値として $k_1 = 1.0 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$ の透水係数を与えることによりモデル化した（図- 5. 19 参照）。なお，一般に実際上不透水性であると考えられる地盤の透水係数は， $1.0 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 以下である（表- 5. 2 参照）うえ，その他の部分の透水係数 k_0 が $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm}$ と $k_0/k_1 = 10^6$ であることから，ここで不透水層に相当するように与えた透水係数 $k_1 = 1.0 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$ は十分妥当な値である。また，その他の境界条件としては，試験区間と軸対称モデルの遠方側面の各々を水圧固定境界とし，モデル上端面を浸出面境界とした。さらに，残りの境界部分は，全て不透水境界とした。

上記のモデルに対して，試験孔底面から不透水層までの距離 T を幾つか変えて，同一の有効注入圧力のもとで計算を行い注入量 Q を求めた。さらに理論解析の際に行った方法と同様に，無限領域内での注入量 Q_0 を，同一の有効注入圧力のもとで求め， T と $Q/$

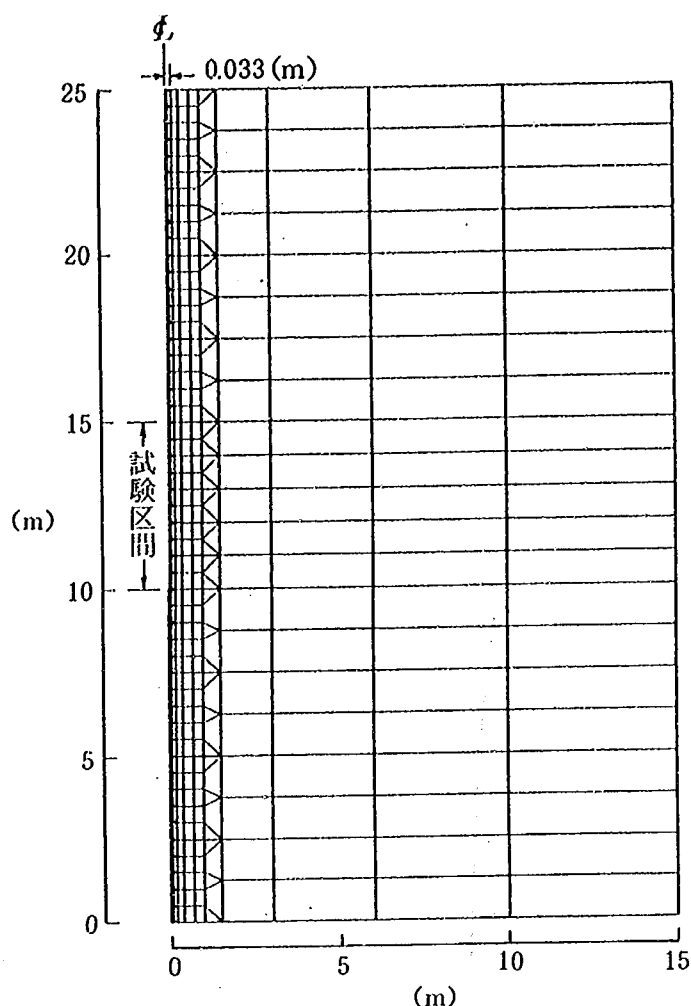


図-5.18 要素分割

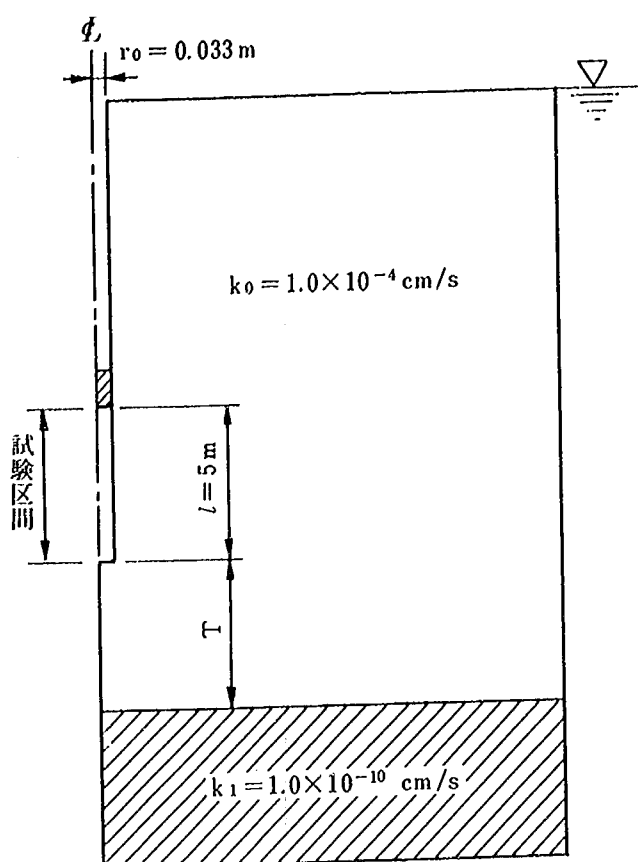


図-5.19 下部不透水層モデル

Q_0 の関係を調べた。その結果が図-5.20である。ただし、ここで言う数値計算上の無限領域とは、軸半径 15 m、高さ 25 m のモデルのことで、このモデル境界を無限遠境界と見なすことの詳細については、5.2.3 で既に述べた。また、図-5.20 には理論解析の結果と数値解析の結果が比較できるように、理論解析において $T = 10$ m の時の注入量を新たに無限領域内での注入量 Q_0 と見なした Q/Q_0 の比の値も記した。この図より、数値解析では $T = 0$ m、すなわち不透水層が孔底と一致する場

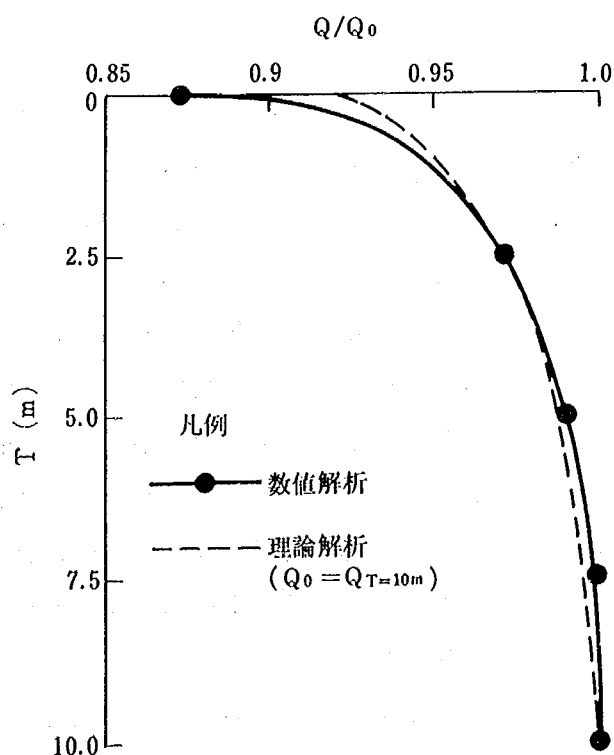


図-5.20 下部不透水層の影響

合は、試験区間からの注入量 Q が無限領域内における注入量 Q_0 の 1 割強減少することがわかる。しかし、数値解析においても $T = 2 \text{ m}$ 以上になると Q/Q_0 は約 0.95 以上となるため、不透水層の影響はほとんどないと考えられる。また、比較のために示した理論解析の結果についてもほぼ同様のことが言える。

(2) 試験区間の上下の不透水層の影響

① 理論解析

側面境界の影響がない位置においてルジオンテストを実施する際、その試験区間の上下に不透水層が存在する場合の注入量 Q の理論解は次式で表わされる（図-5.21 参照）。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S+3\ell}{4S+\ell} \cdot \frac{4T+3\ell}{4T+\ell} \cdot \frac{4S+5\ell+4T}{4S+3\ell+4T}} \right) ; \ell \gg r_0 \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

これまでと同様に、式 (5.11) から求まる無限領域内での試験における注入量 Q_0 と式 (5.15) から求まる注入量 Q との比 Q/Q_0 を計算した結果が図-5.22 である。ただし、ここでは簡単のために $S = T$ と仮定した。また、計算にあたっては、孔半径 $r_0 = 0.033 \text{ m}$ 、試験区間長 $\ell = 5 \text{ m}$ とした ($\ell \gg r_0$)。この図より、 $S = T = 0 \text{ m}$ 、すなわち不透水層が試験孔の上下端に一致している場合の注入量 Q は、無限領域内で不透水層が存在しない場合の注入量 Q_0 よりも 2～2.5 割程度低減していることがわかる。そして、これが試験区間の上下に存在する不透水層による最大の影響であると言える。しかし、 $S = T = 10 \text{ m}$ 以上になると、 $Q/Q_0 = 0.95$ 以上になる。よって、このような領域であれば、試験区間の上下に存在する不透水層の影響はほとんどないと考えられる。

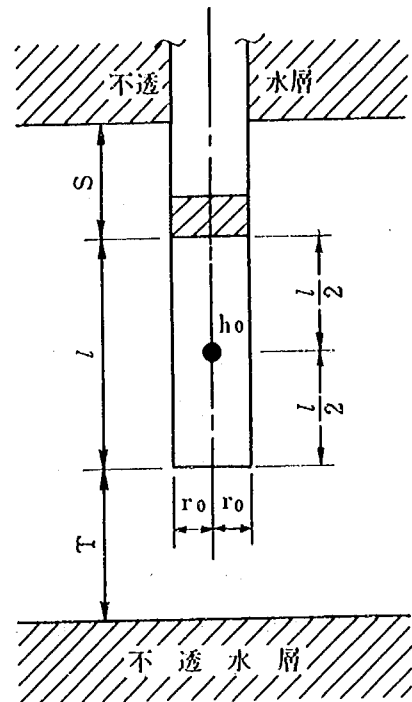


図-5.21 上下不透水層モデル

② 数値解析

試験区間の上下に存在する不透水層が、ルジオンテストの精度に与える影響を、飽和-不飽和浸透流解析を用いて検討した。

数値解析に用いたモデルの要素分割は、図-5.18 と同じである。試験区間の上下の不透水境界の与え方は、前述の試験区間の下に不透水層が存在する場合と全く同様である。つまり、上下の不透水層に相当する部分の要素の透水係数を、 $k_1 = 1.0 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$ とすることにより不透水境界を与えたのである（図-5.23 参照）。また、他の境界

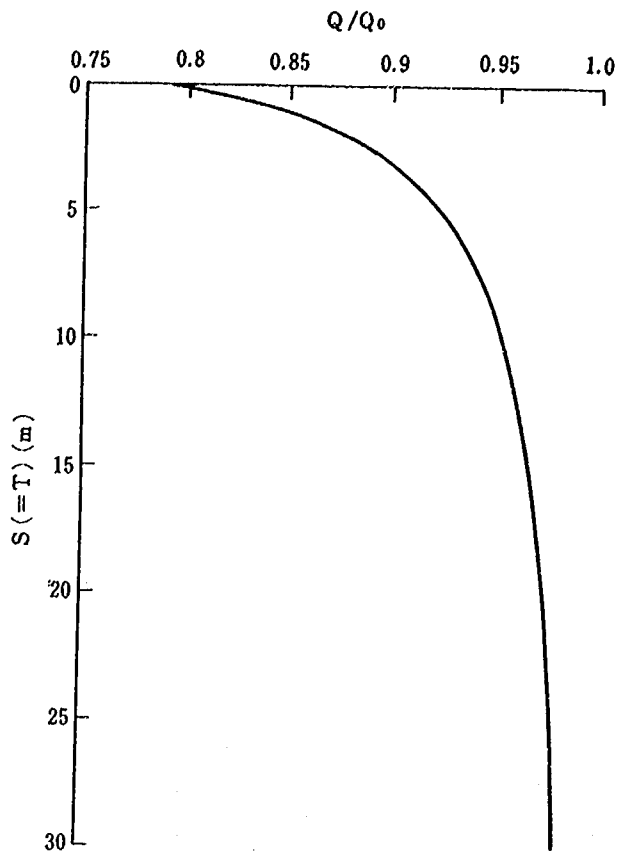


図-5.22 理論解析における上下不透水境界の影響

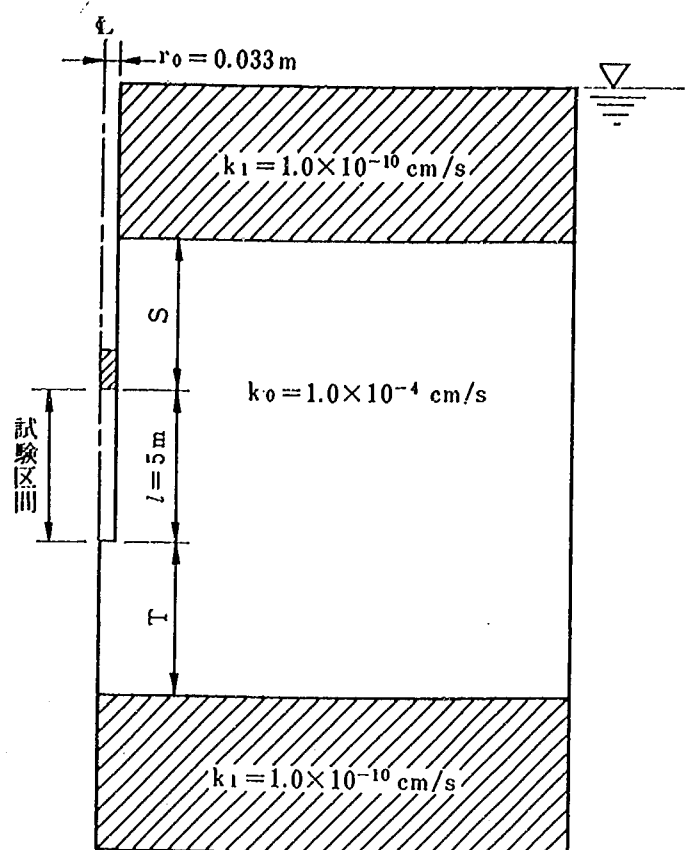


図-5.23 上下不透水層モデル

条件は、試験区間と軸対象モデルの遠方側面を水圧固定境界とし、それ以外の境界は全て不透水境界とした。

上記のモデルに対し、試験孔上下端から不透水層までの距離 S および T を幾つか変えて、同一の有効注入圧力のもとで計算を行い、その際の注入量 Q を求めた。ただし、ここでは理論解析の結果との比較も行うために、 $S = T$ であると仮定し、孔半径 $r_0 = 0.033$ m、試験区間長 $l = 5$ m とした。さらに試験区間の下に不透水層が存在する場合の数値解析と同様に、軸半径 15 m、高さ 25 m のモデルを、無限遠境界を持つモデルと見なして、そのモデルに同一の有効注入圧力をかけた時の注入量 Q_0 を求めた。以上の結果をもとに $S (=T)$ と Q/Q_0 の関係を示したものが図-5.24 である。また、図-5.24 には理論解析の結果と数値解析の結果が比較できるように、理論解析において $S = T = 10$ m の時の注入量を新たに無限領域に対する注入量 Q_0 と見なした Q/Q_0 の比の値も記した。この図より、 $S = T = 0$ m、すなわち不透水層が試験孔の上下端に一致している場合の注入量 Q は、無限領域内で不透水層が存在しない場合の注入量 Q_0 よりも 3 割程度低減することがわかる。しかし、 $S = T = 5$ m 以上になると、 $Q/Q_0 = 0.95$ 以上になるため、このような領域では不透水層の影響はほとんどないと言える。また、比較のために示した理論解析の結果についてもほぼ同様のことが言える。

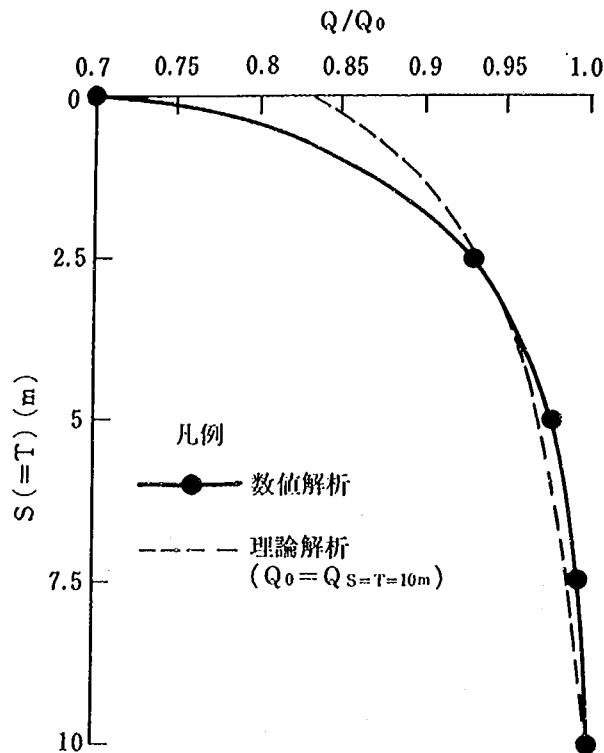


図- 5. 24 上下不透水層の影響

5. 6. 2 高（難）透水層の影響

(1) 試験区間の下の高（難）透水層の影響

① 理論解析

地表面および側面境界の影響のない位置においてルジオンテストを実施する際、その試験区間の下に高（難）透水層が存在する場合の注入量 Q の理論解は次式で表わされる（図- 5. 25 参照）。

$$Q = 4\pi k_1 \ell h_0 / \left(2\ell n \frac{\ell}{r_0} + \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} \ell n \frac{4T + 3\ell}{4T + \ell} \right)$$

$$; \ell \gg r_0 \dots\dots\dots (5. 16)$$

ただし、

$k_1 < k_2$ のとき 試験区間の下に高透水層がある。

$k_1 > k_2$ のとき 試験区間の下に難透水層がある。

$k_1 = k_2$ のとき 均一地盤である。

これまでと同様に式 (5. 16) において k_2/k_1 の比を

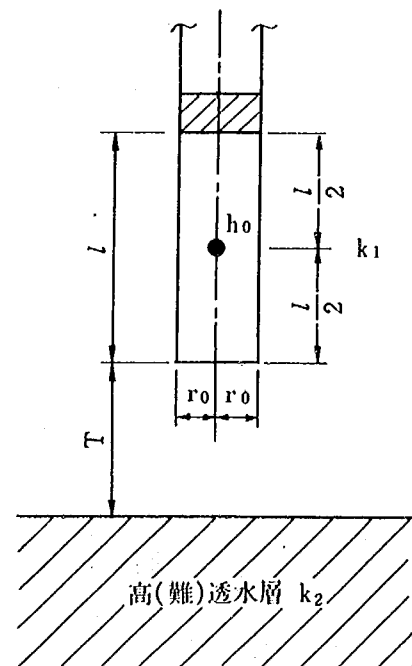


図- 5. 25 下部高（難）透水層モデル

幾つか変えながら求まる注入量 Q と式 (5.11) で表わせる無限領域での注入量 Q_0 との比 Q/Q_0 を求めた。その結果が図-5.26 である。透水係数の比 k_2/k_1 の値が、最大 2 オーダ異なり、かつ $T = 0$ m, すなわち高(難)透水層が孔底に一致するときの注入量 Q は、無限領域内での注入量 Q_0 よりも約 1 割の増(減)でしかない。また、 Q/Q_0 の比の増(減)が約 5% となるのに必要な T の値は約 2~3 m となるため、孔底から高(難)透水層との境界までの距離がこの値以上であれば、試験区間の下の高(難)透水層の影響はほとんどないと言える。

なお、実際の地層を考えた場合、5.6.1 の不透水層と本項の難透水層とは、実用上ほぼ同じものだと言えるが、注入量 Q の理論解を求める過程等が異なることもあり、ここでは全く別物として取り扱った。

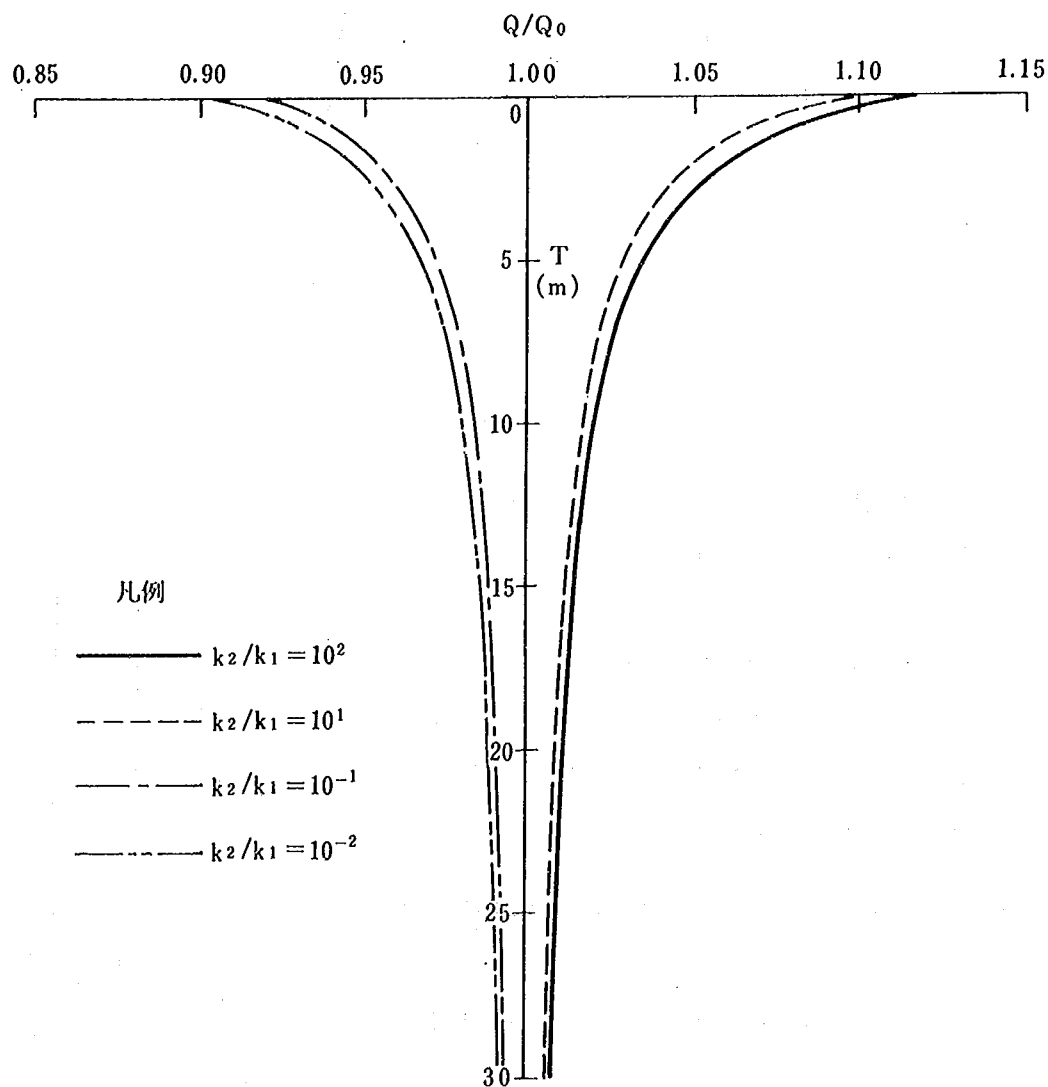
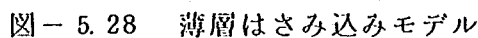
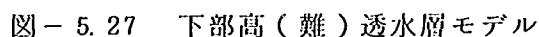


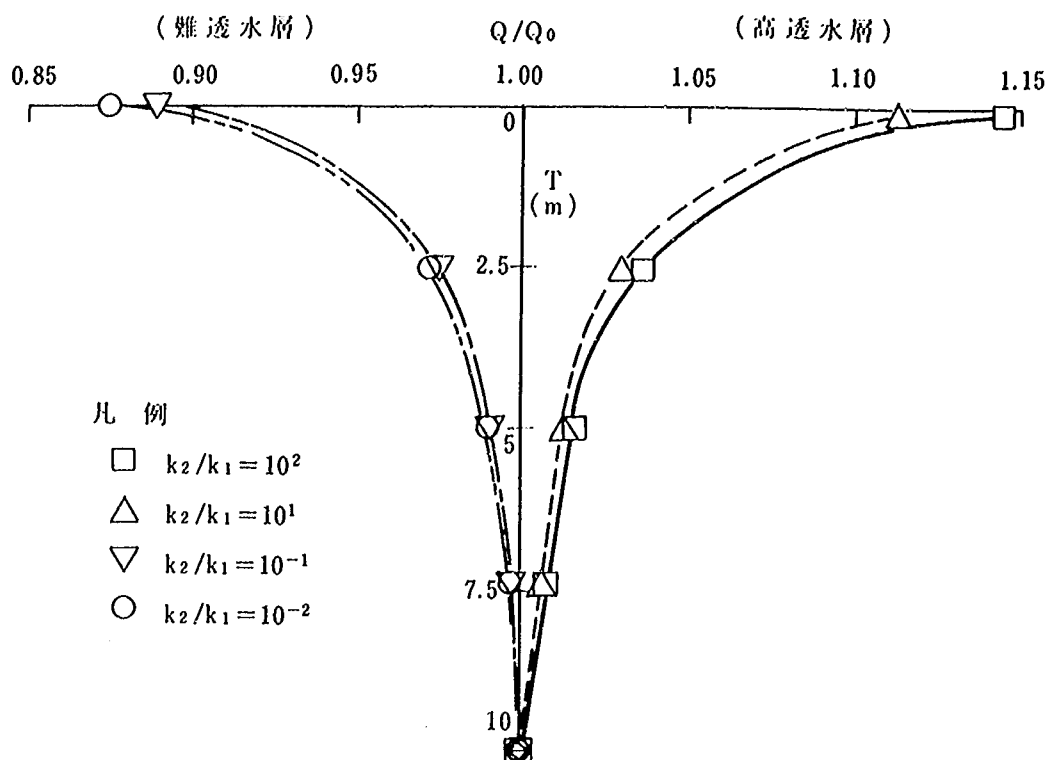
図-5.26 理論解析における下部高(難)透水層の影響

② 数値解析

試験区間の下に存在する高および難透水層が、ルジオンテストの精度に与える影響を、飽和-不飽和浸透流解析を用いて検討した。

上記のモデルに対し、試験孔下端から高（難）透水層までの距離 T を幾つか変えて、同一の有効注入圧力のもとで計算を行い注入量 Q を求めた。また、これまでの数値解析と同様に、軸半径 15 m、高さ 25 m のモデルを無限遠領域モデルと見なして、同一の有効注入圧力をかけたときの注入量を Q_0 とした。これらの比 Q/Q_0 と T の関係を示したものが図 5.29 である。この結果より、 $T \neq 0$ m、すなわち高（難）透水層が試験孔底に一致する場合の注入量 Q は、





図－ 5.29 下部高（難）透水層の影響

これら異なる地層の影響のない場合の注入量 Q_0 に対し、各々約 15 % の増（減）となる。しかし、 $T = 2$ m 以上になると Q/Q_0 の値は約 5 % 以下の増（減）となるため、この場合には試験区間の下の高（難）透水層の影響はほとんどなくなると言える。

(2) 試験区間内部の高（難）透水層の影響

試験区間内に地盤の大部分を占める地層とは透水性の異なる地層（1 層）を水平にかんでいる場合、この地層がルジオンテストの精度にどのような影響を与えるのかを有限要素法を用いた浸透流解析（飽和－不飽和浸透流解析）により検討した。

数値解析に用いたモデルの概要および要素分割は図－ 5.18 と同じであるが、地層区分等のモデルの詳細は図－ 5.30 に示した。試験区間内の 5 m 厚の地層を、厚さ 1 m の水平層で 5 つに分けた。それらの最上・中央・最下層のうちの 1 層の透水性のみを他の部分のそれとは変化させることにより試験区間内に存在する高（難）透水層の影響を考慮できるようにした。ここでは、地盤の大部分を占める地層の透水係数を $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s としているため、高透水層に相当する地層の透水係数は $k_1 = 1.0 \times 10^{-2}$ cm/s、難透水層に相当する地層の透水係数は $k_2 = 1.0 \times 10^{-6}$ cm/s とした。境界条件は、試験区間内と、軸対称モデルの遠方側面の地下水位以下が水圧固定境界、地下水位以上の遠方側面境界とモデル上面が浸出面境界、そして残りの境界部分が不透水境界である。

上記のモデルに対し、試験区間内の最上・中央・最下層のうち 1 層（1 m 厚）のみに透水係数 k_1 あるいは k_2 をその他の部分には k_0 を各々与えて同一有効注入圧力下で計算し、注入

量を求めた。また、それ以外に、試験区間内の異なる層で構成される5層を、平均透水係数を持つ1つの地層に置きかえた場合の計算も行い、前述の層毎に透水係数を与えた場合の注入量と比較した。この平均透水係数の求め方として、ここでは以下の2種類の方法を用いた。

- ① 流れの方向が水平層に平行として平均透水係数を求めた場合*) (図-5.31 参照)

$$\bar{k} = \frac{\sum_{i=1}^N k_i \ell_i}{\sum_{i=1}^N \ell_i} = \frac{\sum_{i=1}^N k_i \ell_i}{\ell} \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

ここに、Nは水平層の総数である。

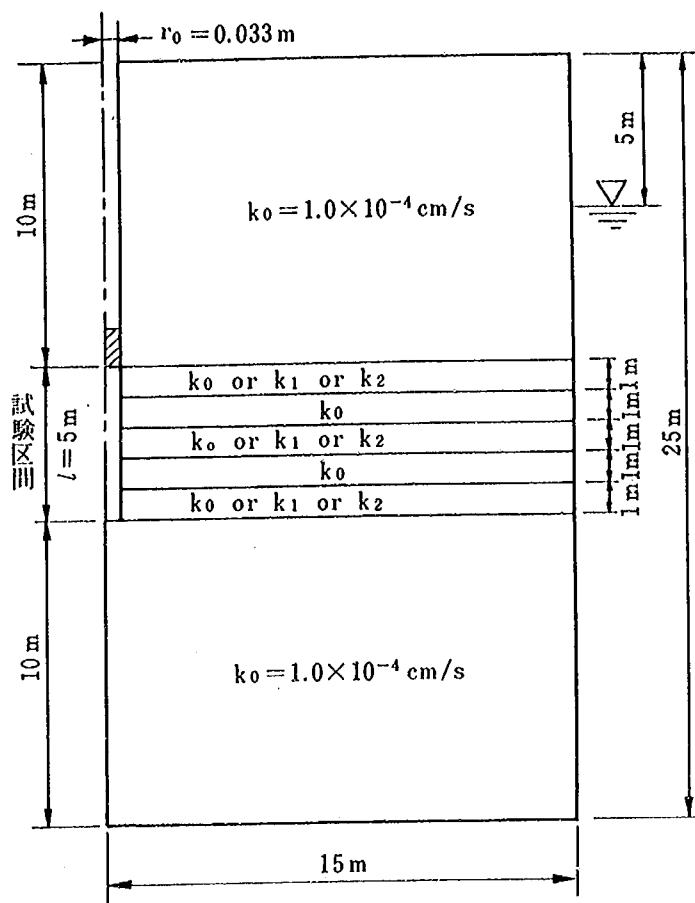


図-5.30 試験区間内部の高(難)透水層モデル

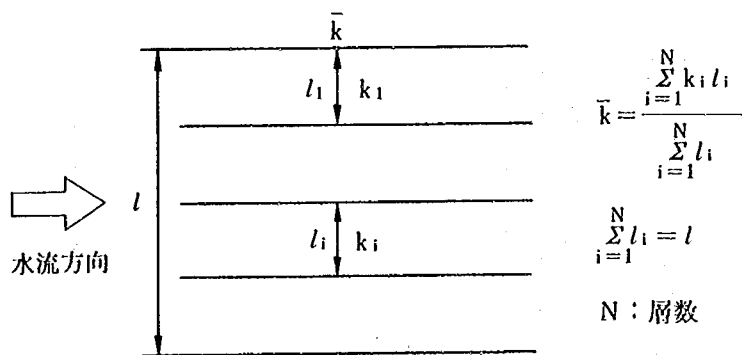


図-5.31 層に平行な流れのモデル

- ② 対数分布平均で求めた場合 (図-5.32 参照)

$$\log \bar{k} = \frac{\sum_{i=1}^N \ell_i \log_{10} k_i}{\sum_{i=1}^N \ell_i} = \frac{\sum_{i=1}^N \ell_i \log_{10} k_i}{\ell} \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

*) ルジオンテストの試験孔からの水の流れはほぼ水平である。

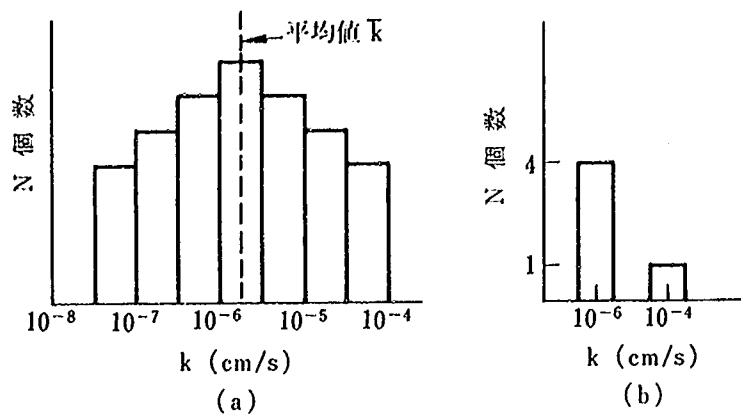


図- 5. 32 対数分布平均モデル

この式では、 $\bar{k}$ の値は最も頻度の高い測定値に支配されるため、測定個数 N がある程度多い場合には図- 5. 32 (a) のように部分的な異常値をかなり除去できる。ただし、今回の計算モデルでは N が少ないため、 $\bar{k}$ は図- 5. 32 (b) のようになってしまう。

式 (5. 17), (5. 18) より求めた平均透水係数を各々 $\bar{k} ①$, $\bar{k} ②$ とする。上記の 3 通りの方法に従って試験区間内部の地層に透水係数を与えたうえで計算を行い、各々の注入量 Q を求めた。さらに、比較のため、これまで同様、軸半径 15 m、高さ 25 m の軸対称モデルを無限遠境界モデルと見なして計算した注入量 Q_0 を求め Q/Q_0 を求めた。この結果が図- 5. 33 である。この図より、はさみ層である高あるいは難透水層の透水係数を正確に与

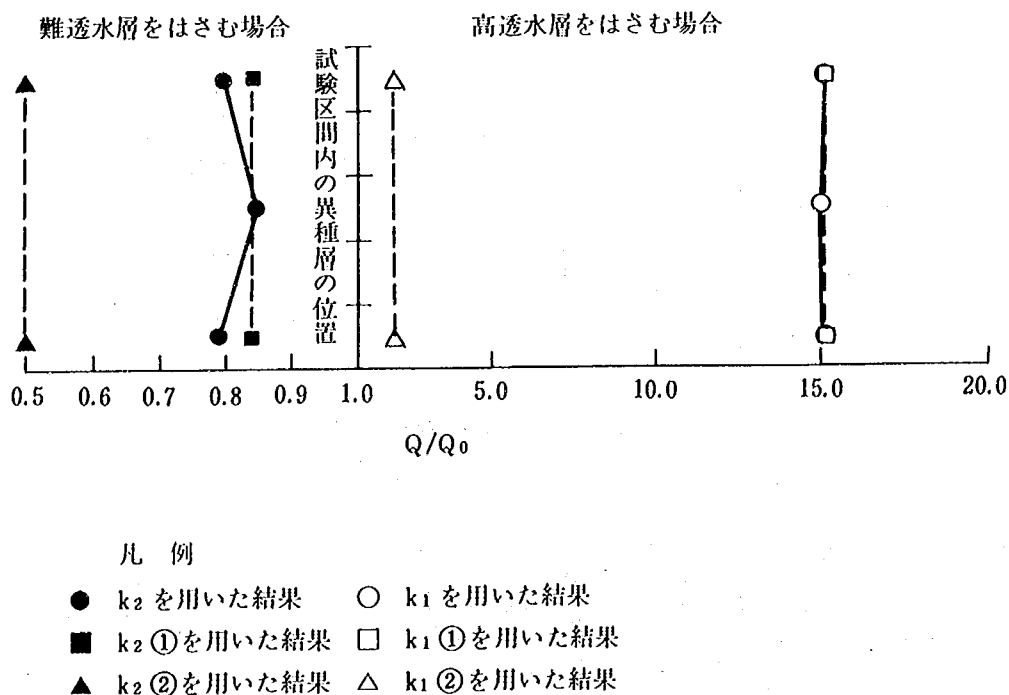


図- 5. 33 試験区間内の高 (難) 透水層の影響

えて浸透流解析を行って求めた注入量と、試験区間内の地層の透水係数に式(5.17)より求めた平均透水係数を与えて解析を行って求めた注入量がほぼ一致していることがわかる。これは、ルジオンテストが本来その透水性測定対象地盤の水平方向に卓越した流れを生じさせ、そのときの注入量より地盤の透水性を求める試験であるため、計算でも当然流れの方向が水平方向の層に一致する図-5.31の状態に近くなるためである。ただし、図-5.33を見てもわかるように、試験区間内に存在する難透水層をはさんだ場合の注入量に与える影響はさほど小さくなく、特に薄い難透水層をはさむような場合についてはその影響はほとんど無視して良いと考えられる。試験区間内に高透水層をはさんだ場合の試験区間全体からの注入量は、そのはさみ層の影響を大きく受けて非常に多くなる。従って、ボーリングコア等から試験区間内に(相対的な)高透水層が存在することがわかった場合には、試験区間がある程度までは狭くなってもかまわないという方針で、できる限り高透水層のみの透水性を把握するようにルジオンテストを行うことが望ましい。

5.7 隣孔での同時注入の影響

地表面境界の影響を受けない地下深部において隣り合う同半径・同試験区間長および同深度の2孔に同一有効注入圧力で同時注入するときの注入量 Q の理論解は次式で表わされる(図-5.34参照)。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \left\{ \ln \frac{\ell}{r_0} + \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0 + R)} \right\}$$

$;\ell \gg r_0 \dots\dots\dots (5.19)$

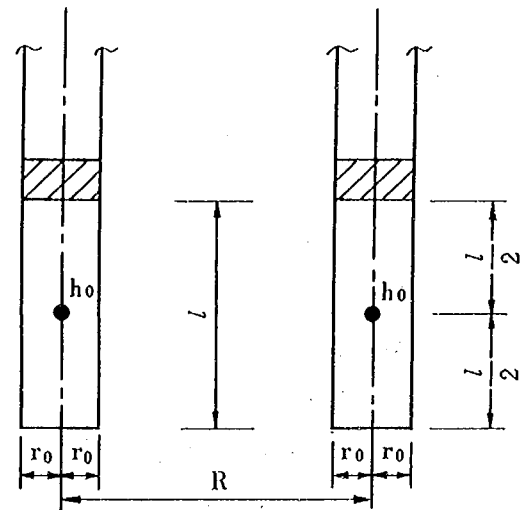


図-5.34 隣孔での同時注入モデル

ここに、 R は2孔軸間の距離を示す。

式(5.19)は式(5.13)の側面閉塞の場合と同じである。

つまり、隣り合う同形の2孔に同一条件のもとで同時注入するモデルは、2孔間の中央に不透水の壁が存在するモデルと全く同じとすることである。従って、孔半径 $r_0 = 0.038$ m、試験孔長 $\ell = 5$ mとした場合に、 R 離れた隣孔で同時注入を行った時の注入量 Q と、隣孔の影響を受けない無限遠境界での注入量 Q_0 の比は、図-5.15の下側のグラフで表わされる。図-5.15より、2孔間の距離が少なくとも10 m以上あれば、隣りあう2孔間の影響はほとんどないと考えられる。さらに、ルジオンテスト技術指針¹⁾には、「試験孔は既存の横坑やボーリング孔等の影響を受けない位置に選定し、比較的地質状況のよい場合でも20 m以上離すのが望ましい」と記されている。以上のことから、実際に試験を行うときには、技術指針に従い試験孔の位置を選定している限り、隣孔の存在による影響は全くないと考えてよい。ただし、以上の隣孔での同時注入の影響の検討対象地盤は、Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤で

あり、亀裂性岩盤については考慮していない。と言うのは、亀裂性岩盤では同時注入を行う2孔間の亀裂の連絡の有無により明らかに結果が異なるため、一概にその影響を検討することはできないためである。

5.8 地盤の膨張および圧縮の影響

5.8.1 概 説

ここで言う地盤の膨張とは、ルジオンテストの試験孔掘削により地盤の初期応力が解放され、孔壁面近傍が緩みはらみ出してくる現象のことである。また、地盤の圧縮とは、試験孔への注入圧力により孔壁面近傍の地盤が圧縮される現象のことである。地盤が膨張するとその間隙比が増大するため透水性は大きくなり、逆に地盤が圧縮されるとその間隙比は減少するため透水性が小さくなるはずである。そこでここでは、それがルジオンテストの精度に与える影響を理論および数値解析を用いて検討した。なお、膨張・圧縮の影響を検討するための対象地盤は、軟岩および砂礫地盤とした。硬岩地盤について検討しないのは、ここでは岩の種類の規定を変形係数のみにより行っているためである（5.8.3に詳述）。つまり、硬岩地盤は軟岩地盤に比べて変形係数が大きいいため、もし軟岩地盤に対し上記の膨張・圧縮の影響がほとんどないと言えれば、当然硬岩地盤に対してもこれらの影響はほとんどないと言えるからである。

5.8.2 解析方法

まず、地盤を弾性体と仮定すると、地表面からの深さが z の水平面上に存在する半径 r_0 の円孔内に、一様な圧力 P が作用する場合の孔壁面の変位量 U_{r_0} は次式で表わすことができる（図-5.35参照）。

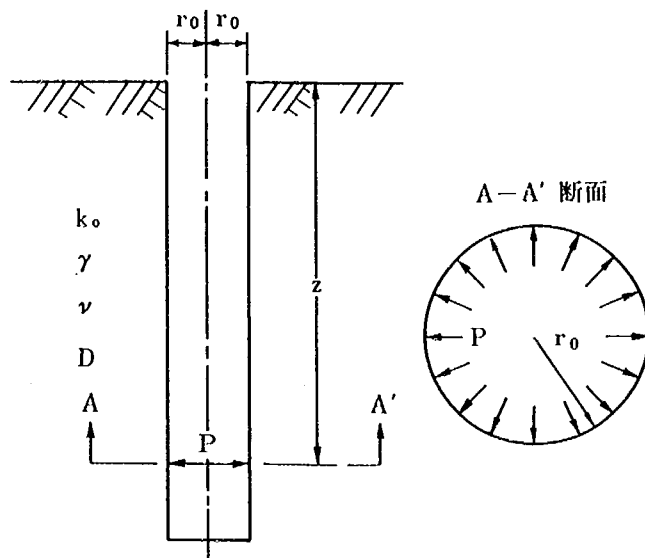


図-5.35 孔壁面の変位量を求める際の概略図

$$U_{r_0} = \frac{(P - K_0 \gamma z) r_0 (1 + \nu)}{D} \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

ここに、 $K_0 \left(= \frac{\nu}{1-\nu} \right)$ は静止土圧係数、 γ は地盤の単位体積重量、 ν はポアソン比、 D は変形係数であり、 U_{r_0} の+が圧縮側、-が膨張側を意味する。

式(5.20)の圧力 P は、ルジオンテストの有効注入圧力に相当する。ただし、孔壁面から地盤への水の浸透により孔壁面にかかる圧力の減少はないものと仮定した。従って、 $P = 0$ すなわち孔掘削後でかつ注入前の場合には、土被り圧 $\gamma \cdot z$ に静止土圧係数を掛けて求まる水平応力 $K_0 \gamma z$ が解放力になり、図-5.35に示す圧力 P とは逆方向に働くことになる。つ

まり，有効注入圧力 P と解放力 $K_0 \gamma z$ の関係が $P < K_0 \gamma z$ のとき地盤は孔掘削前の初期状態より膨張し， $P > K_0 \gamma z$ のとき地盤は初期状態より圧縮される。

孔壁面の変位量 U_{r_0} から，深度 z から $z + dz$ の微小区間における地盤の体積変化量 dV が次式として求まる（図-5.36 参照）。

$$dV = \{ (r_0 + U_{r_0})^2 - r_0^2 \} \pi dz = (2r_0 U_{r_0} + U_{r_0}^2) \pi dz \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

ここに， dV の + は地盤の圧縮，- は地盤の膨張を意味する。

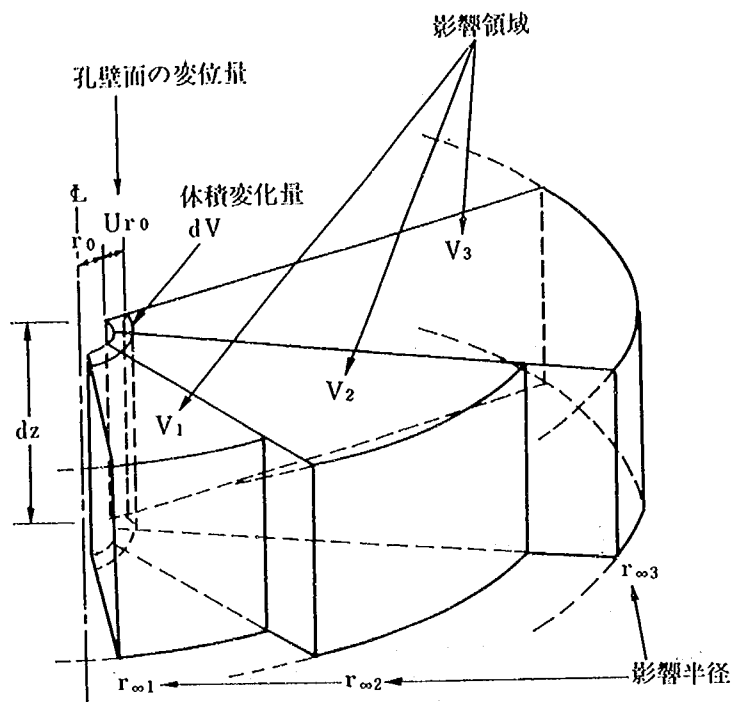


図-5.36 体積変化量 dV と影響領域 V の概略図

この体積変化量 dV の影響を受ける範囲を影響半径 r_{∞} として任意に与えると，体積変化量 dV の影響が及ぶ領域の体積 V は次式で表わされる（図-5.36 参照）。

$$V = (r_{\infty}^2 - r_0^2) \pi dz \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

さらに，体積変化は空隙の増減のみで生じ，土粒子自身の変形はないものと仮定すると，変形後の空隙比 e' は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} e' &= \frac{V_v + dV}{V_s} = \frac{V_v + \frac{dV}{V} V}{V_s} \\ &= \frac{V_v}{V_s} + \frac{dV}{V} \cdot \frac{V_s + V_v}{V_s} \\ &= e_0 + \frac{2r_0 U_{r_0} + U_{r_0}^2}{r_{\infty}^2 + r_0^2} (1 + e_0) \quad \dots\dots\dots (5.23) \end{aligned}$$

ここに、 e_0 は変形前の間隙比、 V は土の全体積、 V_s は土粒子実質部分の体積、 V_v は間隙の体積である。

また、間隙比（または間隙率）と透水係数の関係式は、既に多くの研究者により研究され、種々の関係式が提案されている。それらの提案式としては、表-5.7に示したものがあげられるが、ここではその中でも最も代表的な Taylor¹⁸⁾の式を用いることにする。よって、間隙比 e と透水係数 k の間には、次の関係が成り立つ。

$$k \propto \frac{e^3}{1+e} \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

従って、変形後の透水係数 k' は、変形前の透水係数 k_0 と変形前および後の間隙比 e_0 および e' を用いて次式で表わされる。

$$k' = \frac{1+e_0}{1+e'} \left(\frac{e'}{e_0} \right)^3 k_0 \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

表-5.7 $e(n)$ と k の関係式

	Function				Reference
1	$k = C \frac{r_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} D_s$	C : 定数 D_s : 土粒子の直径			Taylor et al. ¹⁸⁾
2	$k = C \frac{r_w}{\mu} \left(\frac{\sin \theta - \pi/4}{\sin \theta} \right) \frac{d_e^2}{1-n}$	C : 定数 d_e : 有効粒径 θ : 土粒子格子のなす角			Slichter ¹²⁾
3	$k = \frac{C_1}{\mu} \left(\frac{n-0.13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 D_{10}^2$	D_{10} : 有効径 C_1 : 10 なめらかな円味のある砂丘砂, $U_c = 1.18$ 6 いちじろしく角張った川砂, $U_c = 1.40$ 2.6 いちじろしく角張った粒子の幾分ローム質の川砂, $U_c = 5.84$			Terzaghi ¹⁹⁾
4	$k = \frac{C_k}{\mu} \frac{n^3}{(1-n)} D_w^2$	D_w : 平均粒径 C_k : 1.0 極めて角張った砂 2.3 角のある石英および石灰質砂 3.6 丸味を帯びた、そろっている川砂 5.2 ガラス球 8.2 Kozenyの半理論式			Kozeny ¹⁹⁾ Donat ²⁰⁾
5	$k = \frac{C_z}{\mu} \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 D_w^2$	D_w : 平均粒径 C_z :	町	Schönwälder	粒子の種類
		空気を通して測定	水を通して測定		
		2.2 ~ 2.3	2.2 ~ 2.4		ガラス球 I
		1.8 ~ 2.0	2.0 ~ 2.3		ガラス球 II
		1.5 ~ 1.7	1.7 ~ 1.8		円味を帯び、そろったオーデル河砂
					町 ²⁰⁾
					Schönwälder ²⁰⁾
6	$k_{10} = 332 \frac{n}{(1-n)^2} d_e$	k_{10} : 10°Cの透水係数 d_e : 有効粒径			クリューゲル ²¹⁾
7	$k_{10} = 5572 \frac{n}{(1-n)^2} a_1^2 d_e^2$	$a_1 = 1.275 - 1.5 n$ d_e : 有効粒径			イエ・ア・ザマリソ ²¹⁾
8	$k_{10} = \beta \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{17}^2$	β : 砂粒の均等係数 d_{17} : 17%粒径			ザヴェルブレ ²¹⁾

注) e : 間隙比
 n : 間隙率
 r_w : 水の単位体積重量
 μ : 水の粘性係数

式(5.20), (5.23)および(5.25)より, 各種地盤に応じた物性を与えたうえで影響半径 r_0 を幾つか変えて影響半径内の変形後の地盤透水係数 k' を求め, 孔掘削による地盤の膨張および注入による地盤の圧縮がルジオンテストの精度に与える影響を検討した。さらに, 後者のうちいくつかのケースについては, 変形後の透水係数 k' を影響半径内の要素に与えて(他の部分は k_0)浸透流解析を行い, 変形を考慮しない場合の結果と比較することにより, 地盤の膨張および圧縮のルジオンテストの精度に与える影響を検討した。

5.8.3 入力物性値

5.8.1でも述べたように, ここで地盤の膨張・圧縮の影響を検討する対象は, 軟岩および砂礫地盤である。軟岩に共通した特性は, 一軸圧縮強度が $100 \sim 200 \text{ kgf/cm}^2$ 以下で数 kgf/cm^2 程度以上の岩である²²⁾ことである。さらに,

表-5.8 軟岩の一軸圧縮強度と変形係数, 接線弾性係数の関係²³⁾

一軸圧縮強度 $q_u (\text{kgf/cm}^2)$	変形係数 $D (\text{kgf/cm}^2)$	接線弾性係数 $E_t (\text{kgf/cm}^2)$
$q_u \leq 5$	$D \leq 1,000$	$E_t \leq 2,000$
$5 \leq q_u \leq 15$	$\approx 2,000$	$3,000 \sim 7,000$
$15 \leq q_u \leq 30$	$2,000 \sim 8,000$	$4,000 \sim 12,000$
$q_u \geq 30$	$3,000 \leq D^*$	$6,000 \leq E_t^*$

注) *: 凝灰角礫岩, 泥岩の値

軟岩の一軸圧縮強度と平板載荷試験による変形係数 D , 接線弾性係数 E_t の関係をまとめたものが表-5.8である。この表より, ここで対象とする軟岩の変形係数は, $D = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ とする。なぜならば, $D = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ という値は, 一般に考えうる軟岩の変形係数としてはかなり小さめの値であるため, 地盤の膨張・圧縮の影響をかなり実際よりも過大に受けることになる。よって, この D の値で膨張・圧縮の影響がないとわかれれば, ほぼ全ての軟岩において実施するルジオンテストの精度に地盤の膨張・圧縮が与える影響がないと言えるからである。

変形係数 $D = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ を用いた際の地盤の他の物性としては, 一般にこの D に対応すると考えうる範囲の値として, ポアソン比 $\nu = 0.3$, 変形前の間隙比 $e_0 = 0.4$, 0.6 変形前の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ を与えた。

表-5.8以外に地盤の変形係数の概略値をまとめたものとして表-5.9がある。この表より, ここで対象とする砂礫地盤の変形係数は, $D = 100 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

表-5.9 変形係数の概略値²⁴⁾

土の種類	変形係数 ^{*1} (kgf/cm^2)
礫 (密 な)	1000 ~ 2000
砂 (密 な)	500 ~ 800
砂 (緩 ん だ)	100 ~ 200
粘土 (硬 い)	80 ~ 150
粘土 (中 ぐ ら い の)	40 ~ 80
粘土 (軟 ら か い)	15 ~ 40
粘土 (非常に軟らかい)	5 ~ 30

*1 $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kN/m}^2$

なぜならば, 軟岩の変形係数の与え方と同様 $D = 100 \text{ kgf/cm}^2$ という値は, 一般に考えうる砂礫地盤の変形係数としてはかなり小さめの値であるため, 地盤の膨張・圧縮の影響をかなり実際よりも過大に受けることになり, この D の値で地盤の膨張・

圧縮の影響がないとわかれば、ほぼ全ての砂礫地盤において実施するルジオンテストの精度に地盤の膨張・圧縮の影響がないと言えるからである。

変形係数 $D = 100 \text{ kgf/cm}^2$ を用いた際の地盤の他の物性としては、一般にこの D に対応すると考える範囲の値として、ポアソン比 $\nu = 0.3, 0.35$ 、変形前の間隙比 $e_0 = 0.4, 0.6$ 、変形前の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ を与えた。

さらにここでは、検討対象地盤として、軟岩、砂礫地盤という分類以外に、変形を受けやすい地表面近傍地盤（第1ステージ）に対しても検討を行った。

一般に、地表面近くの岩または砂礫地盤は、地下深部に比べ変形性が大きいと考え、変形係数 $D = 100 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、地盤のその他の物性として、ポアソン比 $\nu = 0.3$ 、変形前の間隙比 $e_0 = 0.4$ 、変形前の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ を与えた。

さらに、比較を簡便に行うため、全てのモデル地盤の比重を一般的な値である $G_s = 2.65$ とし、地下水面以上の地盤の飽和度を全て $S_r = 80$ （％）とした。また、静止土圧係数 K_0 は、地盤を弾性体と仮定しているため、ポアソン比 ν を用いて次式により求められる。

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \dots\dots\dots (5.26)$$

5.8.4 計算モデルと計算条件

軟岩および砂礫地盤を対象とした試験の計算モデルと、地表面近傍における試験の計算モデルの概略を図-5.37に示す。計算地点の深さは、それぞれ $z = 12.5 \text{ m}$ （後に行う浸透流解析モデルサイズにあわせたため）、 2.5 m とし、試験孔半径 $r_0 = 3.3 \text{ cm}$ 、試験区間長 5 m とした。

計算に用いた有効注入圧力は、軟岩地盤を想定したモデルの場合、ルジオンテストにおけるほぼ最大に近い有効注入圧力である $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、砂礫地盤を想定したモデルの場合、このように弱い地盤に対して現実的な有効注入圧力 $P = 1 \text{ kgf/cm}^2$ と、比較のために非現実的な有

効注入圧力 $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ を与えた。さらに、地表面近傍における試験を想定したモデルには、実際に試験を行う場合にも土被り圧が小さいため大きな注入圧力をかけていないことから、ここでは現実的な有効注入圧力である $P = 1 \text{ kgf/cm}^2$ を与えた。

影響半径 r_w としては、孔半径 r_0 の2倍、3倍、5倍、10倍の4ケースを考えた。

さらに、軟岩および砂礫地盤のモデルに対しては、上記の各有効注入圧力と5.8.3に示し

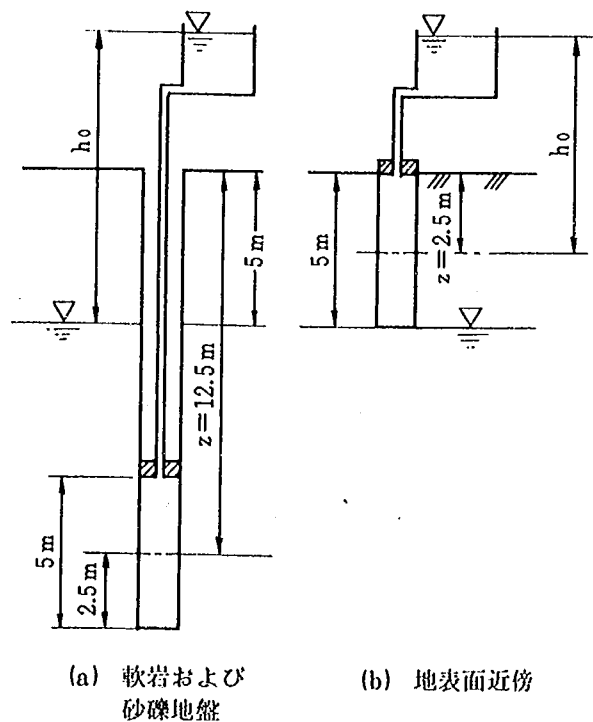


図-5.37 計算モデルの概略図

た各地盤物性を用いて得た変形後の透水係数 k' を、新たに地盤の物性値として入力する浸透流解析を行う。ただし、この k' を入力する要素は、上記の影響半径 r_{∞} の範囲内のみで、残りの要素には変形前の透水係数 k_0 を入力する。この入力形式をとると試験区間より上下の地盤の透水係数は実現象と異なるが、注入水の流れは水平流がメインとなるため、ほとんど問題ないと考える。

図-5.38に、この浸透流解析に用いたモデルを示す。モデル半径15m、モデル高さ25mとした理由は、5.2.3で述べたとおりである。境界条件は、試験区間と軸対称モデルの遠方側面の地下水位以下を水圧固定境界、遠方側面の地下水位以上とモデル上面を浸出面境界、その他を不透水境界とした。

5.8.5 計算結果

計算に用いた物性値および計算条件と、それらをもとに得られた影響範囲内の変形後の透水係数 k' の値をまとめたものが表-5.10である。

軟岩地盤を想定した場合（モデルNo 1～4）、孔掘削（ $P = 0 \text{ kgf/cm}^2$ 、モデルNo 1, 2）により地盤が緩み膨張するため、影響半径内の透水係数は増加するが、その割合は影響半径 r_{∞} が試験孔半径 r_0 の2倍と極端に小さい場合でも1%弱と非常に小さい。また、

有効注入圧力 $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ で注入する場合（モデルNo 3, 4）、逆に地盤は圧縮されるため影響半径内の透水係数は減少するが、その割合は $r_{\infty}/r_0 = 2$ の場合でも10%弱とさほど大きな影響はない。さらに、モデルNo 3について、地盤の透水性を把握する際に、本来必要な注入量の差異を知るため、変形後の地盤に対する浸透流解析と変形前（孔掘削前）地盤に対する浸透流解析を行い求めたそれぞれの注入量の比 Qr_{∞}/Qr_0 を影響半径ごとに求めたところ、 $r_{\infty}/r_0 = 2$ においても $Qr_{\infty}/Qr_0 = 0.988$ となり、注入による圧縮の影響は非常に小さいことがわかった（図-5.39参照）。

ここで、注入による圧縮を考える場合、試験孔壁面から地盤への浸透がなく、注入圧力があたかも載荷荷重として作用すると仮定しているが、実際には地盤への浸透があり、それにより孔壁面にかかる有効圧力は減少し、注入による圧縮の影響は上記の計算結果よりもさら

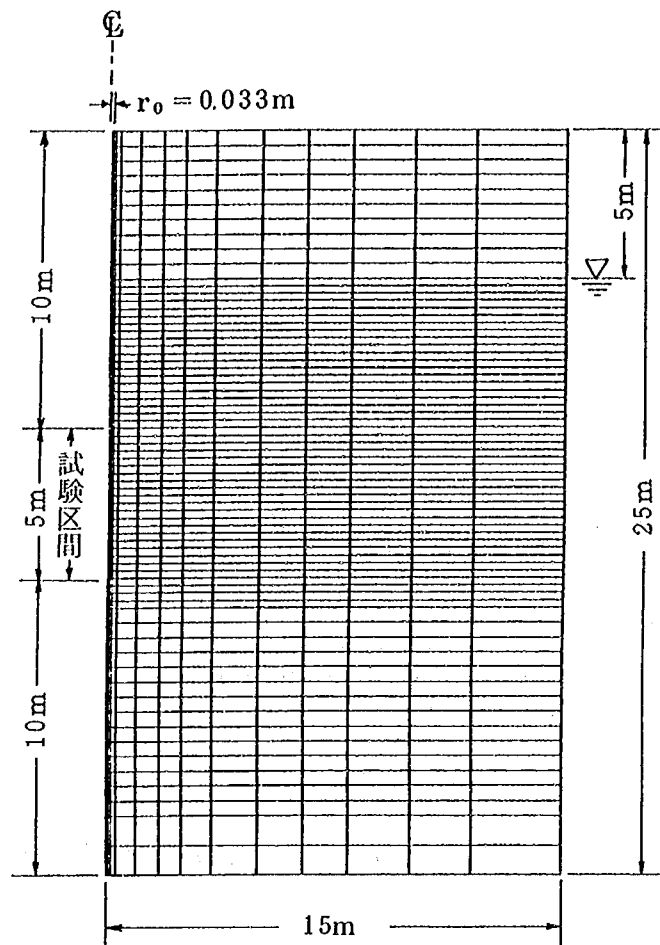


図-5.38 浸透流解析モデル

表- 5. 10 変形後の透水係数

モデル No	試験 区間 (m)	計算 点深さ z (m)	対象 地盤	変形 係数 D (kgf/cm ²)	ポア ソン比 ν	変形 前間隙比 e ₀	有圧 効注 入力 P (kgf/cm ²)	変位 量 U _{r0} (mm) 圧縮: +	変形後の影響半径内地盤の透水係数 k'/k ₀ *			
									影 響 半 径 r _∞ / r ₀ **			
									2	3	5	10
1	G.L. - 10	12.5	軟 岩	1000	0.3	0.4	0	-0.036	1.007	1.003	1.001	1.000
2						0.6		-0.032	1.005	1.002	1.001	1.000
3						0.4	10	0.393	0.926	0.972	0.991	0.998
4						0.6		0.397	0.944	0.979	0.993	0.998
5	G.L. - 15	12.5	砂	100	0.35	0.4	0	-0.466	1.091	1.034	1.011	1.003
6						0.4		-0.358	1.070	1.026	1.009	1.002
7						0.6		-0.322	1.046	1.017	1.006	1.001
8					0.35	0.4	1	-0.021	1.004	1.002	1.001	1.000
9						0.6		0.071	0.986	0.995	0.998	1.000
10					0.3	0.4		0.107	0.985	0.994	0.998	1.000
11						0.6	10	3.932	0.383	0.727	0.903	0.976
12	G.L. - 0 ~	2.5	地近 表面傍	100	0.3	0.4	0	-0.098	1.019	1.007	1.002	1.001
13	G.L. - 5						1	0.331	0.937	0.976	0.992	0.998

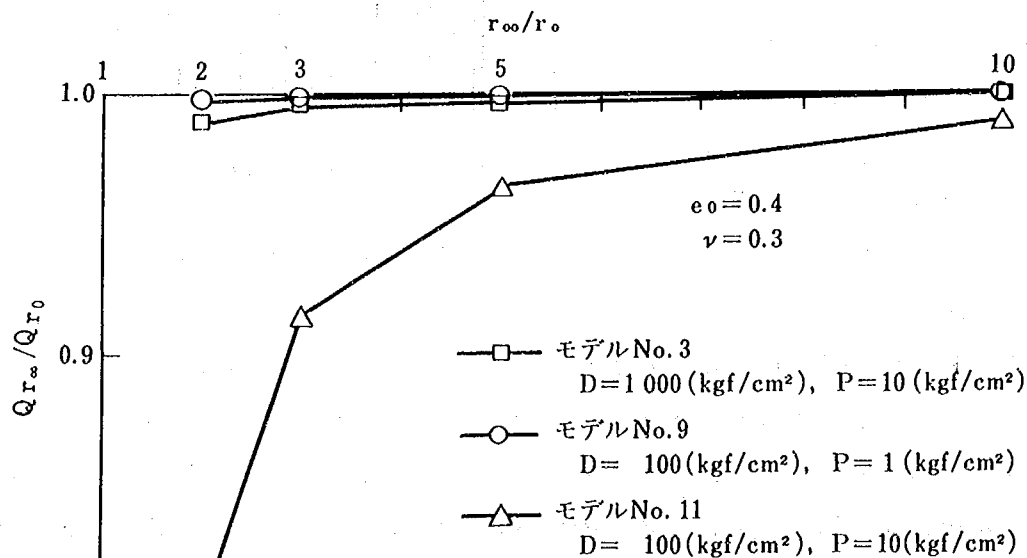
* 変形前の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s** 試験孔半径 $r_0 = 3.3$ cm

図- 5. 39 圧縮の影響を考慮した浸透流解析結果

に小さくなるものとする。

以上のように、軟岩地盤をその変形係数Dのみで規定して地盤の膨張・圧縮のルジオンテストの精度に与える影響を検討すると、ほとんど問題がないことがわかる。さらに硬岩地盤

では、この変形係数 D の値がかなり大きくなるため、ますます膨張・圧縮のルジオンテストの精度に与える影響は小さくなると言える。

非常に弱い砂礫地盤を想定した場合（モデル№ 5～11）、孔掘削（モデル№ 5～7）に伴う地盤の膨張による透水係数の増加は、 $r_{\infty}/r_0 = 2$ でも10%弱である。注入による圧縮については（モデル№ 8～11）、有効注入圧力として非現実的ではあるがルジオンテストに用いるほぼ最大に近い圧力である $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ を与える（モデル№ 11）と、 $r_{\infty}/r_0 = 2$ の場合に $k'/k_0 = 0.383$ となる。しかし、この変形後の影響半径内の透水係数 k' を用いて浸透流解析を行うと、ルジオンテストの解釈時に本来必要となる注入量については、 k'/k_0 はかなり小さいがその影響範囲も小さいため $Qr_{\infty}/Qr_0 = 0.801$ と緩和される（図-5.39参照）。また、 $D = 100 \text{ kgf/cm}^2$ の砂礫地盤に対するルジオンテストとしては、現実的な有効注入圧力である $P = 1 \text{ kgf/cm}^2$ を与えた場合（モデル№ 8～10）は、変形後の影響半径内の透水係数 k' およびその値を地盤構成要素に与えて行った浸透流解析の結果求めた注入量を見ると、ほとんど注入による圧縮の影響がないことがわかる（モデル№ 9, 図-5.39参照）。

地表面近傍における試験を想定した場合（モデル№ 12, 13）は、孔掘削による地盤の膨張は土被りが薄いためほとんど問題とならず、注入による地盤の圧縮についても、有効注入圧力として現実的な値である $P = 1 \text{ kgf/cm}^2$ を用いる限りはほとんど影響がないと言える。

5.9 地下水位の影響

5.9.1 概 説

地下水位が試験区間より上部、内部および下部に存在し、かつ種々に異なる場合、同一条件下で行うルジオンテストにより得られる注入量が、どのような変化を示すかについて定常浸透流解析により検討した。

地下水位が試験区間内部に存在する場合については、3.2.1(3)で述べた2種類の有効注入圧力算定式を用いて有効注入圧力を設定したうえで浸透流解析を行い、得られる注入量の比較も行う。

地下水位が試験区間底部およびそれより下部に存在する場合については、定常計算では収束しないため長時間の非定常計算を行い、注入量が一定と見なしうる時の値をその地下水位での定常注入量とした。

なお、ここで検討の対象とする地盤はDarcy則の成り立つ軟岩および砂礫地盤である。亀裂性の硬岩地盤については、地下水面の位置そのものが亀裂の方向・分布等に影響されてその分布が一様にならないためここでは地下水位の影響を検討しない。ただし、硬岩地盤に対しても、その亀裂分布が水平・鉛直方向ともに卓越しているならば、地下水面の分布がほぼ一様になると考えられるため、地下水位の影響はここで検討した対象地盤における結果とはほぼ同様になると考える。

5. 9. 2 入力物性値

浸透流解析に用いた物性値は、5. 2. 2 で述べたとおりである。なお、今回の計算は、地下水位が試験区間より上部および内部に存在する場合は定常計算を行い、地下水位が試験区間底部および下部に存在する場合は非定常計算を行う。従って、前述（5. 2. 2）したように、前者には比貯留係数 $S_s = 0.0 \text{ cm}^{-1}$ を、後者には比貯留係数 $S_s = 1.0 \times 10^{-7} \text{ cm}^{-1}$ を与える。ただし、後者の非定常計算では、求める値が定常状態とほぼ近似できるぐらい長時間経過後の最終定常状態における注入量であるため、実際にはこの比貯留係数の大きさが計算結果の注入量に与える影響はほとんどない。

5. 9. 3 計算モデルと計算条件

浸透流解析に用いた計算モデルの概略図を図-5. 40 に示す。この軸対称モデルの半径と高さの具体的な決定法は5. 2. 3 に記したとおりである。さらに、解析に用いた要素分割図は、図-5. 18 と全く同じである。

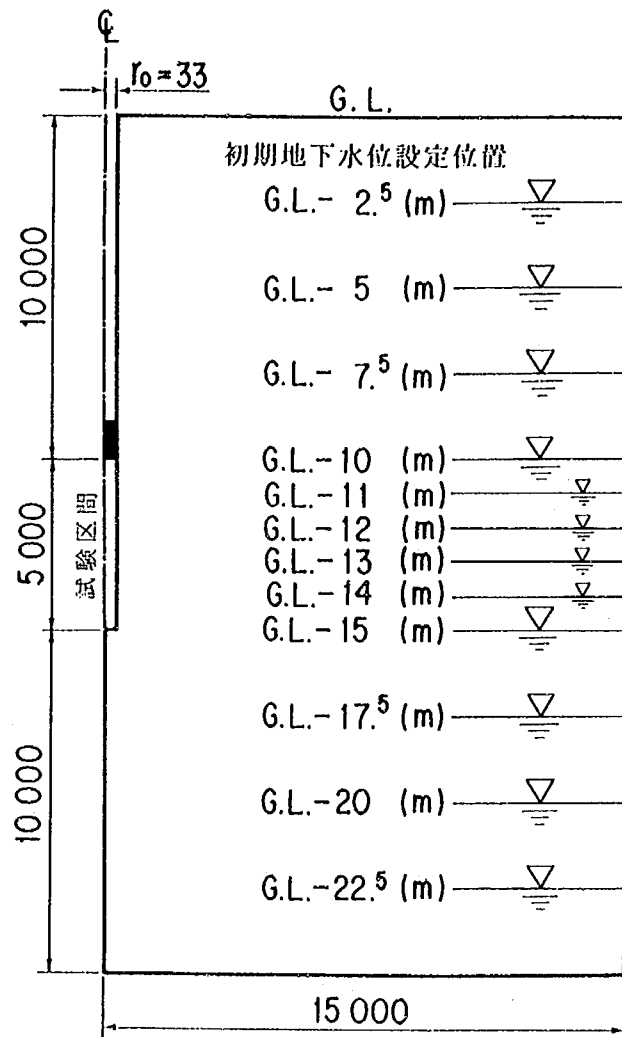
初期および境界条件として設定した地下水位は、図-5. 40 に示す12種類である。有効注入圧力は、解析後の上昇した自由地下水面が地表面に到達しないように 0.4 kgf/cm^2 とした。つまり、一圧のルジオンテストを実施すると考えれば良い。

境界条件は次のとおりである。試験区間および軸対称モデルの遠方側面の地下水位以下を水圧固定境界、遠方側面の地下水位以上および地表面を浸出面境界、その他を不透水境界とした。

5. 9. 4 計算結果

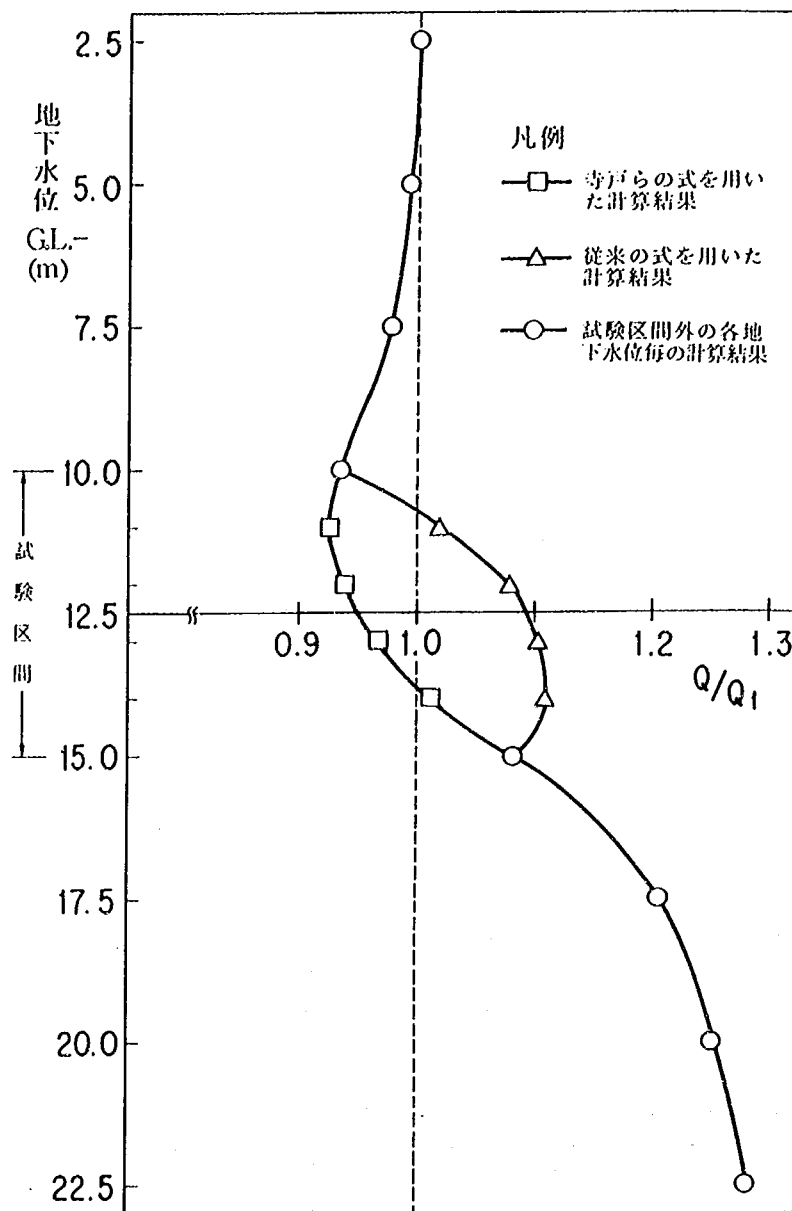
図-5. 40 に示したモデルに対して、地下水位を種々に変えて定常あるいは

長時間の非定常浸透流計算を行い求めたルジオンテストの注入量の結果が図-5. 41 である。ただし、試験区間下端以深に地下水位を設定した場合、定常計算では収束しないため長時間（約250日）の非定常計算を行い、注入量が一定と見なしうる時の値をその地下水位での定常注入量とした（図-5. 42 (a)~(d)参照）。図-5. 41 では、地下水位が今回の計算において最上部にある場合（G. L. - 2.5 m）の注入量を基本注入量 Q_1 とした。これは、極力完全



解 析 モ デ ル

図-5. 40 解析モデル



図－ 5. 41 地下水位と注入量の関係
($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$)

に近い形でポテンシャル流が達成されている時の流量を基準流量にしようと考えたためである。

地下水位が試験区間より上部に存在する場合、図－ 5. 41 を見ても解るとおり、同一有効注入圧力のもとでの注入量は、地下水位が試験区間に近づくに従ってやや減少する傾向にある。この結果は、地下水位以下で行われる定圧定常の透水試験に対して最も信頼がおける理論式とされている沢田の式から求まる注入量の傾向とは異なる。つまり、沢田の式では、図－ 5. 43 に示す状態における定圧定常透水試験に対して注入量が次式で求めることができる。

$$Q = 4 \pi k \ell h_0 / \ell n \left\{ \left(\frac{\ell}{r_0} \right)^2 \frac{a+3b}{3a+b} \right\} \dots\dots\dots (5.27)$$

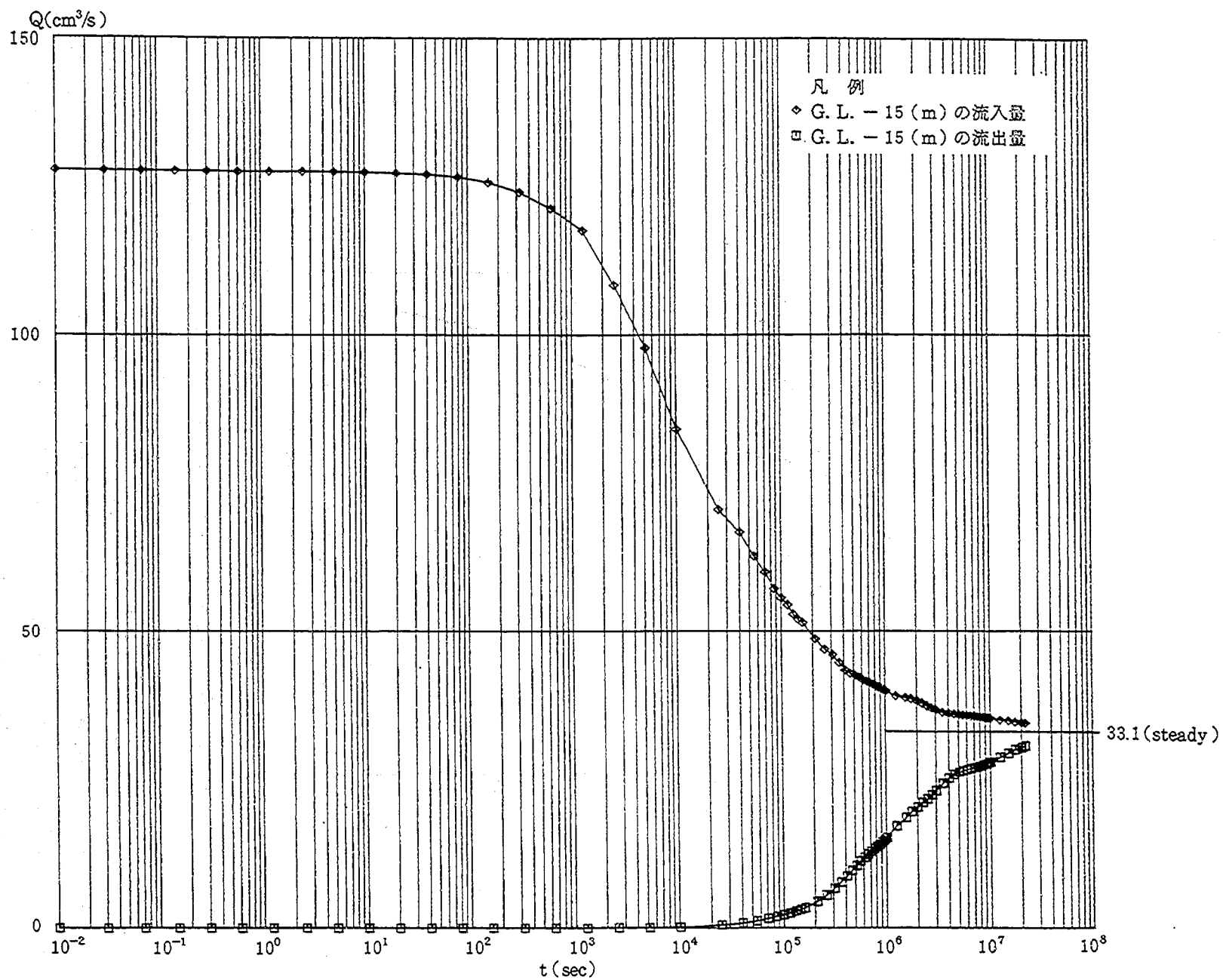


図 - 5.42 (a) 試験区間下部に地下水位が存在する場合の注入・注出量と注入時間の関係
($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$, G. L. - 15 m)

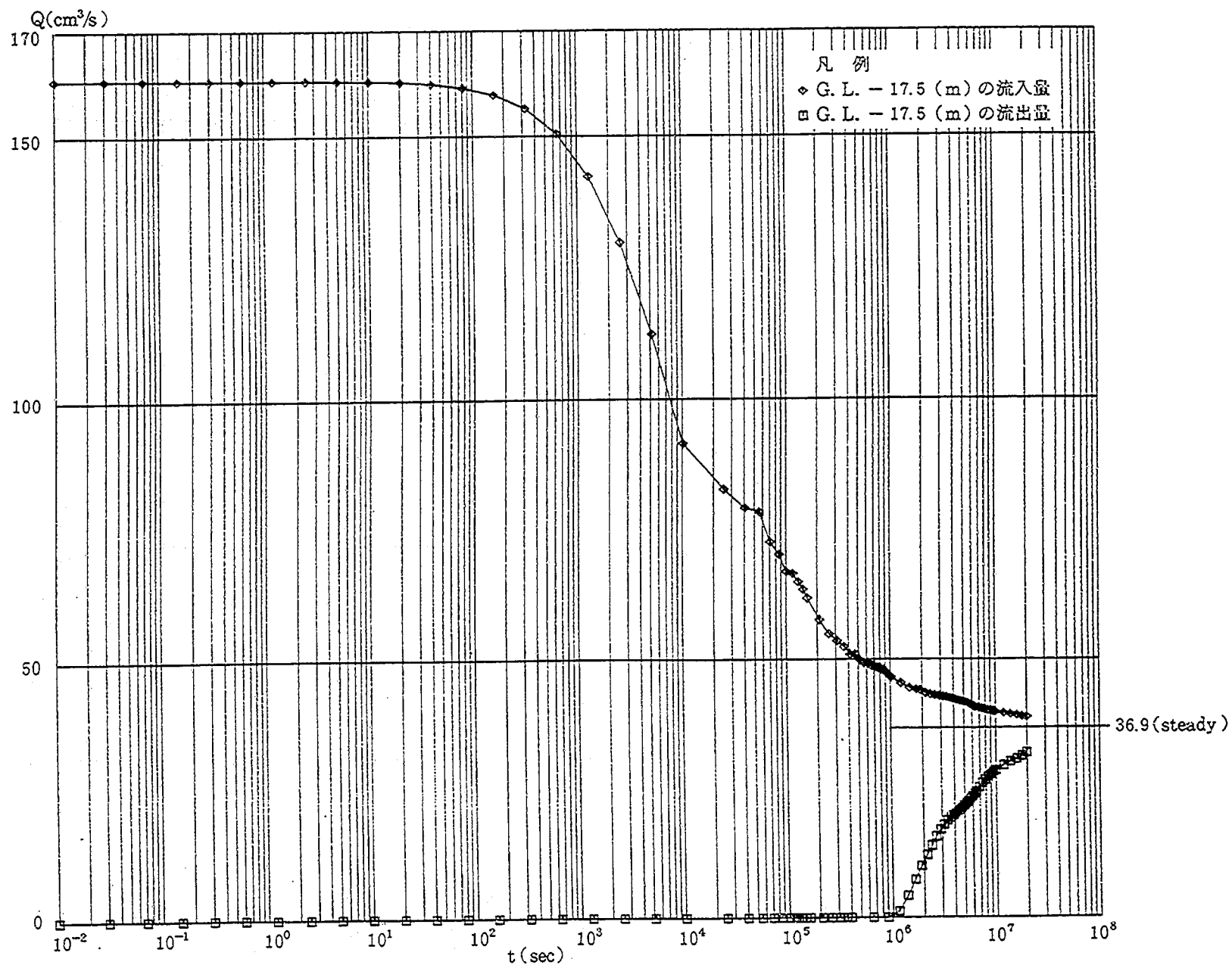


図-5.42 (b) 試験区間下部に地下水位が存在する場合の注入・注出量と注入時間の関係
($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$, G. L. - 17.5 m)

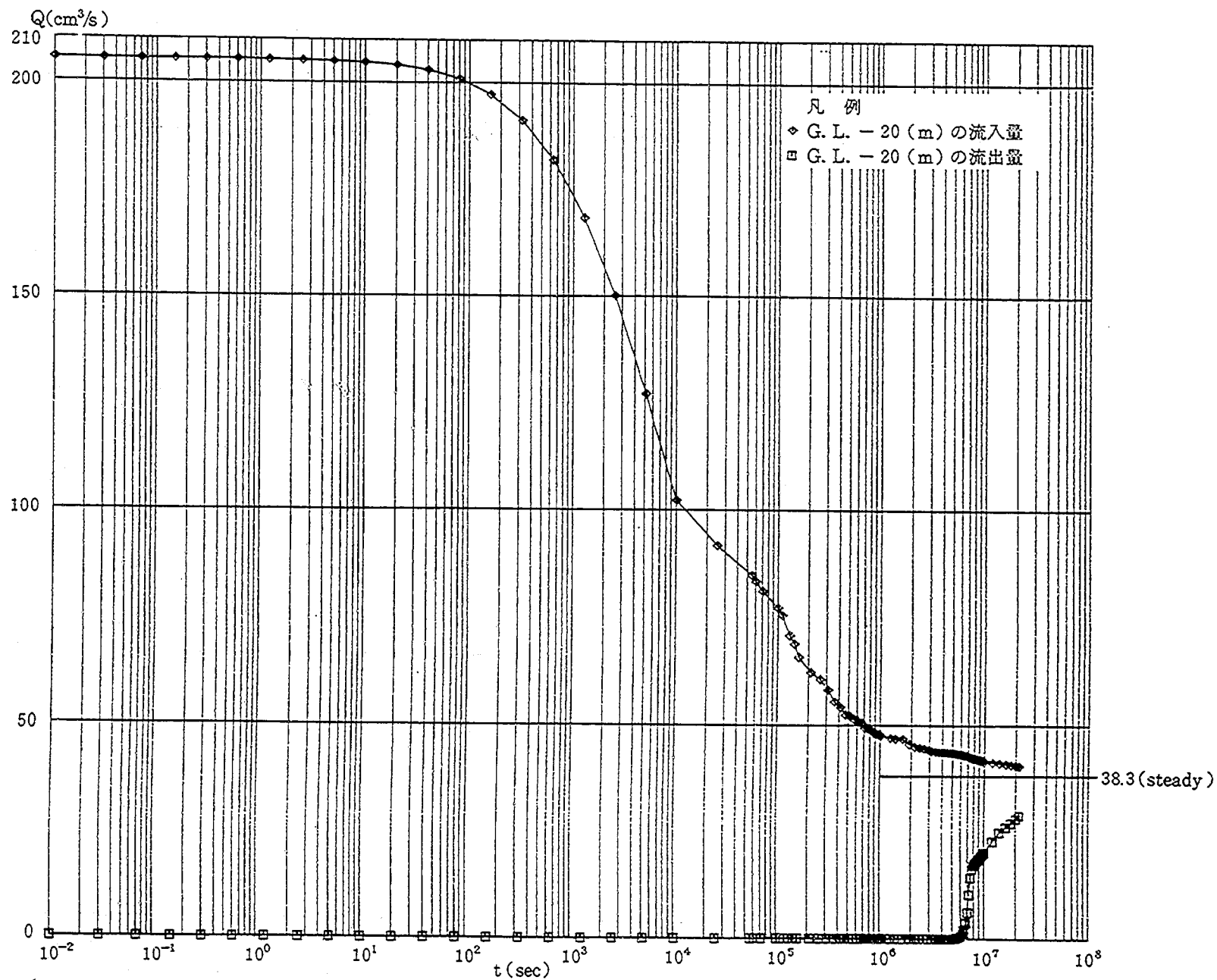


図 - 5.42 (c) 試験区間下部に地下水位が存在する場合の注入・注出量と注入時間の関係
($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$, G. L. - 20 m)

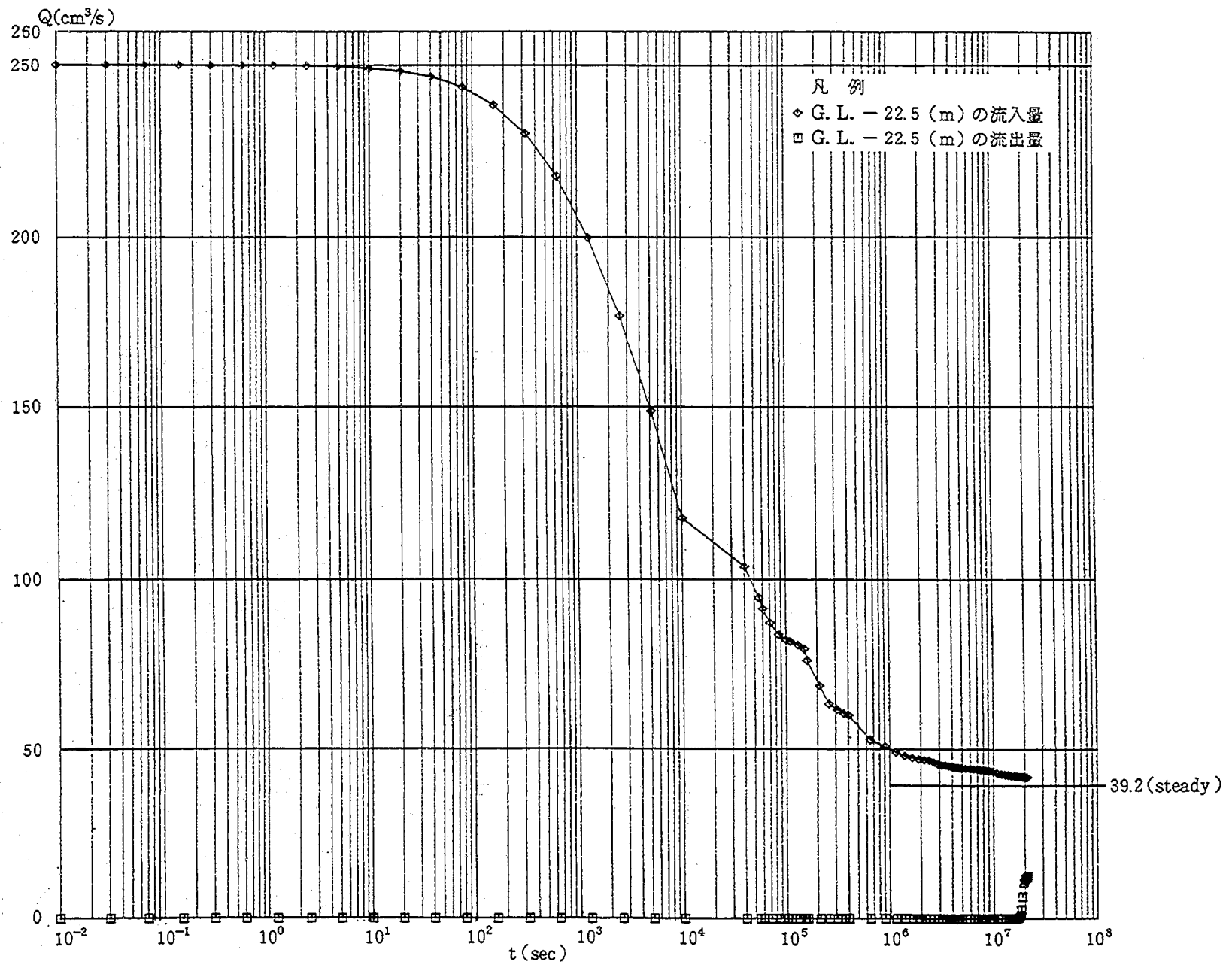


図 - 5.42 (d) 試験区間下部に地下水位が存在する場合の注入・注出量と注入時間の関係
($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$, G. L. - 22.5 m)

ここに、 k : 透水係数 (cm/s), Q : 注入量 (cm³/sec)。

この式より、地下水位が試験区間上端に一致する場合、すなわち $b = 0$ のとき最も注入量が多くなり、逆に地下水位が試験区間上端より無限上方にある場合、すなわち $(a + 3b) / (3a + b) \rightarrow 1$ ($\because a \rightarrow b$) のとき最も注入量が少なくなる。

UNSATを用いた浸透流解析と沢田の式による結果が異なる理由は、理論解である沢田の式では初期の仮定として地下水面は注入の影響を受けず常に一定であるとしているのに対して、浸透流解析では、地下水面は注水により上昇するという実際上の挙動を考慮したうえで注入量を求めているためである。このことを確認するために、有効注入圧力 $P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ ($h_0 = 4 \text{ m}$) のもとで地下水面を固定した浸透流解析を行い、地下水面を固定しない今までどおり計算した場合と比較した。その結果が図-5.44である。この図よりやはり地下水面を固定して浸透流解析を行って求めた注入量は、沢田の式を用いて得られる注入量と同様の傾向を示す。しかし、実際の現象では、地下水面はルジオンテスト注水による影響を多少は受けるものと考えられるため、図-5.41に示した傾向の方がより現実に近いものであると考える。

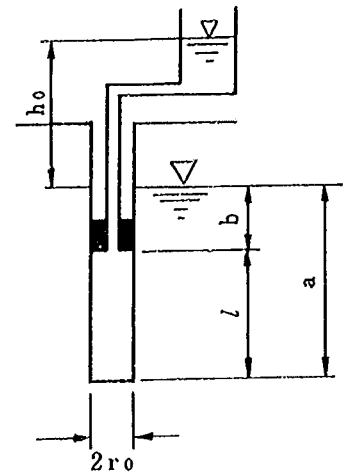


図-5.43 沢田の式のモデル

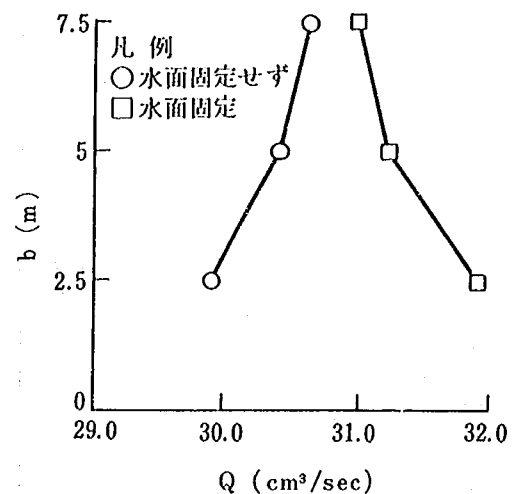


図-5.44 地下水面固定の影響

地下水位が試験区間内部にある場合の有効注入圧力の計算方法には、3.2.1(3)に記したように地下水位上の試験区間の midpoint を有効注入圧力の基準とする従来式 (式 (3.4)) と、試験区間内の水圧分布の平均値地点を基準とする寺戸ら^{2),3)}の式 (式 (3.5)) の2通りある。ここではこの2通りの方法を用いて有効注入圧力を 0.4 kgf/cm^2 に設定したうえで計算を行い、得られた注入量の比較を行った。

図-5.41より、注入量は Q_1 と比較するとどちらの有効注入圧力方法を採用しても極端な差がないことがわかる。しかし、正確を期するためには理論上正しい寺戸らの式を用いることを推奨したい。

以上より、地下水位が試験区間の内部あるいはそれ以上にある場合、地下水位が同一有効注入圧力で実施するルジオンテストの注入量に与える影響はほとんどないと考えられる。

地下水位が試験区間下端より深くなればなる程、地盤中に注入された水の流れがポテンシャル流ではなく重力流が主流となることにより、注入量は試験区間より上部に地下水位が

存在する場合のそれよりも増加する傾向にある。しかし、注入量の増加率は、地下水位が深くなる程小さくなるため、図-5.41の下部曲線を延長して求まる試験区間より下部に地下水位がある場合の注入量の最大は、注入量が地下水位の影響を受けない、つまり地下水位が試験区間よりかなり上部にある場合の注入量の約3割増になるものとする。

5.10 負の最大圧力水頭 φ_0 の影響

5.10.1 概 説

試験区間近傍の地盤の負の最大圧力水頭 φ_0 が、ルジオンテストの精度に与える影響を検討するために、図-5.2に示した不飽和特性における φ_0 の値を3種類 ($\varphi_0 = -1, -5, -10$ m) 与えて、地下水位が試験区間より上部・内部および下部にある場合のそれぞれに対し定常浸透流解析を行った。

地下水位が試験区間内にある場合の有効注入圧力の算定式は、3.2.1(3)で述べた寺戸らの式を用いることにした。

地下水位が試験区間下端およびそれより下にある場合、定常計算では収束しないため、5.9同様に長時間の非定常計算を行い、注入量が一定と見なしうる時の値をその地下水位での定常注入量とした。

その他の物性値、計算モデルと計算条件は、5.9で与えたものと同じである。

なお、ここで検討の対象とする地盤は、Darcy則の成り立つ軟岩および砂礫地盤である。亀裂性の硬岩地盤に対しては、その地盤の持つ負の最大圧力水頭の値がよくわかっていないのでここでは検討しない。

5.10.2 計算結果

5種類の地下水位 (G. L. $-5, -7.5, -10, -14, -17.5$ m; 図-5.40参照) に対し、前述した3種類の負の最大圧力水頭 φ_0 をそれぞれ解析対象モデルに与えて浸透流解析を行い、その結果得られた注入量をルジオン値 (一圧のルジオンテスト) に換算してまとめたものが図-5.45である。

地下水位が試験区間上端およびそれより上部にある場合 (ここでは G. L. $-5, -7.5, -10$ m), φ_0 の値が -1 m から -10 m まで変化しても、得られるルジオン値にほとんど変化がないので φ_0 のルジオンテストに与える影響はほとんどないと言える。これは、地下水位が試験区間上端およびそれより上部にある場合は、 φ_0 の影響を受ける不飽和浸透領域が、飽和浸透領域に比較して非常に小さいためである。

地下水位が試験区間内およびそれより下にある場合 (ここでは G. L. $-14, -17.5$ m), φ_0 の大きさがルジオンテストの精度にかなりの影響を与える。よって、実際の試験の実施にあたって、地盤の地下水位が試験区間内およびそれより下部にある場合には、対象地盤がどの程度の大きさの φ_0 を有するかを試験結果を解析する前に把握しておくことが非常に重要となる。

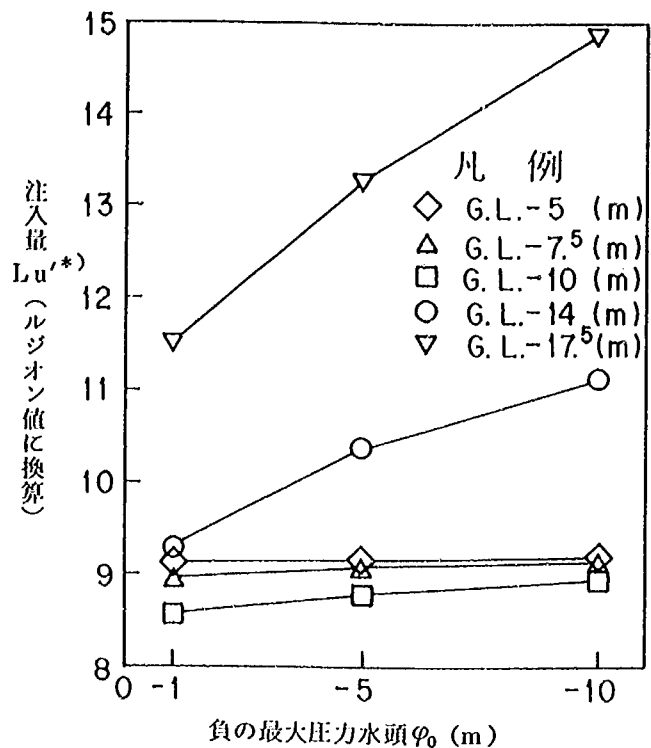
5.11 地下水流の影響

5.11.1 概 説

ダムサイト河床部基礎の地下水は河川流と同方向の流れを持っており，アバットメント部の地下水もその地表面の勾配にほぼ平行な流れを持っている。このような地下水流が存在する条件下でルジオンテストを実施した場合，この地下水流がルジオンテストの精度に与える影響を大型供試体を用いた室内試験により検討する。

5.11.2 供試体寸法

室内試験用大型供試体は，図-5.46に示すとおりその両側に地下水流を生じさせるための水槽を設置した1辺1.5mの立方体の土槽内に砂を締固めて作製する。また，注水試験を行う試験孔直径は7.3cm，試験区間長は33cm，試験区間位置は供試体底面より原則として高さ60cmから93cmとする。この寸法の組み合わせであれば試験孔から



$$*) Lu' = \frac{10Q}{P\ell} \text{ により求める}$$

ここに Q : 注入量 (ℓ)

P : 有効注入圧力 (kgf/cm^2)

ℓ : 試験区間長 (m)

図-5.45 負の最大圧力水頭 ϕ_0 と注入量の関係 ($P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$)

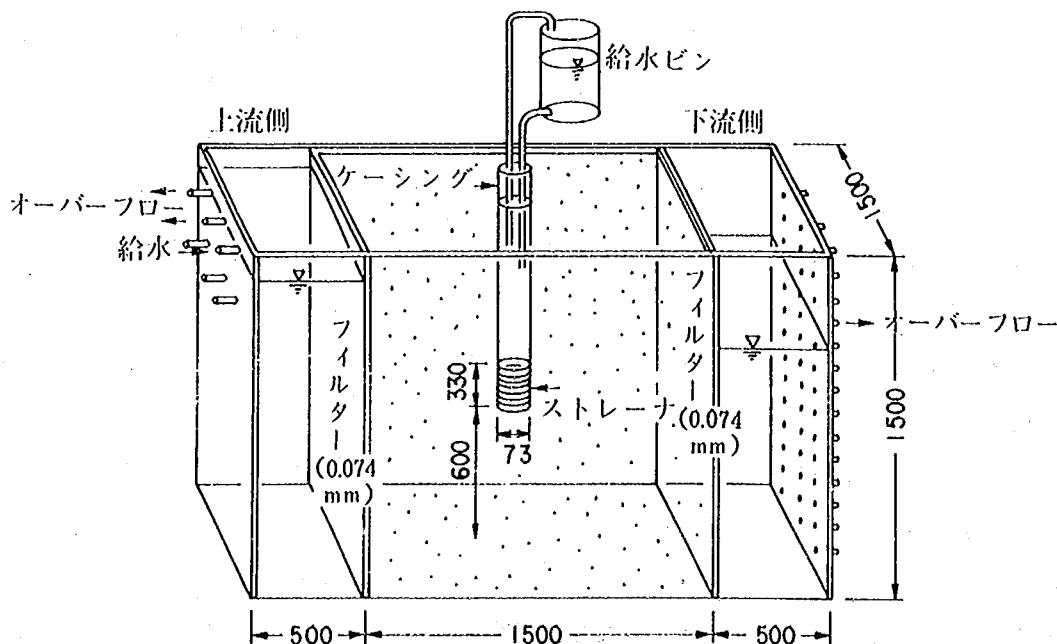


図-5.46 実験土槽

の注水をポテンシャル流だと仮定すると、それに伴い供試体外端に発生するポテンシャルが孔壁中央のポテンシャルの約 10 % に低減するため、今回作製した供試体はほぼ無限の拡がりをもつ透水性媒体とみなしても問題ないと判断した。

供試体内には、その内部の浸透流の状況を知るためにマノメータを設置する。その位置は、図-5.47 に示すように土槽底面からの高さ 20 cm と 100 cm の所で、それぞれ 15 ケ所と 11 ケ所に設置する。また、各高さのマノメータの奥行き（長さ）は、20 cm と 75 cm である。ただし、後者のマノメータの内、中央の 1 本のみ試験孔があるため奥行きを 65 cm とする。

5. 11. 3 供試体の作製

供試体材料としては、供試体の透水係数が 10^{-3} cm/s のオーダの均質等方なものとなるように砂を用いることにした。ただし、実際に室内試験用大型供試体（ $1.5 \times 1.5 \times 1.5$ m）を上記の条件を満

足するように作製するためには、あらかじめ使用する砂の物性を通常の土質試験法で確認した後、大型の供試体を作製するうえでの施工管理の方法も検討しなければならない。そこで、供試体の作製を行う前に以下の予備試験を行った。

〔予備試験〕

(1) 供試体材料（砂）に対する土質試験

供試体材料である砂は、どのような砂をどの程度締固めれば所定の透水性が得られるかを確認するために行うものである。

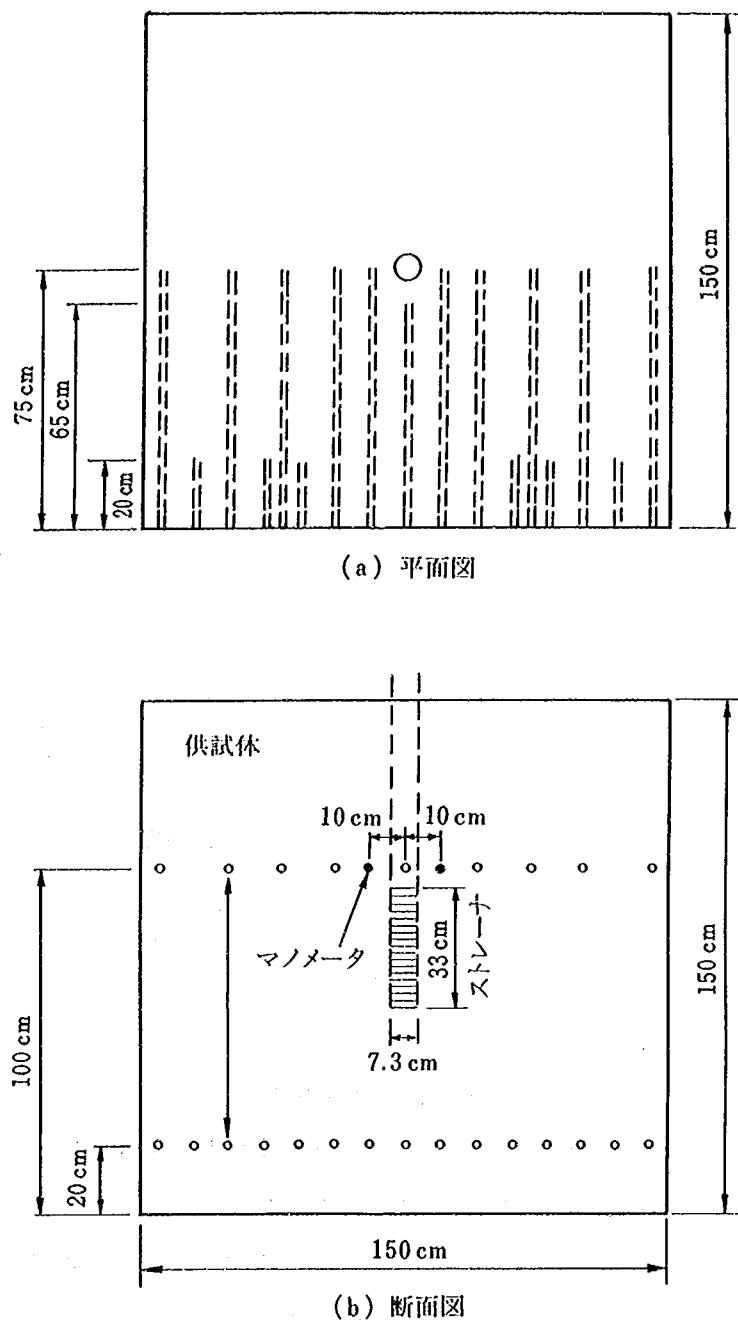


図-5.47 マノメータの位置

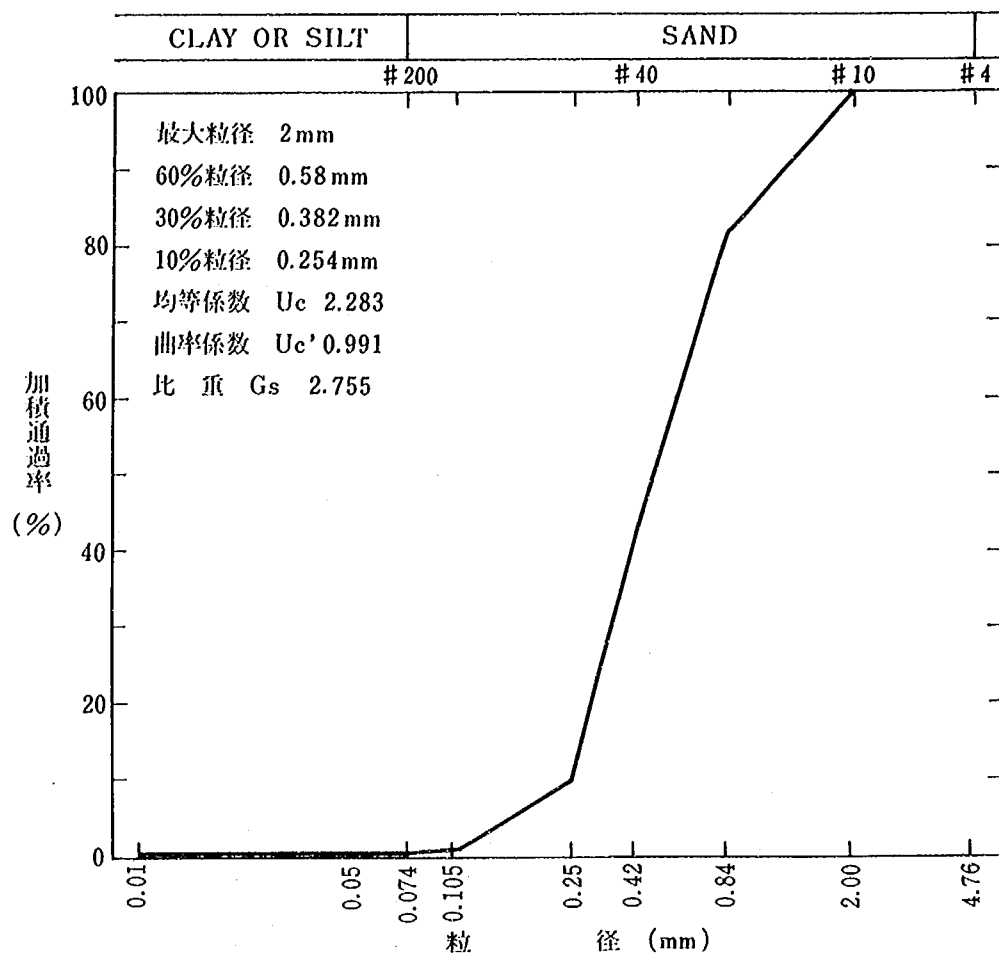


図- 5. 48 粒径加積曲線

① 粒度試験 (JIS A 1204)

供試体材料である砂の粒径加積曲線は、図- 5. 48 に示すとおりである。

② 比重試験 (JIS A 1202)

供試体材料である砂の比重は、 $G_s = 2.755$ である。

③ 締固め試験 (JIS A 1210)

土の突固め方法は、標準モールド (内径 10 cm, 容量 $1.0 \times 10^3 \text{ cm}^3$) に対し、重量 2.5 kg のランマーを 30 cm の高さから自由落下させるもので、締固め仕事量は $1.0 E_c \approx 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/m}^3$ である。また試料は、湿潤砂を乾燥させない非乾燥法とする。

以上の締固め試験法により得た結果が、図- 5. 49 に示す締固め曲線である。この図より、最適含水比は約 8.0 % となり、その含水比に対応する乾燥密度である最大乾燥密度は約 1.61 g/cm^3 となることがわかる。

④ 透水試験 (定水位法) (JIS A 1218)

最適含水比 (約 8.0 %) に近い含水比を持つ材料 (砂) を、締固め試験に用いた仕事量 ($1.0 E_c \approx 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/m}^3$) と同じ仕事量で標準モールド内に締固めた後、定水位透水試験を行った結果が表- 5. 11 である。この表より、含水比 7.5 % の材料を

締固め仕事量 $1 E_c$ で締固めると、乾燥密度が約 1.62 g/cm^3 となり、透水係数がほぼ 10^{-3} cm/s のオーダで得られることがわかる。

(2) 均質締固め確認試験

実際に室内試験用大型供試体を作製する場合の締固め方法は、含水比 7.5 % の供試体材料（砂）を電気ハンマおよびハンドバイブレータを用いて、大型供試体の乾燥密度が土質試験において締固め仕事量 $1 E_c$ で締固めた時に得られた乾燥密度 1.62 g/cm^3 とほぼ等しくなるように締固めするというものである。そこで、締固め仕事量 $1 E_c$ に相当する

仕事量を、電気ハンマおよびハンドバイブレータを用いてどのようにすれば達成できるのかを確認する必要がある。

具体的には、図-5.50 に示す鋼製箱内に供試体材料（砂）を投入し、それを実際に電気ハンマおよびハンドバイブレータで締固めて確認する。なお、均質な締固めを行うため、一層当りの仕上がり厚さが 10 cm となるように、乾燥密度 1.62 g/cm^3 と含水比 7.5 % からあらかじめ一層当りの供試体材料の重量を算定しておき、それを投入後締固める。また、今回、供試体は 4 層

（各仕上がり厚さ 10 cm）より成り、各層の仕上がり厚さの確認は鋼製箱の中央と各辺の中点上の計 5 点の底辺からの高さを平均することにより行う。締固め手順は、電気ハンマを用いて図-5.51 に示すような渦巻き状のパターンで 1 ケ所当り約 2.5 秒間ずつ締固め、

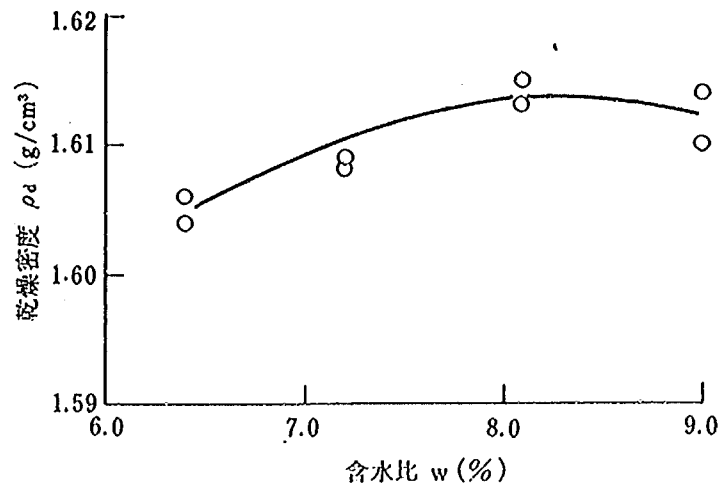


図-5.49 締固め曲線（締固め仕事量 $1 E_c$ ）

表-5.11 $1 E_c$ 締固め透水試験結果

試料 No.	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	水温 15°C における 透水係数 (cm/s)
1	7.5	1.747	1.625	1.79×10^{-3}
2	7.5	1.744	1.622	1.32×10^{-3}
3	7.6	1.739	1.616	2.26×10^{-3}
平均	7.5	1.743	1.621	1.79×10^{-3}

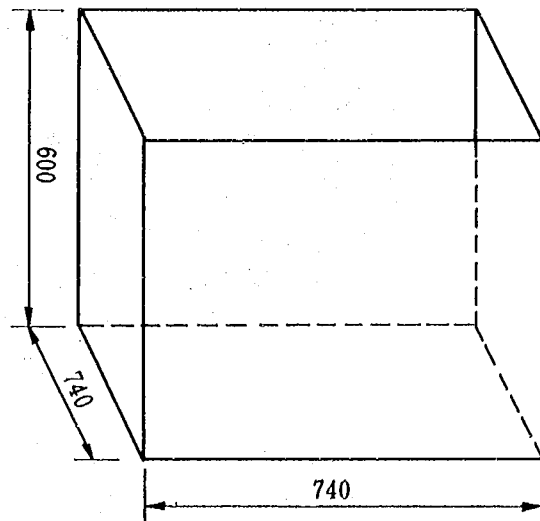


図-5.50 鋼製箱内寸法

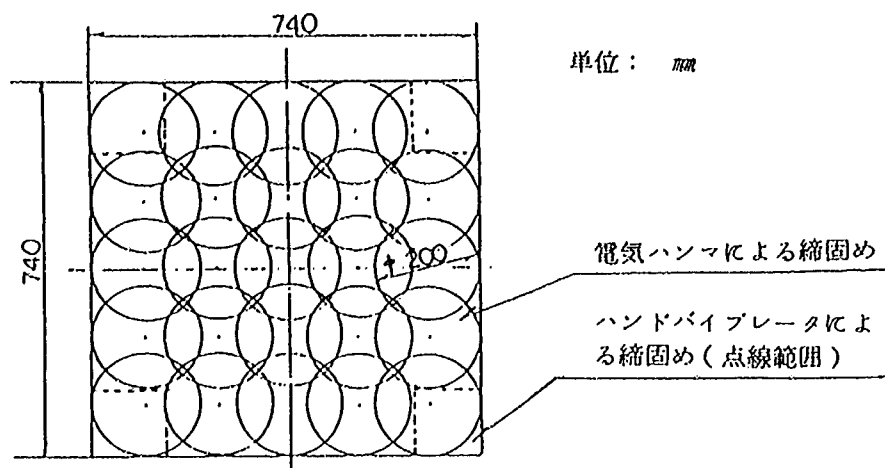


図-5.51 締固めパターン

その後電気ハンマでは締固めにくい四隅をハンドバイブレータを用いて十分に締固める。この作業を一層当り二回繰り返す。試験に用いる締固め機器を写真-5.1に、またその仕様を表-5.12に示す。

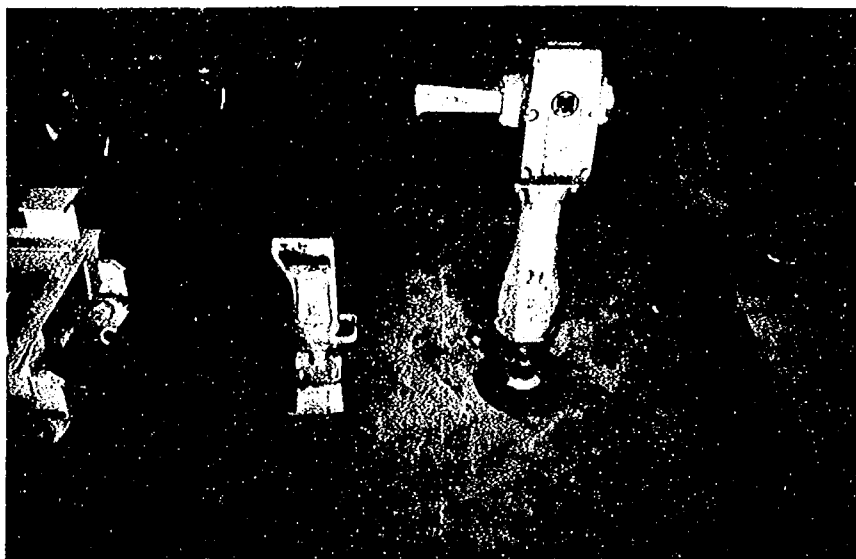


写真-5.1 ハンドバイブレータと電気ハンマ
(巻頭カラー写真集参照)

試験結果を表-5.13に示す。乾燥密度は目標値の 1.62 g/cm^3 よりも若干大きくなっているが、その誤差はたかだか2%であるため、この締固め方法を用いて室内試験用大型供試体を作製することが可能であることがわかる。

(3) 最高注水圧力決定試験

ルジオンテストを行う際の注水圧力があまり大きすぎると試験区間周辺の供試体を破壊し、その後の透水性を把握することにより供試体の透水性を実際よりも過大に評価してしまう恐れがある。よって、図-5.52に示すように本試験と同様の仕様で小型の供試体

表－ 5. 12 締固め機械の仕様

電 動 ハ ン マ	ハ ン ド バ イ ブ レ ー タ
品 名 : 電動ハンマ (モデル 8600)	品 名 : コンクリート振動機
締固め盤 : $\phi 200\text{ mm}$	締固め盤 : $140\text{ mm} \times 135\text{ mm}$
重 量 : 36.50 kg	重 量 : 6.38 kg
打撃数 : $900\text{ 回}/\text{min}$	振動数 : $6,500\text{ r.p.m}$
電 圧 : 100 V	電 圧 : 100 V
電 流 : 14 A	電 流 : 2.2 A
消費電力 : $1,350\text{ W}$	消費電力 : 220 W
製 作 : (株)マキタ電気製作所	製 作 : 特殊電気工業(株)

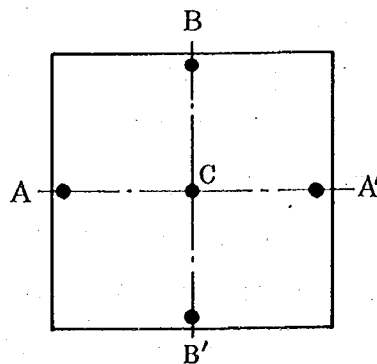
表－ 5. 13 均質締固め確認試験結果

層 目	材料搬 入重量 (kg)	仕 上 り 厚 さ						含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)
		A (cm)	A' (cm)	C (cm)	B (cm)	B' (cm)	平 均 (cm)			
1	95.48	11.0	9.0	9.0	10.0	10.0	9.8	7.6	1.779	1.653
2	95.48	9.5	9.7	9.7	10.0	10.0	9.8	7.6	1.779	1.653
3	95.48	9.5	10.0	10.0	10.0	10.0	9.9	7.6	1.761	1.637
4	95.48	9.5	9.5	10.0	9.8	10.0	9.8	7.6	1.779	1.653
平均	95.48	9.9	9.6	9.7	10.0	10.0	9.8	7.6	1.779	1.653

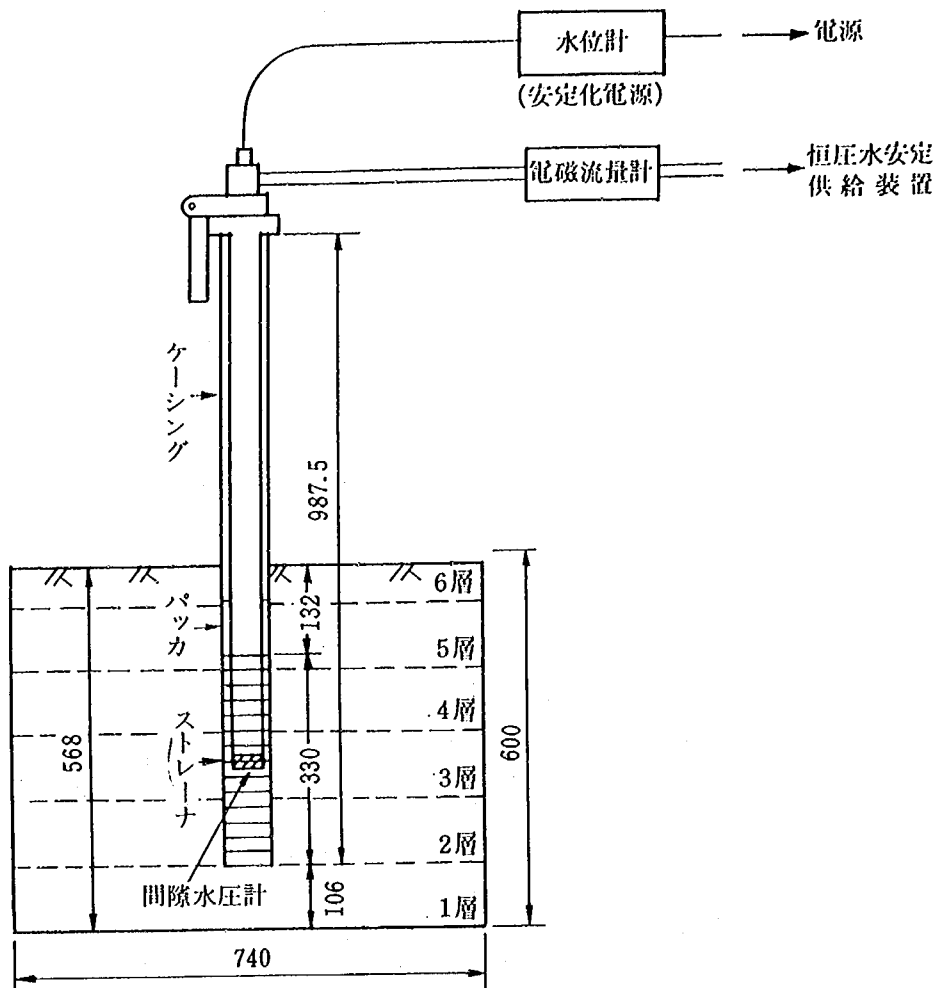
注 1) 材料の含水比は、各層から試料を採用したが試験材料全体を同一含水状態と見なし、混合して試験を行った値である。

2) 当該層の密度は、材料の重量と仕上り厚さの平均値から求めた体積から算出した。

●印：測定か所



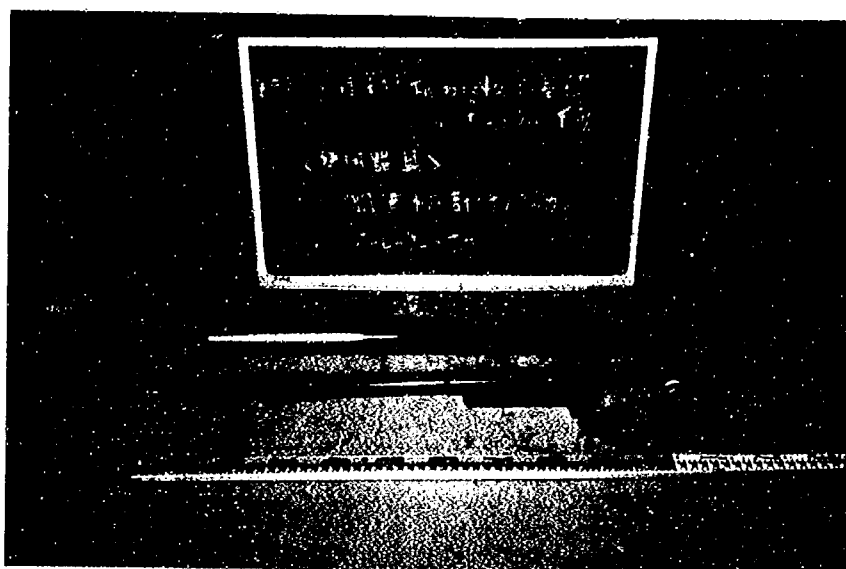
仕上り厚さ測定位置



図－ 5. 52 最高注水圧力決定試験用供試体

(外枠は図－ 5. 50 の綱製箱) を作製し(ただし、ケーシングパイプ(写真－ 5. 2 参照)を立て込んだところは電気ハンマでは締固めにくいので、ハンドバイブレータを用いて十分に締固める。), その供試体がどの程度の注水圧力に耐えうるのかを恒圧水安定供給装置を用いて確認する。また、有効注入圧力は、ストレーナ内部に間隙水圧計を設置(写真－ 5. 2 参照)して直接測定する。こうすれば、管内損失に対する補正を行う必要がなくなる。ここで用いた水圧計の仕様を表－ 5. 14 に示す。さらに、この水圧計を用いる以前に、図－ 5. 53 に示すようなアクリルパイプとマノメータで作製した検定装置により、水位を上昇・下降させて間隙水圧計の検定を行った。検定結果を図－ 5. 54 に示す。この図より、間隙水圧計の誤差範囲は、仕様に示された値の中に収まっている。

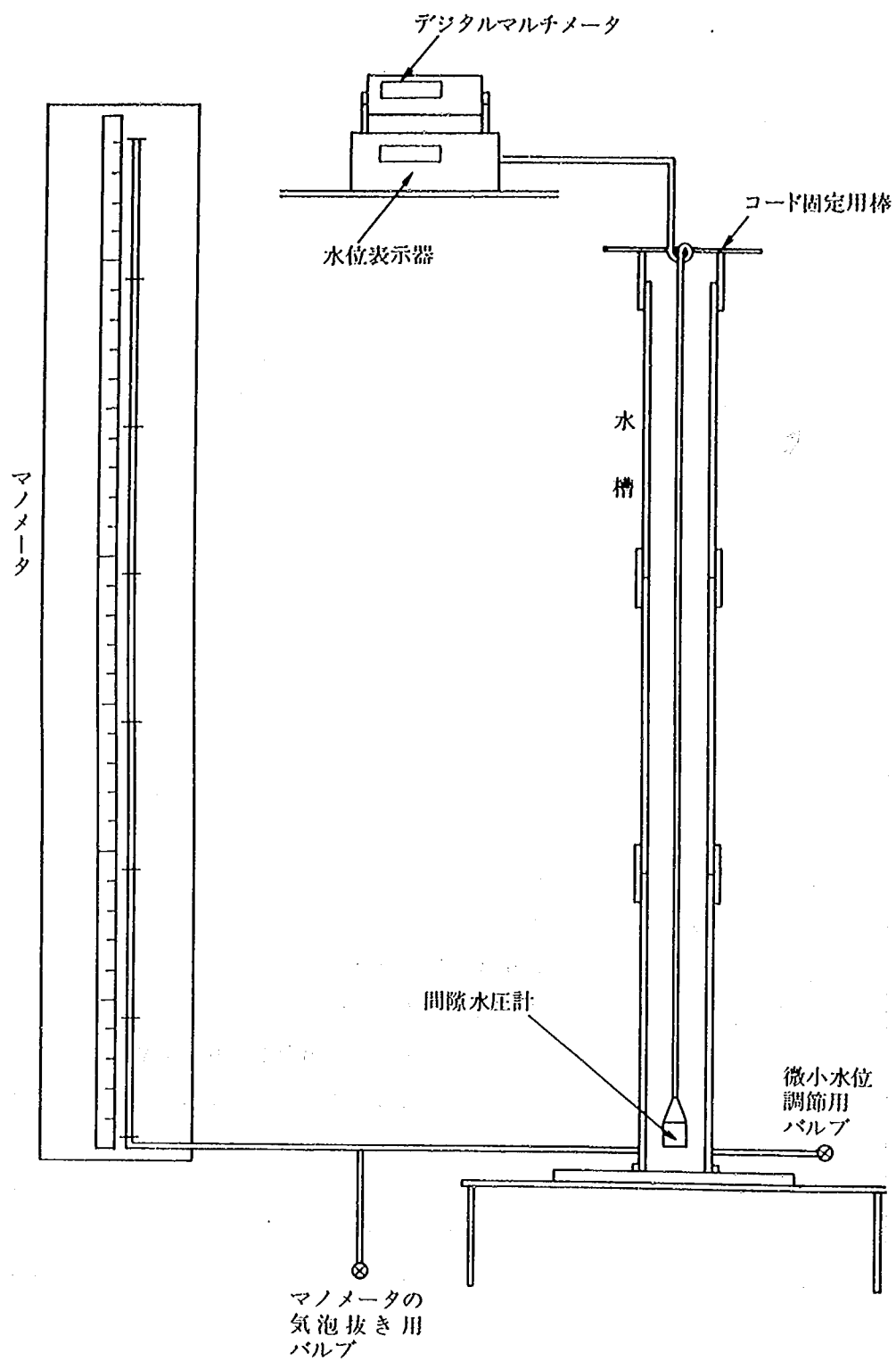
この供試体を使用した材料(砂)の粒径加積曲線は、図－ 5. 55 に示すとおりである。また、供試体は均質等方となるよう原則として一層当りの仕上がり厚さ 10 cm で締固めた。それらの各層の層厚および含水比・密度を表－ 5. 15 に示す。なお、層厚は表－ 5. 15 の付図に示す最高 9 点の底面からの高さにより管理した。含水比は平均含水比 7. 4 % に対し $\pm 0. 2$ % の範囲に収まっており、目標値である含水比 7. 5 % をほぼ満足している。乾燥密度



写真－ 5. 2 間隙水圧計付パッカーと
ストレーナ付ケーシングパイプ
(巻頭カラー写真集参照)

表－ 5. 14 間隙水圧計の仕様

項 目	仕 様
機 種 測 定 範 囲 精 度 附 属 機 械	TD－4000－24 0～3 m ±0.35% RO 増幅器：WD102型 アナログ出力：0～1 V AD交換：7セグメントLED 4桁
製 作	北 斗 理 研 (株)



図－ 5. 53 水圧計検定装置

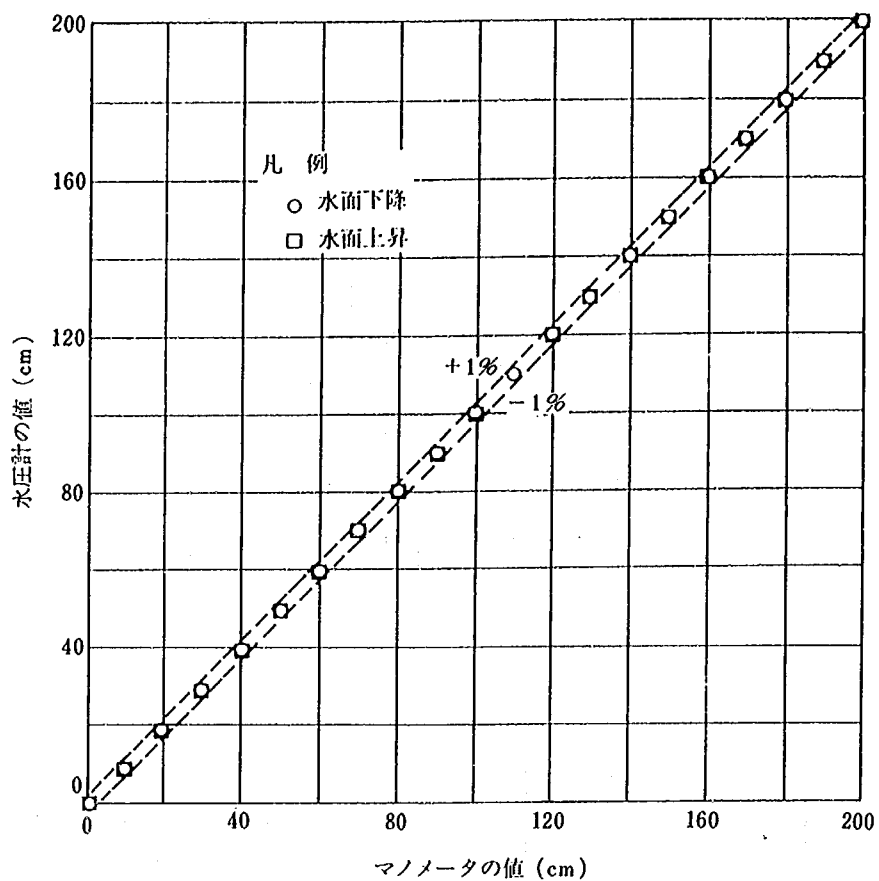


図 - 5. 54 間隙水压計の検定結果

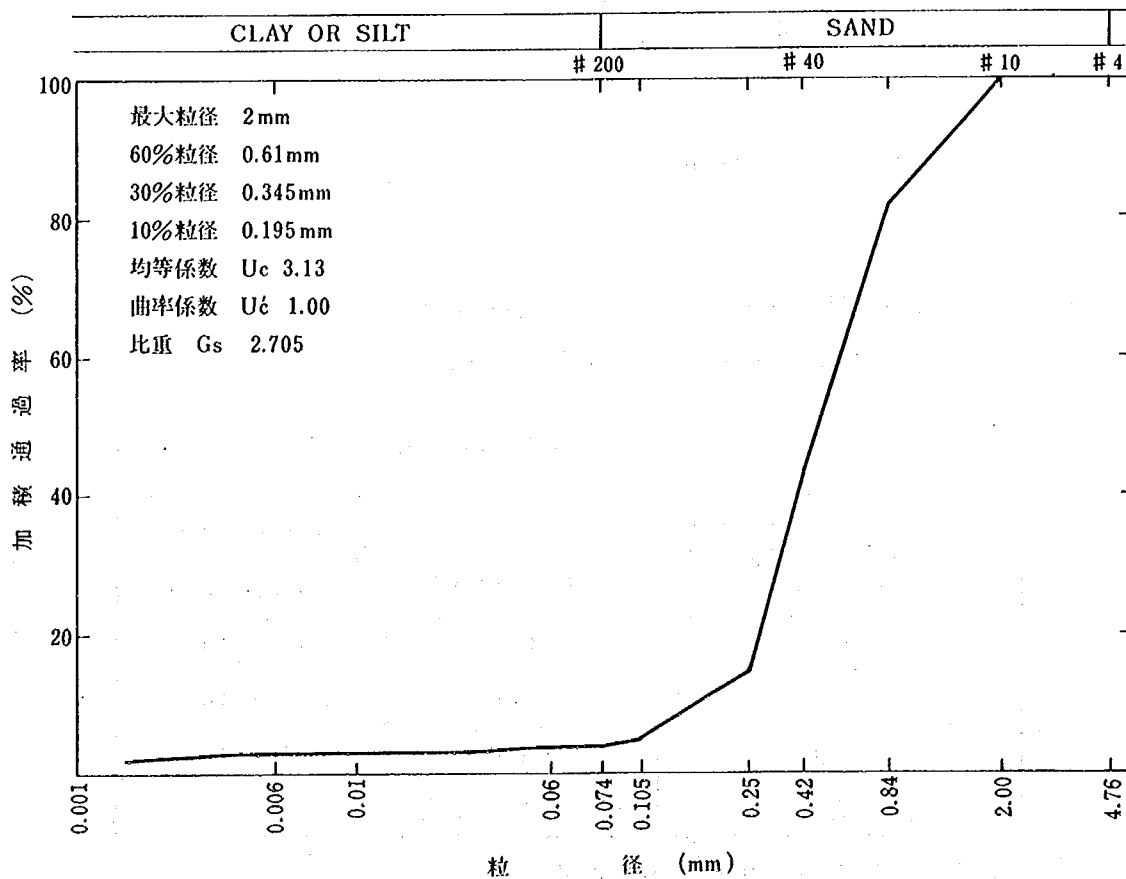
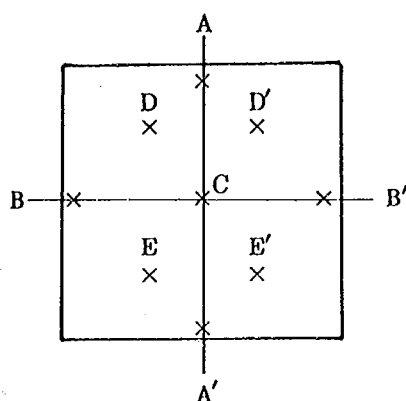


図 - 5. 55 粒径加積曲線

表- 5. 15 最高注入圧力決定試験用供試体作製試験結果

層目	材料搬入重量 (kg)	仕 上 り 厚 さ										含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)
		A (cm)	A' (cm)	C (cm)	B (cm)	B' (cm)	D (cm)	D' (cm)	E (cm)	E' (cm)	平均 (cm)			
1	100.0	11.1	10.9	10.4	10.3	10.3	—	—	—	—	10.6	7.2	1.723	1.607
2	100.0	11.1	11.0	10.8	11.1	10.4	10.7	10.9	11.3	11.1	10.9	7.6	1.675	1.557
3	100.0	9.9	11.1	10.2	10.1	10.3	10.3	10.2	10.7	10.6	10.4	7.3	1.756	1.636
4	100.0	11.1	10.2	9.9	9.7	10.3	10.7	11.0	9.4	9.8	10.2	7.4	1.790	1.667
5	100.0	10.0	10.3	10.8	10.1	10.5	10.3	10.0	10.5	10.4	10.3	7.3	1.773	1.653
平均	100.0	10.6	10.7	10.4	10.3	10.4	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	7.4	1.739	1.624
6	40.0	3.7	4.2	4.5	4.2	4.3	5.0	4.3	4.5	4.8	4.4	7.3	1.660	1.549



仕上り厚さ測定位置

×印：測定ヶ所

注)

① D, D', E, E'は2層目から設定した。

② D, D', E, E'は4層目から、位置を90°回転した。

は平均乾燥密度 1.624 g/cm³ に対し ± 0.07 g/cm³ とさほどばらつきも大きくなく、目標値である乾燥密度 1.62 g/cm³ をほぼ満足している。

表- 5. 16 最高注入圧力決定試験結果

地表面を地下水面としたときの有効注入圧力水頭 (cm)	注 入 量* (cm ³ /min)	水温 15°C における透 水 係 数 (cm/s)
26.0	885.0	7.16×10^{-3}
26.2	885.6	7.11×10^{-3}
27.4	900.0	6.91×10^{-3}
52.3	パイピング発生	—

* 注入量は水温 9.0°C の値である。

注水試験の結果を表- 5. 16 に示す。この表に示した透水係数は、式 (5. 7) を用いて得た値に対し温度補正を行ったものである。試験開始直後はケーシング内部にまで注入水がなかなかたまず、ストレーナ内の間隙水圧計の値もほとんど上昇しなかった。ただし、今回の供試体は非水口のない鋼製箱内に作製したため、注水時間が過ぎるにつれ供試体内部の地下水面が上昇し、ほぼ完全に供試体が飽和されると間隙水圧計の値も上昇した。従って、試験時の供試体は地表面まで完全に浸水していた。乾燥密度がほぼ目標値どおりであるにもかかわらず、透水係数の値が 10^{-3} cm/s のオーダーの内でも若干大きくなっているのは、供試体の地表面が試験区間に近いうえに、この供試体の表面が浸出面となってしまったために注入量が若干増加したからであろう。以上より、試験区間上端からの土被りが約 13 cm と薄く、かつ浸出面が試験区間近傍にあることにより注入量が多くなると言う危険側におけるルジオンテストでは、パイピングに対する限界圧力が圧力水頭で約 50 cm となることがわかる。従って、試験区間上端からの土被りが 50 cm 以上となる大型室内試験用供試体では、約 1 ～ 2 m の有効注入圧力水頭に対してはパイピング破壊は生じないと思われる。

〔室内試験用大型供試体の作製〕

(1)～(3)の予備試験の結果に基づき作製仕様を決定した室内試験用大型供試体を図- 5. 46 の土槽内に作製した。供試体の作製に用いた材料は、含水比 7. 5 % の砂で、予備試験に用いたものと当然同じである。この砂を電気ハンマおよびハンドバイブレータを用いて締固め仕事量 1 E。に相当する仕事量で締固めて供試体を作製した。締固めパターンは一層毎に図- 5. 56 に示すように渦巻き状に約 110 点を電気ハンマで 1 点当り約 2. 5 秒締固め、

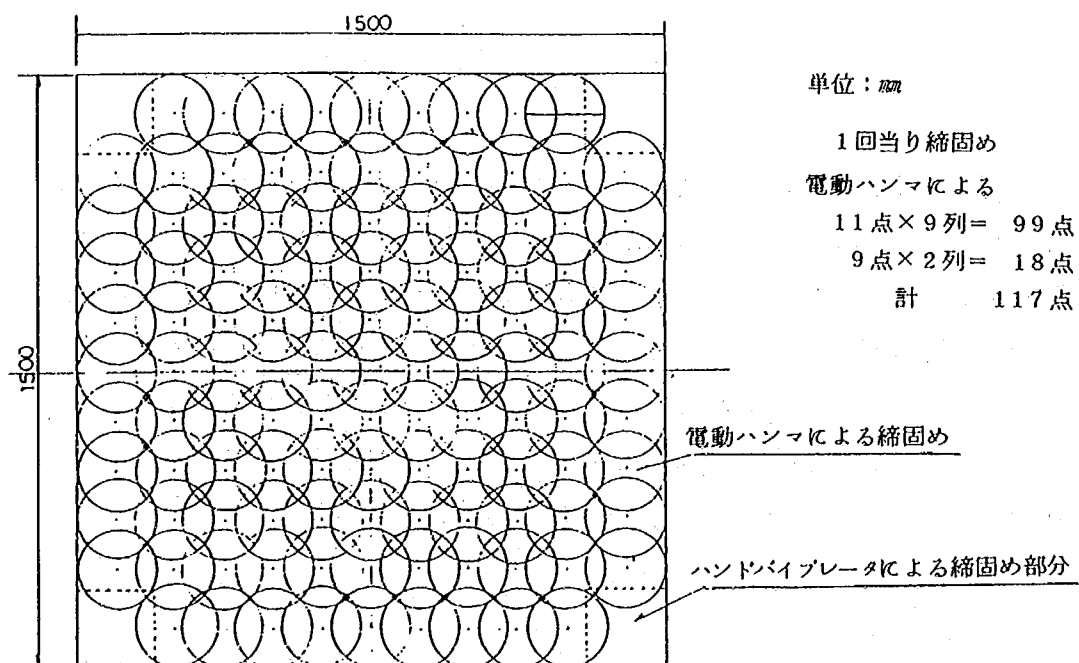


図- 5. 56 締固めパターン

電気ハンマでは締固めにくい供試体の隅とケーシングパイプのまわりはハンドバイブレータで念入りに締め固めた。そして、この締固めパターンを一層当り2回繰り返して、締固め仕上がり厚さを10 cmとなるようにした。締固め厚さを管理するための測定点は、図-5.57に示す30 cm間隔の格子点36点とケーシングパイプがある場合は、そのまわり4点を加えた計40点である。

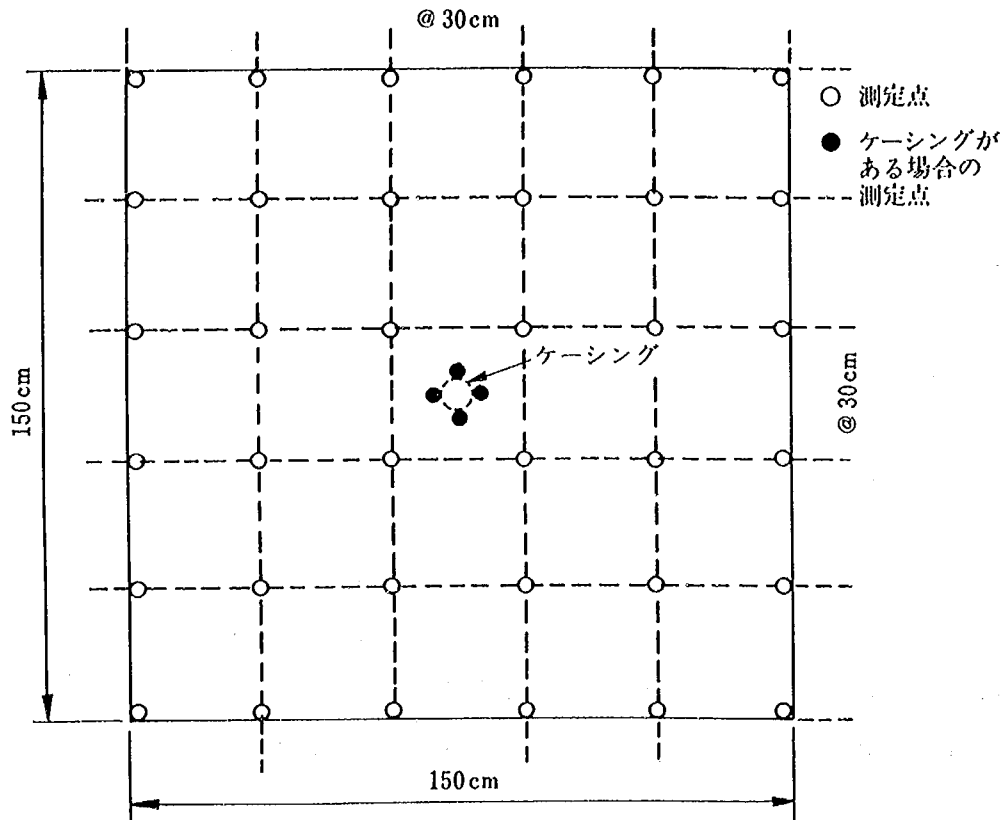


図-5.57 締固め厚さ測定点

作製した供試体の断面寸法は図-5.58に示すとおりであり、また各層毎の層厚・含水比・密度・比重は表-5.17に示すとおりである。さらに、幾つかの層については、その材料(砂)の粒度分布も調べた。それらの結果を図-5.59の粒径加積曲線に示す。

層厚と乾燥密度の平均値より、この供試体を締固めるのに用いた仕事量は、1 E。相当よりも若干大きかったと思われる。しかし、平均含水比が目標値(7.5%)の約3%減でしかないうえ、乾燥密度の平均値も目標値(1.62 g/cm³)の約4%増でしかいないため、供試体の透水係数は10⁻³ cm/sのオーダー内にあると考えられる。

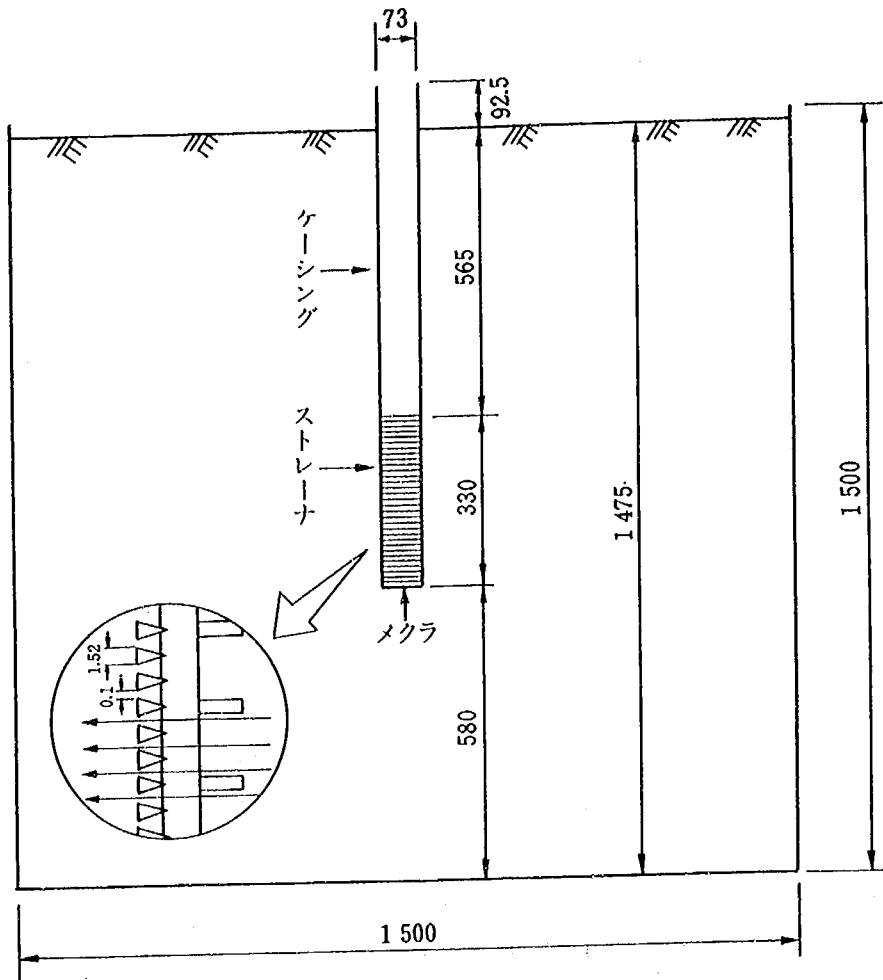


図 - 5. 58 供試体断面

表- 5.17 供試体の各層厚・含水比・密度・比重

層 目	土の重量 (kg)	締め固め 平均厚さ (cm)	湿潤密度 (g/cm ³)	含 水 比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	比 重	粒 度 (%)	
							0.42 mm	0.074 mm
1	391.05	9.96	1.745	6.97	1.631	—	—	—
2	391.33	9.99	1.741	7.37	1.621	—	—	—
3	390.72	9.61	1.807	7.03	1.648	2.682	45	5
4	390.89	9.76	1.780	7.67	1.653	—	—	—
5	391.18	9.49	1.832	7.55	1.703	2.701	40	3
6	390.97	9.16	1.897	7.40	1.766	2.708	40	3
7	390.49	10.18	1.708	7.69	1.586	—	—	—
8	390.71	9.58	1.816	7.51	1.689	2.671	43	4
9	390.83	9.14	1.904	6.90	1.781	—	—	—
10	518.08	12.83	1.798	6.98	1.681	2.671	38	2
11	390.98	9.37	1.858	7.31	1.731	—	—	—
12	390.99	9.36	1.860	7.11	1.735	—	—	—
13	390.55	9.40	1.850	7.18	1.726	—	—	—
14	390.30	9.72	1.788	7.15	1.669	—	—	—
15	390.82	9.91	1.756	7.06	1.640	—	—	—
合 計	5989.89	147.46	27.14	108.88	25.26	13.433	206	17
平 均	*390.84	* 9.62	1.809	7.26	1.684	2.687	41	3
標 準								
偏 差	*0.27	* 0.31	0.056	0.25	0.054	—	—	—

注 1) *印は高さ調整を行った10層目を除いた値を示す。

注 2) 注 1) に示す高さ調整の理由は次のようである。

供試体内部に埋設する間隙水圧計(マノメータ型)は高さ 100 cm の位置であり、このため当刻層の仕上り面が同等か若しくは幾分高目であることが必要である。一層当りの仕上り厚さは 10.0 cm として締め固めを行っているが、各層毎の仕上り厚さの微小差が積層によって累加拡大されたため高さ調整が必要となった。よって供試体の調整高さは 3.1 cm であり 10 層目で調節を行った。

注 3) 砂の重量については各層共一定重量としたが、各層に僅少な差が生じているのは管理試験用として採取した試料および 7 層目以上については試験孔用パイプの体積分を差し引いて材料を計量したことによる。

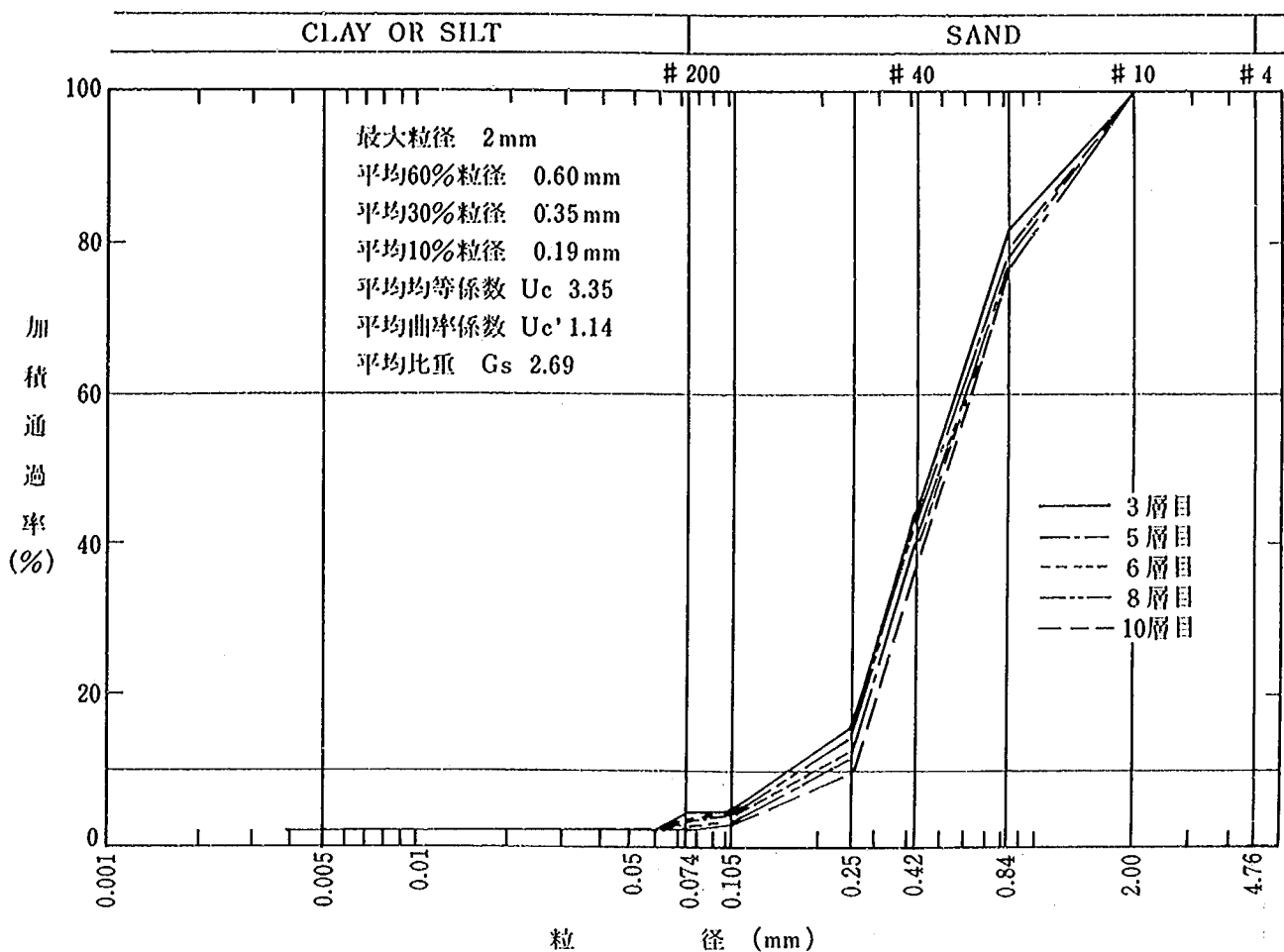


図- 5. 59 粒径加積曲線

5. 11. 4 試験方法

ルジオンテストは、定水位法で行う透水試験の一種であるため、注水には、図- 5. 60 に示す孔内水位を一定に保ちながら給水できる給水ビンを用いた。また、給水ビンからの給水は、45ℓ全量なくなるか、給水量が一定になってから通常ある有効注入圧力でルジオンテストを行う際の注入時間に相当する時間がたつまで（ここでは30分間）行うこととした。給水ビンの水位の読み取り最小目盛は1mmである。

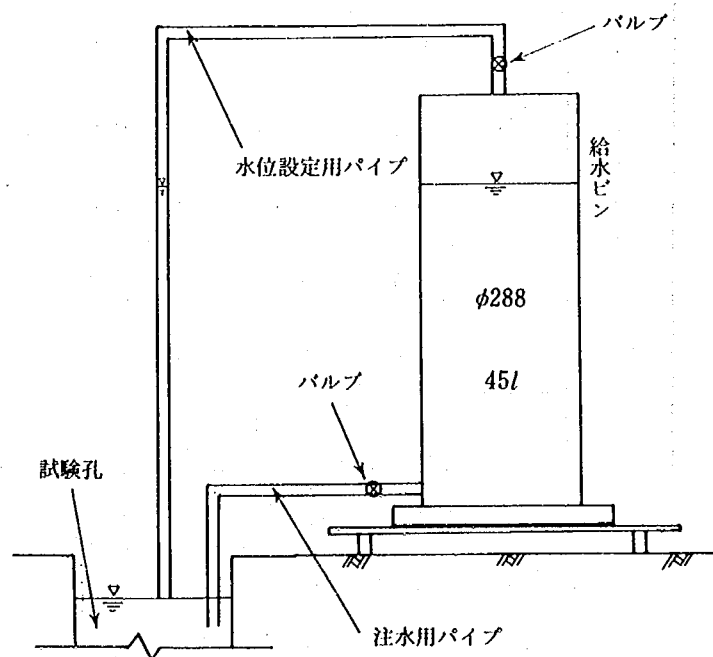


図- 5. 60 給水ビン

本項の目的は、地下水流下での

ルジオンテストの精度を知ることである。そこで、図-5.46に示した実験土槽の両端に設置されている水槽内の水位を調節することにより供試体内部に地下水流を生じさせる。具体的な水槽内水位は、表-5.18に示すとおりであり、上流側水槽内水位を H_1 、下流側水槽内水位を H_2 で表わす。さらに、この表に従って水槽内水位を設定した時の定常状態に至ったかどうかの判定基準として、定常浸透流解析により各設定水位毎の供試体内の自由地下水面を求めた。それらの結果をまとめたものが図-5.61である。なお、この解析に用いた不飽和特性を図-5.62に示す。この不飽和特性曲線は、以前に原位置透水試験法の検討²⁵⁾を行った際の供試体材料(砂+フライアッシュ)より得たものであるが、今回の試験に用いる供試体材料(砂)と以前の供試体材料とでは物理的特性にさほど差がないと考えられるので、この不飽和特性を今回の解析に用いた。

今回の試験では、各設定水槽水位に対して表-5.18に示すように、数種類の有効注入圧力を与えてルジオンテストを行う。ここで与えた有効注入圧力は、各ケースに対してその最大の場合でも地表面からの注入水の浸出が生じ注入量が増大して他のケースとの単純比較が出

表-5.18 水槽内水位と有効注入圧力

ケース No	上流側水槽水位 H_1 (m)	下流側水槽水位 H_2 (m)	有 効 注 入 圧 力 (kgf/cm ²)
0	1.2	1.2	0.015, 0.03
1	1.4	1.4	0.015
2	1.4	1.2	0.015, 0.03
3	1.4	1.0	0.015, 0.03, 0.045
4	1.4	0.8	0.015, 0.03, 0.045
5	1.4	0.6	0.015, 0.03, 0.045, 0.06
6	1.4	0.4	0.015, 0.03, 0.045, 0.06
7	1.4	0.0	0.015, 0.03, 0.045, 0.06
8	1.2	1.2	0.015, 0.03

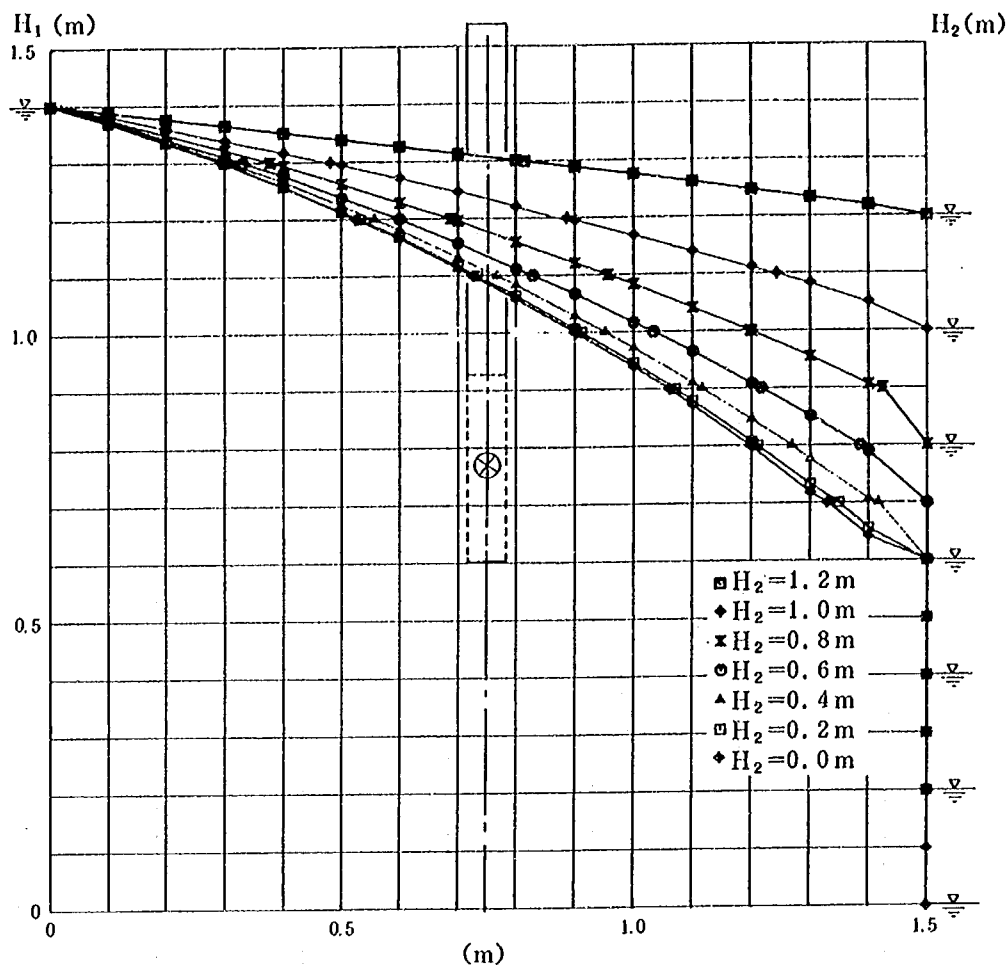


図-5.61 定常浸透流解析による水面形

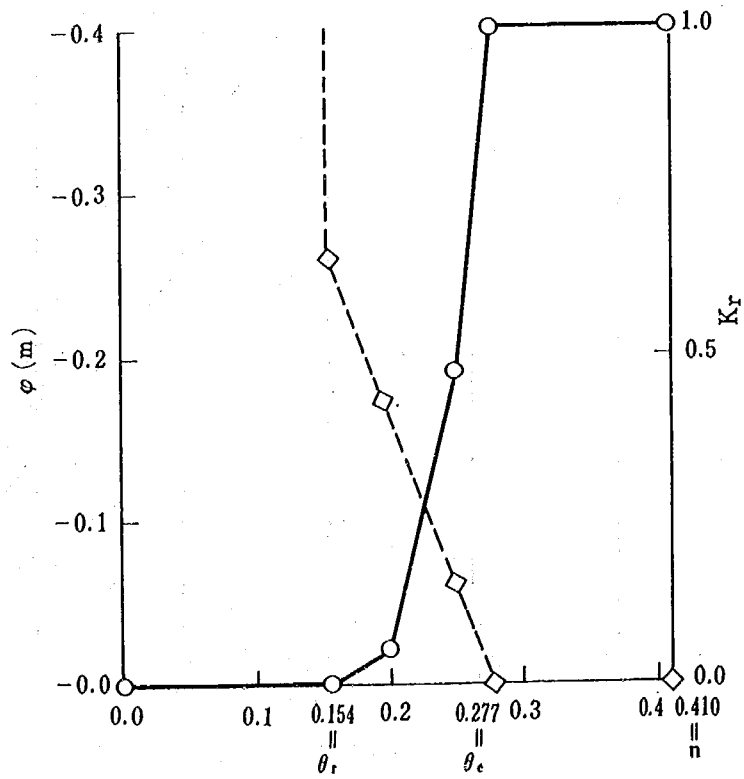


図-5.62 不飽和特性

来なくなることがないような範囲の値とした。さらに、ルジオンテストを行った際の地盤破壊の有無を確認するために、各有効注入圧力を与えたルジオンテストの前後に、上流側水槽から下流側水槽へ供試体内を流れる浸透流量として下流側水槽からオーバーフローする水量を計測した。もし、ルジオンテストにより地盤破壊が生じたならば、試験後に下流側水槽からオーバーフローする浸透流量は、試験前のものに比べて増加するはずである。この浸透流量の変化より具体的に供試体の状態を判断する基準として、ここでは供試体のもつ透水係数に換算する。換算方法は図-5.63を用いて行い、各設定水槽水位毎に浸透流量から透水係数

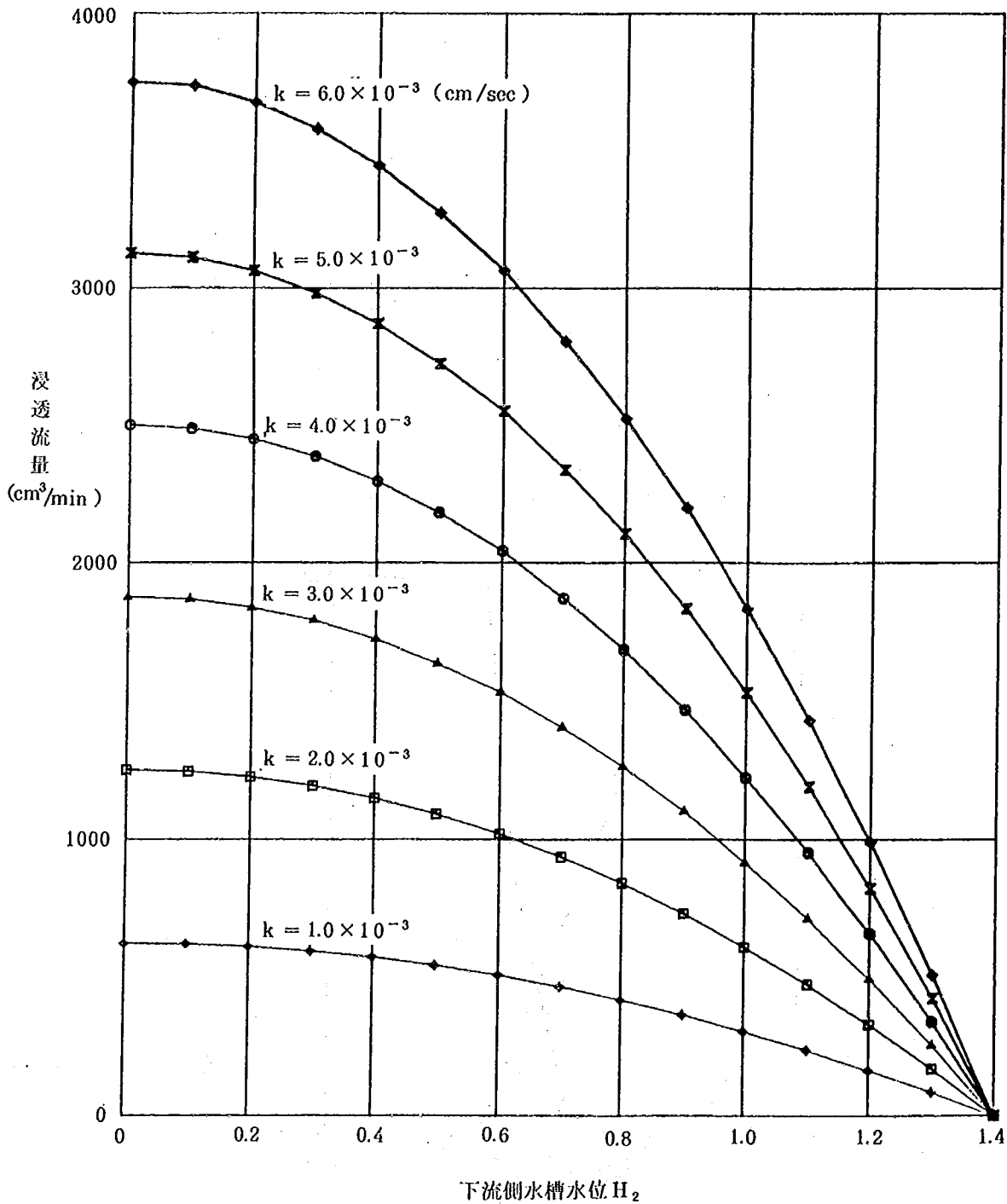


図-5.63 浸透流量と透水係数の関係 ($H_1 = 1.4 \text{ m}$)

を得るというものである。この図-5.63は図-5.62の不飽和特性を用いて、あらかじめ各透水係数毎に浸透流解析を行うことにより作成したものである。

一般に長時間のルジオンテストを行うと、長時間通水にともなう目詰り現象の発生が懸念される。ただし、今回の試験に用いた水は水道水であり、一般のルジオンテストの際に用いる現場近辺の自然水（河川水、地下水等）に比べると当然濁度は小さいうえにここで作製した供試体の透水係数は 10^{-3} cm/sのオーダーなので目詰り現象発生の可能性は低く、逆に供試体材料の細粒分の下流側フィルタ（0.074 mm）を通しての洗い流し現象が懸念される。よって、目詰り現象または洗い流し現象発生の有無を確認するために、地下水流下でのルジオンテストを実施する前後に、 $H_1 = H_2 = 1.2$ mの条件でルジオンテストを行った。以後、これらの試験前後に行う試験をそれぞれ試験前確認試験、試験後確認試験と呼ぶことにする。さらに、全ケースのルジオンテストの終了後、供試体内部の注入水の浸透領域に乱れが発生していないか確認するため注入水に色素（アリザリン、 $C_{14}H_7NaSO_4 \cdot H_2O$ ）を溶解してルジオンテストを行い、解体後目視確認した。

試験のフローを図-5.64に示すとともに、具体的な試験手順をフローに従って以下に記す。

- ① 5.11.3に記した予備試験の手順に従い、供試体材料（砂）の土質試験、均質締固め確認試験、最高注水圧力決定試験を行う。
- ② 5.11.3に記した室内試験用大型供試体作製の手順に従って、均質等方で透水係数が 10^{-3} cm/sのオーダーの供試体を作製する。
- ③ 試験前確認試験を行うために、作製した供試体の両端の水槽内水位を1.2 mに設定し、その後12時間以上放置した。図-5.47に示したマノメータ（最小目盛1 mm）の値が全て1.2 mになったのを確認後、有効注入圧力として 0.015 kgf/cm²、 0.03 kgf/cm²（水頭表示で15 cm、30 cm）の2種類を与えてルジオンテストを行う。ただし、各ルジオンテストの間は、供試体内の水圧分布が初期状態にもどるよう3時間以上放置する。また、これ以後の全てのルジオンテストにおいて、有効注入圧力を設定し給水を開始した後、1分毎に給水ビンの目盛を読み、5分毎にマノメータの値を読む。この作業は給水ビンの水が全てなくなるか、給水開始後30分まで続ける。
- ④ ③で行ったルジオンテストの結果より式（5.7）を用いて供試体の透水係数を求める。もし、これにより得られた透水係数が 10^{-3} cm/sのオーダーよりも大きい場合には再度供試体を作製する。
- ⑤ 水槽内水位を表-5.18に示したケースNoの順に設定する。設定終了の確認、すなわち浸透流が定常状態におちついたかどうかの目安として図-5.61の水面形を用いる。マノメータの読みとこの水面形がほぼ一致した時を設定終了とする。
- ⑥ ⑤が終了したら、ルジオンテストを行う前に下流側水槽からオーバーフローした浸透流量をメトラーにより重量を測定し求める（ケースNo 2～7のみ）。この浸透流量と図-5.63より供試体の透水係数を求める。もし、この時の透水係数が 10^{-3} cm/s オーダーよりも

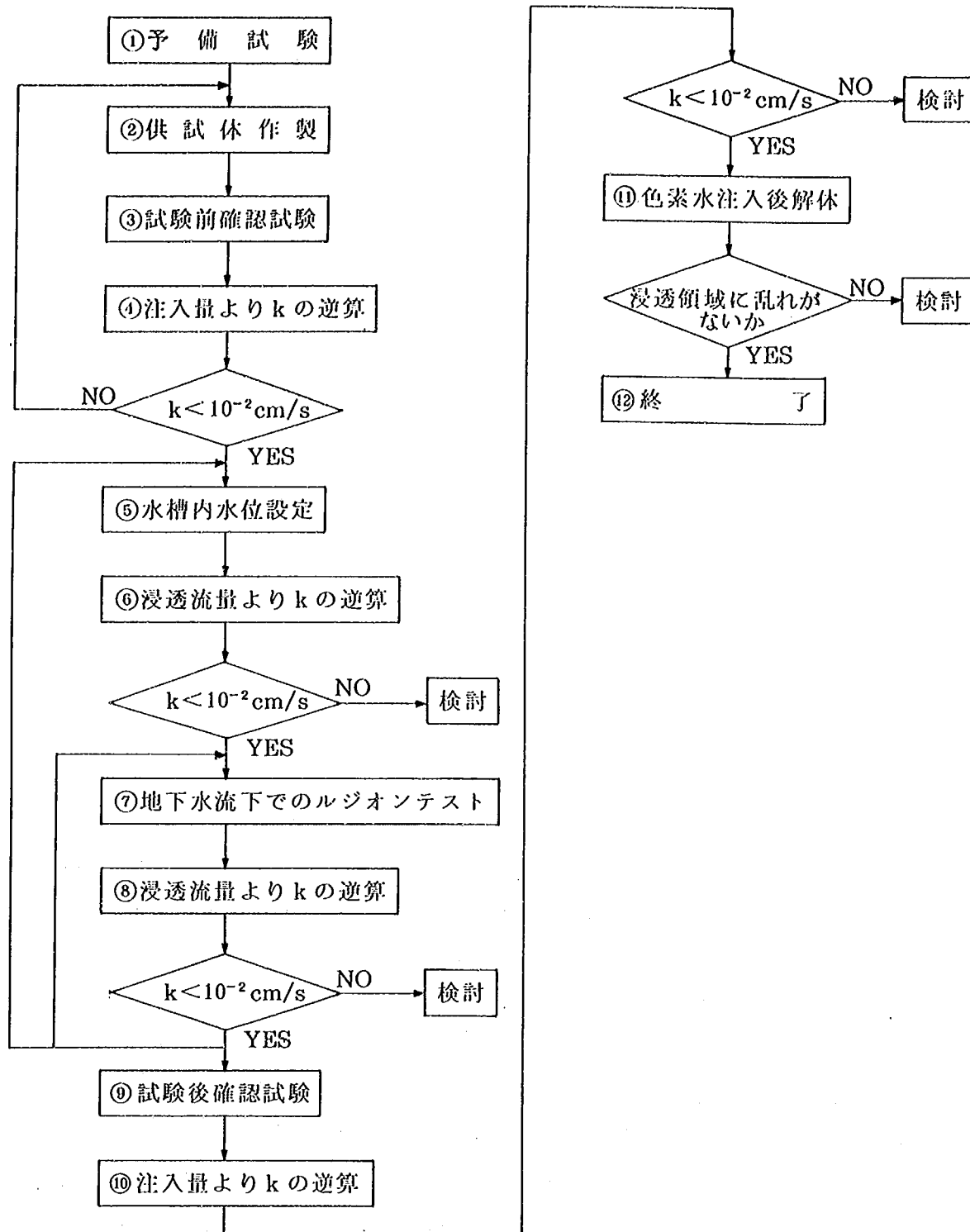


図-5.64 試験のフロー

極端に大きければ供試体が破壊されている可能性がある。

- ⑦ 表-5.18に示したように、各設定水槽内水位毎に数種類の有効注入圧力を与えてルジオンテストを行う。ただし、この場合に有効注入圧力を設定する基準となる水位（ルジオンテストでいうところの地下水位）は、ケーシング内の水位とする。ある有効注入圧力におけるルジオンテストが終了したら、供試体のマノメータの値が初期の定常値にほぼ等しくなるよ

うに 2 時間以上放置する。

- ⑧ マノメータの値がほぼ初期の定常値に等しくなったならば、⑥と同様にして浸透流量より供試体の透水性が変化していないかどうか確認する。
- ⑨ 表- 5. 18 に示した全ケースのルジオンテストが終了したら、③と同様にして試験後確認試験を行う。
- ⑩ ④と同様にして注入量より供試体の透水係数を求め、供試体が破壊されていないことを確認する。
- ⑪ アリザリンを溶解した色素水を、設定水位 $H_1 = H_2 = 1.2 \text{ m}$ の供試体に有効注入圧力 0.03 kgf/cm^2 で注入する。24 時間以上放置した後、実験土槽内の水を全て排水し、供試体を解体して色素の到達距離を測定することにより供試体内の注水の浸透領域内の乱れの有無を確認する。

5. 11. 5 試験結果

各有効注入圧力でのルジオンテストにおいて、注入量の測定は給水開始と同時に始め、1 分毎に測定を行った。ただし、ルジオンテストは定常定圧の透水試験法であるため、今回の試験より求める注入量は、その値が定常になったと考えられるときのものである。各ケースの試験では、注入（給水）開始から 5 分後のマノメータの値が既にもう変化しないほぼ定常な値となっていた（図- 5. 65 参照）が、さらに安全側を考慮して注入開始後 10 分から原則として 10 分間の注入量を平均したものを、その注入圧力における注入量とした（図- 5. 66 参照）。

今回の試験では、注入量 Q は給水ビンの断面積 A と給水ビン目盛（最小目盛 1 mm ）の 1 分間当りの減少量 H の積となる。従って、 $Q = AH$ に誤差伝播の法則を適用すると次式のようになる。

$$\left(\frac{\sigma_Q}{Q}\right)^2 = \left(\frac{\sigma_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_H}{H}\right)^2 \quad \dots\dots\dots (5. 28)$$

測定値に対する相対的な誤差を表わす変動係数 σ_A/A 、 σ_H/H の最大値は、 σ_A/A の場合、給水ビンの断面積の検定を水の容積より換算して行った際に得られた値の 0.01 とし、 σ_H/H の場合、今回の試験に用いた給水ビンの最小目盛が 1 mm であることから目視による誤差を考慮して 0.01 とする。従って、式（5. 28）より、

$$\frac{\sigma_Q}{Q} = \sqrt{(0.01)^2 + (0.01)^2} \approx 0.014 \quad \dots\dots\dots (5. 29)$$

となる。以上から、注入量の測定値には、その計測器による誤差が約 1.4 % 存在することになる。しかし、実際には、図- 5. 60 に示した給水ビンによる設定水位が、注入水の供試体内への浸透量と給水ビンからの給水量の微妙なズレから変動するため、この誤差も考慮しなければならない。では、設定水位の変動量はどのくらいの値を持つのだろうか。ここでは、有効注入圧力水頭が 15 cm 、 30 cm 、 45 cm の 3 種類に対し、供試体の両端の水槽内水位を

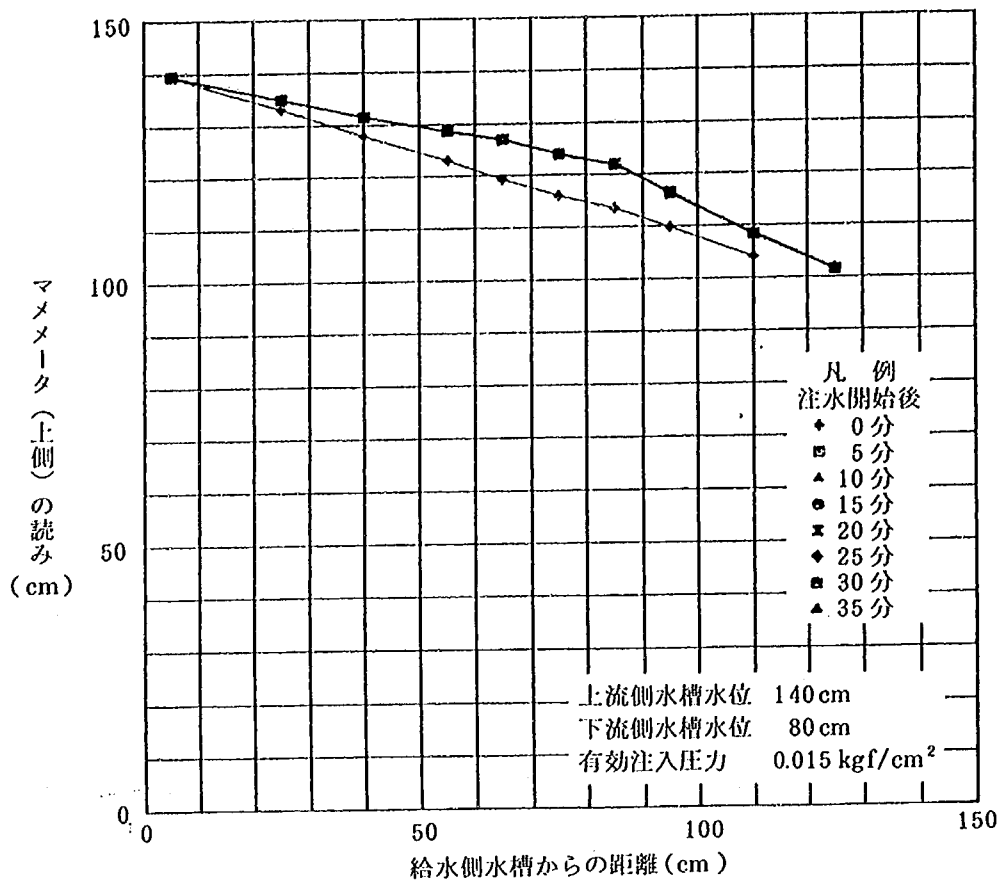


図- 5. 65 マノメータの測定値の例

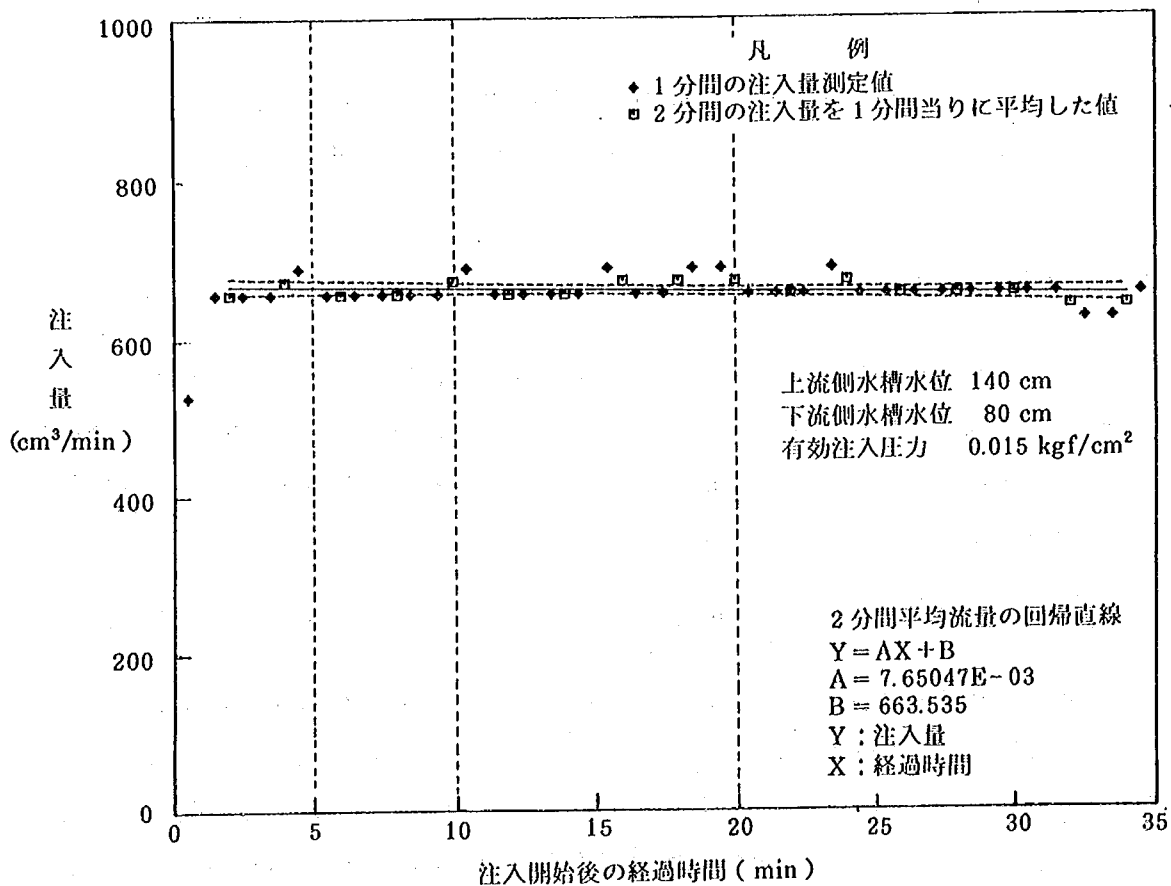
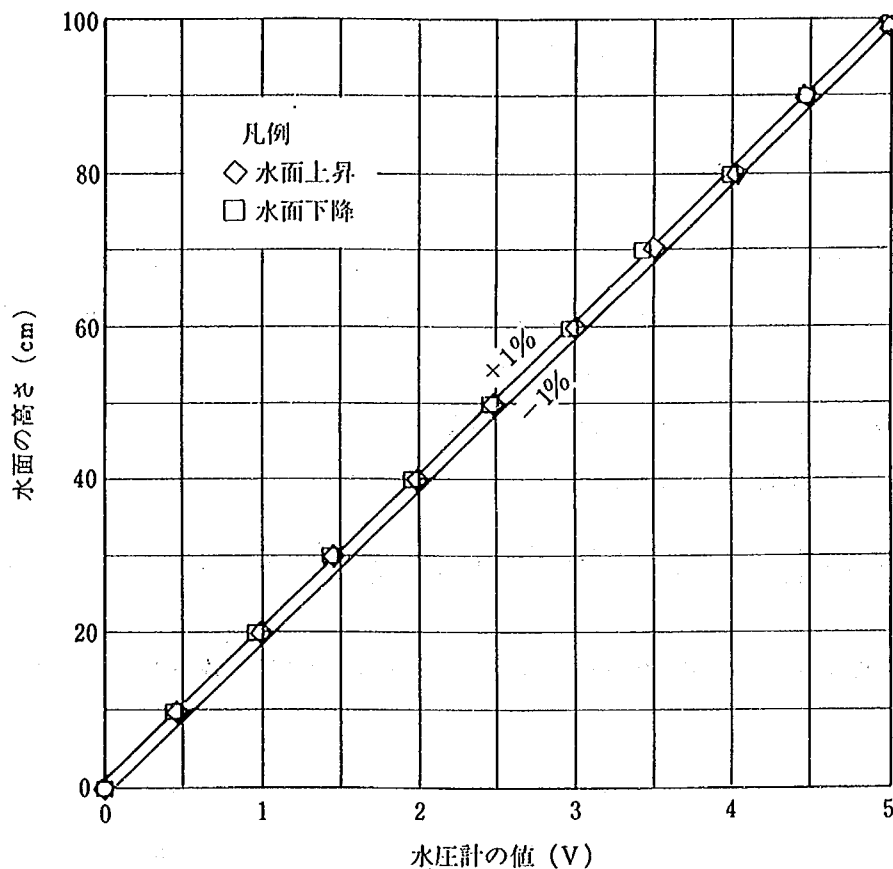


図- 5. 66 注入量の測定値の例

$H_1 = H_2 = 1.2 \text{ m}$ とした地下水流が存在しない土槽の試験孔内に間隙水圧計（間隙水圧計の仕様を表-5.19に、検定結果を図-5.67に示す。）を設置して変動量を計測した。表-5.20にそれらの計測結果を示す。有効注入圧力水頭に対する変動量の割合の最も大きいのは、有効注入圧力水頭が最小の15 cmの場合である。この場合、設定水位をはさんでほぼ同程度の変動幅を持つ

表-5.19 設定水頭の変動量測定にのみ用いた間隙水圧計の仕様

製 作	北斗理研株式会社
型 式	PD-241
測 定 範 囲	0 ~ 0.1 kgf/cm ²
直 線 性	1 % FS
繰返し精度	± 0.1 % FS
ヒステリシス	± 0.1 % FS



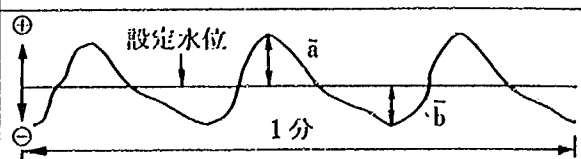
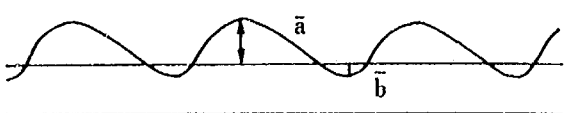
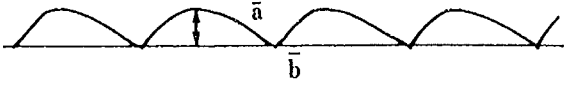
注) 1V=20 cmに設定した場合である

図-5.67 設定水頭の変動量測定にのみ用いた間隙水圧計の検定結果

ているが、有効注入圧力水頭に対するその割合は一割強である。しかも、変動周期は1分間に約3回である。注入量を求めるときは10分間の平均をとるため、有効注入圧力水頭15 cmの場合は、ほぼ設定水位に等しくなると考えられる。ただし、有効注入圧力水頭が大きい場合は、平均すると設定水位よりも若干水頭が大きくなってしまふことに注意しなければならない。

また、注入量をもとに、ルジオンテストを1圧で行う場合と全く等しいパッカー法の式

表- 5. 20 設定水位の変動量

注入水頭 (cm)	設定水位変動状況	変動量 (cm)
15		$\bar{a}=2.0\text{ cm}$ $\bar{b}=1.8\text{ cm}$
30		$\bar{a}=3.8\text{ cm}$ $\bar{b}=1.2\text{ cm}$
45		$\bar{a}=3.0\text{ cm}$ $\bar{b}=0.1\text{ cm}$

*横方向の縮尺は全て同じ

(5. 7) から透水係数を求める場合に, 誤差伝播の法則を適用して求めた各種測定項目にする影響因子を表- 5. 21 に示す。²⁶⁾ なお, この表中の h_1 は設定水位, h_2 は地下水位, r_0 は試験孔半径, ℓ は試験区間長である。変動係数が最大となるのは, 有効注入圧力水頭が最小の 15 cm の場合で, それぞれ $\sigma_Q/Q = 0.014$, $\sigma_{h_1}/h_1 = 0.01$, $\sigma_{h_2}/h_2 = 0.01$, $\sigma_{r_0}/r_0 = 0.01$, $\sigma_\ell/\ell = 0.01$ とすると, $\ell/2r_0 = 4.52$ であるから表- 5. 21 の影響因子より,

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_k}{k} &= \sqrt{C_Q^2 \left(\frac{\sigma_Q}{Q}\right)^2 + C_{h_1}^2 \left(\frac{\sigma_{h_1}}{h_1}\right)^2 + C_{h_2}^2 \left(\frac{\sigma_{h_2}}{h_2}\right)^2 + C_{r_0}^2 \left(\frac{\sigma_{r_0}}{r_0}\right)^2 + C_\ell^2 \left(\frac{\sigma_\ell}{\ell}\right)^2} \\ &= \sqrt{(0.014)^2 + (-4.1)^2 \cdot (0.01)^2 + (3.1)^2 \cdot (0.01)^2 + (-0.441)^2 \cdot (0.01)^2 + (-0.559)^2 \cdot (0.01)^2} \\ &= 0.053\end{aligned}$$

表- 5. 21 パッカー法における影響因子一覧²⁶⁾

試験名	透水係数 k の算定式	C_Q	C_{h_1}	C_{h_2}	C_{r_0}	C_ℓ
U. S. B. R. アースマニユアル E-18 パッカー法	$k = \frac{Q}{2\pi\ell(h_1-h_2)} \sinh^{-1}\left(\frac{\ell}{2r_0}\right)$ ($r_0 \leq \ell < 10r_0$)	1	$-\frac{h_1}{h_1-h_2}$	$\frac{h_2}{h_1-h_2}$	$-\frac{\ell}{2r_0} \frac{1/\sqrt{1+(\frac{\ell}{2r_0})^2}}{\sinh^{-1}(\frac{\ell}{2r_0})}$	$-1 + \frac{\ell}{2r_0} \frac{1/\sqrt{1+(\frac{\ell}{2r_0})^2}}{\sinh^{-1}(\frac{\ell}{2r_0})}$

注) $C_Q, C_{h_1}, C_{h_2}, C_{r_0}, C_\ell$ は, それぞれ Q, h_1, h_2, r_0, ℓ の影響因子である。

となる。よって、上記の条件では、得られた透水係数に対する計測器による誤差が最大約 5.3% となる。

今回の試験で得た注入量は、それぞれ注入水の水温が異なっていたため（最低 9.5°C，最高 13°C），そのままでは単純に比較できない。そこで，ここでは水温 15°C に対する注入量に補正した後に比較する。補正の仕方は，温度 T°C に対する水の動粘性係数 ν_T を表 - 5.22 によって求め，次式によって計算する。

$$Q_{15} = Q_T \frac{\nu_T}{\nu_{15}} \quad (\text{cm}^3/\text{min}) \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

ここに， Q_{15} ， Q_T ：それぞれ 15°C，T°C における注入量，

ν_{15} ， ν_T ：それぞれ 15°C，T°C における水の動粘性係数。

表 - 5.22 水の動粘性係数 ($10^{-2} \times \text{cm}^2/\text{sec}$)

t°C	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	1.792	1.786	1.780	1.774	1.768	1.761	1.755	1.749	1.743	1.737
1	.731	.725	.719	.713	.707	.701	.696	.690	.684	.679
2	.673	.667	.661	.655	.650	.645	.639	.634	.629	.624
3	.619	.613	.608	.603	.598	.592	.587	.582	.577	.572
4	.567	.562	.557	.552	.547	.542	.537	.533	.528	.524
5	1.519	1.515	1.510	1.505	1.500	1.496	1.491	1.478	1.482	1.477
6	.473	.468	.464	.459	.455	.451	.446	.442	.438	.433
7	.428	.424	.420	.416	.412	.408	.403	.399	.395	.391
8	.386	.383	.379	.375	.371	.367	.363	.359	.355	.351
9	.346	.342	.339	.335	.331	.327	.323	.319	.315	.311
10	1.308	1.304	1.300	1.296	1.293	1.289	1.285	1.282	1.278	1.274
11	.271	.267	.264	.260	.256	.253	.250	.246	.243	.240
12	.237	.233	.230	.226	.223	.220	.217	.214	.211	.207
13	.204	.201	.198	.194	.191	.188	.185	.182	.178	.175
14	.172	.169	.166	.162	.159	.156	.153	.150	.147	.144
15	1.141	1.138	1.135	1.132	1.129	1.126	1.123	1.120	1.117	1.115

さらに，水温 15°C に対する注入量を，式 (5.7) のパッカー法の透水係数算定式に代入して水温 15°C に対する透水係数 k_{15} を求めた。

また，注入量の場合と同様に，各ルジオンテストの前後に下流側水槽からのオーバーフローを測定して得た浸透流量も，水温 15°C に対する補正を行った。そして，補正後の浸透流量と図 - 5.63 を得るために行った浸透流解析より得た浸透流量から，次式を用いて水温 15°C に対する供試体の透水係数 k'_{15} を求める。

$$k'_{15} = k_A \frac{Q'_{15}}{Q_A} \quad \dots\dots\dots (5.32)$$

ここに， k_A ：浸透流解析に用いた透水係数，

Q_A ：浸透流解析より得た浸透流量，

Q'_{15} ：試験より得た浸透流量を水温 15°C に補正した値。

上式が成り立つのは，ここで計算したような境界条件下での浸透流解析では，浸透流量と

透水係数が比例関係にあることが確認できたためである。各ケースの浸透流量から求めた水温 15°C に対する透水係数 k_{15} をまとめたものが図-5.68である。この図より、異なる地下水流を生じさせたことによる供試体の透水性の変化はほとんどないことがわかる。また、動水勾配を変化させたために浸透流の通水断面が変化しても供試体の透水係数はほとんど変化しないことから、この供試体はほぼ均質になっていると考えられる。

さらに、地下水流および注入水により供試体内に水みちができていないかを確認するため、アリザリンによる着色水を注入し翌日供試体を解体した。

その結果が図-5.69、写真-5.3である。試験孔から下流側に若干の乱れが発生したようであるが、その状態は顕著なものではなく、水みちができていないという様子はなかった。

表-5.18に示した各ケースの地下水流の強さは、図-5.47のマノメータの内、黒丸で示したストレーナ上端近くの2点の値を用いて水平方向の動水勾配で表わした。これは、図-5.61を求めた際の浸透流計算において、ストレーナ部分の要素の水平方向動水勾配の平均値と、2点のマノメータの位置のポテンシャルより求めた水平方向動水勾配の値が図-5.70に示したようにほぼ一致するためである。

以上のようにして求めた各有効注入圧力の水温 15°C に対する注入量 Q_{15} と、マノメータまわりの水平方向動水勾配 i_m の関係をまとめたものが図-5.71である。また、注入

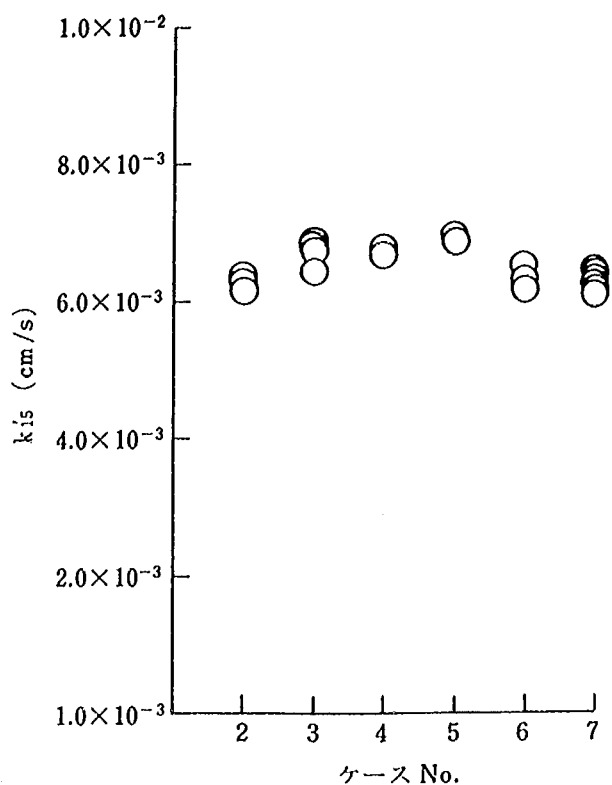


図-5.68 浸透流量から得た透水係数 k_{15}

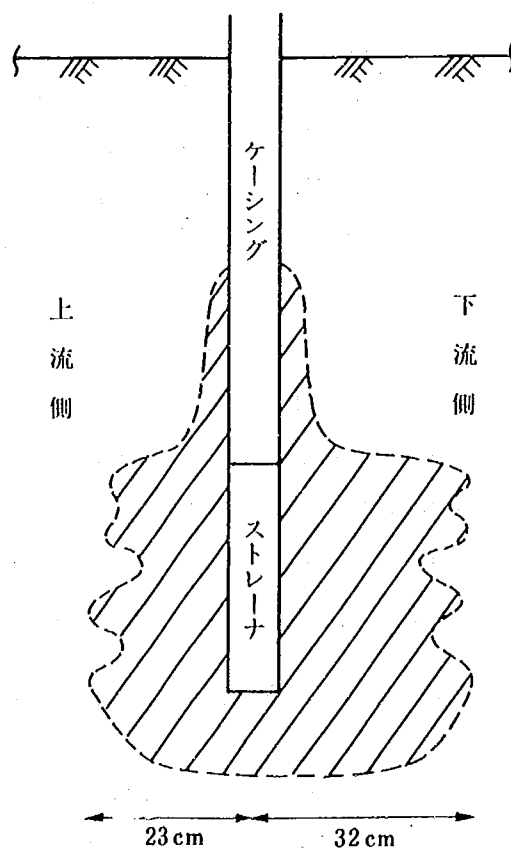


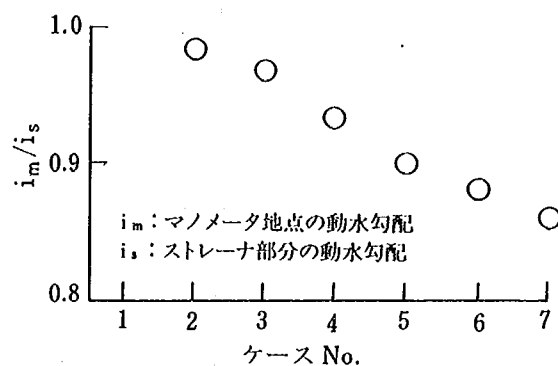
図-5.69 着色水浸透状況



写真－5.3 着色水浸透状況
(巻頭カラー写真集参照)

量より求めた水温 15°C に対する透水係数 k_{15} とマノメータまわりの水平方向動水勾配の i_m をまとめたものが図－5.72 である。

有効注入圧力の大きさと、地下水流の大きさ（水平方向動水勾配の大きさ）の関係は、一般に注入圧力が大きくなればなるほど地下水流の影響が小さくなると考えられる。ただし、今回の試験では、地下水流の水平方向動水勾配は $0.1 \sim 0.4$ と現実の値に近いが、有効注入圧力は $0.015 \sim 0.06 \text{ kgf}$



図－5.70 浸透流解析の動水勾配の比較

$/\text{cm}^2$ と現実の値に比べて非常に小さいため、実現象に比べてさらに注入水は試験孔から放射状に供試体内へ浸透しにくくなり、地下水流の影響を過大に評価することになる。

図－5.71, 5.72 では、地下水流の水平方向の動水勾配の値が約 0.3 までは、注入量、透水係数の値は徐々に増加している。また、動水勾配の値が約 0.3 から約 0.4 までは、注入量、透水係数の値は逆に減少している。これらの変動幅は、注入量、透水係数ともに約 2 割である。しかし、これらの挙動は、図－5.68 に示した浸透流量から求めた供試体の透水性の変化の挙動にはほぼ追従しているためとも考えられる。いずれにせよ、実際に原位置でルジオンテストを行う場合の有効注入圧力は、今回の試験よりもはるかに大きな値を用いるため、地下水流のルジオンテストの精度に与える影響はほとんどないと思われる。ただし、ケース No. 5 の浸透流量から求めた透水係数が最大であるにもかかわらず、このときのルジオンテストから求めた注水量、透水係数の値が最大とならないのは、5.9 で述べた地下水位と試験区間の関係が効いてきたためと思われる。すなわち、動水勾配を大きくするために下流側の水槽

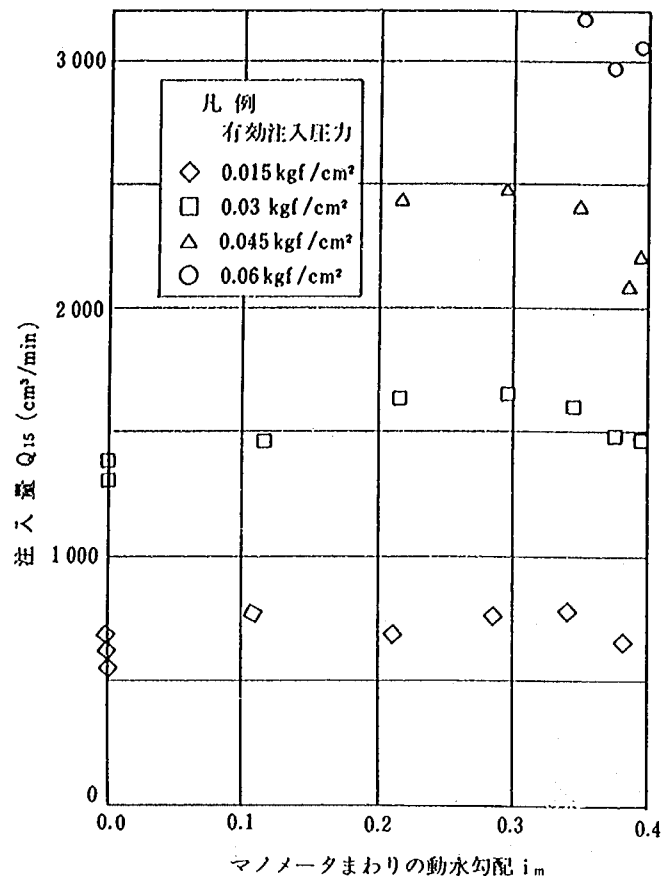


図- 5. 71 Q_{15} と i_m の関係

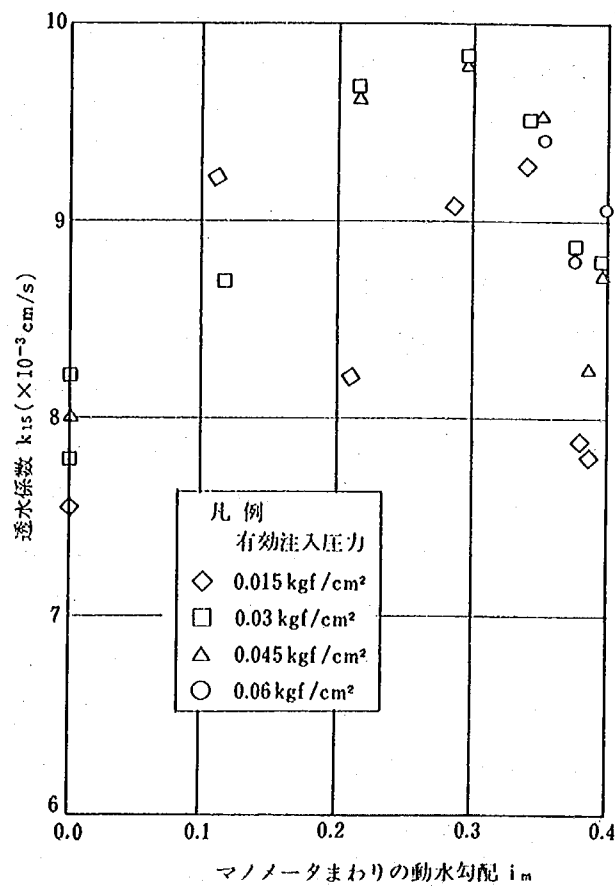


図- 5. 72 k_{15} と i_m の関係

水位を下げることににより、試験区間上部の地下水面がどんどん下がってしまい、同一の有効注入圧力のもとで試験を行っても注入量は減少してしまうためであろう。

以上のように、地下水流はルジオンテストの精度に極端な影響を与えない。しかし、自由水面を持つ地下水流中でのルジオンテストでは、試験区間と地下水面の位置関係を正確に把握しておくことが、より正確な結果を得るうえで必要であると考ええる。

また、亀裂性岩盤において、その亀裂に沿った地下水流が存在した場合でも、その亀裂内を流れる地下水の持つ動水勾配よりも、ルジオンテストの注入水の持つ動水勾配の方がかなり大きいと考えられる。従って、亀裂性岩盤内の流れがルジオンテストの精度に与える影響もほとんどないと考えられる。

5.12 ま と め

本章では、各種の境界条件がルジオンテストの精度に与える影響について検討した。それらの結果を表－ 5. 23 に示す。

表－ 5. 23 各種境界条件のルジオンテストの精度に与える影響

検 討 項 目		検 討	結 果
		Darcy 則の成り立つ地盤	亀 裂 性 岩 盤
孔 径 お よ び 試 験 区 間 長 の 影 響	孔 径	孔径が多少変化してもほとんど影響なし。	同 左
	試 験 区 間 長	試験区間長が多少変化してもほとんど影響なし。	試験区間と交わる亀裂の本数・巾等の影響が大きい。
地表面境界の影響	開 放 地 表	ほとんど影響なし。ただし、注入水の地表面からの漏出が起こらぬよう注意。	同 左
	閉 塞 地 表	ほとんど影響なし。	同 左
側 面 境 界 の 影 響	開 放 側 面	孔軸と境界の距離が 5 m 以上あればほとんど影響なし。	試験区間と境界を連絡する亀裂がある場合は影響非常に大きい。
	閉 塞 側 面	孔軸と境界の距離が 5 m 以上あればほとんど影響なし。	同 左
透 水 性 が 異 な る 地 層 の 影 響	試 験 区 間 の 下 の 不 透 水 層	試験区間下端と不透水層までの距離が 2 ～ 3 m 以上あればほとんど影響なし。	同 左

表- 5.23 つづき

検 討 項 目		検 討	結 果
		Darcy則の成り立つ地盤	亀 裂 性 岩 盤
透水性が異なる 地層の影響	試験区間の 上下の不透水層	試験区間の上下端と不透 水層までの距離がともに 5~10 m以上あればほと んど影響なし。	同 左
	試験区間の 下の高(難)透水層	試験区間下端と高(難) 透水層までの距離が2~ 3 m以上あればほとんど 影響なし。	同 左
	試験区間内の 不透水層(水平)	ほとんど影響なし。	同 左
	試験区間内の 高透水層(水平)	影響は非常に大きい。 試験区間内に高透水層が ある場合はできる限りそ の層を区別して試験を行 う必要がある。	同 左
隣孔での同時注入の影響		2孔間の距離が10 m以上 あればほとんど影響なし。	2孔間を連絡する亀裂が ある場合は影響があると 考えられる。
孔掘削に伴う地盤 の膨張および注水 に伴う圧縮の影響	膨 張	ほとんど影響なし。	同 左
	圧 縮	限界圧力とほぼ同等かそ れ以下の有効注入圧力を 用いる限りほとんど影響 なし。	ほとんど影響なし。
地下水位の影響	試験区間下端より上 に地下水面がある場 合	ほとんど影響なし。	同 左 (ただし、亀裂が縦横 に卓越して存在する 場合のみ)
	試験区間下端より下 に地下水面がある場 合	定常注入量は地下水面が 試験区間より上にある場 合のものよりも約3割増 となる。	同 左 (ただし、亀裂が縦横 に卓越して存在する 場合のみ)
負の最大圧力 水頭の影響	試験区間上端より上 に地下水面がある場 合	ほとんど影響なし。	負の最大圧力水頭の値が よくわからないので評価 できない。
	試験区間上端より下 に地下水面がある場 合	負の最大圧力水頭の値が 大きいほど注入量が多く なる。	
地下水流の影響		ほとんど影響なし。	同 左

6. ルジオンテストの結果の解釈

6.1 概 説

5章では、各種境界条件下で実施した場合のルジオンテストの精度を検討し、どのような境界条件下でルジオンテストを実施すればある程度の精度で結果が得られるのかを示した。つまり、5章は、試験前に検討すべき条件を示したものである。ただし、ある程度精度が良いことが確認された境界条件下でルジオンテストを実施した場合でも、実際の現場試験から得られるP-Q曲線には、直線部（図-3.4，3.5参照）をもたないものや、昇圧段階と降圧段階で異なった経路を通るものがかかなり含まれており、結果の解釈、つまりルジオン値の決定が困難になることがしばしば見受けられる。

そこで、本章では、以下に示す手順に従って、種々の形状のP-Q曲線からいかに正確なルジオン値を求めれば良いかを検討する。⁴⁾つまり、6章は、試験後の結果の解釈について示すものである。

① 種々のP-Q曲線をその形状に応じて、図-6.1に示すように分類する。図中の各P-Q曲線名称については、6.2以降で説明する。

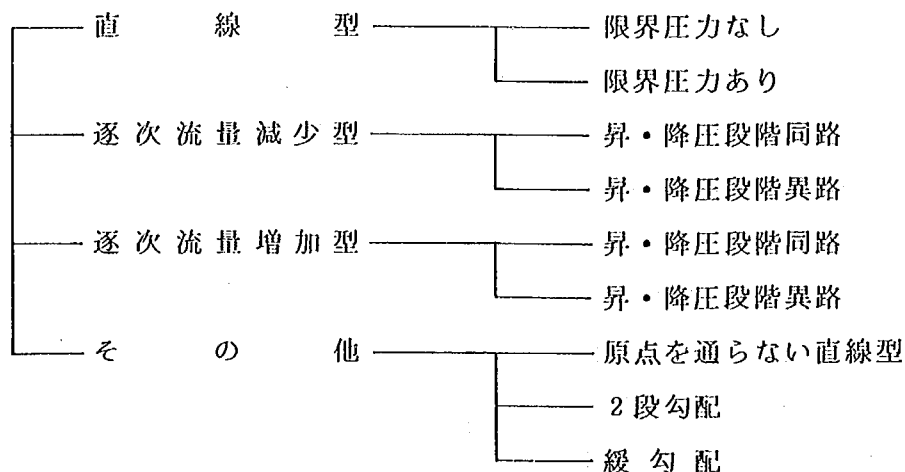


図-6.1 形状によるP-Q曲線の分類

- ② ①で分類した各P-Q曲線の発生原因を具体例を交えて説明したうえでまとめる。
- ③ ②の発生原因の影響度合がどの程度のものなのかを、理論解析、数値解析および現場試験により検討する。
- ④ ③の結果を踏まえたうえで、どのような対策を講じれば、より正確なルジオン値が得られるのかを示す。

6.2 直線型P-Q曲線

6.2.1 限界圧力が認められない場合

これは、図-6.2に示すように昇圧段階と降圧段階で全く同路をたどる直線により成り、途中で限界圧力が認められないP-Q曲線である。この型のP-Q曲線は、亀裂性の硬岩地盤（4章の地盤Ⅰ*）、砂礫地盤（地盤Ⅲ）といった地盤の種類にかかわらず、地盤内の試験孔から注入された水の流れが層流であることにより得られるもので、ルジオン値はこの直線をもとに求めれば良く、結果の解釈上まず問題が生じることはない。

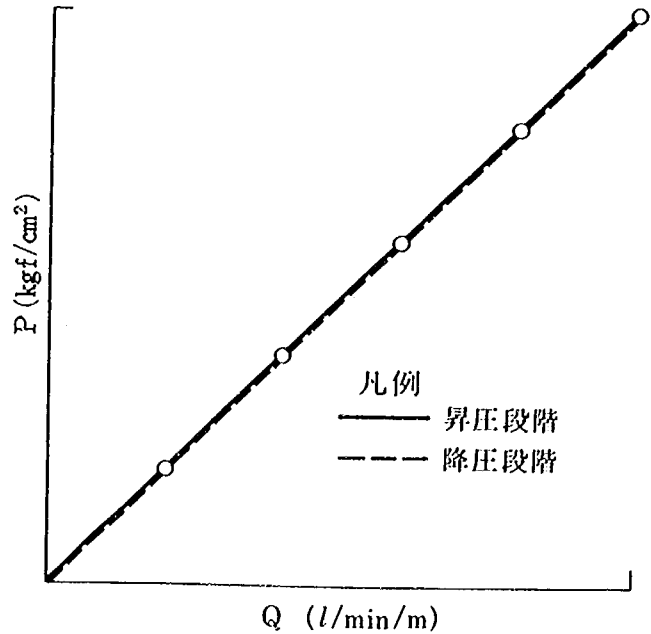


図-6.2 直線型P-Q曲線（限界圧力なし）

一方、ダム貯水池の湛水に伴う基礎地盤中に発生する浸透流の動水勾配はかなり小さいため、水は層流かそれに近い状態で流れているはずである。よって、このことから、層流状態でルジオンテストを実施しルジオン値を求めることの正しさが理解できる。なお、ダム基礎地盤中の湛水に伴う浸透流挙動については、6.2.2でロックフィルダムを例にとり浸透流解析を実施することにより検討しているので参照されたい。

6.2.2 限界圧力が認められた場合

これは、図-6.3に示すように限界圧力（ここでは、有効注入圧力10 kgf/cm²以下での発生のみを対象とする。一方、有効注入圧力10 kgf/cm²以上で限界圧力が発生したものは、6.2.1に属するものとする。）が認められるものの、限界圧力以下の部分が直線となるP-Q曲線である。この場合も、6.2.1の場合と同様に、地盤内の試験孔から注入された水の流れが層流になっていると考

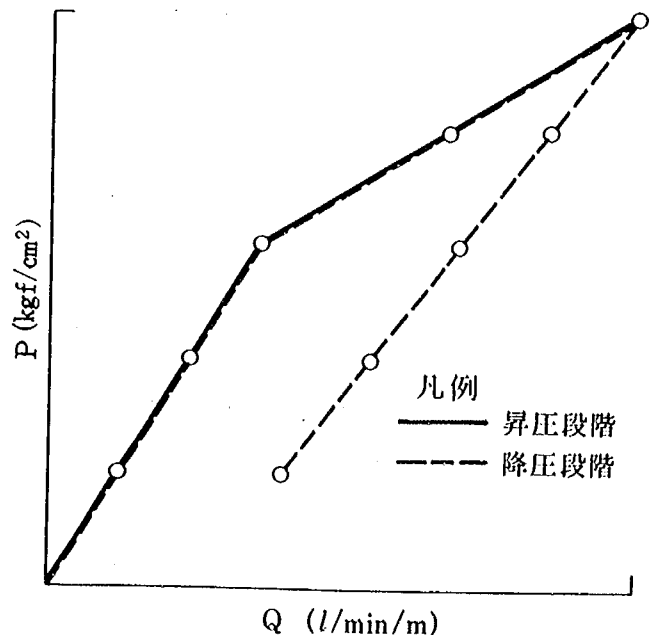


図-6.3 直線型P-Q曲線（限界圧力あり）

*) 以後の地盤Ⅰ～Ⅲとは、4章で行った地盤分類に基づいていることを注意しておく。

えられる限界圧力以下の直線をもとにルジオン値（この際、換算ルジオン値となる。）を求めればよい。

限界圧力が認められた試験には、P-Q曲線において降圧段階が昇圧段階と同路をたどるものと異路をたどるもの（通常、同注入圧力でも降圧段階の流量の方が昇圧段階のそれよりも大きいと考えてよい。）とがある（図-6.3参照）。前者は、岩盤中の開口亀裂や潜在亀裂（地盤Ⅰ・Ⅱ）がある値以上の水圧により開いたり、砂礫層（地盤Ⅲ）の間隙が水圧により広がったりするものの地盤の破壊には至っていないため、水圧の低下に伴い地盤が元の状態に戻る場合である。後者は、岩自体（地盤Ⅰ・Ⅱ・Ⅲ）が水圧破壊されたり、岩盤亀裂中の挟在物（地盤Ⅰ・Ⅱ）や地盤構成粒子である砂礫自体（地盤Ⅲ）が洗い流されるような場合に発生する。この種の現象は、目で見えない部分で発生する現象であるため実証することは非常に困難であるが、図-6.4に示すように、試験孔の近くに変位計を設置して注水時の地盤の変形挙動を把握することにより上記の現象、特に前者の現象を実証できるものとする。

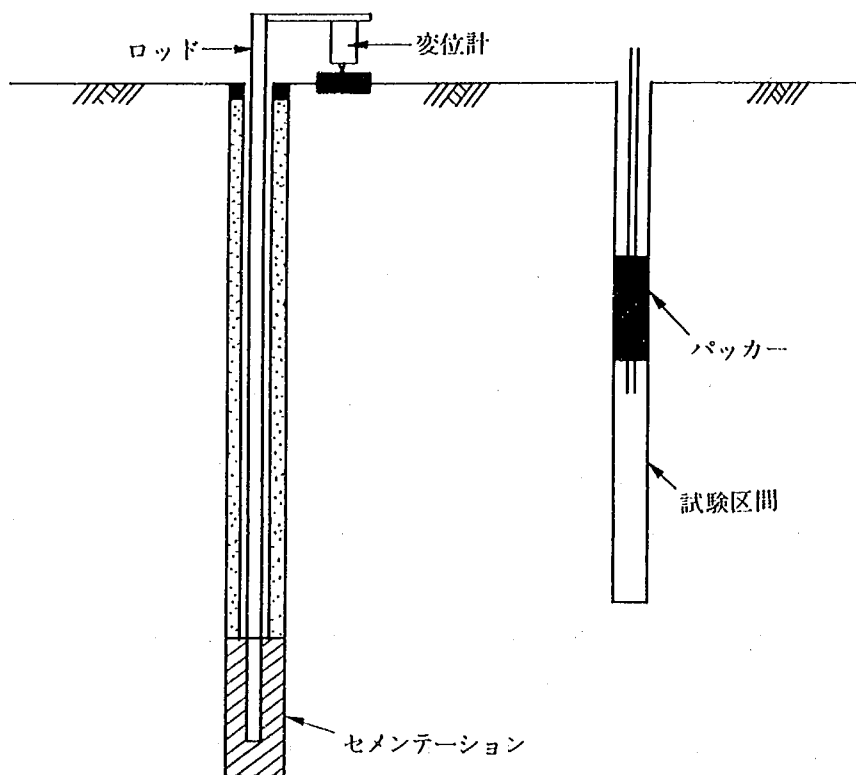
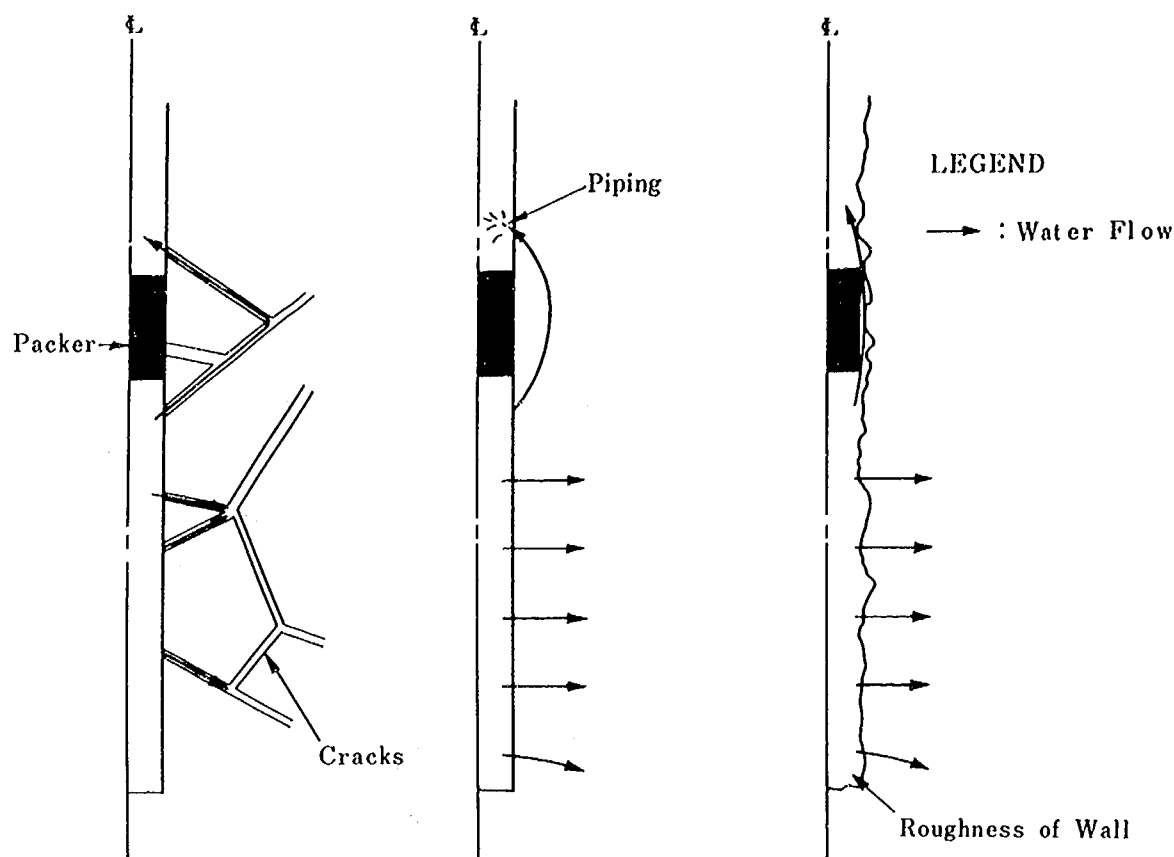


図-6.4 変位計による地盤変位測定例

ルジオンテストの解釈という以前の問題として、以下に示すような試験法上の問題により、地盤の真の限界圧力および透水性を把握できない場合があるので注意を要す。

- ① 亀裂密度が高い岩盤（地盤Ⅰ）において、亀裂による試験区間と遮水用のパッカーより上の試験孔が連絡しているため（図-6.5(a)参照），注入した水が試験孔から吹き上げ、実際には岩盤は破壊されていないにもかかわらず見掛け上、限界圧力以上に水圧が载荷されたかのような現象が発生する。



(a) 亀裂による試験区間とパッカーより上の試験孔の連絡

(b) パッカーより上の試験孔壁部でのパイピング

(c) 試験孔壁とパッカーの接触部での漏水

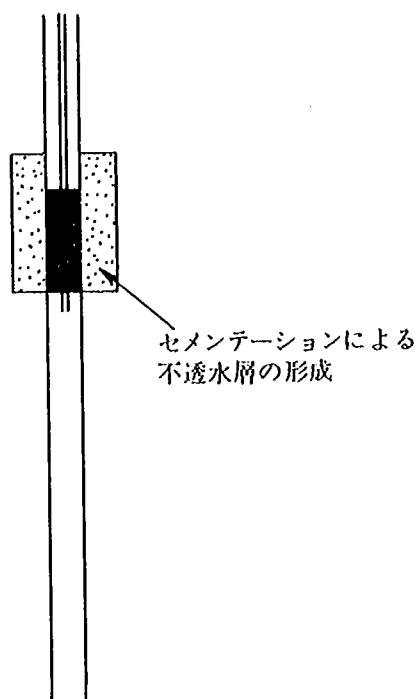
図－ 6. 5 ルジオンテスト実施上の問題点

この場合の対策としては、試験対象地盤の亀裂密度を勘案したうえで、できる限り長いパッカーを使用し、試験区間とパッカーより上の試験孔の亀裂による連絡を断つことが挙げられる。

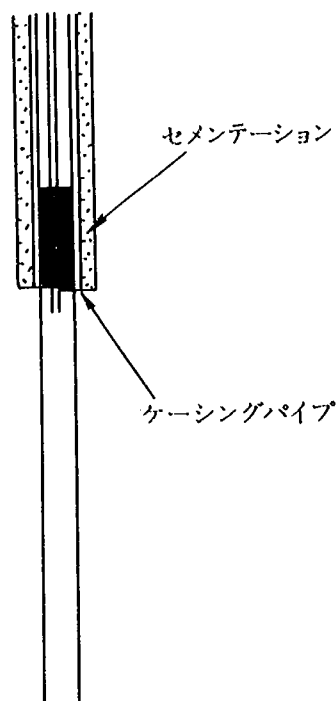
- ② 軟岩および砂礫地盤（地盤Ⅱ・Ⅲ）のように強度の小さい地盤において、パッカー長が十分でないために、パッカー直上部の試験孔内への注入水の浸出動水勾配が大きくなりパイピングが発生しやすくなることがある（図－ 6. 5 (b) 参照）。このようにして発生した地盤破壊は、一般に真の限界圧力の認知時の水圧破碎（Hydraulic Fracturing）^{＊）} による破壊とは明らかに異なる。

この場合の対策としては、十分長いパッカーを用いたり、図－ 6. 6 に示すようにパッカー長以上の長さによってセメンテーション等を行い孔壁部に不透水層を形成することにより試験孔内への浸出動水勾配を小さくしたり、試験区間が比較的浅い部分で試験を実施す

＊） 水圧破碎とは、試験孔内に注入される水の圧力が上昇することにより、試験孔壁部の初期圧縮応力が減少し、場所によっては引張り応力状態になるために発生する地盤破壊である。²⁷⁾



図－6.6 セメンテーションによる
不透水層の形成



図－6.7 ケーシングパイプ挿入に
よる不透水層の形成

る場合は、図－6.7に示すようにケーシングパイプを孔内に挿入することにより試験区間上の試験孔壁を全て不透水にすること等が考えられる。

なお、パッカー長とパッカー直上部からの浸出水動水勾配の関係を浸透流解析により検討した結果を参考資料－4にまとめておいたので参照されたい。

- ③ 亀裂が非常に多い硬岩地盤（地盤Ⅰ）、軟岩（地盤Ⅱ・Ⅲ）および砂礫地盤（地盤Ⅲ）において、試験孔を掘削すると孔壁に乱れが生じる可能性が高い。このように孔壁が乱れたまま試験を実施すると、パッカーと孔壁部のなじみが悪く、パッカーと孔壁の接触部から漏水が発生し精度良い試験結果が得られない。

この場合の対策としては、セメンテーション（図－6.6参照）およびケーシングパイプ挿入（図－6.7参照）により、パッカーを設置する孔壁の平滑化および補強を図ったり、パッカーとしてエアパッカーを用いることにより孔壁とのなじみをより良くすることなどが考えられる。

なお、パッカーの種類や各々の性能については、参考文献1)、28)等を参照されたい。

また、限界圧力が認められた試験の実施および解釈に際して、「貯水圧に相当する水圧を
載荷し、試験を実施し、その結果限界圧力が認められたのであれば、限界圧力後の結果も考
慮してルジオン値を求める（図－6.3に示すP－Q曲線の折れ曲り後を基にルジオン値を求

- ① ダムの湛水に伴い基礎地盤中に発生する浸透流の動水勾配に比べて、ダム貯水圧に等し

い水圧で注水を行った場合のルジオンテストにより試験孔周辺に発生する動水勾配の方が極端に大きい。

また、水が地盤中を Darcy 則に従って流れる際、地盤の単位体積当りに $r_w \cdot i$ (ここに、 r_w は水の単位体積重量、 i は動水勾配。) なる浸透力が作用する。よって、地盤内に発生する動水勾配が大きくなればなる程、発生する浸透力が大きくなり、結果として地盤が破壊 (浸透破壊) に至る可能性が大きくなる訳である。つまり、ダム貯水圧に等しい水圧を載荷して実施したルジオンテストによる方が、実際のダム湛水によるよりもはるかに地盤が浸透破壊され易いということである。

- ② 主に基礎地盤の調査段階に実施されるルジオンテスト (グラウチング実施時の水押しテストも含めるとダム築堤初期にもかなり実施されることになる。) は、ダム築堤が全くあるいはほとんど行われていない状態で実施される。一方、ダム築堤に伴い基礎地盤浅部に発生する鉛直方向応力増分は湛水に伴い発生する間隙水圧よりも大きい。²⁹⁾ よって、仮にダム貯水圧に等しい水圧を載荷したルジオンテストによってダム湛水による地盤の浸透破壊が判定できるとしても (①より、明らかなようにルジオンテストによる方がダム湛水よりもはるかに地盤の浸透破壊が起り易い。) 安全側に作用するダム堤体荷重が全くあるいはほとんどない状態でルジオンテストにより判定した地盤の浸透破壊の可能性よりも、実際のダム湛水による地盤の浸透破壊の可能性は低いということになる。

さらにここでは、上記①、②の事実を理論解析および数値解析により定量的に実証する。

(1) ルジオンテストとダム湛水による動水勾配の差異

配の差異

まず、ルジオンテスト用の試験孔からの水の流れが、試験孔中心軸上に存在する点湧源の集合体からのポテンシャルフローで表現できるとすると、注水に伴い任意点 i (x, z) に発生するポテンシャル $\phi(x, z)$ は次式で表わせる。^{15), 30)} (図-6.8 参照)

$$\phi(x, z) = \frac{Q}{4\pi k \ell} \times \ln \left\{ \frac{z-b+\sqrt{x^2+(z-b)^2}}{z-c+\sqrt{x^2+(z-c)^2}} \right\} \dots (6.1)$$

ここに、 ℓn : 自然対数関数、 Q : 試験孔からの流入量、 k : 試験孔周辺地盤の透水係数。

いま、 $z = (b+c)/2 (= c - \ell/2)$ の

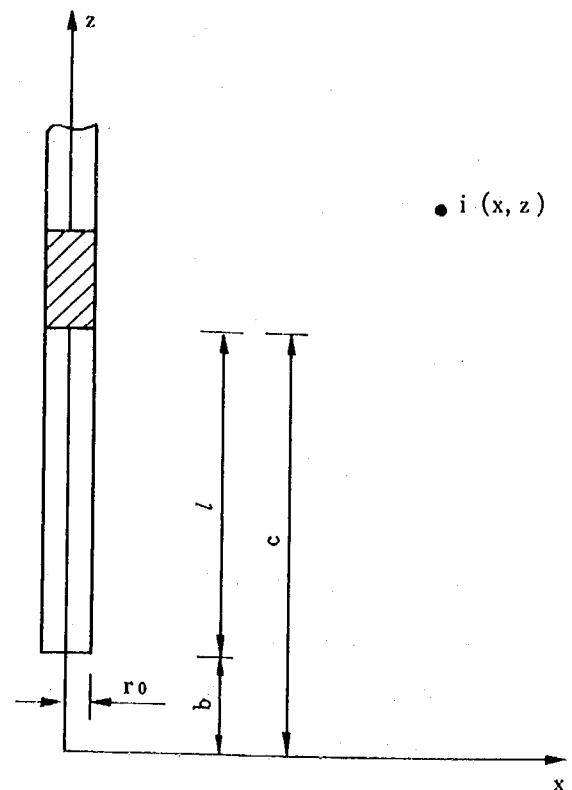


図-6.8 ポテンシャル分布を求めるための試験孔モデル

ライン, つまり, 試験区間中央部のラインに着目すると, そのライン上のポテンシャル分布は,

$$\phi\left(x, \frac{b+c}{2}\right) = \frac{Q}{2\pi k \ell} \ln\left(\frac{\ell}{2x} + \sqrt{1 + \left(\frac{\ell}{2x}\right)^2}\right) = \frac{Q}{2\pi k \ell} \sinh^{-1} \frac{\ell}{2x} \quad \cdots (6.2)$$

ここに, $\sinh^{-1}$ は逆双曲線関数である。

式(6.2)より, 試験区間中央部ラインの動水勾配 $i(x)$ の分布は,

$$i(x) = -\frac{\partial \phi\left(x, \frac{b+c}{2}\right)}{\partial x} = \frac{Q}{4\pi k} \frac{1}{x \sqrt{x^2 + \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}} \quad \cdots (6.3)$$

さらに, 境界条件として, 試験孔壁部 $x = r_0$ において, ポテンシャル ϕ がルジオンテストの有効注入圧力 P の水頭表示 h_0 ($= \frac{P}{\gamma_w}$, γ_w : 水の単位体積重量。)に等しいことを考慮すると, 式(6.2)より,

$$\phi\left(r_0, \frac{b+c}{2}\right) = h_0 = \frac{Q}{2\pi k \ell} \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} \quad \cdots (6.4)$$

式(6.3)と式(6.4)より, $i(x)$ を試験実施前の既知量のみで表現することができる。

$$i(x) = \frac{h_0 \ell}{2x \sqrt{x^2 + (\ell/2)^2} \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0}} \quad \cdots (6.5)$$

式(6.5)に, ルジオンテスト孔の標準寸法¹⁾として $\ell = 500$ cm, $r_0 = 3.3$ cm, さらに, 有効注入圧力 P の水頭表示 $h_0 = 9500$ cm ($= 95$ m) を代入して求めたルジオンテスト孔周辺地盤に注水に伴い発生する動水勾配分布を図-6.9に示す。なお, $h_0 = 95$ m という値は, 後でダム湛水に伴い基礎地盤に発生する動水勾配を求めるために定常浸透流解析を行うが, その際の貯水位に一致させたものである。

また, 図-5.18に示した有限要素モデルに図-6.10に示す入力物性値および境界条件を与えて実施した定常浸透流解析の結果得られた, 試験区間中央部ライン上の要素の x (水平) 方向動水勾配 (ルジオンテスト孔周辺では, 水平方向動水勾配が卓越している。) 分布も図-6.9に示してある。浸透流解析には, 5章でも述べた飽和-不飽和浸透流解析 UNSAT を使用した。ただしここでは, 飽和領域のみでの解析であるため, 入力物性値として飽和時の透水係数 k_0 のみを示した。

図-6.9より, ルジオンテスト孔からの注水に伴い周辺地盤に発生する動水勾配は, $h_0 = 95$ m の場合数百に至ることがわかる (孔壁部 $x = r_0$ における最大水平方向動水勾配は理論解析より 573.3 である。)。

一方のダム (フィルダム) 湛水に伴い基礎岩盤に発生する動水勾配の大きさを検討するために, 図-6.11に示すモデルを用いて定常浸透流解析 (UNSAT 使用) を実施した。解析に用いた各部の飽和時透水係数を表-6.1に示す。さらに, 不飽和浸透が発生する堤体各部 (コア, フィルタ, ロック) については, 駒田ら³¹⁾が高瀬ダムの湛水時の浸透流解析に用いたそれと, 表-5.6に示した土の種類による毛管上昇高を参考に不飽和特性を

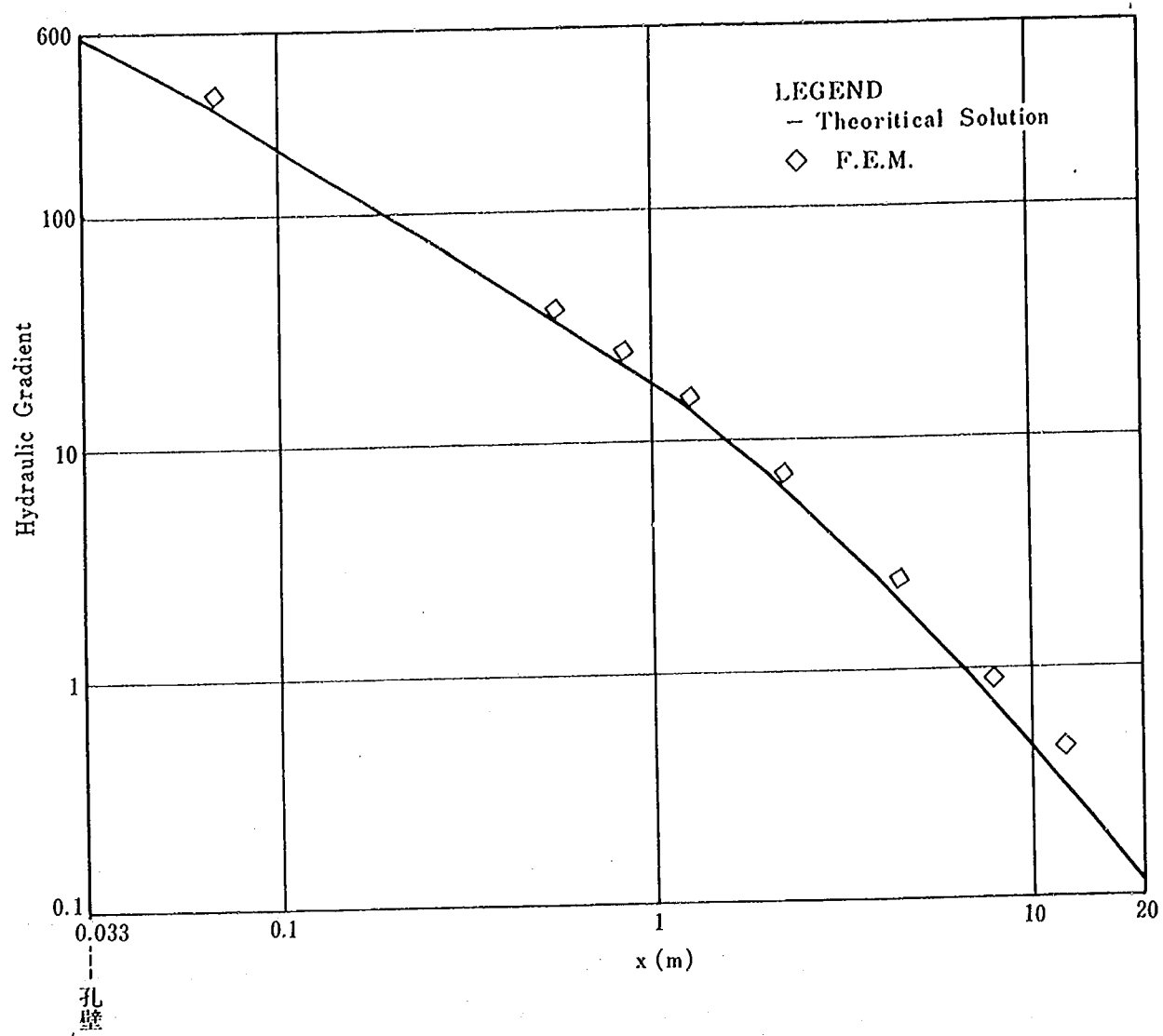
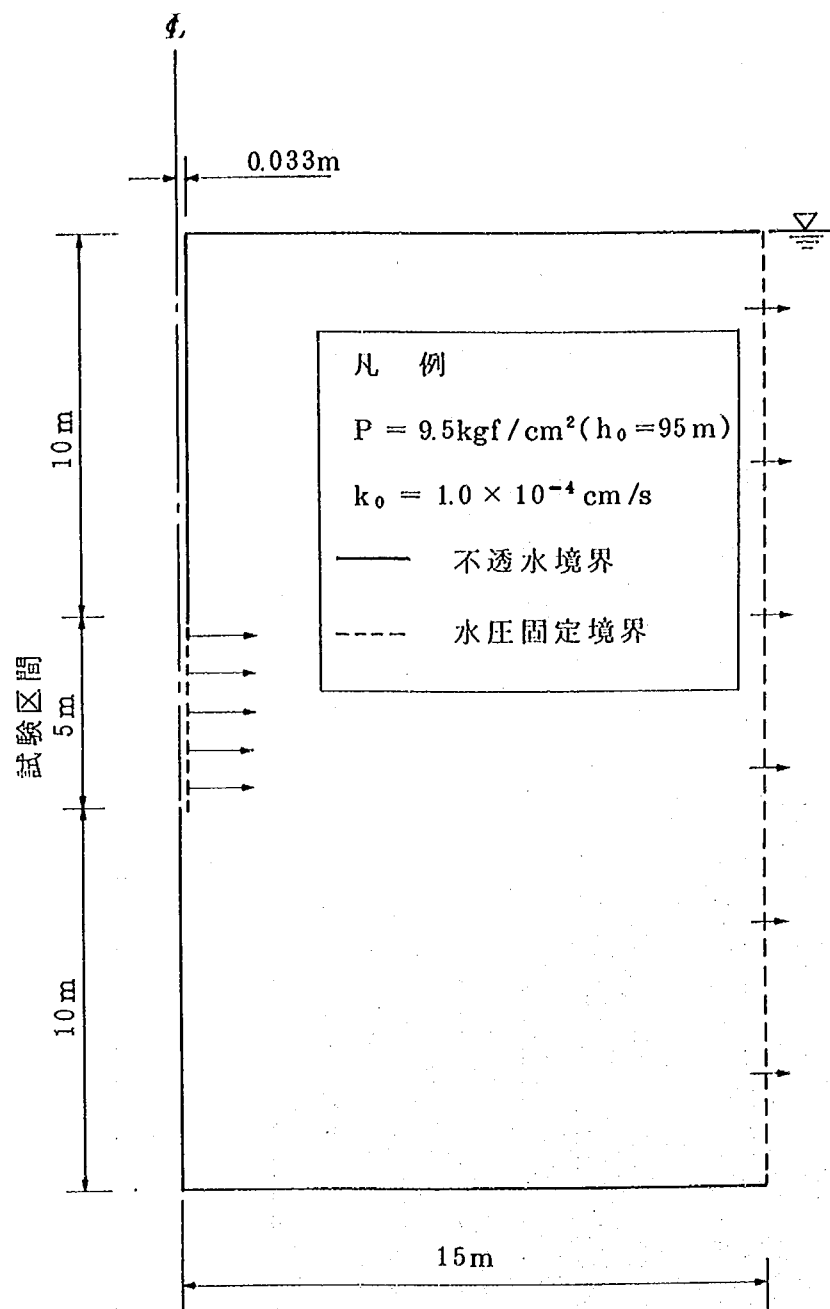


図-6.9 ルジオンテスト孔周辺地盤の動水勾配分布
 ($h_0 = 95$ mの場合)



図－ 6. 10 入力物性値および境界条件

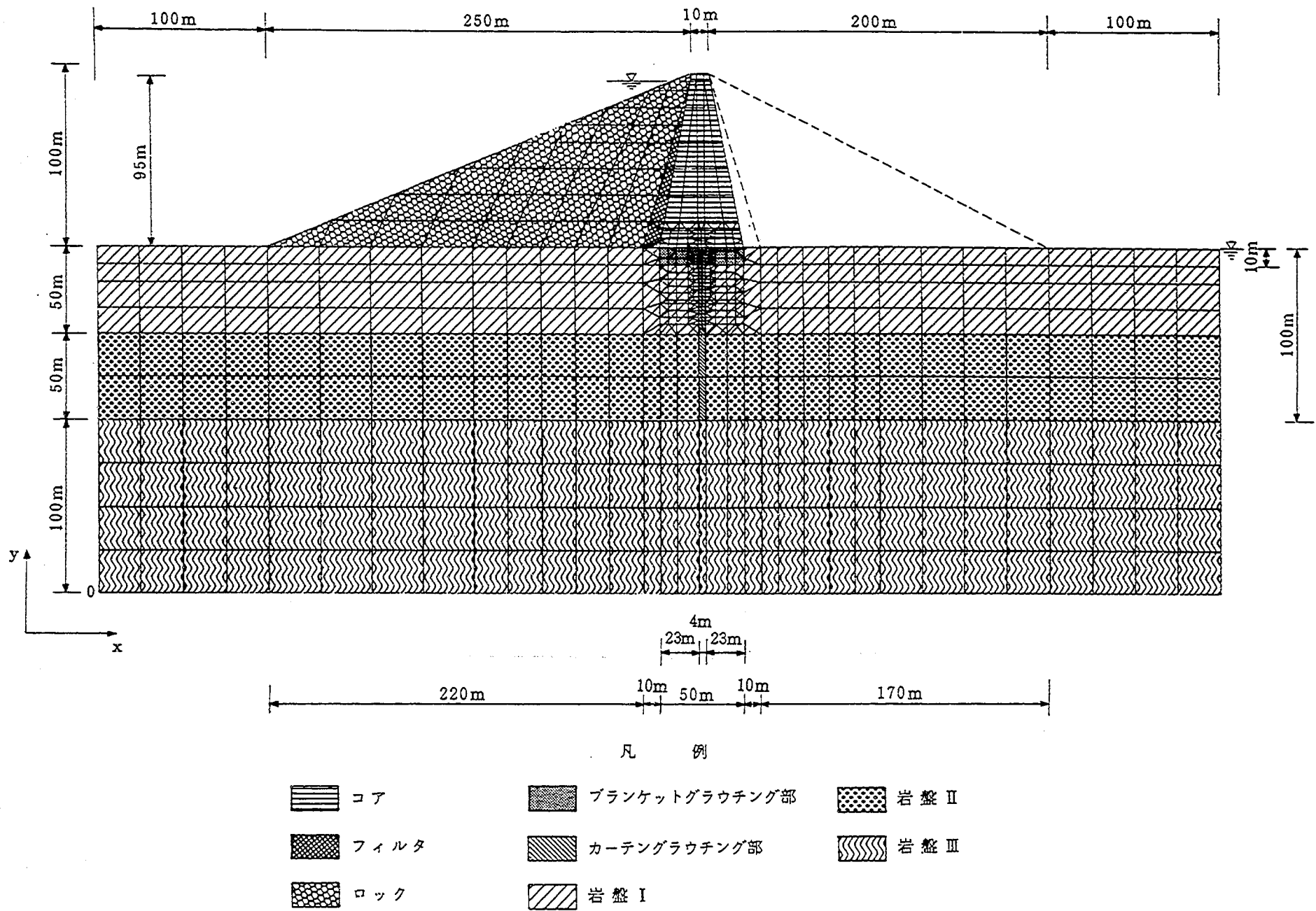


図 - 6.11 要素分割および材質区分図

表- 6. 1 各部の飽和時透水係数

各 部 の 名 称	飽和時透水係数 (cm / s)
コ ア	1.0×10^{-5}
フ ィ ル タ	1.0×10^{-3}
ロ ッ ク	1.0×10^{-1}
ブランケットグラウチング部	1.0×10^{-4}
カーテングラウチング部	2.0×10^{-5}
岩 盤 I	2.0×10^{-4}
岩 盤 II	5.0×10^{-5}
岩 盤 III	2.0×10^{-5}

決定した。それを、図- 6. 12 に示す。また、貯水位は前述した通り 95 m とした。なお、図- 6. 11 において、下流側のフィルタおよびロックゾーンをモデル化しなかったのは以下の理由による。つまり、フィルダムのコアとフィルタおよびロックのように相隣接する層の透水係数が著しく異なる場合、特に流れの上流側に透水性の小さい層が存在する場合、

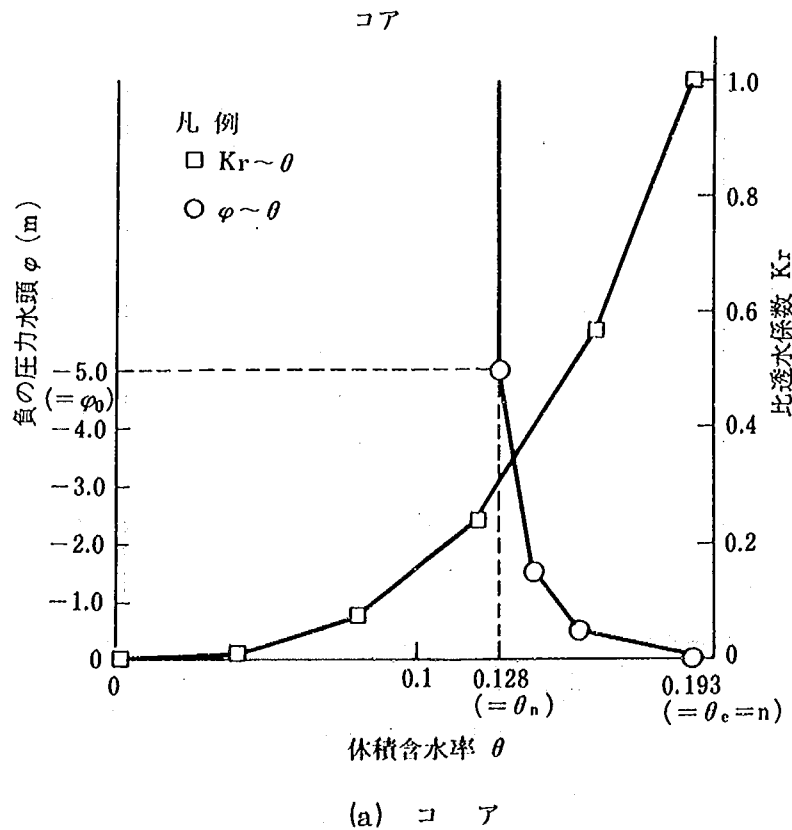
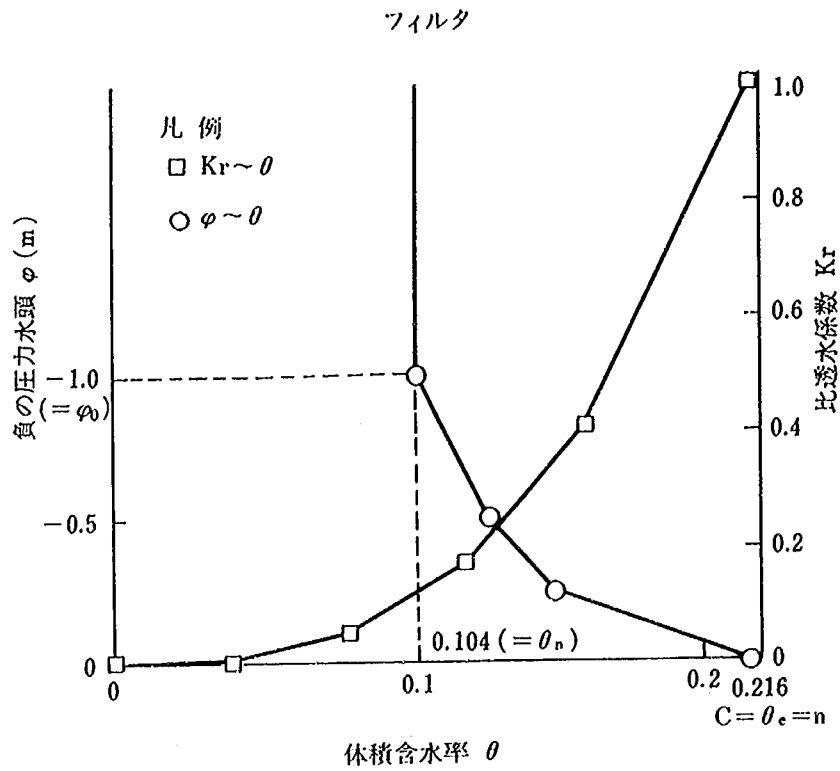
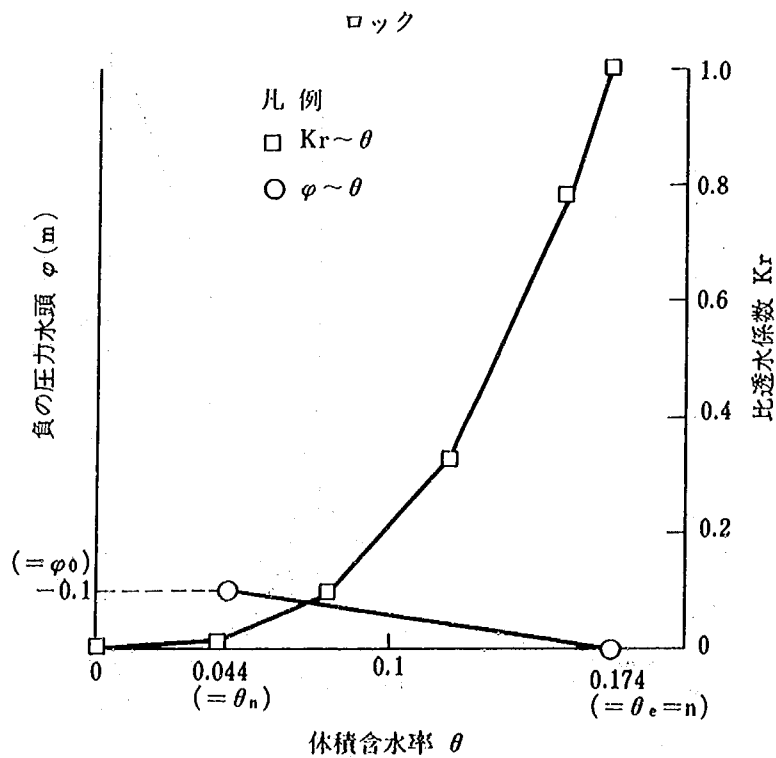


図- 6. 12 堤体各部の不飽和特性



(b) フィルタ



(c) ロック

図-6.12 堤体各部の不飽和特性

自由水面は事実上不連続である^{31), 32)}にもかかわらず、通常の浸透流解析では自由水面が連続するという条件のもとで解析がなされるという矛盾に着目したからである（図-6.13 参照）。

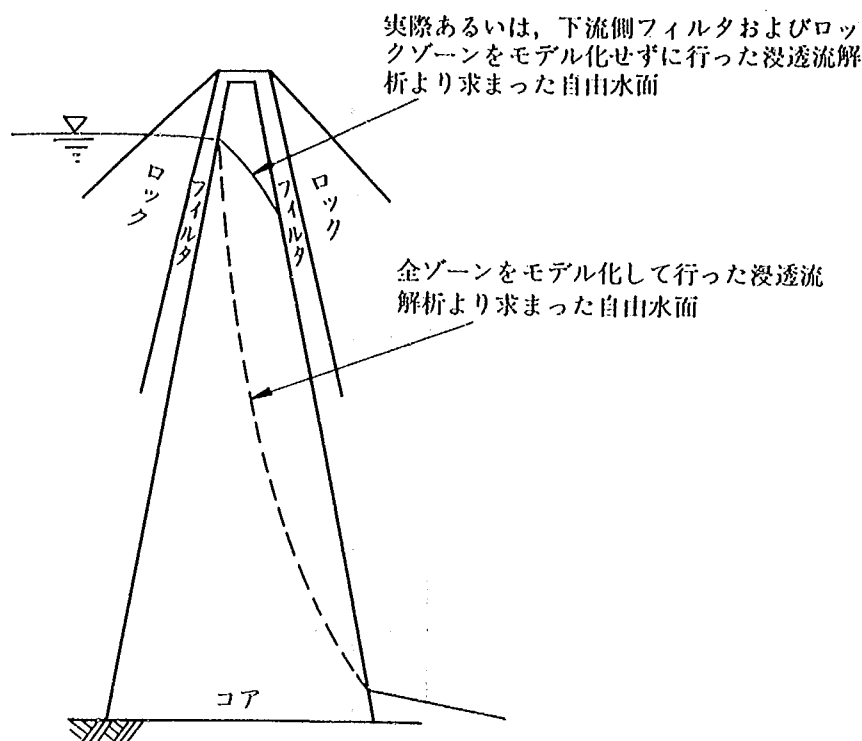


図-6.13 フィルダムコア内の自由水面

上記の定常浸透流解析の結果、貯水位 95 m の湛水に伴ってフィルダム基礎地盤内に発生する最大動水勾配は、図-6.14 に示すようにカーテングラウチング部のブランケットグラウチング深さよりもやや深い部分で発生しており、その値は 6.656 である。なお、この部分の水の流れは水平方向に卓越している。

以上により、貯水圧に等しい水圧を载荷して実施したルジオンテストの試験孔周辺に発生する動水勾配は、ダム湛水に伴い基礎地盤に発生する動水勾配よりもかなり大きいことが定常状態において実証できた。一方、非定常状態における動水勾配について考えると、明らかに定常状態よりも大きな動水勾配が発生する。動水勾配の大きくなる度合は、明らかに圧力上昇速度が大きい程高くなる。いま、ルジオンテストでは、数 kgf/cm^2 の加圧（減圧）を 2 ～ 3 分で行う¹⁾のに対して、ダムの貯水位の上昇速度は表-6.2 に示すように非常に小さい。よって非定常状態では、ルジオンテストにより周辺地盤に発生する動水勾配とダム湛水に伴い基礎地盤に発生する動水勾配の差は、定常状態よりもさらに開くことはあれ、縮まることはないことがわかる。

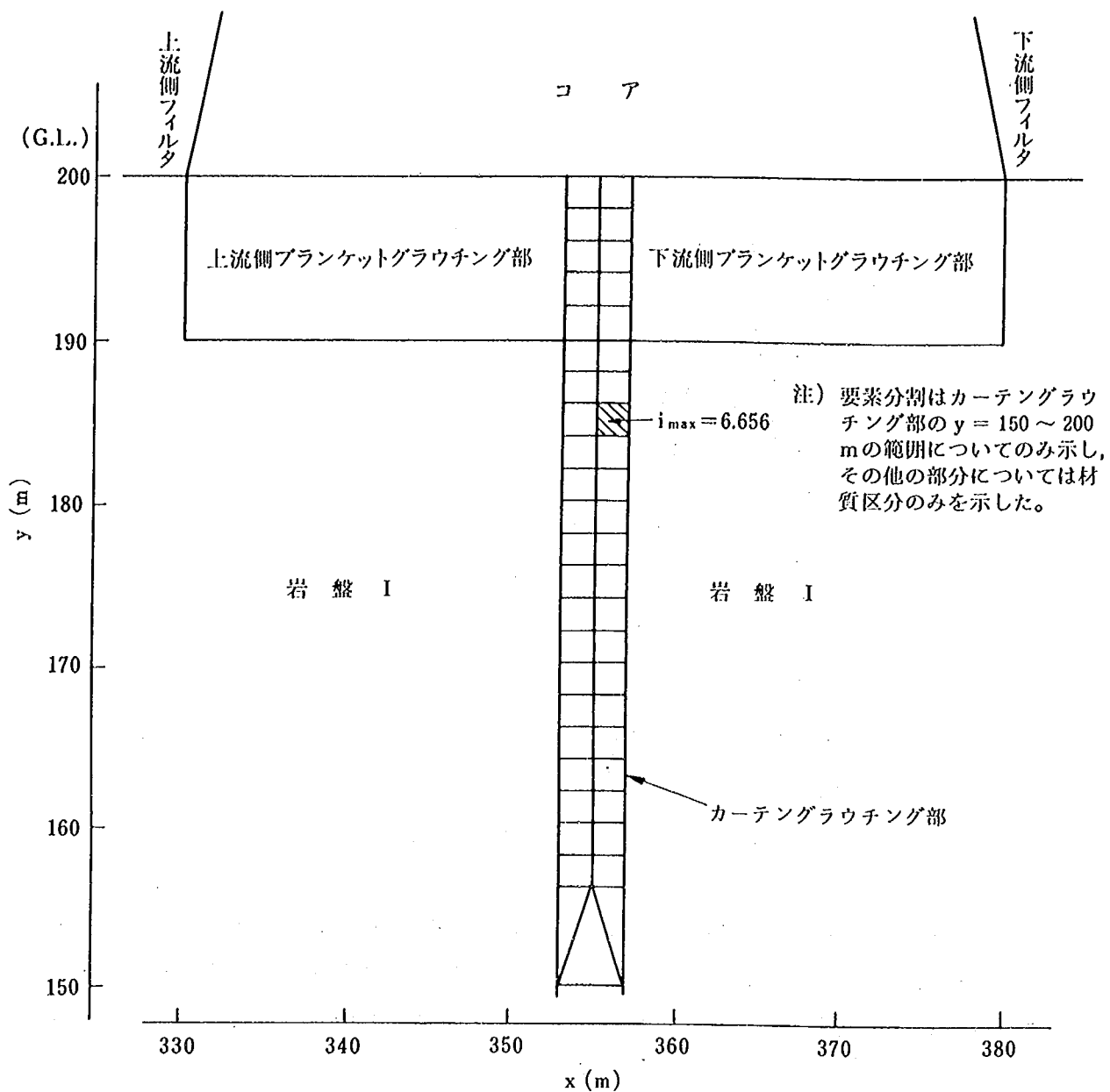


図 - 6. 14 最大動水勾配発生位置

表 - 6. 2 試験湛水における貯水位の上昇および下降速度³³⁾

種 別	水 位	上昇速度 (m/日)	下降速度 (m/日)
フィルダム	最低水位～常時満水位*	1.0	1.0
	常時満水位*～ サーチャージ水位	0.5	0.5
コンクリートダム	最低水位～常時満水位*	1.0	1.0
	常時満水位*～ サーチャージ水位	1.0	1.0

* (サーチャージ水位) = (常時満水位) のときは制限水位

(2) ダム堤体の上載荷重効果

ダム築堤に伴い基礎地盤浅部（浅部としたのは、深部であれば、堤体の上載荷重がなくとも地盤自重による鉛直方向応力が湛水により発生する間隙水圧よりも大きいのである。）に発生する鉛直方向応力の増分が、湛水に伴い発生する間隙水圧よりも大きいことは、柴田²⁹⁾が重力式コンクリートダムを例にとり、数値計算を行って実証している（図-6.15参照）。そこでここでは、このことをロックフィルダムの場合について実証することにする。

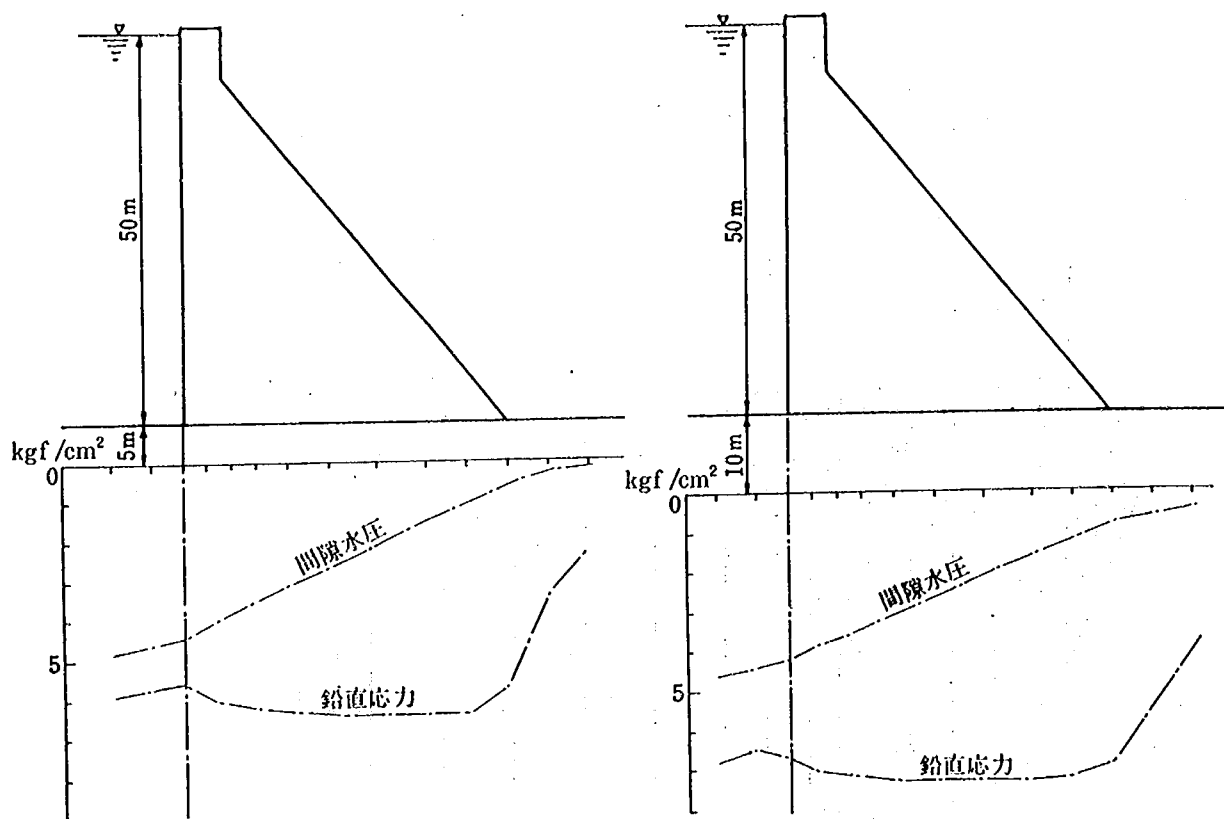


図-6.15 鉛直応力と間隙水圧の関係
(重力式コンクリートダムの場合)²⁹⁾

まず、ダム湛水に伴い基礎地盤に発生する間隙水圧は、(1)で行った貯水位 95 m（ダム高 100 m）の場合の浸透流解析結果より求めた。

また、ダム築堤に伴い基礎地盤に発生する応力は図-6.16に示す下流側のフィルタおよびロックゾーンも要素分割したモデル（材質区分は図-6.11を参照されたい。）を用いた弾性解析により求めた。各材質の入力物性値を表-6.3に示す。重量を堤体材料のみにしか与えなかったのは、ダム築堤に伴い増加する基礎地盤の応力を求めるのが計算の目的であるからである。計算条件は、①側壁部は水平方向の移動を拘束したローラ支承で、底部は固定支承である、②平面歪問題である。また、応力計算は以下の2ケースを実施した。

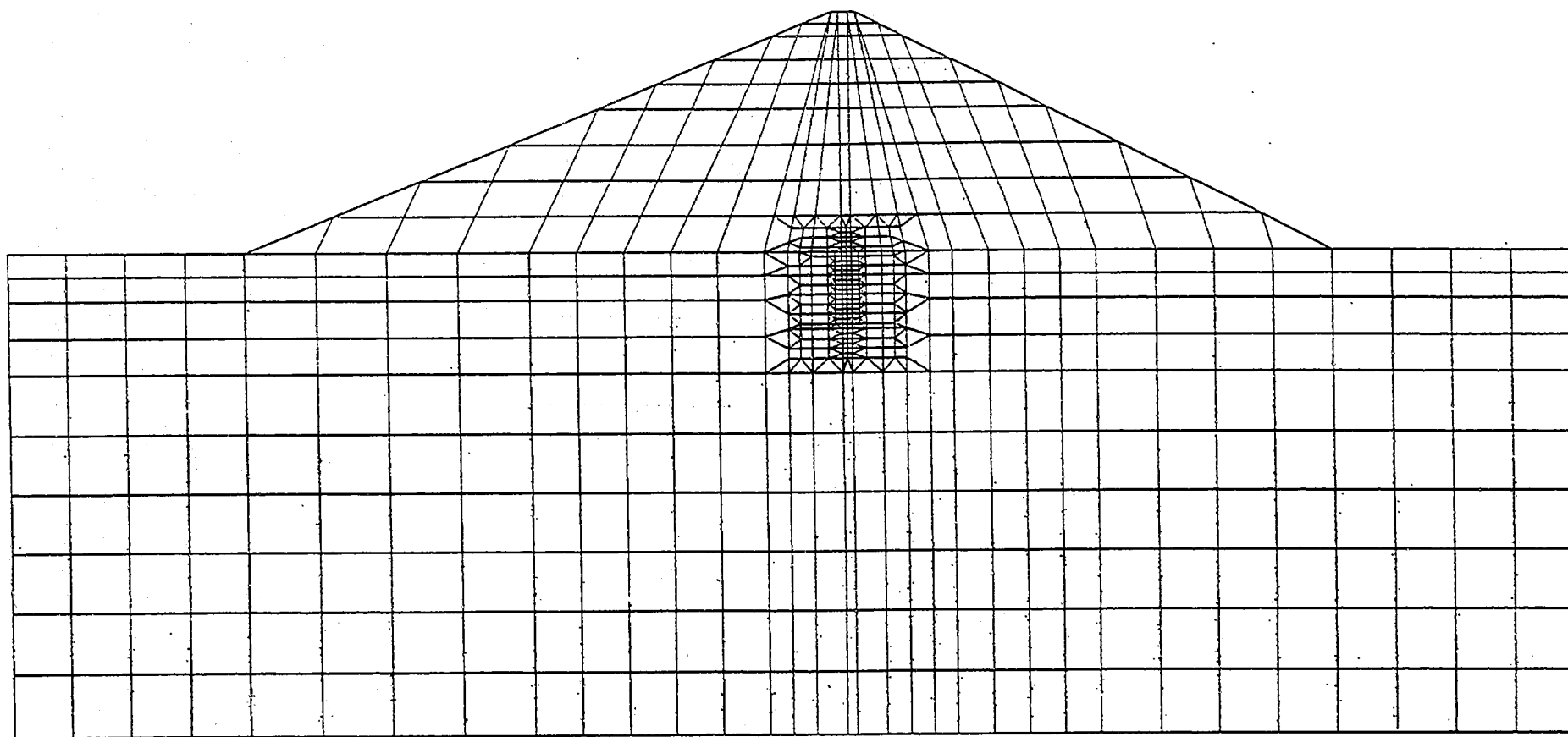


图-6.16 要素分割

表－6.3 入力物性値

ゾ ー ン 名	変形係数 D (tf/m ²)	ポアソン比 ν	湿潤重量 γ_t (tf/m ³)	水中重量 γ_{sub} (tf/m ³)
コ ア	6,000	0.4	2.0	1.1
フ イ ル タ	10,000	0.35	2.0	1.2
ロ ッ ク	10,000	0.35	2.0	1.2
ブ ラ ン ケ ッ ト グ ラ ウ チ ン グ 部	75,000	0.3	—	—
カ ー テ ン グ ラ ウ チ ン グ 部	100,000	0.25	—	—
岩 盤 I	50,000	0.3	—	—
岩 盤 II	100,000	0.25	—	—
岩 盤 III	200,000	0.2	—	—

(Case 1)

築堤直後の基礎地盤応力を知る目的で、荷重として、全ての堤体材料にその湿潤重量を与えて行う。

(Case 2)

貯水位 95 m 時の基礎地盤応力を知る目的で、荷重として、地表面からの高さが 9.5 m 以下の上流ロックおよびフィルタゾーンとコアに水中重量を、その他の堤体部に湿潤重量を与えて行う。実際のロックフィルダム堤体においては、コア内に浸透力が作用したり、浮力も 100 % 働かないため、Case 2 で行う計算よりもかなり大きな基礎地盤応力が発生する。³⁴⁾ よって、この計算は、安全性を見積って実施したものであると言える。

なお、弾性解析には、CRC ((株) センチュリリサーチセンター) 所有の地盤構造解析プログラム STAGE ³⁵⁾ を用いた。

以上のようにして求まったダム湛水に伴い基礎地盤に発生する間隙水圧と、ダム築堤に伴い基礎地盤に発生する鉛直方向応力の増加分の関係を図－6.17 に示す 3 本のライン (G. L.－6 m, 10 m, 26 m) ごとにまとめたものを図－6.18 に示す。なお水平方向の検討範囲としては、通常、主にルジオンテストを実施する範囲であるグラウチング施工範囲に一致させた。

図－6.18 より、各ラインとも明らかに築堤直後の Case 1 よりも湛水後の Case 2 の堤体上載荷重による鉛直方向応力増加分はかなり減少しているが、その値でも湛水に伴い発生する間隙水圧の値よりも大きいことがわかる。

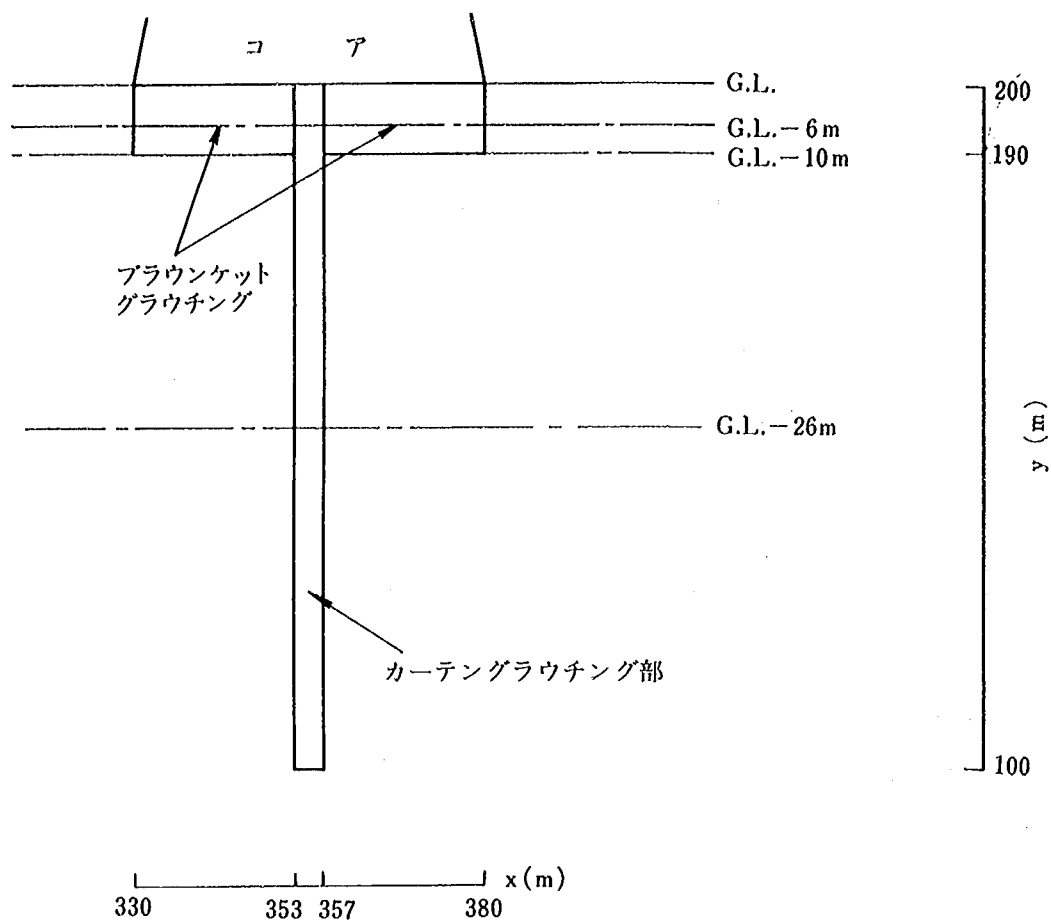
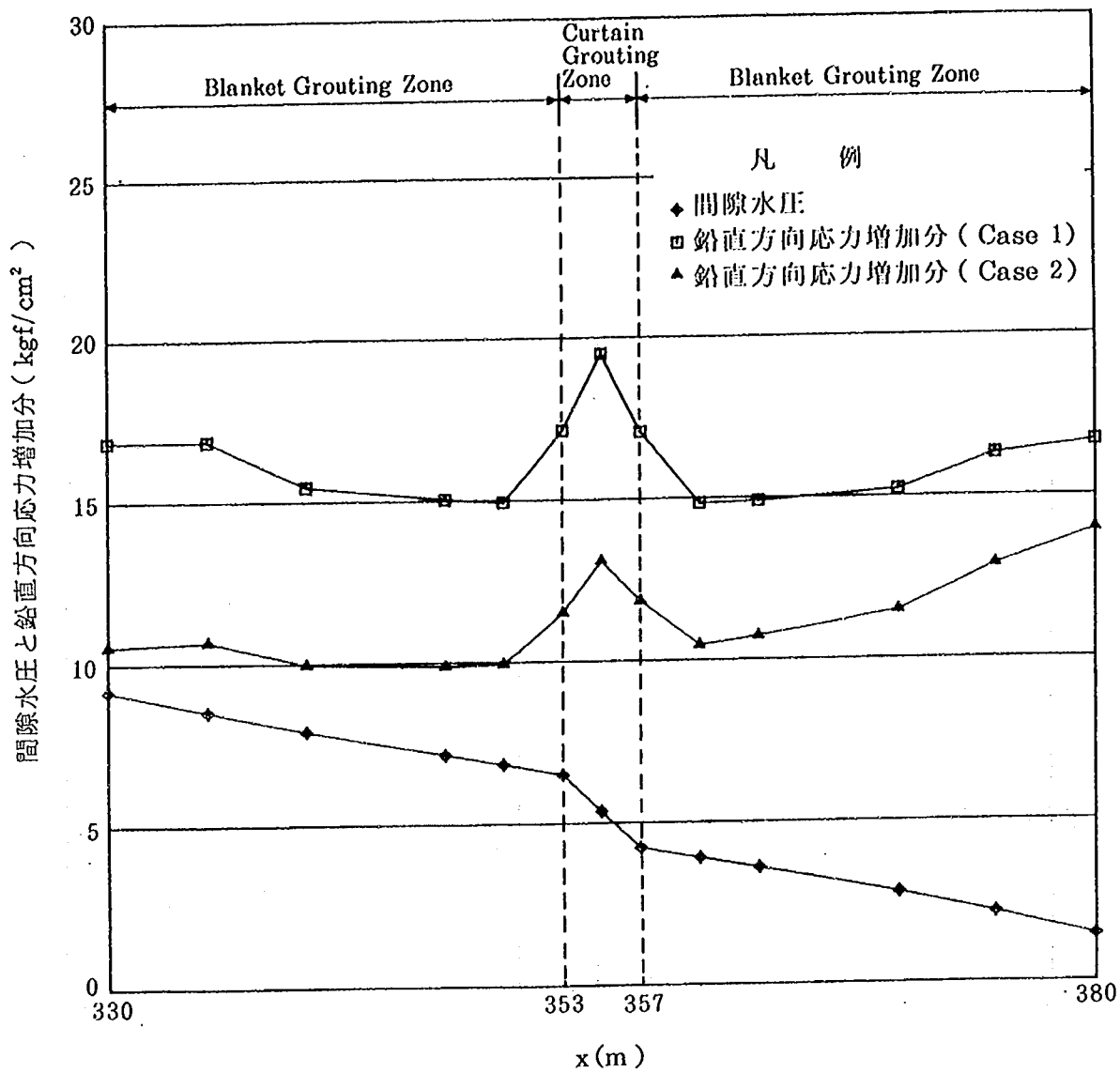
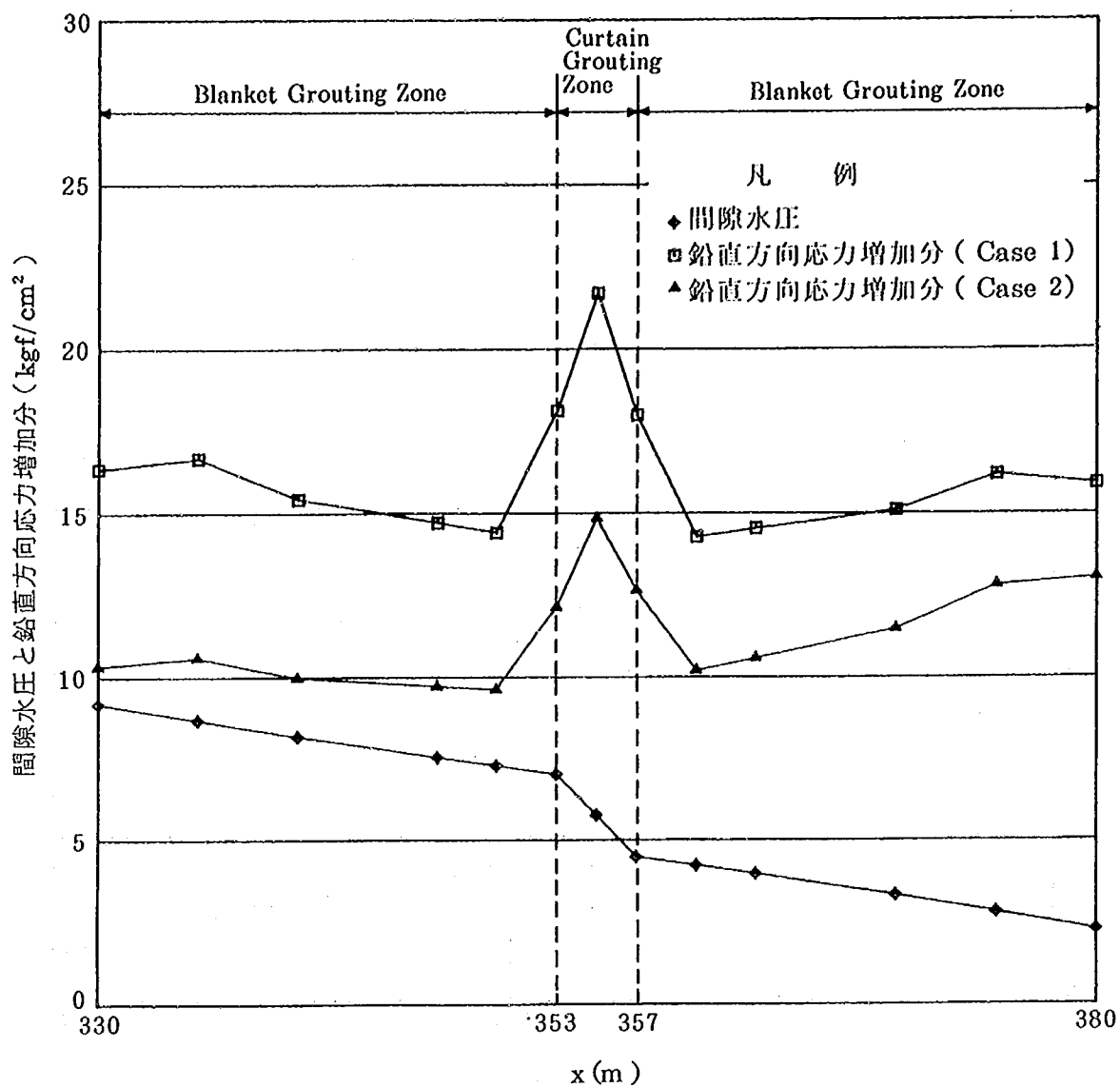


図- 6. 17 堤体の上載荷重効果検討ライン



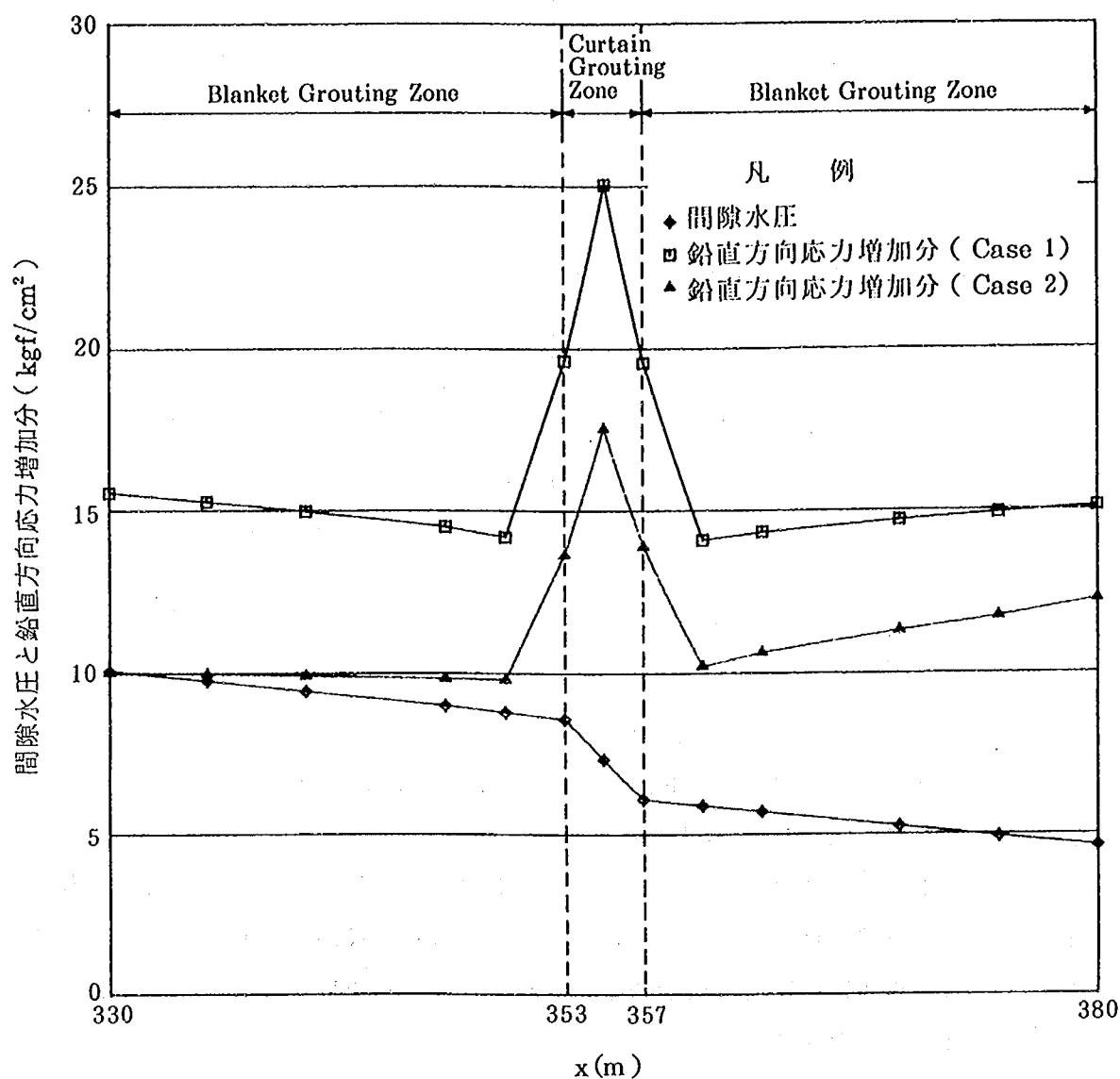
(a) G. L. - 6 m の場合

図 - 6. 18 鉛直応力と間隙水圧の関係
(ロックフィルダムの場合)



(b) G. L. - 10 m の場合

図-6.18 鉛直応力と間隙水圧の関係
(ロックフィルダムの場合)



(c) G. L. - 26 m の場合

図 - 6. 18 鉛直応力と間隙水圧の関係
(ロックフィルダムの場合)

- 注) 1) 間隙水圧とは、浸透流解析の結果求めた各節点の水圧値のことである。
- 2) 各節点の鉛直方向応力は以下のように求めた。弾性解析の結果得られるのはあくまで要素応力である。そこで、各節点の鉛直方向応力は、その節点を構成節点としている要素のその単純平均とした。

6.3 逐次流量減少型 P-Q 曲線

6.3.1 発生原因

これは、図-6.19に示すように昇圧段階における初期勾配直線に比較して流量が逐次減少傾向にある P-Q 曲線のことである。昇・降圧段階同路のものと昇・降圧段階異路のものに分類できる。なお、昇・降圧段階異路のものは、単独の発生原因のみに着目すると、大抵の場合、同じ注入圧力であれば昇圧段階の注入量の方が降圧段階のそれよりも大きいと考える。

この型の P-Q 曲線が発生する原因を以下にまとめて示す。

(昇・降圧段階同路)

- ① ルジオンテストの試験孔から地盤への水の流れが乱流である場合。
- ② 注入管内抵抗による損失水頭 h_s による有効注入圧力 P の補正を行っていないか、行っても損失水頭 h_s を過小評価している場合。
- ③ 地下水面下の試験において、注水に伴い地下水面が上昇するため有効注入圧力が減少し、P-Q 曲線が直線関係からずれる場合。この場合の P-Q 曲線が必ずしも逐次流量減少型になるとは限らず、逐次流量増加型 (6.4 参照) になる可能性がある。この点については、6.3.2 で詳しく検討する。

(昇・降圧段階異路)

- ① 試験孔掘削時に発生するスライム等の洗浄不足や試験水中の浮遊物により地盤の目詰まりが助長される場合。
- ② 試験孔からの水の流れが定常にならないうちに次の圧力段階に移行した場合。

6.3.2 昇・降圧段階同路の具体例と対策

(1) 乱流の影響

試験孔からの注水速度が大きくなり、地盤中の水の流れが乱れがなく流水抵抗が小さい層流から乱れが発生し流水抵抗が大きい乱流に移行するために、同注入圧力でも層流を想定した場合よりも注入量が小さくなり、かつ、その傾向は注入圧力が大きくなればなる程大きくなる。よって、ルジオンテストの結果得られる P-Q 曲線が直線型 (層流) ではなく、逐次流量減少型になる訳である。

ルジオンテストにおける乱流現象の存在は、C. Kutzner³⁶⁾、F.-K. Ewert³⁷⁾、A. C.

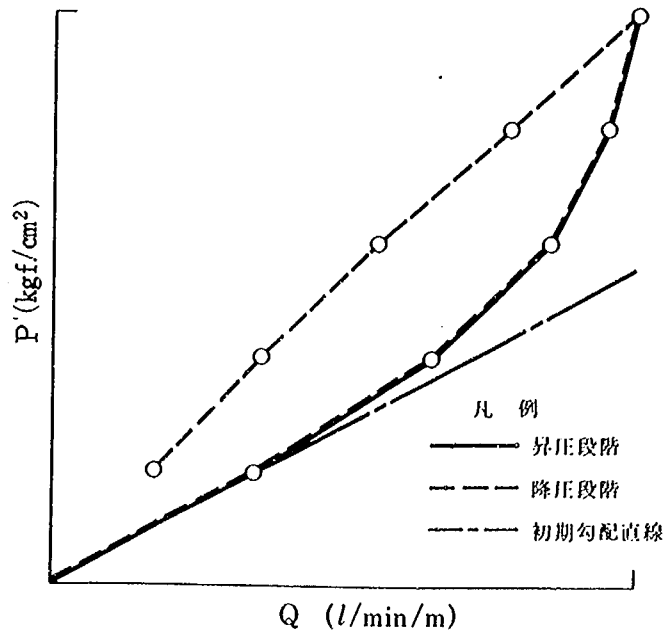


図-6.19 逐次流量減少型 P-Q 曲線

Houlsby³⁸⁾, P. F. F. Lancaster-Jones³⁹⁾らによって既に指摘されている。特に, Houlsby と Lancaster-Jones は, 乱流現象を指摘するだけにとどまらず, 乱流現象の判定方法等も示しているので以下に紹介しておく。

(Houlsby の研究)

Houlsby の研究対象地盤は, 亀裂性の岩盤で, 筆者らの地盤分類に従うと地盤 I に当る。まず, 以上に示す 3 段階の注入圧力で試験を行う。

$$0.4 d \text{ (p. s. i.) } \Rightarrow 0.7 d \Rightarrow 1.0 d \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

ここに, d は地表から試験区間までの深さ (ft) で, p. s. i. は圧力の単位で, 深さ 1 ft 当り 1 p. s. i. の増圧は深さ 1 m 当り 0.23 kgf/cm² の増圧に等しい。

上記の 3 圧力 (延べ 5 圧力) で実施した試験において, 各圧力ごとにルジオン値を求め, そのルジオン値が圧力の増加に伴い変化しなければ試験孔からの水の流れが層流であり, 圧力の増加に伴い減少し, かつ, 昇降圧段階での差がなければ乱流であるとしている。これは, 亀裂中の水の流れが層流であれば $P \propto Q$, 完全に乱流であれば $P \propto Q^2$ に従うという考えに基づいている。

また, 数多くの現場試験結果から, 3 Lu 程度までの亀裂性岩盤であれば層流タイプの結果が得られ, 4 Lu 以上であれば乱流タイプの結果が得られるとしている。

(Lancaster-Jones の研究)

2 種類あるいはそれ以上の種類の圧力でルジオンテストを実施し, 以下の基準に従って層流, 乱流を判定することを示している。

$$\left. \begin{array}{l} \frac{P_2}{P_1} = \alpha \quad \text{かつ} \quad \frac{Q_2}{Q_1} = \alpha^n \\ n = 1 : \text{層流} \\ n = 0.5 : \text{乱流} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.7)$$

ここに, P_1 , P_2 は注入圧力で, Q_1 , Q_2 はそれぞれ, 注入圧力 P_1 , P_2 の時の注入量である。

ところで, ダム湛水に伴う基礎内浸透流は, 6.3.1 の浸透流解析結果からもわかるように非常に小さい動水勾配での流れである。つまり, その流れは層流あるいはそれに近い流れである。よって, 乱流が原因と考えられる $P-Q$ 曲線が得られる地盤では, 以下に示すような対策を講じて試験孔からの水の流れを層流状態にしたうえでルジオン値を求めることが望まれる。

- ① 高粘性流体を用いて試験を行う^{40), 41)}, つまり, 地盤に対する流体の透過係数 (水の場合は透水係数) k は流れが層流状態である限り流体の動粘性係数 ν に反比例する。

$$k \propto \frac{1}{\nu} \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

また、層流と乱流を判定する無次元量レイノルズ数 Re は次式で表わせる。

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

ここに、 v は流速で、 D は流れの経路幅を示すパラメータである。

さらに、地盤中の流体の流れが Darcy 側に従うとすると、

$$v = k i \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

ここに、 i は動水勾配である。

式 (6.8)、(6.9) および (6.10) より、

$$Re = \frac{k i D}{\nu} \propto \frac{i D}{\nu^2} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

よって、高粘性流体 (ν が大きい流体だと考えてよい。) を使用することにより、水の場合と同じ注入圧力で試験を実施しても、試験孔からの水の流速が小さくなり、層流から乱流に移行 (Re が大きくなることと考えてよい。) しにくくなる訳である。よって層流状態での透水性が把握できるのである。

- ② 試験を極力低圧力下で実施して得られた $P-Q$ 曲線の初期勾配からルジオン値を決定する⁴²⁾ (図-6.19 参照)。これは、式 (6.11) において動水勾配 i を小さくすることに相当する。ただ、動粘性係数 ν はその 2 乗で Re 低下に効いてくるのに対して、動水勾配 i はその 1 乗でしか効かない。

最後に、筆者らは、ルジオンテストにおける乱流現象発生条件あるいは結果として得られるルジオン値の精度を、①パイプ亀裂モデル、②平行板亀裂モデル、③粒状体モデル (①、②が地盤Ⅰ中の流れを、③が地盤Ⅲ中の流れを対象としている。) に対する理論解を求めて検討している。しかし、その内容がかなり盛り沢山なため、本文中に記述すると本文の流れを分り辛くする可能性があるかと判断し、参考資料-5 としてまとめたので参照されたい。

(2) 損失水頭補正の影響

注入管内抵抗による損失水頭 h_s の補正が有効注入圧力測定精度に最も大きな影響を与えることは、多くの研究者によって指摘されている。^{36), 43)} よって、管内損失水頭の補正は、正確なルジオン値を得る際の必要条件である。いま、管内損失水頭補正の影響を示すデータを図-6.20 に示す。これは、管内損失水頭の補正を行った場合と行わなかった場合で得られるルジオン値にどの程度の差があるのかを検討したものである。この図より、試験対象地盤の透水性が 10 Lu 以下であれば管内損失水頭補正の影響はあまりないが、それ以上の透水性を持つ地盤の場合はかなりの影響があることがわかる。なお、この図において

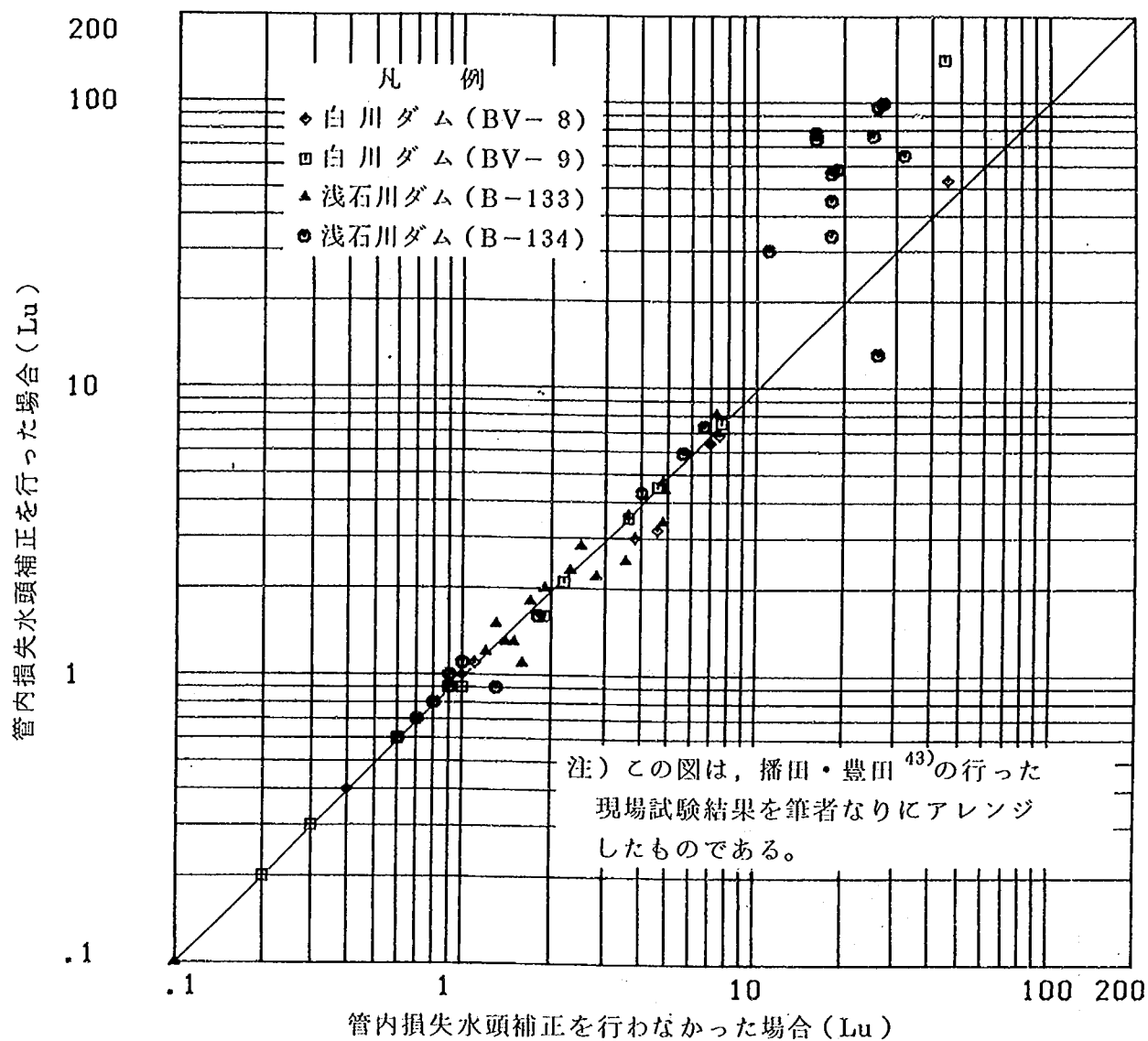


図-6.20 管内損失水頭補正の影響

は、試験区間の深度、つまり、注入管の長さ L に関する検討が入っていないことを注意しておく。

技術指針¹⁾でも、管内損失水頭を考慮することを明記している。具体的対策としては、実際に使用する注入管を用いて損失水頭に関する事前実験を行うことを挙げている。また、他の対策としては、試験区間内に間隙水圧計を設置して(図-6.21参照)、水頭損失後の注入圧力を直接測定する^{36),43)}ことが挙げられる。

損失水頭に関するその他の注意事項としては、注入管内の十分な空気抜きが挙げられる⁴⁴⁾。つまり、注入管への空気の混入により、水が注入管を満管流で流れないために大きな管内抵抗となり、損失水頭値の測定精度が落ちることである。

(3) 注水に伴う地下水面上昇の影響

播田・豊田⁴³⁾は、地下水面上で
の試験では、試験後の地下水位が試
験前のそれよりも全体的に高くなっ
ていたと報告している。その内容を
筆者なりにまとめたのが図-6.22で
ある。注水に伴い地下水面上昇す
るのであれば、有効注入圧力が減少
し(図-6.23参照)、P-Q曲線が
直線関係からずれるはずである。た
だし、この場合のP-Q曲線は、前
述したように、必ずしも逐次流量減
少型になるとは限らないうえ、注入
圧力と水面上昇量との関係も播田・

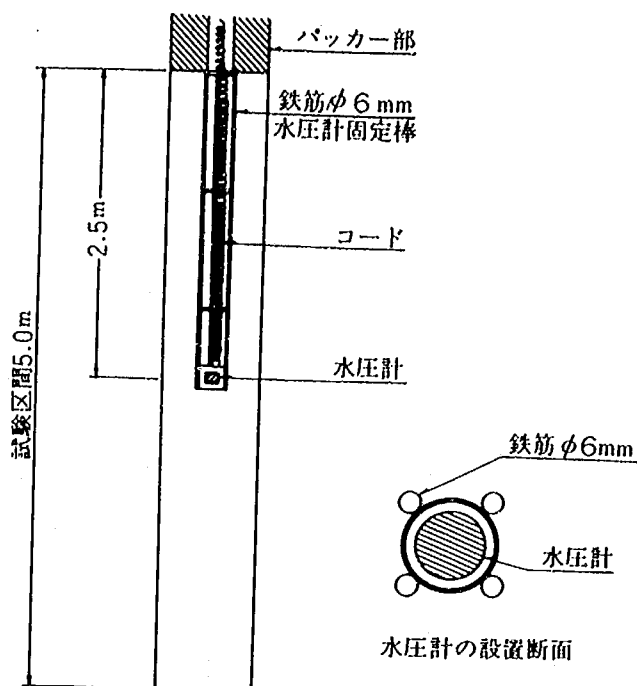
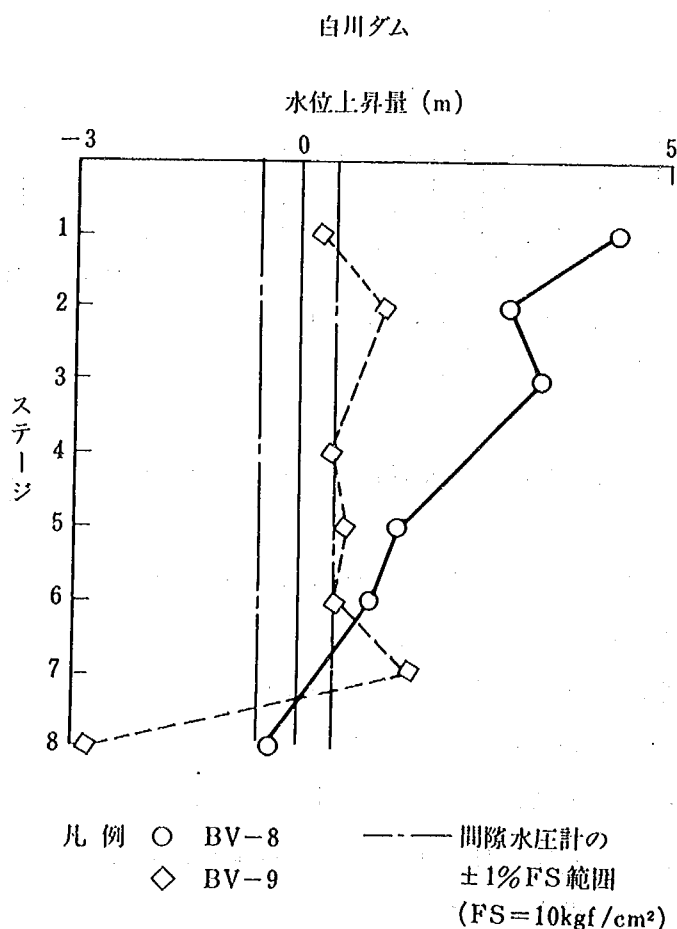


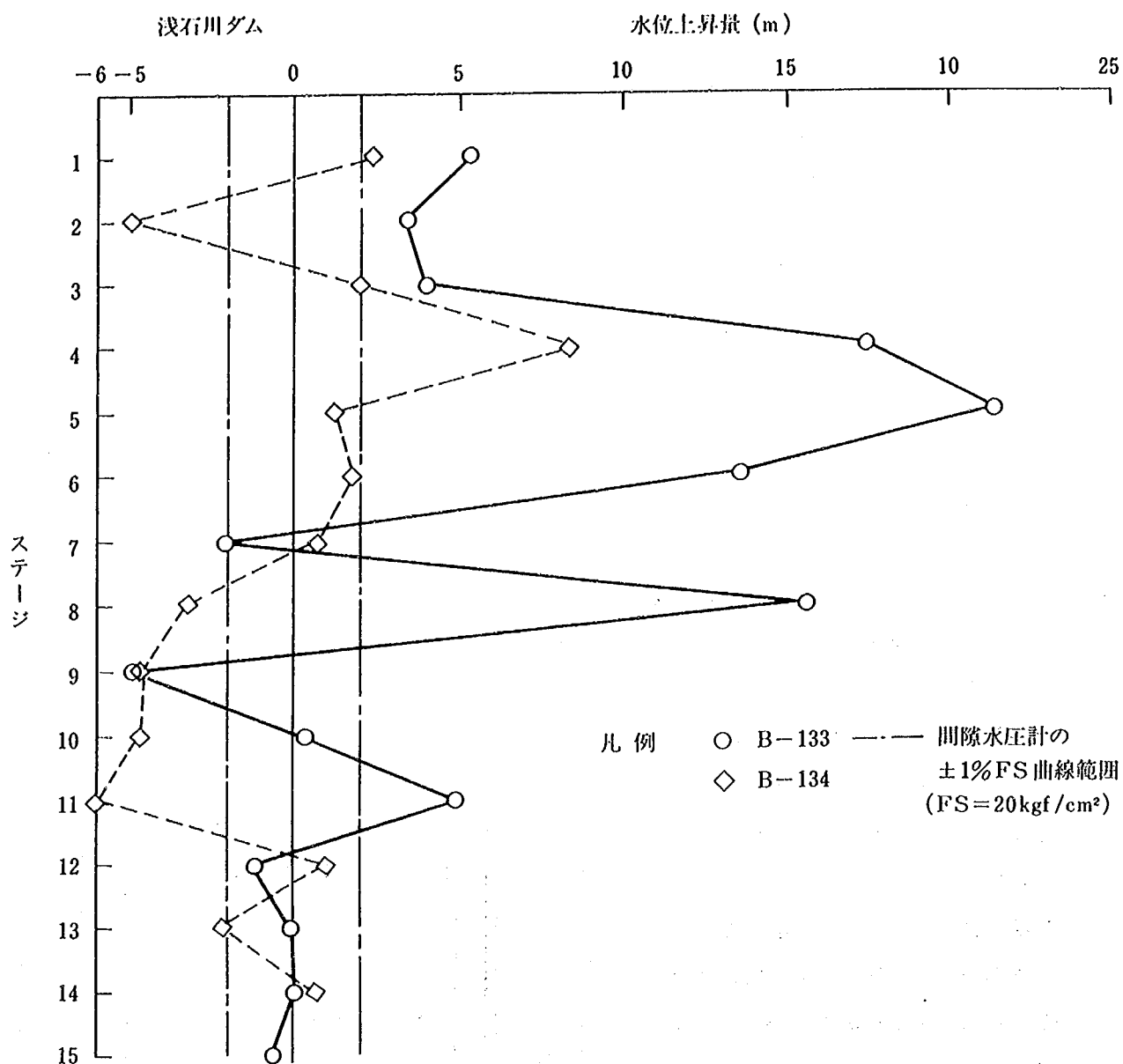
図-6.21 間隙水圧計設置例⁴³⁾



(a) 白川ダムの場合

図-6.22 注水に伴う地下水面上昇例

- 注) 1) 限界圧力以下での試験: BV-8 5 st.
BV-9 4, 5 st.。
2) 1 ステージ長 = 5 m。
3) (水位上昇量) = (試験前の水位) - (試験後の水位)。
4) 試験前の水位は孔内水位で、試験後の水位は間隙水圧計により求めた水位。
5) 有効注入圧力は、試験により 2 ~ 9 kgf/cm² と様々である。



(b) 浅石川ダムの場合

注) 1) 限界圧力以下での試験: B-133: 7, 10 ~ 15 st.

B-134: 8, 9, 14 st.。

2) 1 ステージ長 = 5 m。

3) (水位上昇量) = (試験前の水位) - (試験後の水位)。

4) 試験前の水位は孔内水位で, 試験後の水位は間隙水圧計により求めた水位。

5) 有効注入圧力は, 試験により 5 ~ 20 kgf/cm² と様々である。

図 - 6.22 注水に伴う地下水面の上昇例

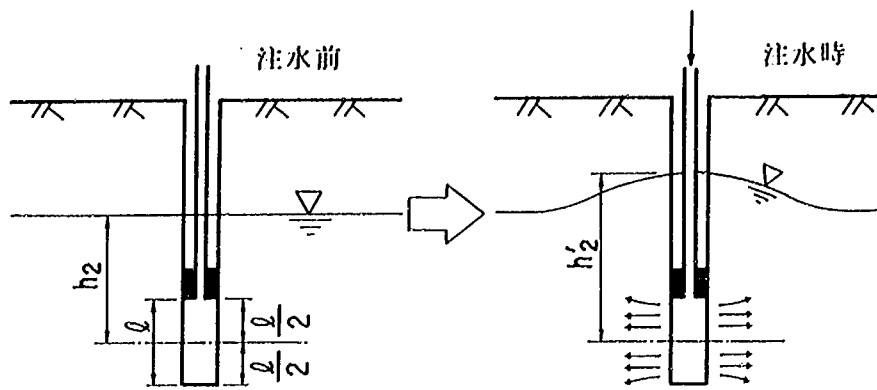


図-6.23 注水に伴う地下水面の上昇の概略図

豊田の研究だけでは厳密なことはいえない。よってここでは、有限要素法による浸透流解析により上記の疑問点を解決する。なお、ここで検討する対象地盤は、Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤であり、亀裂性の硬岩地盤については検討しない。なぜならば、硬岩地盤内の浸透は亀裂の方向・分布関係に支配されるため、注水による試験孔周辺の地下水面の上昇量が一概には求められないと判断したためである。

浸透流解析に用いたモデルの要素分割は、図-5.18 に示したとおりである。孔壁部を除くモデルの境界条件は図-6.24 に示したとおりであり、今回の計算では地下水位を G.L. - 7.5 m とした。孔壁部の境界条件としては、図-6.25 (a) に示すように、同一注入圧力でも、注水に伴う地下水上昇量が最大になると考えられる、試験区間以外の孔壁を不透水境界にした場合と、図-6.25 (b) に示すように、注水に伴う地下水上昇量が、より実際に近いという意味では最小になると考えられる、初期の地下水位以上の孔壁を透水境界とし、地下水位以下でパッカー（長さ 1 m）上端までの孔壁を水圧（初期地下水位）固定境界およびパッカ

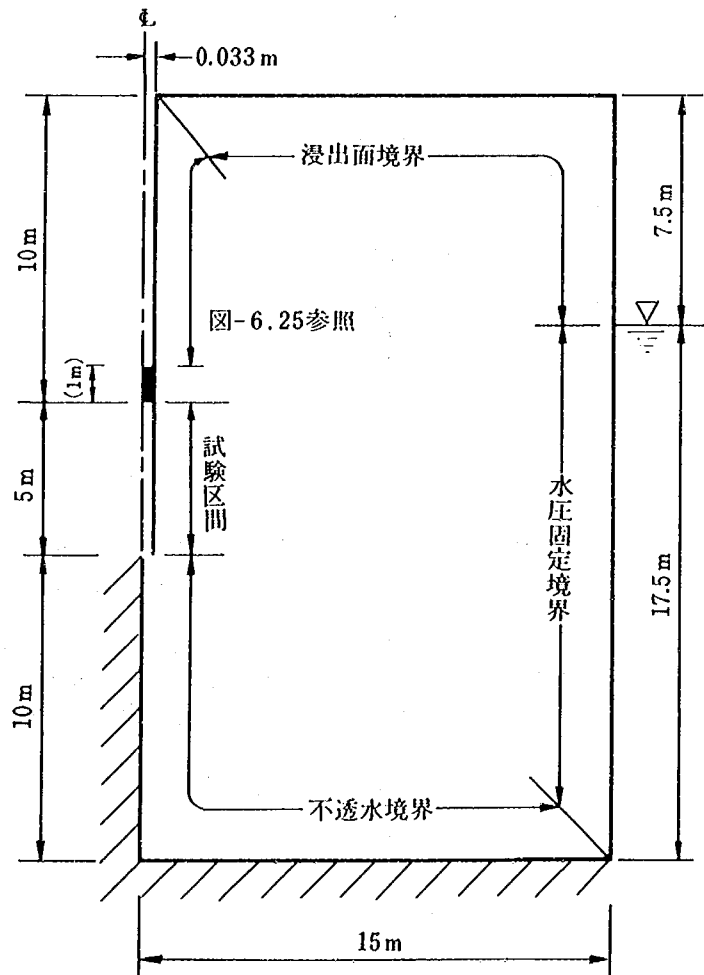
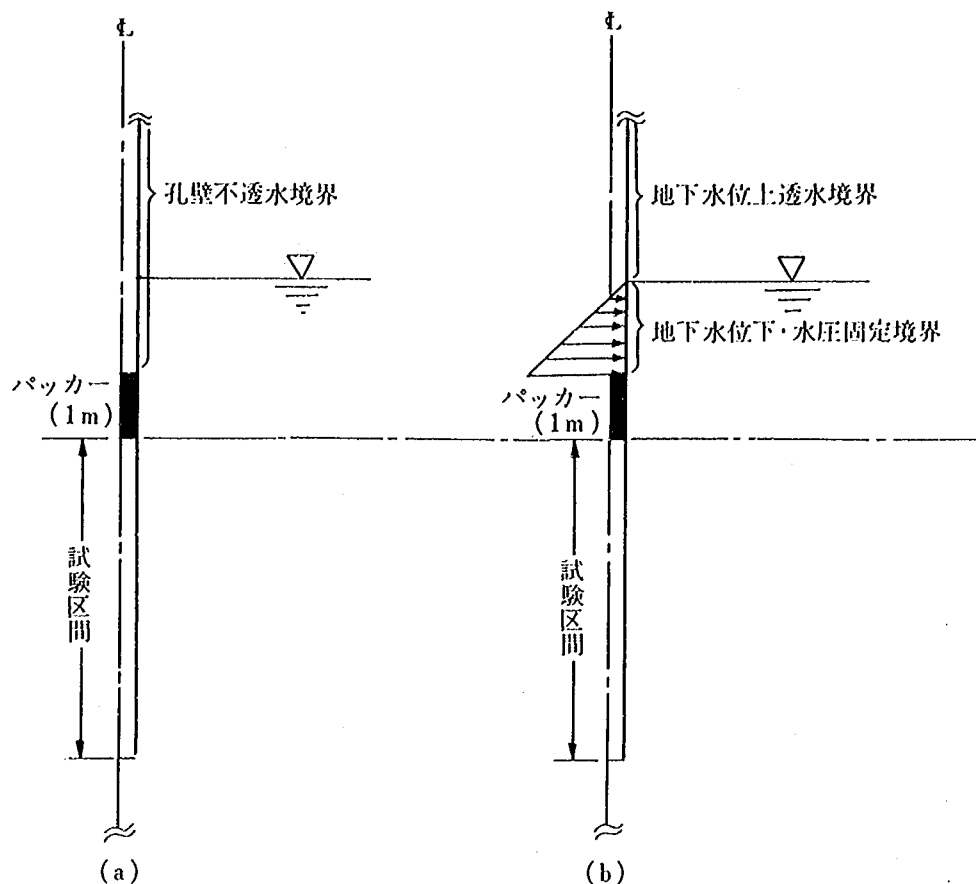


図-6.24 境界条件



図－ 6. 25 孔壁境界の与え方

一部分を不透水境界とした場合の 2 通りの条件を与えて解析を行うことにした。また、解析に用いた地盤の飽和時透水係数 k_0 は 1.0×10^{-4} cm/s で、不飽和特性は図－ 5. 2 に示したとおりである。

計算結果のうち、有効注入圧力 $P = 10$ kgf/cm² に対する定常時の地下水面を、上記の 2 通りの孔壁境界条件ごとに図－ 6. 26 に示した。孔壁境界条件を図－ 6. 25 (a) のように与えたときの注水に伴う地下水面上昇量の最大値は、孔壁境界上に生じた。また、孔壁境界条件を図－ 6. 25 (b) のように与えたときの注水に伴う地下水面上昇量の最大値は、孔壁境界上ではなく孔壁面から約 1. 5 m 離れた位置に生じた。以上の傾向は有効注入圧力が 10 kgf/cm² 以下で異なる値の場合でも同様であった。従って、これ以後、図－ 6. 23 に示した注水時の地下水面上昇を考慮した新たな地下水位 h_2' は、上記の各々の境界条件に対してその地下水面上昇量が最大となる位置での地下水位に対応させる。

計算結果より、技術指針¹⁾どおりに求めた有効注入圧力 P 、および図－ 6. 23 に示した注水時の最大地下水面上昇量を考慮した h_2' を新たに地下水面からの補正水頭として求めた有効注入圧力 P' と、注入量 Q の関係を示したものが図－ 6. 27 である。この図より、注水に伴う地下水面上昇量を考慮しない場合とする場合の各々に対し、孔壁境界条件を変えて

計算した2ケースの結果の差が、 $P-Q$ 曲線上に表わすとほとんどないことがわかる。さらに、この図より、 10 kgf/cm^2 の有効注入圧力に対するルジオン値は、 P から求めたものが 9.1 Lu 、 P' から求めたものが 9.8 Lu となり、低圧の 1 kgf/cm^2 の有効圧力より求めた換算ルジオン値は、それぞれ $9.0 \text{ Lu}'$ 、 $10.5 \text{ Lu}'$ となることがわかる。

低圧より求めたルジオン値の差の方が大きいのは、図-6.28に示したように注入圧力と水面上昇量が比例せず、注入圧力が大きくなるにつれて水面上昇量の増加率が鈍化するためである。これは、注入圧力が小さいほど不飽和領域内の負の最大圧力水頭（ここでは $\varphi_0 = -1 \text{ m}$ ）の影響を大きく受けるためだと考える。

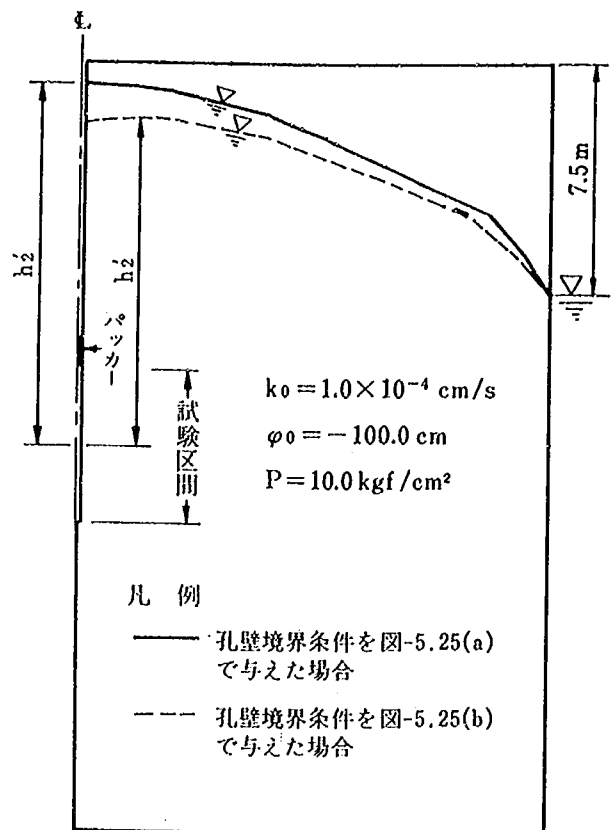


図-6.26 $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ に対する地下水面

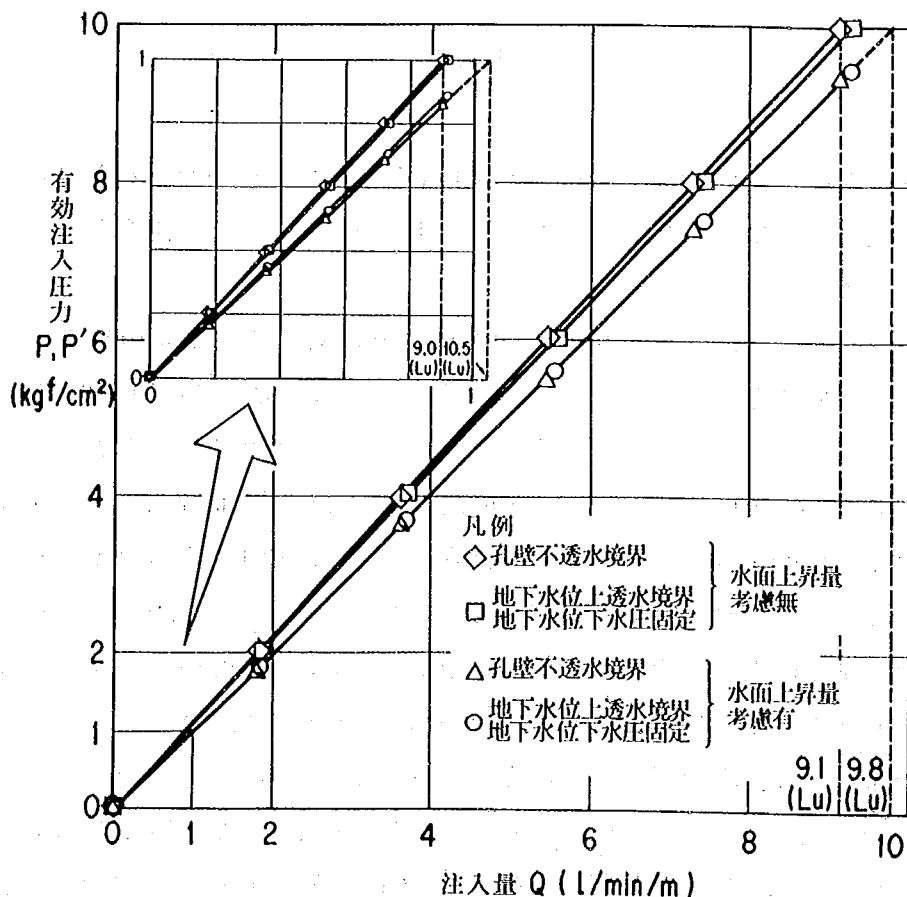
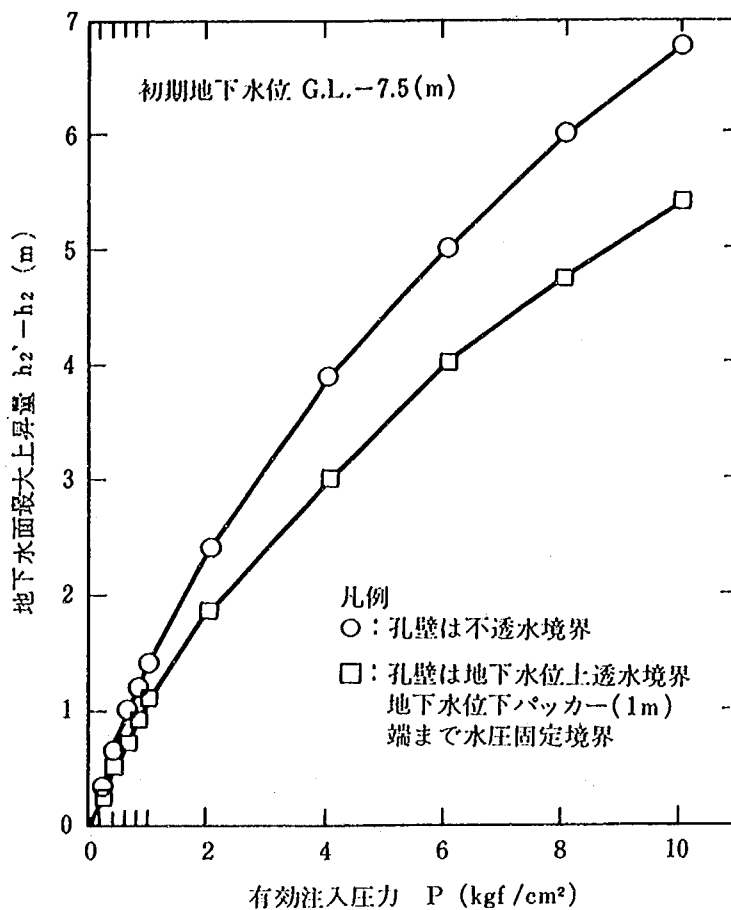


図-6.27 地下水面上昇量を考慮しない場合とする場合の $P, P'-Q$ 曲線 ($G.L. = 7.5 \text{ m}$) の場合)



図－ 6. 28 有効注入圧力と地下水面上昇量の関係

いずれにせよ、ここでは孔周辺の最大地下水面上昇量をもとに有効注入圧力を補正しているため、水面上昇量を実際よりもかなり大きく見積っていることになる。にもかかわらず、ルジオン値の差が上記程度であれば、実際上は注水に伴う地下水面上昇は、ルジオンテストの精度にほとんど影響を与えないと考えられる。従って、 $P-Q$ 曲線が直線関係からずれることに、この注水に伴う地下水面上昇が与える影響はほとんどないと言える。

6. 3. 3 昇・降圧段階異路の具体例と対策

(1) 目詰まりの影響

試験孔掘削時に発生するスライム等の洗浄不足や試験水中の浮遊物により試験孔近傍地盤の亀裂あるいは間隙の目詰まりが助長されるため、試験時間が進むにつれて見掛け上透水性が減少するということがある。^{36), 37)} この問題に対する対策としては、試験前に十分な孔内洗浄を行ったり¹⁾、極力清浄な水を使用して試験を実施することなどが考えられる。ただし、長時間の孔内洗浄を実施することはダム基礎調査時間のロスになるうえ、試験対象地盤が軟岩や砂礫で構成されている場合は、長時間洗浄が地盤浸食につながり試験精度に悪影響を与える可能性があるので注意を要する。よって、ダム基礎調査の初期段階にどの程度の時間をかけて孔内洗浄を行えば、目詰まりも地盤浸食も発生しないのかを検討することが望ましい。⁴⁵⁾

上記に示す十分な対策を講じたにもかかわらず、目詰まりが原因と考えられるP-Q曲線が得られた場合は、昇圧段階の初期勾配直線を基にルジオン値を求めるべきである。

(2) 非定常の影響

非定常の影響とは、ルジオンテストのある圧力段階において、試験区間からの水の流れが定常にならないうちに次の圧力段階に移行するために逐次流量減少型かつ昇降圧段階異路のP-Q曲線が得られることを意味する。この非定常の影響を捕えた長時間ルジオンテストの2例を図-6.29, 6.30に示す。このうちSダムの試験は、第四紀更新世の地質年代に属す上部砂岩層なる軟岩地盤(地盤Ⅱに属す地盤である。)において実施され、一方の漢那ダムの試験は、第四紀更新世の国頭礫層なる砂礫地盤(地盤Ⅲ)において実施されたものである。⁴⁶⁾ この2例の報告によると、両ダムサイトの試験実施地盤は、技術指針¹⁾に定められた「注入量の測定時間は原則として5分間とするが、その間の1分毎の注入量を測定し、変動が小さい(通常10%未満)ことを確認する必要がある。」という注入量測定法に従うと、各圧力段階、特に昇圧段階において定常注入量を得ることが出来ず、地盤の透水性を実際よりも過大に評価してしまう可能性が指摘されている。この現象に関する対策として最も確実なものとしては、各圧力段階で定常注入量を得られるまで長時間のルジオンテストを実施することが挙げられる。ただし、この対策法には以下の2つの問題点が内在する。

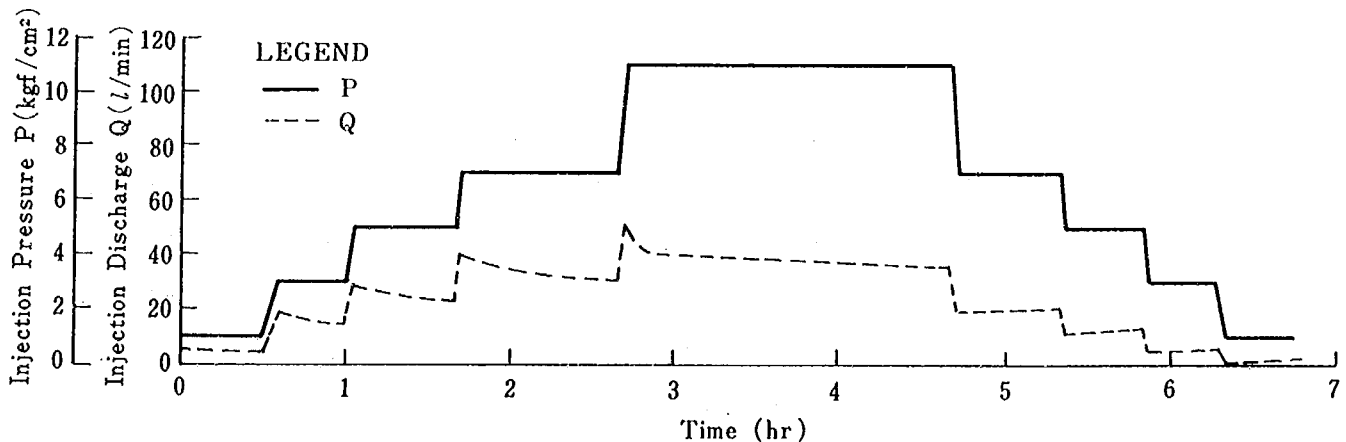
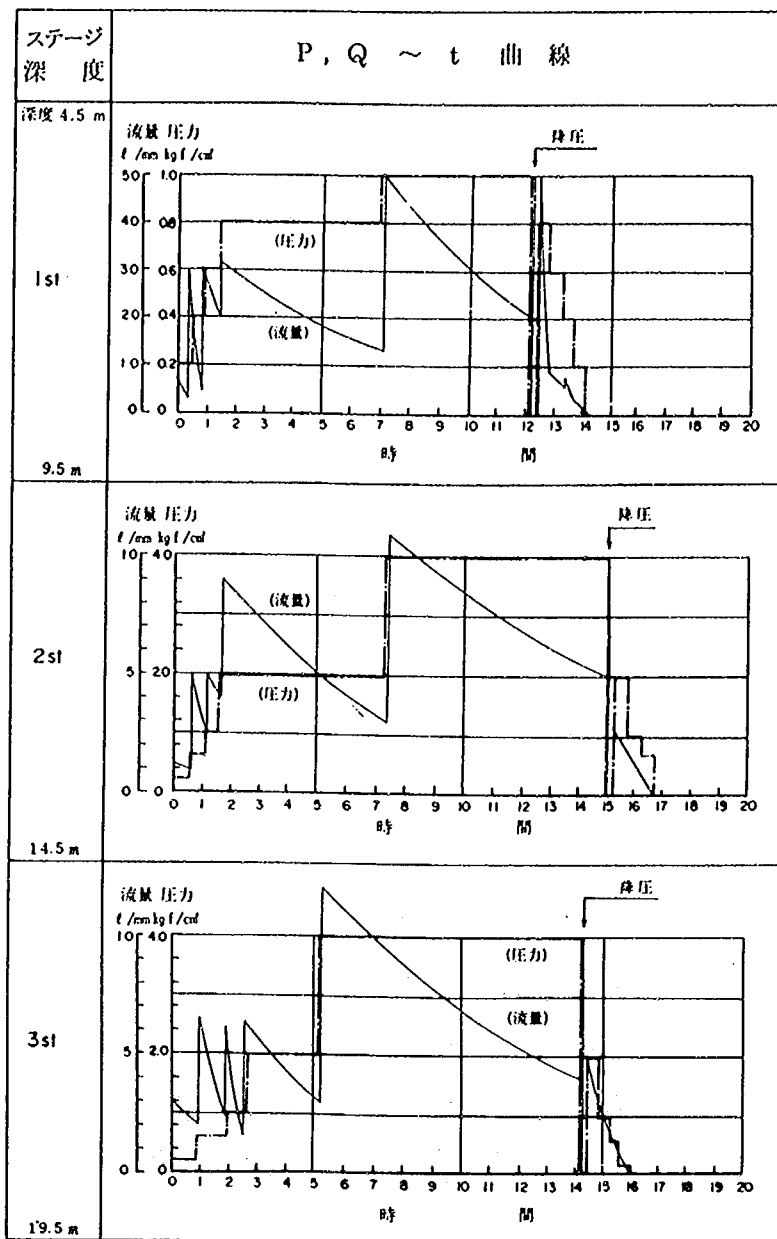


図-6.29 非定常の影響(Sダムの例)

- ① 長時間のルジオンテストを実施することは、時間的および経済的ロスにつながる。
- ② あまり長時間の通水を行うと、試験孔周辺地盤の目詰まりを助長する可能性がある。

目詰まりが原因で図-6.19に示すようなP-Q曲線が得られた場合は、圧力段階が進むにつれて真の透水性からそれよりも小さい透水性に移動しているのに対して、非定常が原因で図-6.19に示すようなP-Q曲線が得られた場合は、圧力段階が進むにつれて真の透水性よりも大きい透水性から真の透水性に移動していく。つまり、同じ昇・降圧段階異路の逐次流量減少型P-Q曲線でも、上記の2つのうちどちらの原因によるかによってP-Q曲線の意味するものが全く逆になるということである。



図－ 6. 30 非定常の影響（漢那ダムの例）⁴⁶⁾

上記の問題点を勘案したうえで、一步進んだ対策を提案する。まず、ダム基礎の透水性調査の初期段階において、長時間のルジオンテストを実施し、目詰まりも非定常の影響もない試験対象地盤の真の透水性を得るために必要な通水時間を決定する。さらに、施工性、経済性も含めて検討し、許容範囲内の精度が得られる最短通水時間を決定したうえで以後の試験を実施すればよい。なお、目詰まりの影響があるか否かは、同じ試験地点において同じ仕様で長時間ルジオンテストを実施し、2度目のP-Q曲線が1度目のP-Q曲線とほぼ同じ勾配である場合は「目詰まりの影響なし」、1度目のP-Q曲線よりも急な勾配になる場合は「目詰まりの影響あり」として判定する（図－ 6. 31 参照）。

最後に、Darcy則に従う透水性媒体（地盤Ⅱの一部および地盤Ⅲ）に対して、有限要素

法により浸透流解析を行い，地盤の各物性が試験孔からの水の流れが定常になるまでの時間（注入量の収束状況）に与える影響を検討したのでその結果を以下に示す。⁴⁷⁾

浸透流解析に用いたモデルの要素分割は，図-5.18に示したとおりである。境界条件は，図-6.24および図-6.25(a)に示したものと同様であり，地下水位については図-5.40に示したケースの内の何種類かを目的に応じて採用した。さらに，地盤の各物性値の影響を検討するために基本となる物性値と有効注入圧力を表-6.4に示した。

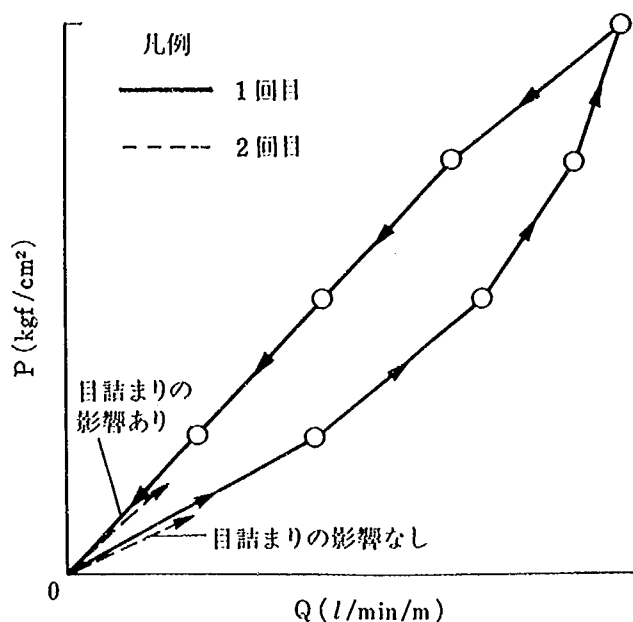


図-6.31 目詰まり判定

表-6.4 基本物性値と有効注入圧力

飽和時の透水係数 k_0	1.0×10^{-4} (cm/s)
比貯留係数 S_s	1.0×10^{-7} (cm)
負の最大圧力水頭 φ_0	-100.0 (cm)
有効注入圧力 P	0.4 (kgf/cm²)

表-6.4に示した値のもとで，地下水位を種々に変えて非定常計算を行い，試験孔からの水の流れが定常になる過程を求めた結果が図-6.32である。地下水位が試験区間（G. L. - 10.0 m ~ G. L. - 15.0 m）より上部にある場合（G. L. - 5.0, - 7.5 m），その位置に関係なく注入量はほぼ同様の収束状態を示し，ほぼ定常注入量が得られるまでの収束時間も約300秒（5分）と非常に早い。従って，地下水面下の試験では，通常行う試験と同程度の測定時間内（各圧力段階において数10分程度と考えてよい）に定常に至る。地下水位が試験区間内および以深にある場合（G. L. - 10.0, - 12.0, - 14.0, - 15.0, - 17.5, - 20.0, - 22.5 m），注入量の収束状態が非常に悪く，通常行う試験の測定時間程度内，例えば1800秒（30分）における注入量は，地下水位が試験区間上端に一致する場合（G. L. - 10.0 m）を除くと，それぞれの地下水位の定常注入量に対して約2～4倍の大きな値を示した。さらに，初期注入量は定常注入量の約3～5倍とかなり大きな値を示した。従って，試験区間内および以深に地下水位がある場合の試験では，測定・解釈上十分注意

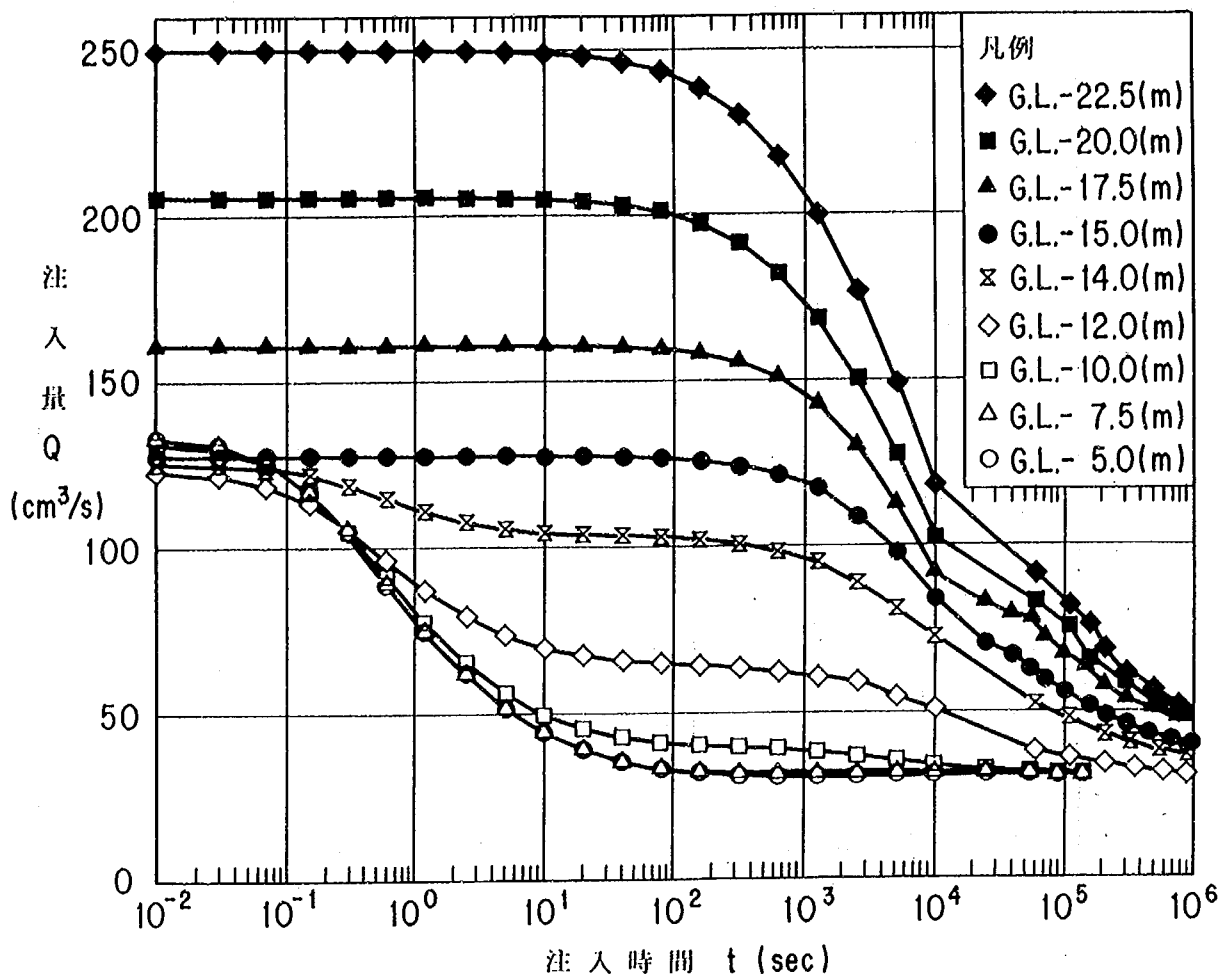


図- 6.32 地下水位が注入量収束状態に与える影響
 $(P=0.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \varphi_0=-1 \text{ (m)}, S_s=10^{-7} \text{ (cm}^{-1}\text{)},$
 $k_0=10^{-4} \text{ (cm/s)})$

を要することがわかる。

地下水位が試験区間より上部あるいは下部にある場合 (G. L. - 7.5 m, G. L. - 17.5 m) の各々に対して、表- 6.4 に示した地盤の基本物性値のうちの有効注入圧力 P を 3 種類 ($P = 0.4, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) に変え、他の物性値は同じという条件下でルジオンテストに対する非定常計算を行った結果が図- 6.33 である。また、有効注入圧力の注入量収束状態に与える影響を、より比較しやすくするために、図- 6.33 を単位有効注入圧力当りの注入量と注入時間の関係に改めたものが図- 6.34 である。これらの図より以下のことが言える。地下水位が試験区間より上部にある場合 (G. L. - 7.5 m)，単位有効注入圧力に対する注入量収束状態が、ほぼ完全に一致しているため、任意の注入時期における注入量は有効注入圧力にほぼ比例する。従って、注入量の収束状況 (収束時間) に対して、有効注入圧力の大きさはほとんど影響を与えない。地下水が試験区間より下部にある場合 (G. L. - 17.5 m)，注入量は有効注入圧力が大きいほど当然多くなるが、単位有効注入圧力当りの注入量は、逆に有効注入圧力の小さいものほど多くなる。これは、有効注入圧

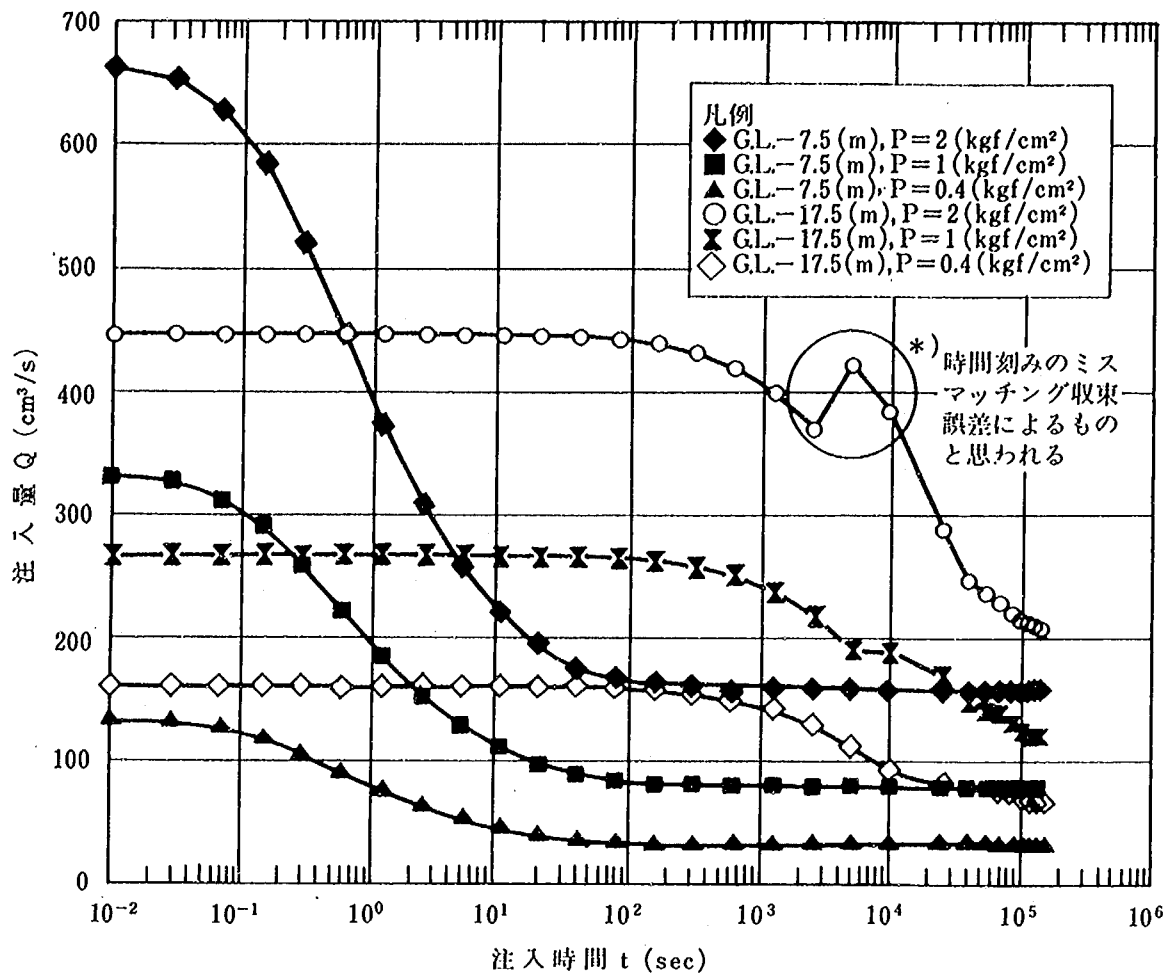


図- 6.33 有効注入圧力が注入量収束状態に与える影響
 $(\varphi_0 = -1 \text{ (m)}, S_s = 10^{-7} \text{ (cm}^{-1}\text{)}, k_0 = 10^{-4} \text{ (cm/s)})$

力が小さいほど不飽和領域内の負の最大圧力水頭（ここでは $\varphi_0 = -1 \text{ m}$ ）の影響を大きく受けるためだと考える。また、有効注入圧力の大きさが、注入量の収束状況（収束時間）に与える影響はあまりない。従って、これ以後の地盤の各物性値が、注入量の収束状況に与える影響を検討する際には、有効注入圧力を $P = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ の一定値として与えることにする。

地下水位が試験区間より上部あるいは下部にある場合（G. L. - 7.5 m, G. L. - 17.5 m）の各々に対して、表- 6.4 に示した地盤の基本物性値のうちの飽和時の透水係数 k_0 を3種類（ $k_0 = 1.0 \times 10^{-5}$, 1.0×10^{-4} , $10 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ ）に変え、他の物性値は同じという条件下でルジオンテストに対する非定常計算を行った結果が図- 6.35 である。また、飽和時の透水係数の注入量収束状態に与える影響を、より比較しやすくするために、図- 6.35 を単位透水係数当りの注入量と注入時間の関係に改めたものが図- 6.36 である。これらの図より以下のことが言える。地下水位が試験区間より上部にある場合（G. L. - 7.5 m），単位透水係数に対する注入量収束状態を示す曲線の形は、この飽和時透水係数が異なってもほぼ一致しており、初期および定常注入量の値もほぼ一致している。さらに、こ

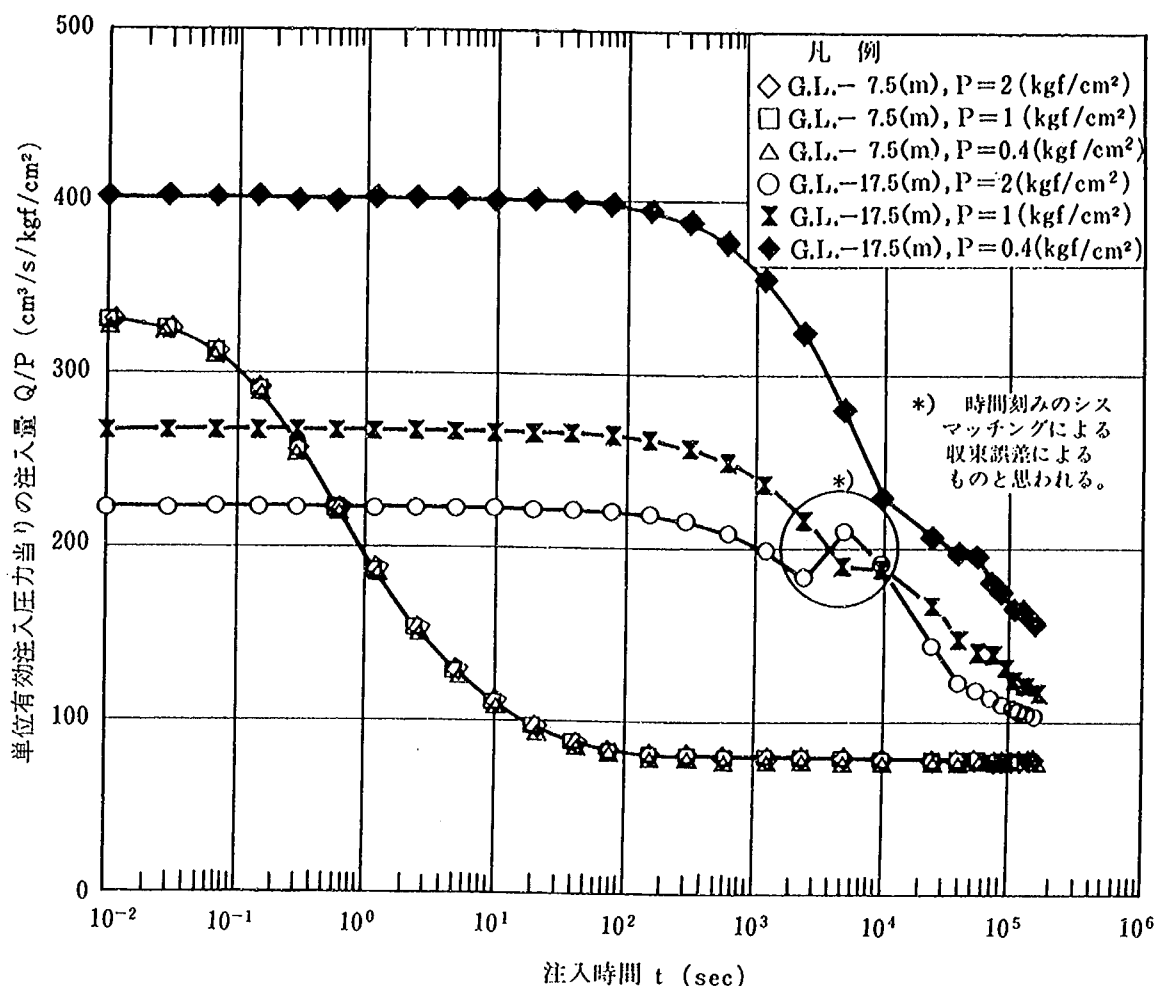


図- 6.34 単位有効注入圧力に対する注入量収束状態
($\varphi_0 = -1$ (m), $S_s = 10^{-7}$ (cm⁻¹), $k_0 = 10^{-4}$ (cm/s))

これらの曲線は、今回の計算結果では水平方向（時間軸方向）にほぼ1オーダーずつずれている。従って、初期および定常注入量は、飽和時の透水係数にほぼ比例する。また、注入量の収束時間に対しては、明らかに飽和時の透水係数が1オーダーずつ小さくなるにつれて、収束時間は逆にほぼ1オーダーずつ大きくなることがわかる。地下水位が試験区間より下部にある場合（G. L. - 17.5 m），単位透水係数に対する注入量収束状態を示す曲線は、その初期注入量がほぼ一致し、それらの曲線の形も水平方向にほぼ1オーダーずつずれているだけで相似形である。これらの曲線が各々ある注入時間からなめらかでなくなった原因は、非定常浸透流解析における計算モデルと時間刻みがうまくマッチングしていないためだと考える。そこで、もし地下水位が試験区間より下部にある場合のモデルと時間刻みを最適に与えることができ、さらに長時間の非定常計算が可能となれば、この時得られる曲線は、地下水位が試験区間より上部にある場合の曲線とほぼ同様の形状を示すものと考えられる。従って地下水位が試験区間より下部にある場合も、初期および定常注入量は、飽和時の透水係数にほぼ比例する。また、注入量の収束時間については、飽和時の透水係数が1オーダーずつ小さくなるにつれて、収束時間は逆にほぼ1オーダーずつ大きくなると考える。なお、

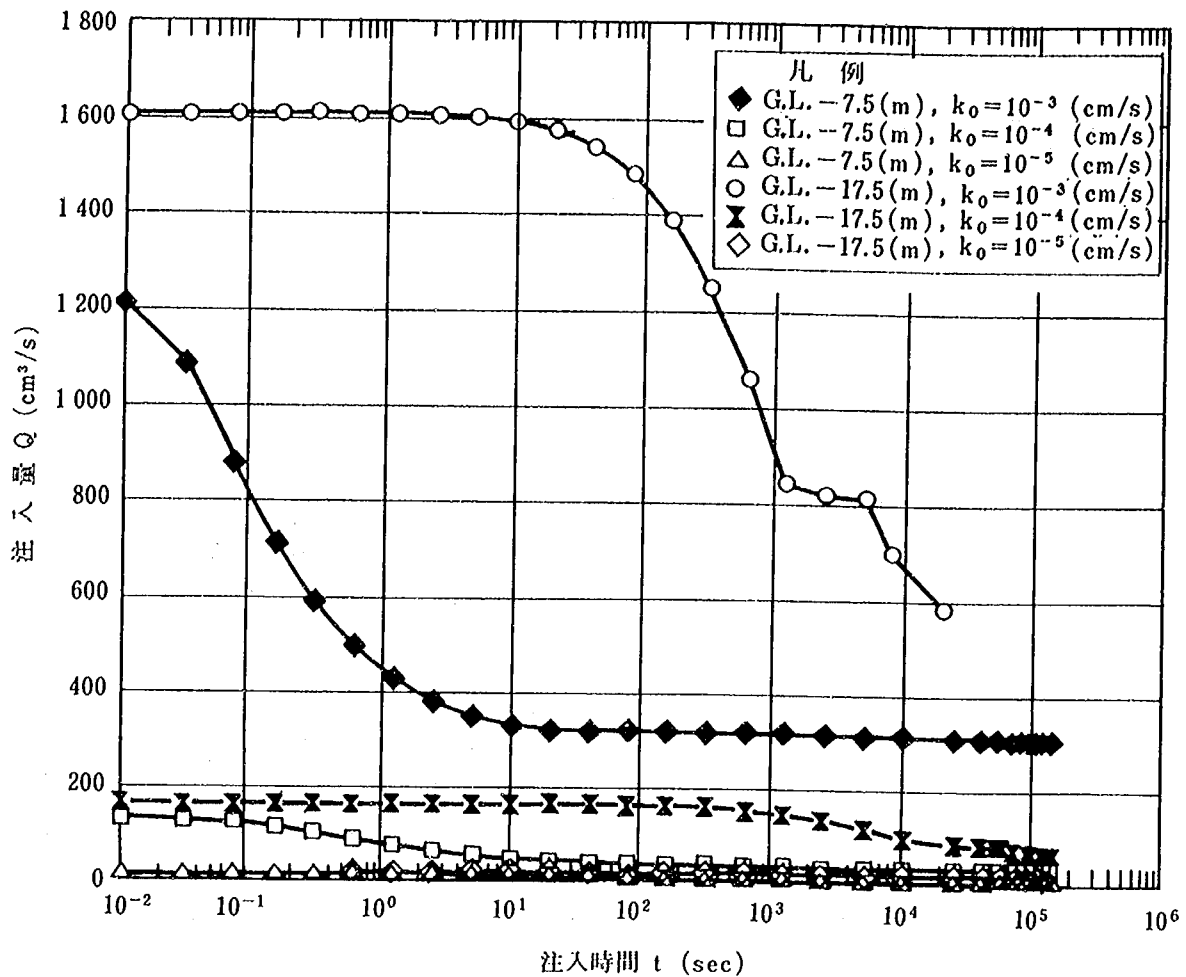


図- 6. 35 飽和時透水係数が注入量収束状態に与える影響
($P = 0.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \phi_0 = -1 \text{ (m)}, S_s = 10^{-7} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$)

この結果は、飽和-不飽和浸透流解析の基本式 (5. 1) において透水係数テンソル $K(\theta)$ と時間 ∂t が反比例していることから予想がつく。

地下水位が試験区間より上部あるいは下部にある場合 (G. L. - 7.5 m, G. L. - 17.5 m) の各々に対して、表- 6. 4 に示した地盤の基本物性値のうちの比貯留係数 S_s を 3 種類 ($S_s = 1.0 \times 10^{-5}, 1.0 \times 10^{-6}, 1.0 \times 10^{-7} \text{ cm}^{-1}$) に変え、他の物性値は同じという条件下でルジオンテストに対する非定常計算を行った結果が図- 6. 37 である。地下水位が試験区間より上部にある場合 (G. L. - 7.5 m)、比貯留係数が 1 オーダずつ大きくなるにつれて、注入量の収束に至る時間も 1 オーダずつ大きくなる。地下水位が試験区間より下部にある場合 (G. L. - 17.5 m)、比貯留係数が注入量の収束状態に与える影響はほとんどない。これらのことは、飽和-不飽和浸透流解析の基本方程式 (5. 1) より明らかである。地下水位が試験区間より上部にある場合は、全浸透領域において、不飽和領域が飽和領域に比べ極端に小さいため、全浸透を考えたときに不飽和浸透特性を示す $C(\theta)$ ($= \partial \theta / \partial \phi$) はほぼ 0 とみなすことができ、 S_s にかかる係数 α も不飽和領域を考慮するときの値は 0 であるため無視できる。従って、飽和-不飽和浸透流解析の基本方程式が次式に示す

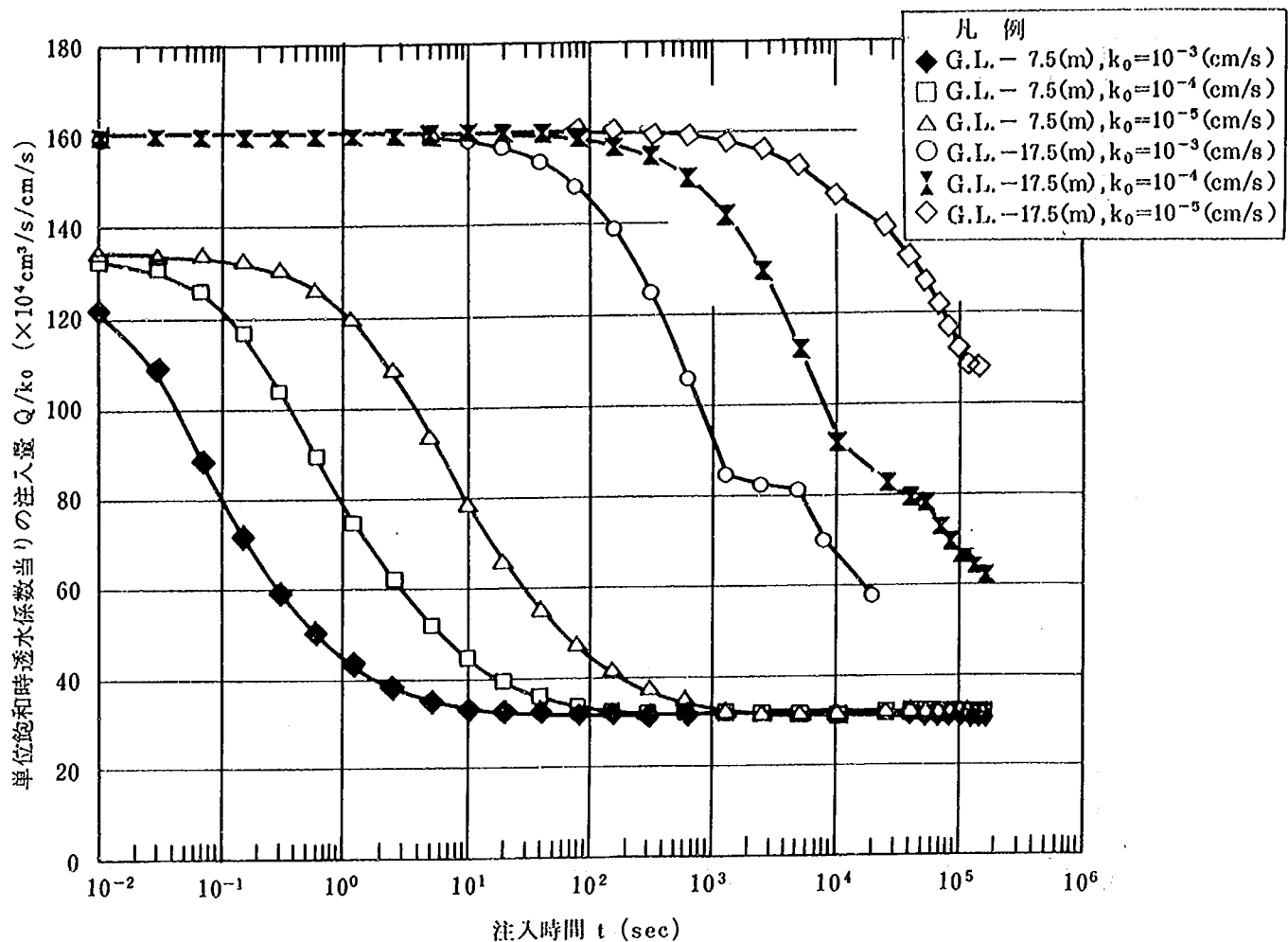


図- 6. 36 単位飽和時透水係数に対する注入量収束状態
($P = 0.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$, $\phi_0 = -1 \text{ (m)}$, $S_s = 10^{-7} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$)

ように変形でき、 S_s と t が比例関係になるからである。

$$\text{div } K(\theta) \vec{\nabla}(\phi + Z) \approx S_s \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

また、地下水位が試験区間より下部にある場合は、全浸透領域において不飽和領域がかなり卓越してくるうえ、今回の計算では、 S_s の最大値が $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$ に対して、

$$|C(\theta)| = |\partial \theta / \partial \phi| = |-0.2/100| = 2.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1} \quad \dots\dots\dots (6.13)$$

となる（なお、これらの値は実地盤を考えても極端におかしい値ではない。）。従って、 $C(\theta) \gg S_s$ となり、全浸透を考えたときでも次式に示すように S_s が注入量の収束時間 t に与える影響がほとんどなくなるためである。

$$\text{div } K(\theta) \vec{\nabla}(\phi + Z) \approx C(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (6.14)$$

上記の結果より、たとえ地下水面下で行う試験であっても、比貯留係数が大きければ必ずしも短時間に注入量は収束しないであろうことがわかる。さらに、表- 5. 2, 5. 5を見

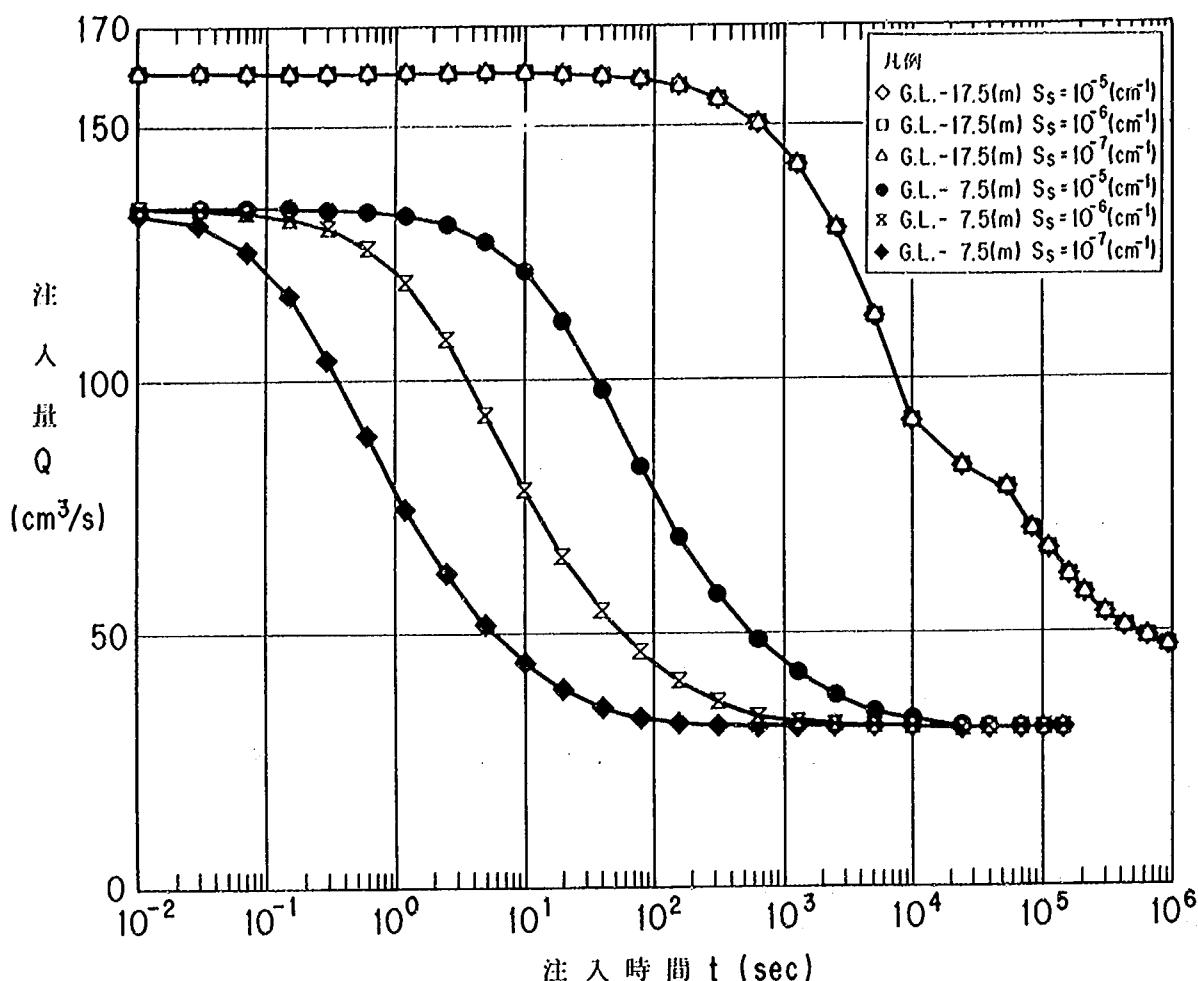


図- 6. 37 比貯留係数が注入量収束状態に与える影響
($P = 0.4$ (kgf/cm²), $\varphi_0 = -1$ (m), $k_0 = 10^{-4}$ (cm/s))

るとわかるように、一般に比貯留係数の大きい(小さい)地盤の透水係数は小さい(大きい)。これらの両物性の影響は、ともに注入量の収束を遅らせる(早める)方向に働くため、なお一層の注意が必要となる。そこで、ここに地盤の比貯留係数 S_s の測定方法の代表例を挙げておく。例えば、多孔式揚水試験より S_s を求める方法として西垣の方法⁴⁸⁾がある。また、西垣は単孔式透水試験より S_s を求める方法も提案している。⁴⁹⁾さらに単孔式試験より S_s を求める方法として、STRIPAプロジェクトにおいて用いられたビルドアップ試験⁵⁰⁾が挙げられる。

地下水位が試験区間より上部あるいは下部にある場合(G.L. - 7.5 m, G.L. - 17.5 m)の各々に対して、表- 6. 4 に示した地盤の基本物性値のうちの負の最大圧力水頭 φ_0 を3種類($\varphi_0 = -1, -5, -10$ m)に変え、他の物性値は同じという条件下でルジオンテストに対する非定常計算を行った結果が図- 6. 38 である。地下水位が試験区間より上部にある場合(G.L. - 7.5 m), 負の最大圧力水頭 φ_0 が大きくなっても、注入量の収束状態に与える影響はほとんどない。地下水位が試験区間より下部にある場合(G.L. - 17.5 m),

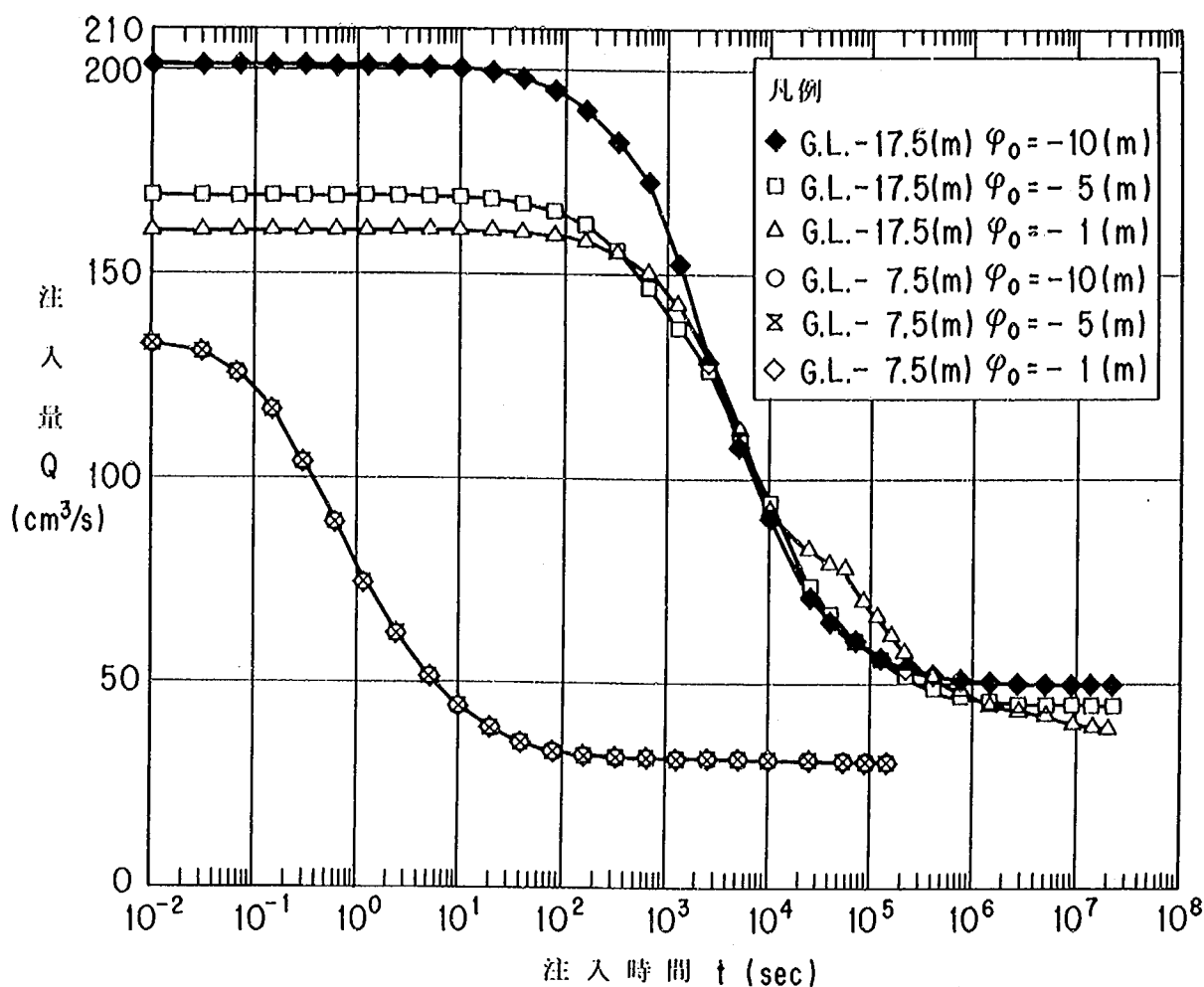


図-6.38 負の最大圧力水頭が注入量収束状態に与える影響
 $(P = 0.4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, S_s = 10^{-7} \text{ (cm}^{-1}\text{)}, k_0 = 10^{-4} \text{ (cm/s)})$

注入の初期および定常近くでは、負の最大圧力水頭 ϕ_0 の大きいものほど注入量が多くなり、それらの中間時点では、負の最大圧力水頭 ϕ_0 の大きいものほど注入量が少なくなる。注入の初期および定常近くで ϕ_0 が大きいほど注入量が多くなるのは、 ϕ_0 が大きいと不飽和領域が拡大して浸透可能領域も拡大するためであり、中間時点で ϕ_0 と注入量の関係が逆転するのは、 ϕ_0 の大きいものほど注入水の吸い込みにより早く飽和領域が拡大されるため、注入量が定常に近づくのも早くなるためと考える。以上のように、 ϕ_0 の大きさの影響が、地下水位が試験区間より上部にある場合はほとんどなく、その逆の場合は大きく影響することの理由も、飽和-不飽和浸透流解析の基本方程式(5.1)より明らかである。地下水位が試験区間より上部にある場合は、全浸透領域において、不飽和領域が飽和領域に比べ極端に小さいため、全浸透を考えたときに ϕ_0 の大きさを反映する $C(0)$ はほぼ0とみなせ、基本方程式が式(6.12)で表わされるために ϕ_0 の効果を表わしようがないからである。地下水位が試験区間より下部にある場合は、逆に全浸透領域において不飽和領域がかなり卓越してくるうえ、前述したように今回の計算では $C(0) \gg S_s$ になるために基

本方程式が式(6.14)で表わせる。従って、 ϕ_0 の大きさを反映する $C(\theta)$ の効果が大きく影響するためである。

6.4 逐次流量増加型P-Q曲線

6.4.1 発生原因

これは、図-6.39に示すように昇圧段階における初期勾配直線に比較して流量が逐次増加傾向にあるP-Q曲線のこと、逐次流量減少型と同様に、昇・降圧段階同路のものと昇・降圧段階異路のものに分類できる。なお、昇・降圧段階異路のものは、単独の発生原因のみに着目すると、大抵の場合、同じ注入圧力であれば昇圧段階の注入量の方が降圧段階のそれよりも小さいと考えても差し支えない。

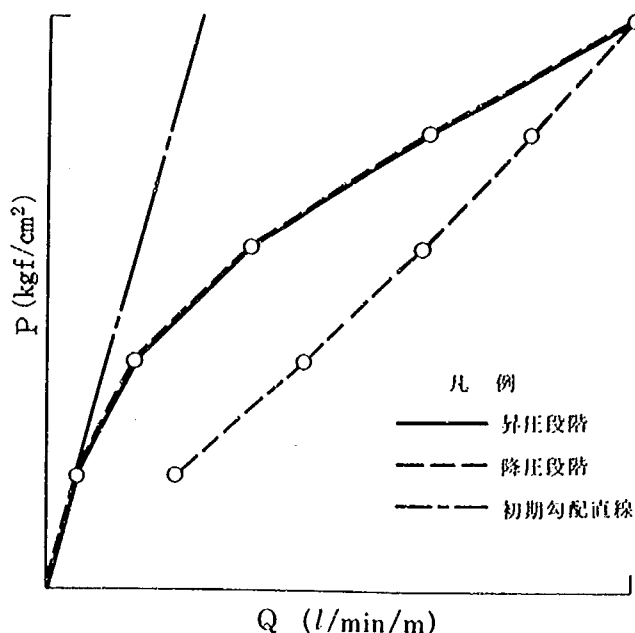


図-6.39 逐次流量増加型P-Q曲線

この型のP-Q曲線が発生する原因を以下にまとめて示す。

(昇・降圧段階同路)

- ① 注入管内抵抗による損失水頭 h_s を過大評価している場合。
- ② 水圧载荷に伴い地盤(地盤ⅠあるいはⅡ)中の潜在亀裂を含めた亀裂が開いたり、地盤(地盤Ⅲ)構成粒子に浮力が作用して地盤の間隙が広がるものの、水圧除荷とともに元の状態に戻る場合。
- ③ 地下水面下の試験において、注水に伴い地下水面が上昇するため有効注入圧力が減少し、P-Q曲線が直線関係からずれる場合。

(昇・降圧段階異路)

- ① 水圧载荷に伴い地盤中の潜在亀裂を含めた亀裂が開いたり、地盤構成粒子に浮力が作用して地盤の間隙が大きくなり、かつ水圧除荷によっても元の状態に戻らない場合。
- ② 水圧载荷に伴い地盤(地盤ⅠあるいはⅡ)亀裂中の挟在物や地盤(地盤Ⅲ)構成粒子が徐々に洗い流される場合。

6.4.2 昇・降圧段階同路の具体例と対策

(1) 損失水頭補正の影響

6.3.2の(2)とは逆に、注入管内抵抗による損失水頭の補正(損失水頭係数の決定と考えてよい。)を過小に行うと、実際には直線型P-Q曲線が得られる地盤でも昇・降圧段階

同路の逐次流量増加型 $P-Q$ 曲線が得られる。

具体的対策としては、6.3.2の(2)と同様に、実際に試験に使用する注入管を用いて損失水頭に関する事前実験を行い損失水頭係数を決定しておくか、図-6.21に示すように試験区間内に間隙水圧計を設置して、注入管による水頭損失後の注入圧力を直接測定することが挙げられる。

ただし、管内損失水頭に係る不確定要素には、注入管接合部および注入管とパッカーとの接合部の形状抵抗、空気混入による通水断面積の減少、注入管内の錆および老朽化に伴う凸凹の増加等と損失水頭を大きくするものがほとんどである。よって、損失水頭の過小評価に比較して過大評価を行う可能性は非常に低いと考える。

(2) 亀裂の開口および地盤間隙の増加（可逆的）の影響

ルジオンテストにおける水圧载荷に伴い地盤中の潜在亀裂も含めた亀裂が開いたり、地盤構成粒子に浮力が作用して地盤の間隙が大きくなることにより、地盤の透水性が徐々に大きくなり、結果として逐次流量増加型の $P-Q$ 曲線が得られる。さらに、地盤の変形が可逆的である範囲では、水圧除荷に伴い地盤は元の状態に戻り、昇・降圧段階同路の $P-Q$ 曲線となる。なお、実際の現場試験において、注入量の可逆性と地盤の変形の可逆性とを対応させて捕えたい場合は、図-6.4に示したように、試験区間近傍に変位形を設置して水圧载荷に伴う地盤の変形挙動を捕えればよい。

この型の $P-Q$ 曲線からルジオン値を決定する方法には以下の2つが考えられる。

- ① 6.2.2でも詳しく説明したように、貯水圧に相当する水圧を载荷してルジオンテストを実施した際、湛水により地盤に発生する浸透力よりもかなり大きな浸透力が発生しているうえ、ダム湛水に際しては、

堤体の上载荷重効果がある。よって、ダム湛水による水圧増加に伴って、上载荷重効果のないダム基礎調査時のルジオンテストにおいて得られるような逐次流量が増加する傾向は発生し得ないと判断し、 $P-Q$ 曲線の初期勾配直線よりルジオン値（図-6.40の Lu_1 ）を求める方法。

- ② 定量的な話は抜きにして、地盤に対して多段階に水圧を载荷した際に、明らかに徐々にその透水性が増加した。この事実に従うとともに、安全側ということも考慮し

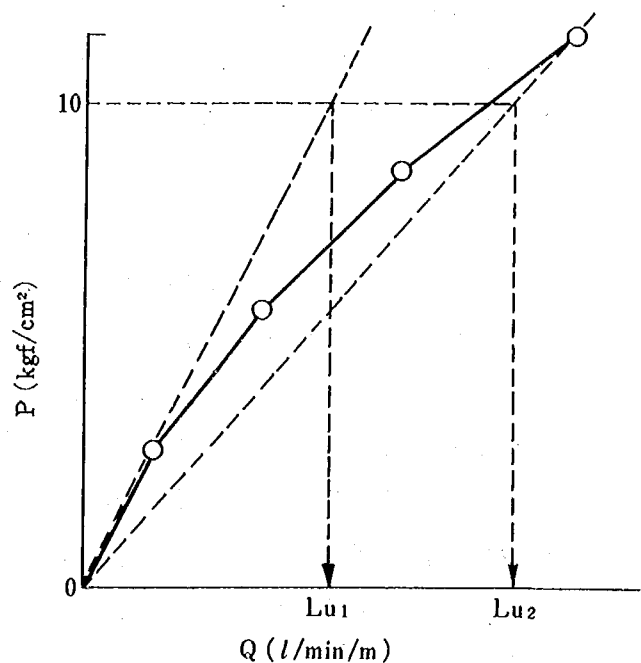


図-6.40 ルジオン値の求め方

て、原点と最高圧力点を結んだ直線よりルジオン値（図－6.40の Lu_2 ）を求める方法。

試験区間近傍に設置された変位計で捕えた変形挙動等により、水圧増加に伴い逐次透水性が増加するのが亀裂中挟在物や地盤構成粒子の流失によるのではなく可逆的な変形挙動によることが実証できた場合は、①の方法によりルジオン値（ Lu_1 ）を求めればよいと考える。ただし、 Lu_1 と Lu_2 で極端に大きな差がなく、はっきりとした可逆的な変形挙動が得られない場合（大抵の場合はこのような変形挙動は得にくいものとする。）は、試験および解釈の簡略化を図るとともに、安全側という解釈を付け加えて②の方法からルジオン値（ Lu_2 ）を求める方がよからう。

(3) 注水に伴う地下水面上昇の影響

地下水面下の試験において、注水に伴い地下水面が上昇することにより、事実上有効注入圧力が減少する。しかし、この注水に伴う地下水面上昇のルジオンテストの精度に与える影響は、6.3.2の(3)でも述べたとおりほとんどない。

6.4.3 昇・降圧段階異路の具体例と対策

(1) 亀裂の開口および地盤間隙の増加（非可逆的）の影響

(2) 亀裂中挟在物および地盤構成粒子の流失の影響

水圧载荷に伴い地盤中の潜在的亀裂も含めた亀裂が開いたり、地盤構成粒子に浮力が作用して地盤の間隙が大きくなり、地盤変形が非可逆的である場合、あるいは、亀裂中の挟在物や地盤構成粒子が除々に洗い流される場合に、昇・降圧段階異路の逐次流量増加型のP-Q曲線が得られる。この型のP-Q曲線からルジオン値を決定する方法には、6.4.2の(2)で示した2つのほかに、A. C. Houlsby³⁸⁾の提案している方法が加わる。つまり、

- ① 昇圧段階の初期勾配直線よりルジオン値（図－6.41の Lu_1 ）を決定する方法
- ② 原点と最高圧力点を結んだ直線よりルジオン値（図－6.41の Lu_2 ）を決定する方法。
- ③ 原点と最終圧力点を結んだ直線より最高ルジオン値（図－6.41の Lu_3 ）を採用する方法。

もし、ルジオンテストの水圧载荷時に試験区間近傍の地盤が非可逆的な変形を起こしただけで、亀裂中の挟在物や地盤構成粒子の洗い流しがなければ（このことを認定することが実際は困難なのだが、）、ダム堤体の上载荷重効果を考慮したうえでルジオン値として Lu_1 を採用することに大きな問題はないと考える。ただし、昇・降圧段階異路の逐路流量増加型P-Q曲線が得られた場合でも、試験時に周辺地盤の可逆的な変形挙動を認知したり、周辺地盤の非可逆的な変形挙動や亀裂中の挟在物や地盤構成粒子が洗い流されているという現象が堤体荷重によって緩和されるか否かの判断は非常に困難である。よって、この場合は、安全側という判断から、 Lu_2 ないし Lu_3 をルジオン値として採用しておく方が無難だと言える。

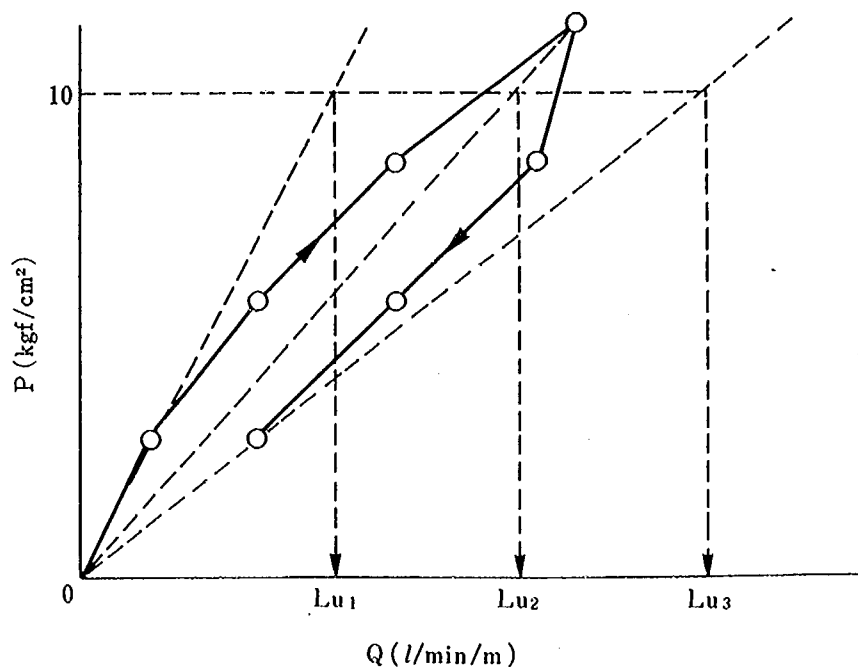


図- 6. 41 ルジオン値の決定法

6. 5 その他のP-Q曲線

6. 5. 1 原点を通らない直線型P-Q曲線

図- 6. 42 に示すように、ルジオンテストの結果得られたP, Qには直線関係があるが、その直線が原点を通らない場合がある。この型のP-Q曲線の主な発生原因は、ルジオンテストにおいて、一般に「通常毎朝作業開始前の試験孔内水位を測定し、この水位を試験時の地下水位とみなす」¹⁾ ことによる誤差であると考えられる。つまり、この方法では、宙水や被圧地下水などの地質的問題^{1), 12)} (図- 6. 43) やアバットメント部のように水平でない浸透流が存在する状況下での地下水位測定といった水理的問題⁵¹⁾ (図- 6. 44, 45 参照) による誤差が測定上どうしても避けられないということである。

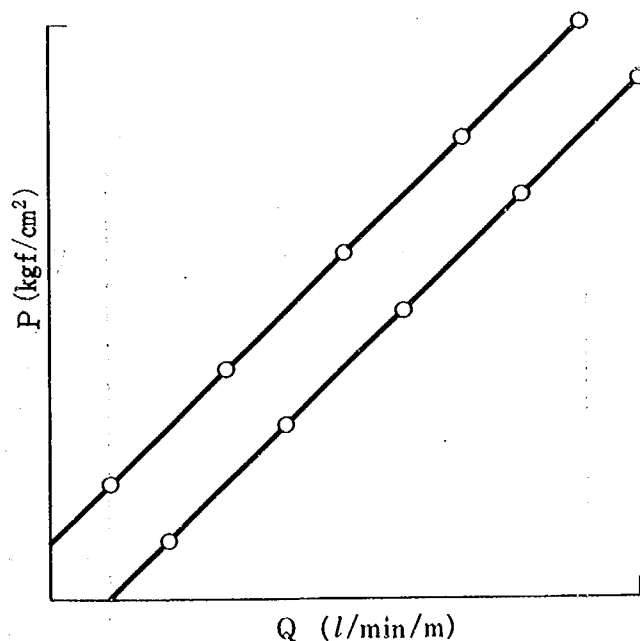


図- 6. 42 原点を通らないP-Q曲線

対策としては、試験結果の数がある程度出そろった時点で地下水位分布の洗い直しを行うか、図- 6. 21 に示すように試験時に試験区間内に間隙水圧計を設置して、地下水位ではな

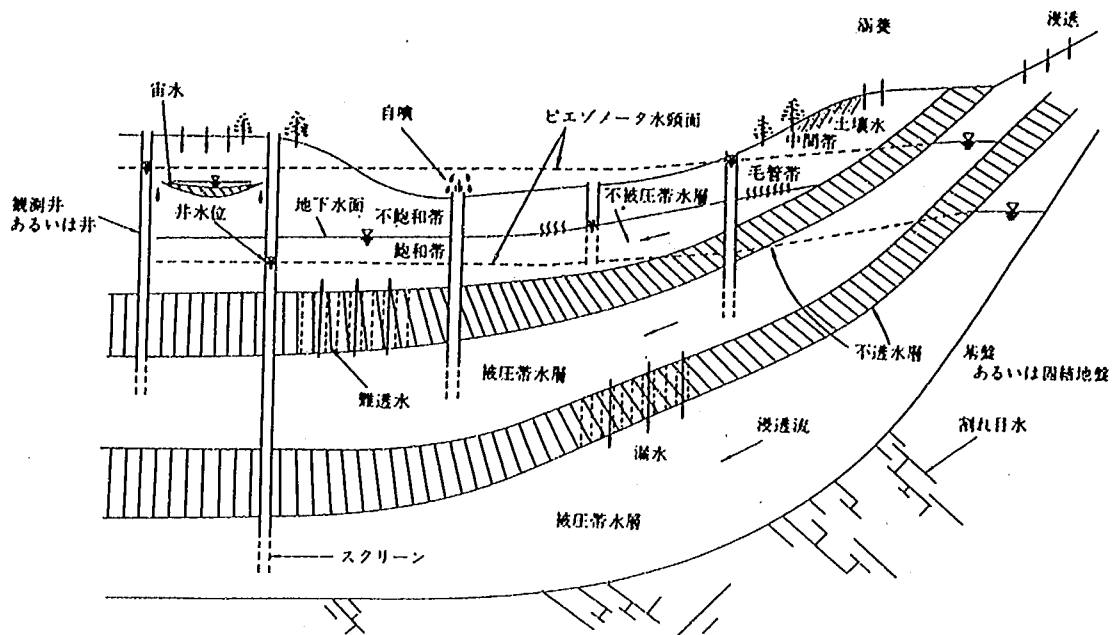


図-6.43 帯水層の形態¹²⁾

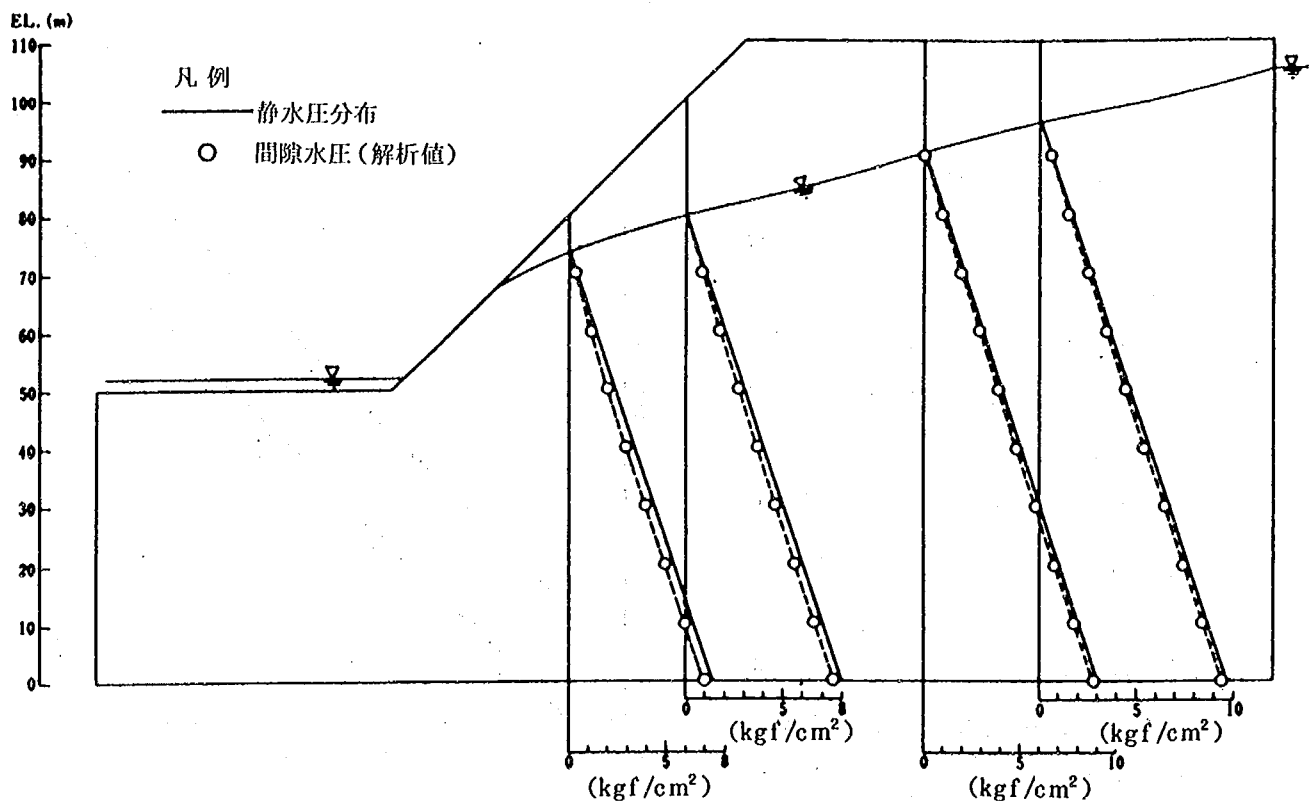


図-6.44 アバットメント部における浸透流解析結果

く地下水圧を直接捕える等のことが考えられる。

また、6.3.2(1)でも示した、①パイプ亀裂モデル、②平行板亀裂モデル、③粒状体モデルの3つの地盤モデルから求めた理論解をもとに計算した乱流の影響を受けたP-Q曲線の例を図-6.46に示す(詳細は参考資料-5を参照されたい)。これらの図は注意深く観測しなければ、実際には乱流の影響を受けてP-Q曲線が曲がっているにもかかわらず、地下水

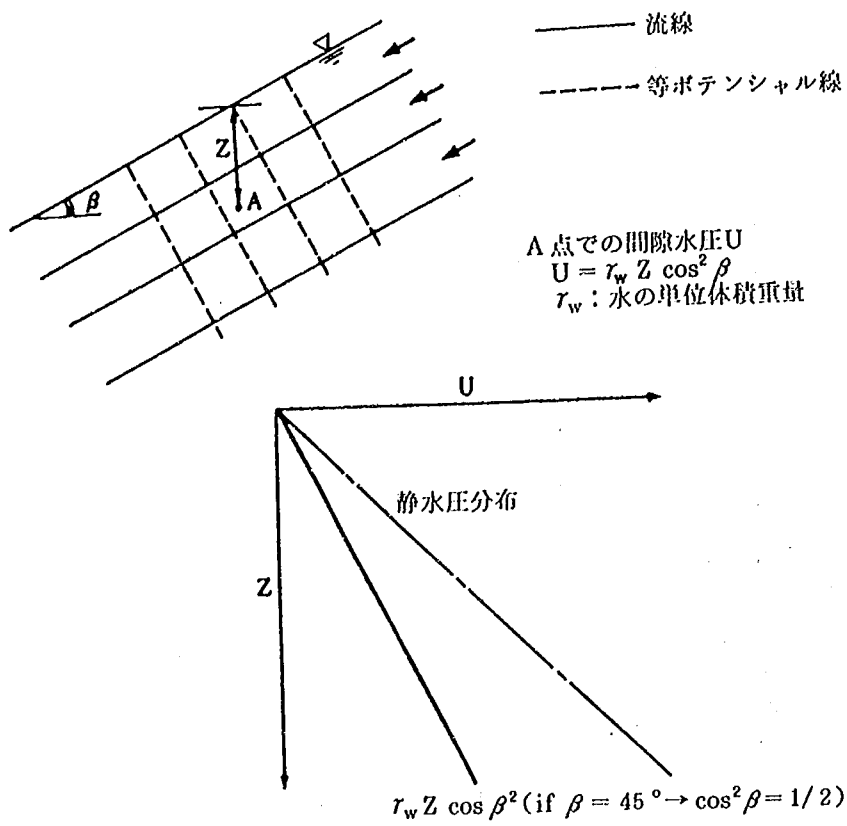
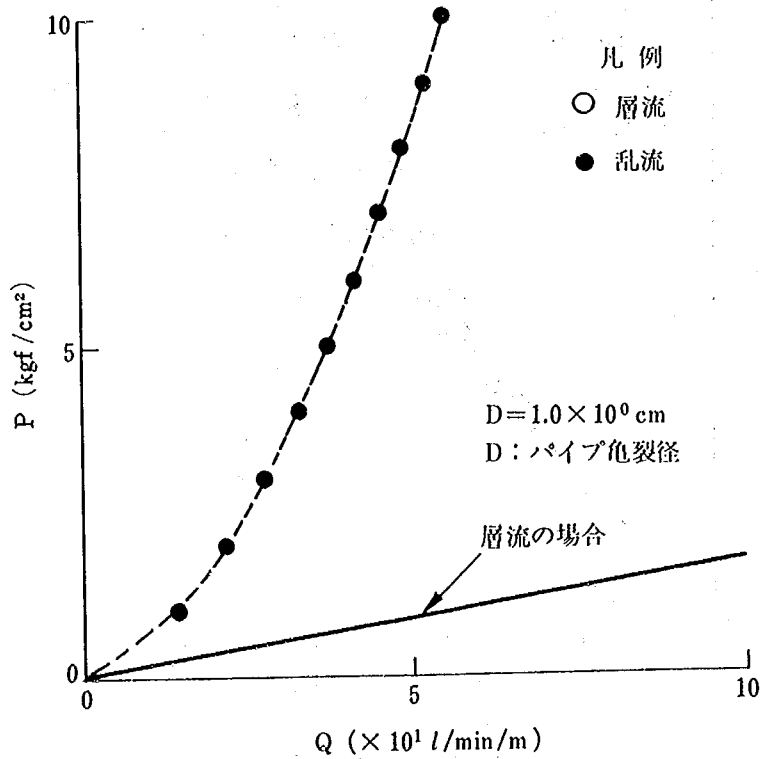
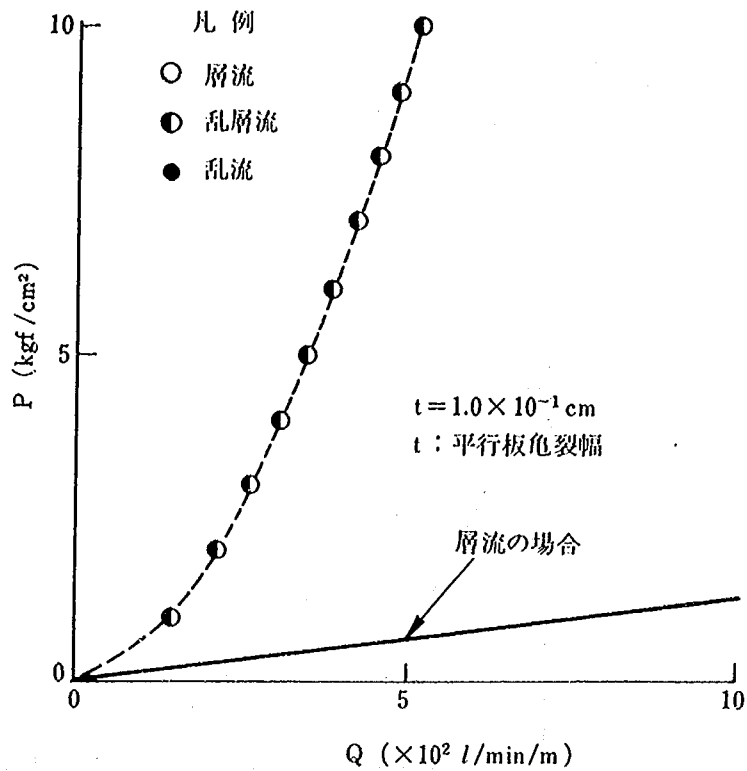


図-6.45 水平でない浸透流が存在する場合の鉛直方向水圧分布

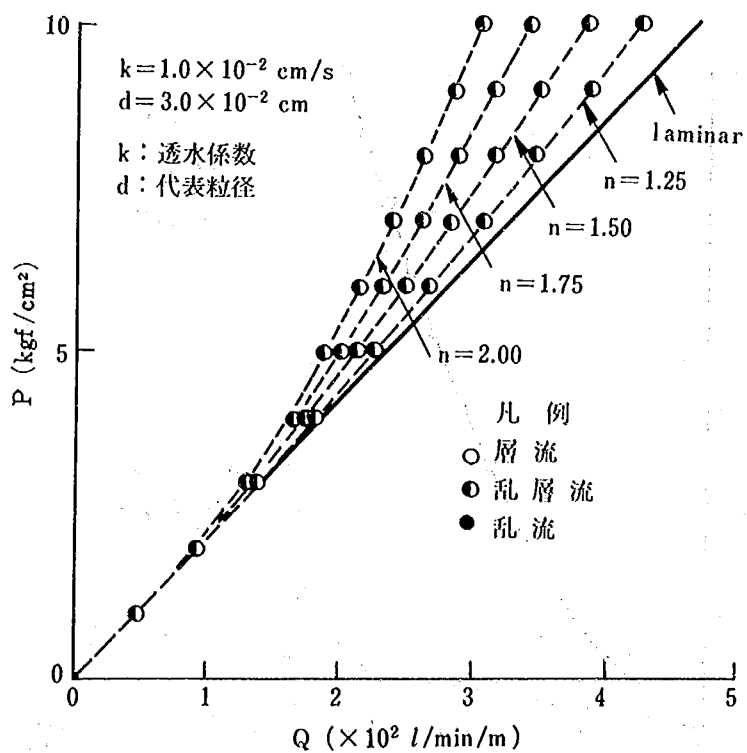


(a) パイプ亀裂モデル

図-6.46 乱流 $P-Q$ 曲線



(b) 平行板亀裂モデル



(c) 粒状体モデル

注) 図-6.46中の用語, 記号等の詳しい説明は参考資料-5を参照されたい。

図-6.46 乱流P-Q曲線

位による有効注入圧力補正誤差による原点を通らない直線型 P-Q 曲線と見誤り，正確なルジオン値を求められない可能性もあるので注意を要す。

6. 5. 2 2 段勾配 P-Q 曲線

図-6.47 に示すような 2 段勾配 P-Q 曲線の発生原因としては，孔内の水洗い不足やある圧力以上での亀裂の開口等が考えられる。しかし，発生原因により初期勾配からルジオン値を求めるべき（亀裂の開口）か，折れ曲り後の部分から求めるべき（水洗い不足）かが異なるので，試験時の水洗い状況や地盤状況を総合的に判断してルジオン値を決定すべきである。

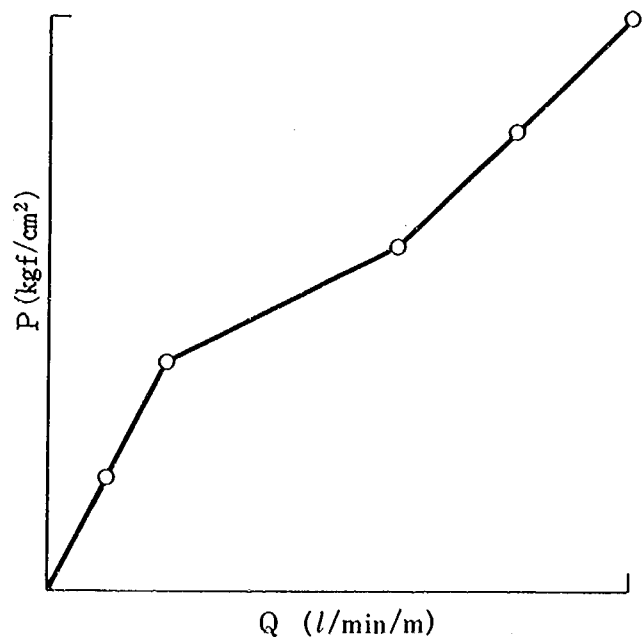


図-6.47 2 段勾配 P-Q 曲線

6. 5. 3 緩勾配 P-Q 曲線

図-6.48 に示すような緩勾配 P-Q 曲線が得られることがある。この緩勾配 P-Q 曲線の発生原因，具体例および正確なルジオン値を求めるための対策を以下に示す。

（例-1）

透水性の大きい亀裂性岩盤（地盤 I）では，以下のような原因により緩勾配 P-Q 曲線が発生する。

- ① 地盤の透水性に対するポンプ容量不足のため注入圧力が上がりにくい。
- ② 摩擦損失水頭を求めるための摩擦損失係数を注入量が比較的少ない場合でしか求めているため注入量が多い場合には正確な値とはなっていない。この場合，注入量や注入管長によっては負圧が生じることがある⁴⁴⁾（図-6.49 参照）。

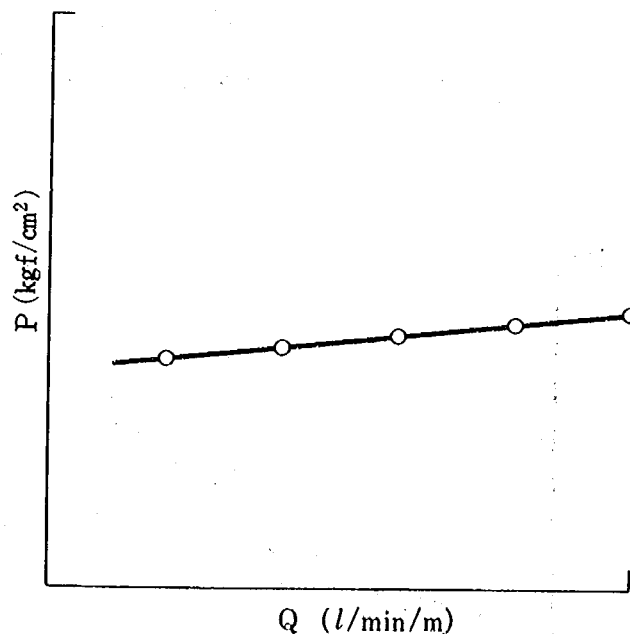


図-6.48 緩勾配 P-Q 曲線

ダム基礎の透水性調査ということを考えた場合，このような高透水ゾーンは高透水だということを認知するだけで，わざわざ正確なルジオン値を求める必要がないのではないかとい

う意見もあろう。筆者らもこの考えに必ずしも反対ではない。しかし、ここでは、敢えてこのような高透水ゾーンの正確なルジオン値を求める対策を示すことにする。

- ① 試験区間長を短くして注入量を減らす。
- ② 注入圧力を小さく抑えて注入量を減らす。
- ③ 乱流の場合と同様に高粘性流体を用いて試験を行う。

ただし、ポンプ容量を大きくして試験区間長を変化させないというのは良策ではない。

(例-2)

亀裂の少ない軟岩地盤(地盤Ⅱ)や砂礫地盤(地盤Ⅲ)はその限界圧力が非常に小さいため、初期圧力やポンプ脈動に伴う圧力変動により地盤が破壊され易い。よって、実際には、地盤が破壊された後の透水性を求めてしまうことになる。その結果が緩勾配P-Q曲線となる訳である。具体例を図-6.50, 51に示す。¹⁾ 図-6.50は新第三紀中新世の砂岩・泥岩互層の軟岩を基礎に持つ柿崎川ダムで実施したルジオンテストのP-Q曲線の一例である。こ

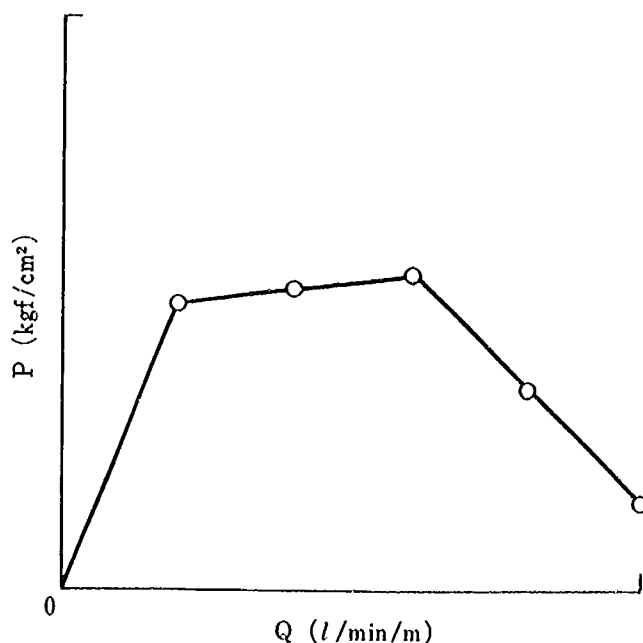


図-6.49 測定注入圧の減少例

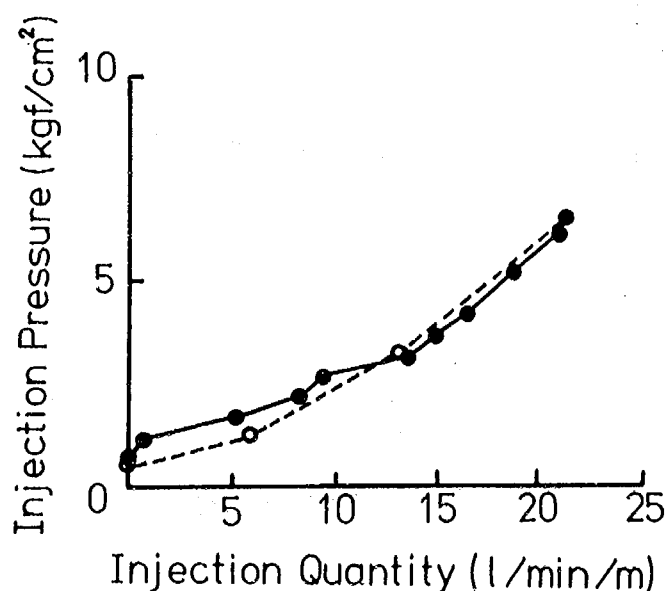


図-6.50 通常のルジオンテストによるP-Q曲線(柿崎川ダム, B-308孔, 深度20~25m)¹⁾

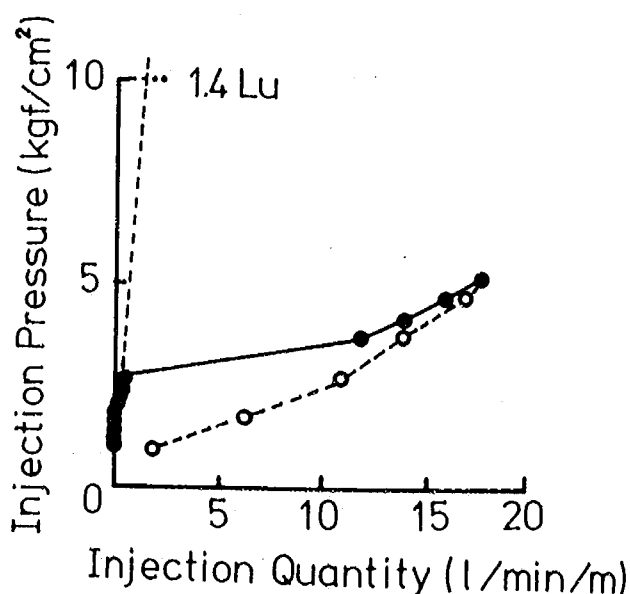


図-6.51 精度の高い圧力制御を行った場合のP-Q曲線(柿崎川ダム, B-110孔, 深度20~25m)¹⁾

の結果だけでは、この基礎のルジオン値は大きいのか小さいのか、限界圧力はどれほどなのか判断し難い。注入圧力が $1.0 \sim 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲のデータから外挿するとルジオン値は 30 程度と推定される。そこで図-6.50 の試験孔の近くで、従来のテスト方法に改善を加え、エアチャンバーを用いてポンプの脈動を小さくするとともにパッカー部をアンダーリーミングの後、モルタルで補強しエアパッカーを使ったルジオンテストを行ってみると、図-6.51 に示す結果が得られた。この試験方法によれば注入圧力を微増 (0.2 kgf/cm^2 ごと) させることにより、限界圧力を正確にとらえることが可能で限界圧力は極めて小さいが存在し、限界圧力内のルジオン値は小さい (図-6.51 の点線では 1.4 Lu) ことがわかる。

この場合の対策としては、柿崎川ダムで実施したように、注入圧力を高精度に制御したうえで微増させてルジオンテストを実施するとともに、ピット孔等を利用した他の原位置透水試験を併せて実施してルジオンテストの結果を検討する^{52), 53)}ことが望ましい。

(例-3)

地下水位が低くかつその強度が小さい地盤の地下深部においてルジオンテストを行う場合、試験時の静水圧あるいは試験孔のボーリング時の送水圧が既に地盤の限界圧力を越えてしまい、実際には地盤が破壊された後の透水性を求めてしまう可能性がある。そのようなルジオンテストの結果、図-6.48 に示した緩勾配 P-Q 曲線が得られる。以下にその具体例と正確なルジオン値を求めるための対策を示す。

図-6.52 は、新生代新第三紀鮮新世～第四紀更新世の地質時代に属すると考えられている湖成堆積物と、第四紀更新世の火山岩類を基盤とする S ダムの右岸の下部砂岩層 (SLs) の軟岩で実施したルジオンテストの P-Q 曲線の例である。なお、この部分の地層は、過去

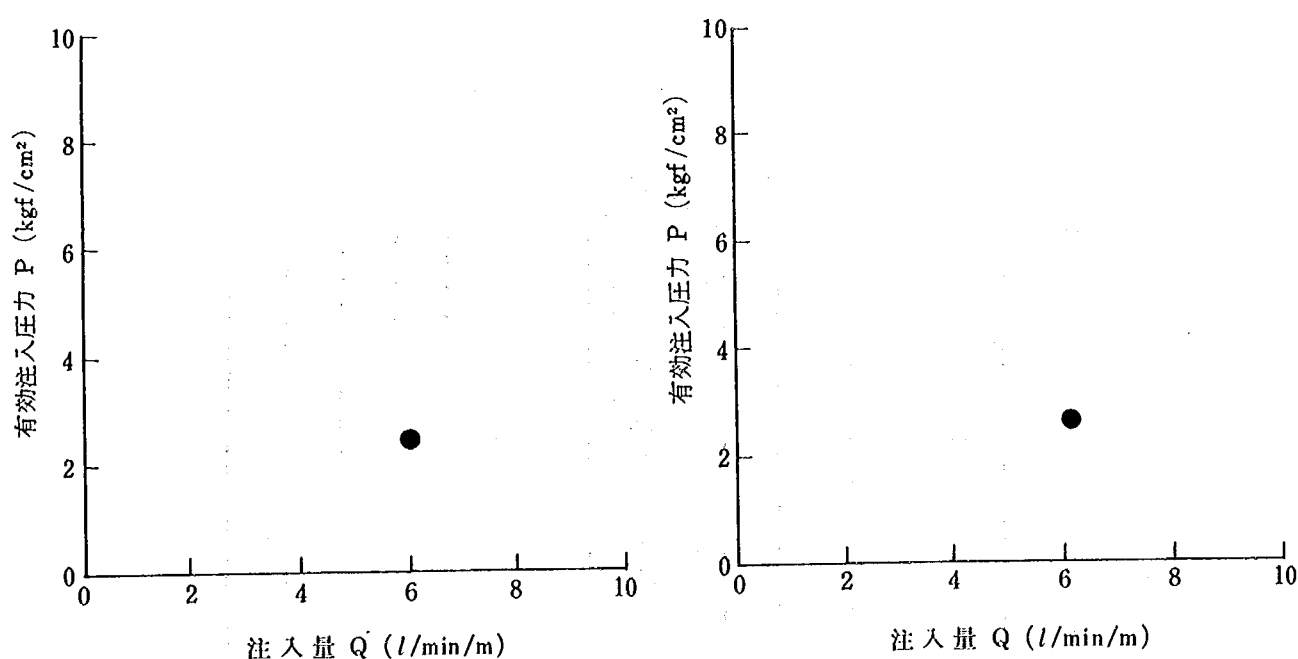


図-6.52 通常のルジオンテストより得た P-Q 曲線

に大きな褶曲を受けたと考えられる構成になっている（ボーリングコアや横坑視察により逆級化構造が確認されている。）。これらのP-Q曲線では、1段目の圧力段階からポンプの容量不足が生じるほど地盤の透水性は大きい（高透水ゾーンを持つ）ことになる。しかし、これらの試験を行ったのと同じ右岸の下部砂岩層（SLs）にある横坑内における原位置透水試験（定水位ピット法）の結果と、横坑内で採取した不攪乱試料を用いた室内透水試験（定水位法）の結果では、地盤もしくは岩そのものの透水性はかなり小さかった（表-6.5参照）。このように、ルジオンテストとその他の透水試験の結果が異なる原因として次の2点が考えられた。

表-6.5 下部砂岩層（SLs）に対する透水試験結果
〔透水係数（cm/s）〕

横 坑	原 位 置 試 験 （定水位ピット法）	室 内 試 験 （定水位法-不攪乱試料）
1	$1.7 \times 10^{-6} \sim 8.1 \times 10^{-5}$	$1.0 \sim 1.4 \times 10^{-7}$
2	$8.0 \times 10^{-8} \sim 9.0 \times 10^{-7}$	1.3×10^{-8}

- ① ルジオンテストを実施した地点の地下水位（この場合、地下水位と言うよりも孔内水位という方が正しい）が孔の掘進とともに低下し、下部砂岩層（SLs）におけるルジオンテスト実施時の地下水位はかなり低くなっていた（図-6.53参照）。従って、口元圧力を小さく押えてルジオンテストを実施しても、試験区間の圧力は地表と試験区間のヘッド差による静水圧だけでも高圧となり、1段目の圧力段階で既に地盤が破壊されているのでは

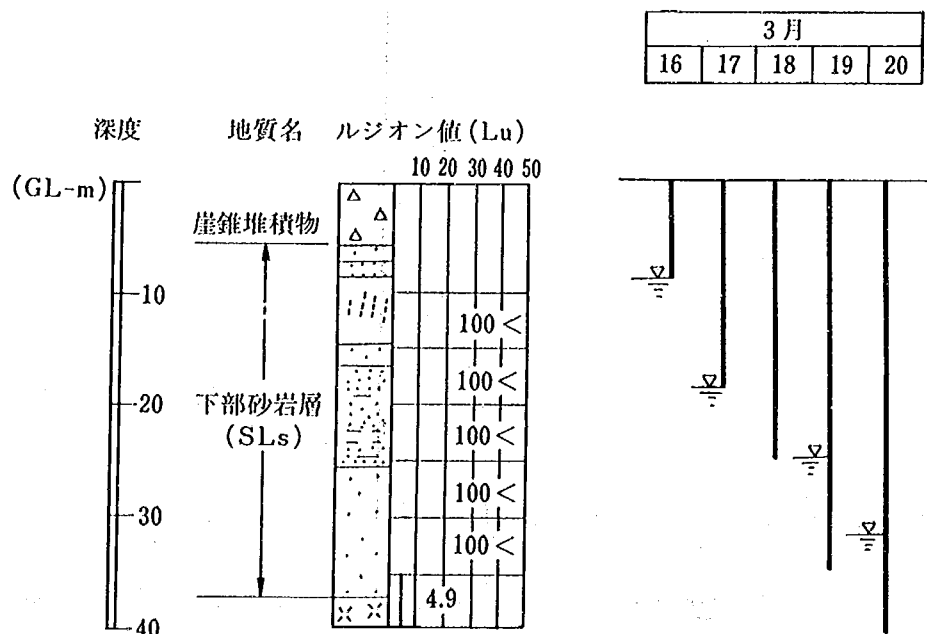


図-6.53 孔内水位変化図

ないか。あるいは、掘削時の送水圧で既に地盤が破壊されているのではないか。

② 岩盤自体が褶曲に伴い裂化し、実際に高透水ゾーンを持つ地盤として存在しているのではないか。

上記のようなルジオンテストの結果としてのP-Q曲線の解釈上の問題点を解決するために、SLsの地層に対して図-6.52のP-Q曲線を得たルジオンテスト（これ以後、このルジオンテストを地表面からのルジオンテストと呼ぶ。）を実施したボーリング孔に近く、かつこの地層内にある横坑内の2ヶ所で丁寧な透水試験を実施した。ここで言う丁寧な透水試験とは、ボーリング孔を用いたダルシー則に基づく変水位透水試験および低圧で行うルジオンテストのことである。これら3つのボーリング孔の位置関係を図-6.54に示す。横坑内のボーリング孔の内、地表面からのボーリング孔に近い方をボーリング孔A、遠い方をボーリング孔Bとする。これらの位置での透水試験では、試験中の孔内水位が図-6.55に示したようにあまり深くないため、試験時の試験孔口と試験区間とのヘッド差による静水圧は小さく、これだけでは限界圧力を越えることがないと考えた。

ボーリング孔A、Bで行った変水位透水試験は、水位回復法（図-6.56(a)参照）と水位低下法（図-6.56(b)参照）の2種類であり、これらの試験による透水係数 k は次式により求

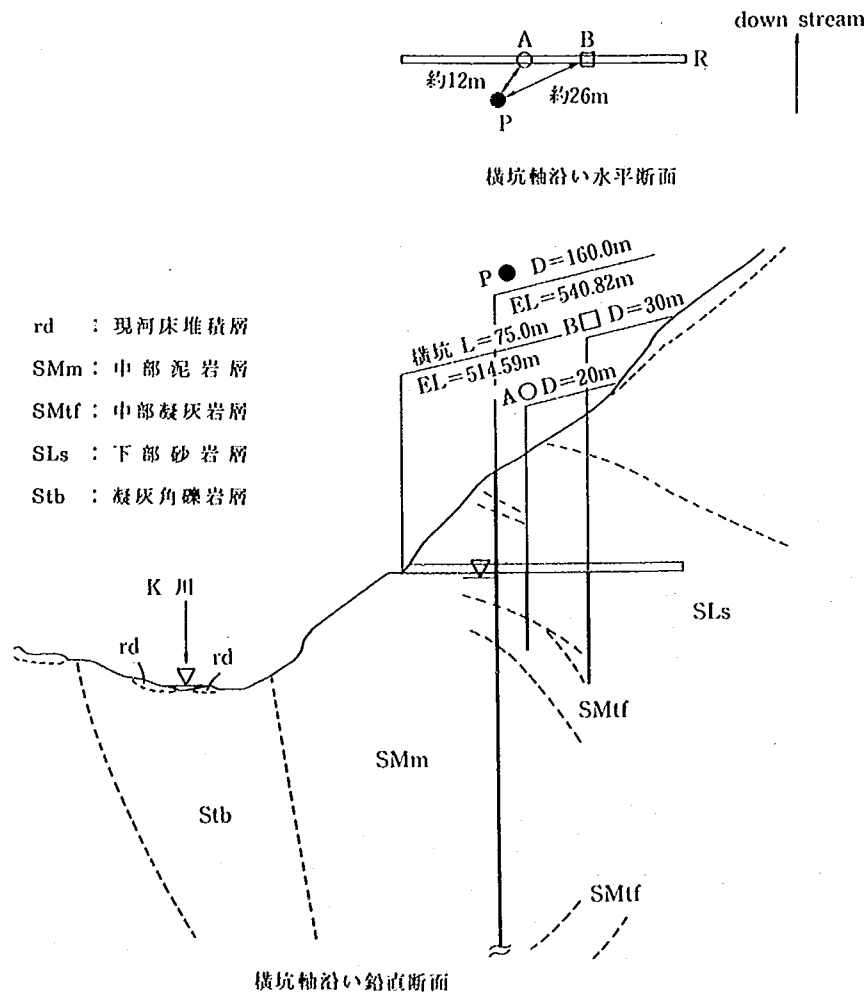
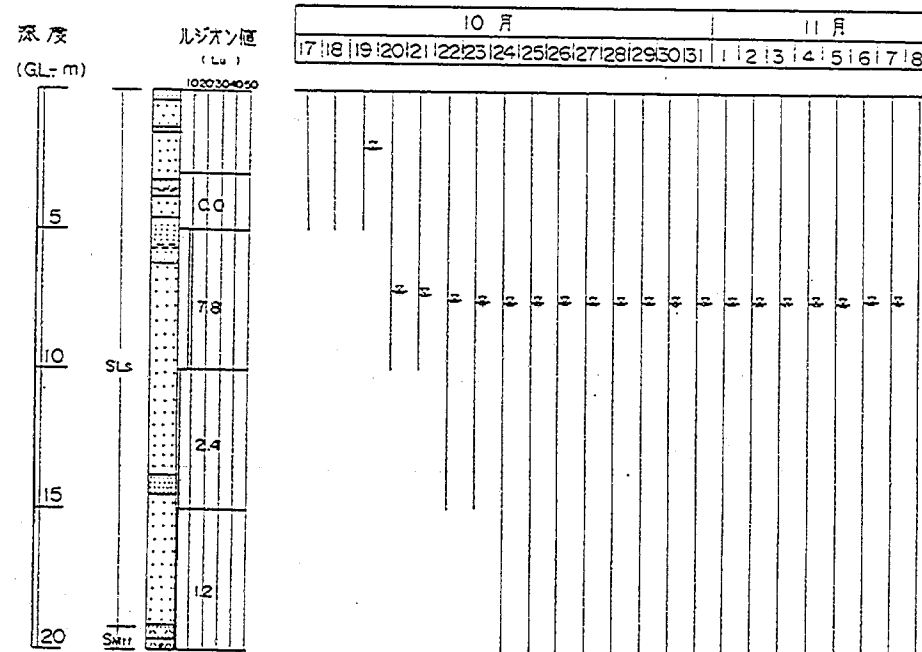


図-6.54 ボーリング孔の位置

ボーリング孔A (20.00m)



ボーリング孔B (30.00m)

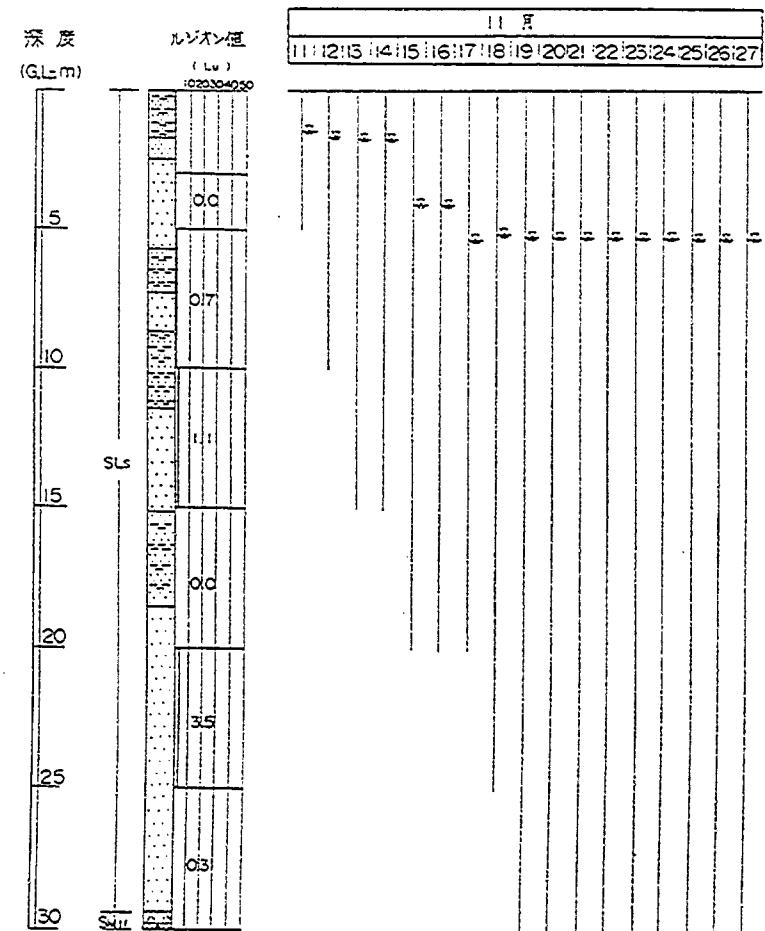


図-6.55 ボーリング孔A, Bの孔内水位変化図

めた。

(水位回復法)

$$k = \frac{r_1^2}{2\ell(t_2 - t_1)} \sinh^{-1} \left(\frac{\ell}{2r_0} \right) \ell n \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \quad \dots\dots\dots (6. 15)$$

(水位低下法)

$$k = \frac{r_1^2}{2\ell(t_2 - t_1)} \sinh^{-1} \left(\frac{\ell}{2r_0} \right) \ell n \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad \dots\dots\dots (6. 16)$$

ここに、 h_1 、 h_2 は時刻 t_1 、 t_2 の時の送水ロッド内水位、 r_0 は試験区間の孔半径、 r_1 は送水ロッドの孔半径、 ℓ は試験区間長である。なお、水位低下法の際、測定開始時の水位は原則として地下水位 + 2 m 程度とした。

横坑内のボーリング孔 A、B で実施した透水試験結果の一覧を表 - 6. 6 に示した。2 種類の変水位透水試験を比較すると、一般に水位回復法による透水係数は水位低下法による透水係数より高めに出る傾向があるが、この試験結果では必ずしもそのような傾向は見られず、同一試験区間に対する試験では両者ともほぼ同様の透水係数を示した (図 - 6. 57 参照)。さらに、

これら 2 種類の変水位透水試験結果の透水係数と、同孔で行ったルジオンテストの結果のルジオン値をもとにパッカー法の式 (5. 7) より換算した透水係数を、その試験区間毎に対応させて比較すると、ルジオンテストの結果と変水位透水試験の結果は良く一致している (図 - 6. 58 参照)。ただし、ボーリング孔 A の第 1 ステージのルジオン値は、変水位透水試験の透水係数から判断すると低目の値であり、送水時の目詰まり等の影響で実際の透水性より低く出ている可能性がある。表 - 6. 6 より、限界圧力は一部 6 kgf/cm² 以上の値を示すものもあるが、大半は 3.8 kgf/cm² 以下で、一般的な下部砂岩層 (SLs) の限界圧力 (6 kgf/cm² 以上) と比較するとやや低目の値を示すことがわかった。

図 - 6. 59 にはボーリングコアから判明した割れ目の頻度と透水性の関係図を示した。この図には地表面からのボーリング孔および横坑からのボーリング孔 A、B について、中部凝灰岩層を基準としてルジオン値と割れ目の頻度とを対比させた図である。この図より、3 孔の同一層準の岩盤状況 (風化の有無、割れ目の程度等) は必ずしも同一ではなく、全体としてはボーリング孔 B、A、地表面からのボーリング孔の順に割れ目が卓越していく岩盤となっている。以上のように、地表面からのボーリング孔とボーリング孔 A および B において、同一層準の岩盤状況はやや異なるため単純にルジオン値の比較はし難いが、ほぼ同様の割れ

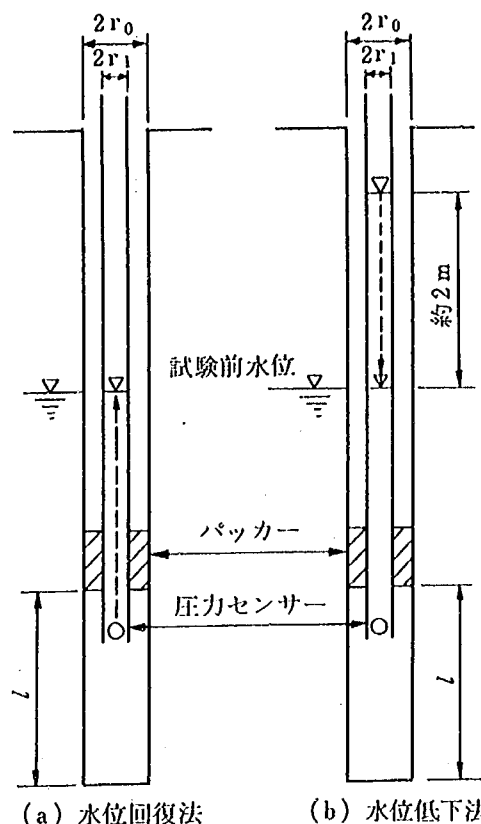


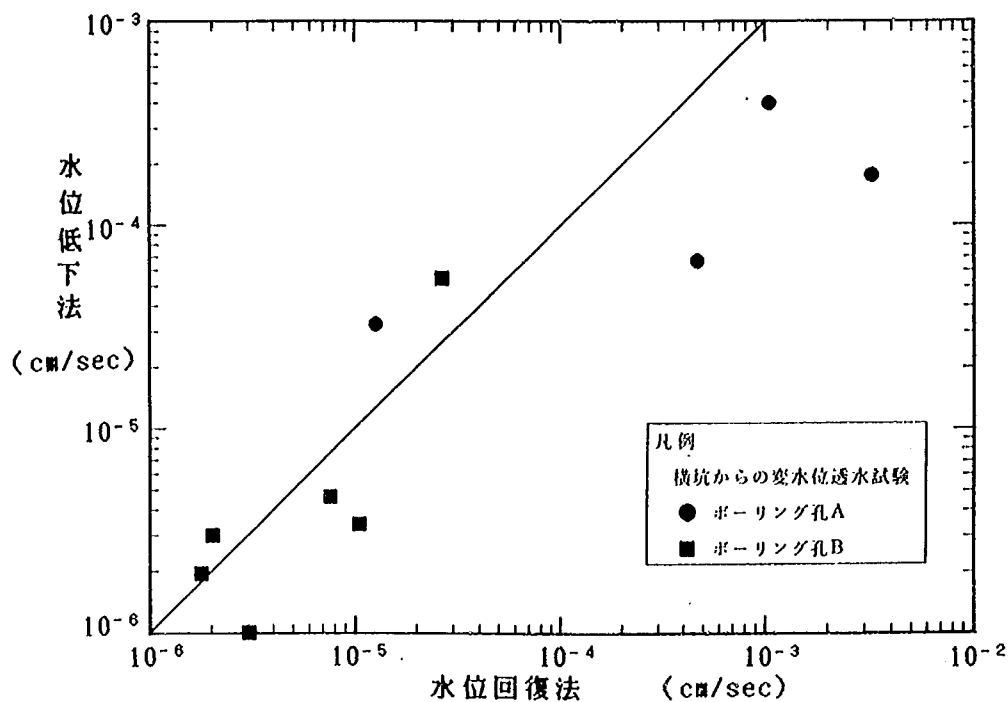
図 - 6. 56 変水位透水試験概略図

表-6.6 横坑内の透水試験結果一覧表

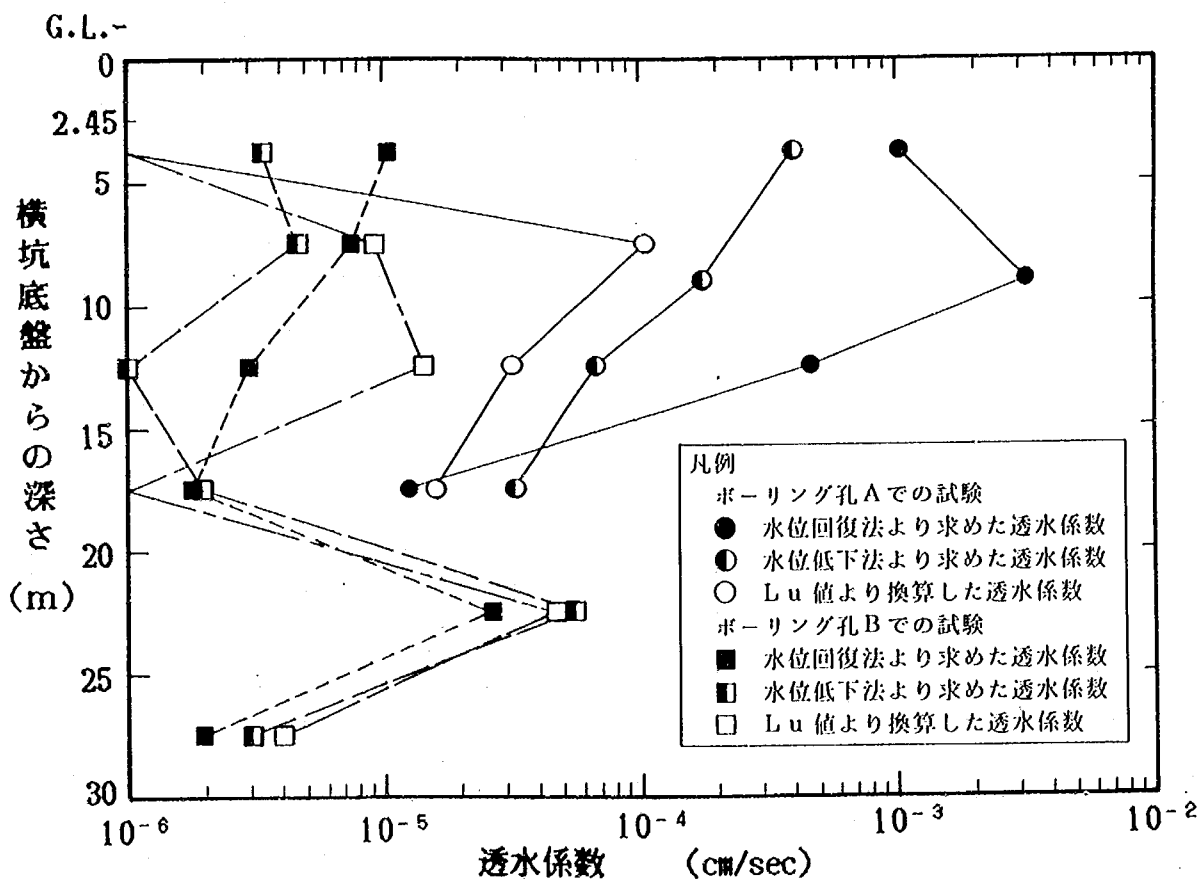
ボーリング孔	試験区間 (G.L.-m)	孔内水位 (G.L.-m)	湧水圧 (m)	透水係数 (回復法) (cm/sec)	透水係数 (低下法) (cm/sec)	ルジオン値 (Lu)	限界圧力 (kgf/cm ²)	記 事
A	2.45~5.00	2.14	※2) h = 1.58 m (G.L.-1.60)	1.03×10^{-3}	4.00×10^{-4}	0	1.7	概略 P の 20~25 m 間に相当 Lu > 100 注入圧力 2.0 kgf/cm ²
	5.00~10.00 ※1) (8.00 ~10.00)	7.23	h = 1.50 (G.L.-7.23)	3.20×10^{-3}	1.76×10^{-4}	7.8	3.8	P の 25~30 m 間に相当 Lu > 100 注入圧力 2.4 kgf/cm ²
	10.00 ~15.00	7.58	h = 3.075 (G.L.-7.725)	4.64×10^{-4}	6.73×10^{-5}	2.4	3.8	P の 30~35 m 間に相当 Lu > 100 注入圧力 2.6 kgf/cm ²
	15.00 ~20.00	7.66	h = 8.40 (G.L.-7.40)	1.26×10^{-5}	3.26×10^{-5}	1.2	3.5	P の 35~40 m 間に相当 Lu' = 4.9 Pcr = 3.8
B	2.50 ~ 5.00	1.26	h = 2.175 (G.L.-1.125)	1.03×10^{-5}	3.39×10^{-6}	0	3.5	
	5.00 ~10.00	1.59	h = 3.75 (G.L.-2.05)	7.56×10^{-6}	4.67×10^{-6}	0.7	5.3	
	10.00 ~15.00	1.72	h = 3.225 (G.L.-7.575)	3.00×10^{-6}	1.0×10^{-6}	1.1	6.3	
	15.00 ~20.00	4.13	h = 10.725 (G.L.-5.075)	1.78×10^{-6}	1.95×10^{-6}	0	3.5	
	20.00 ~25.00	5.37	h = 15.225 (G.L.-5.425)	2.65×10^{-5}	5.52×10^{-5}	3.5	2.1	
	25.00 ~30.00	5.24	h = 20.40 (G.L.-5.25)	1.97×10^{-6}	3.01×10^{-6}	0.3	7.6	

※1) () は水位回復法、水位低下法の実施区間

※2) h はセンサーを基準とした湧水圧、() はそのG.L.表示

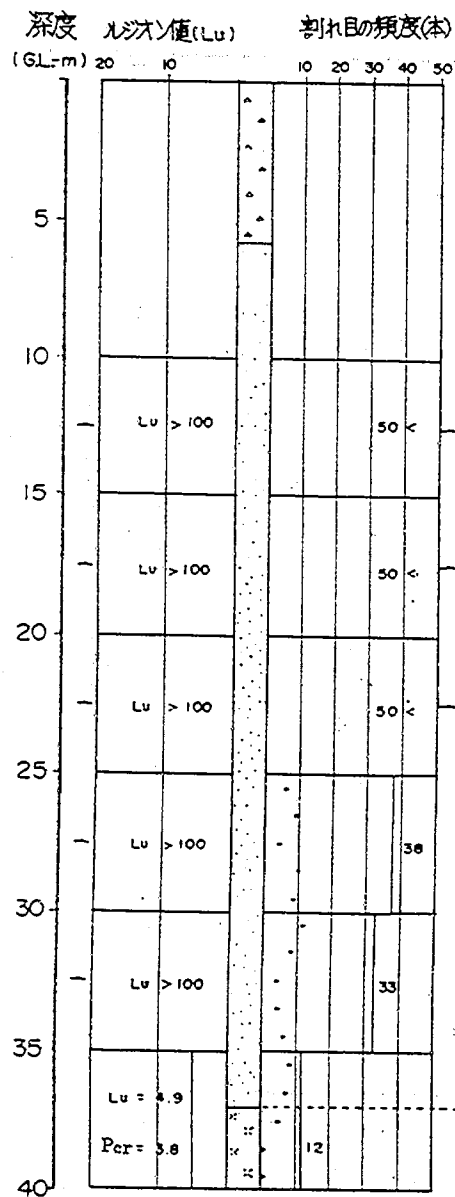


図－ 6. 57 変水位透水試験結果の比較

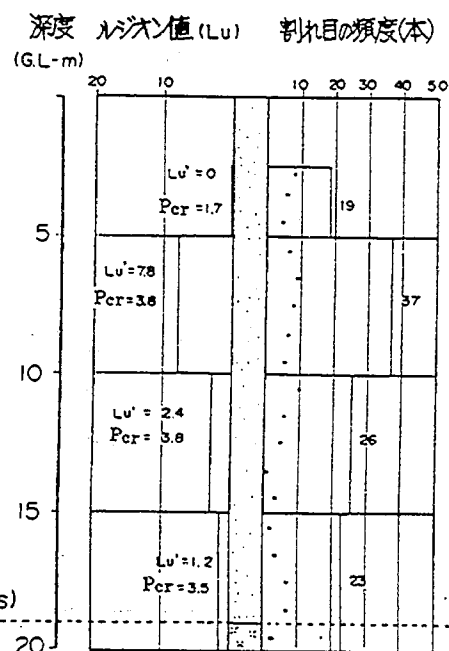


図－ 6. 58 変水位透水試験とルジオンテストの結果の比較

地表面からのボーリング孔 P



ボーリング孔 A

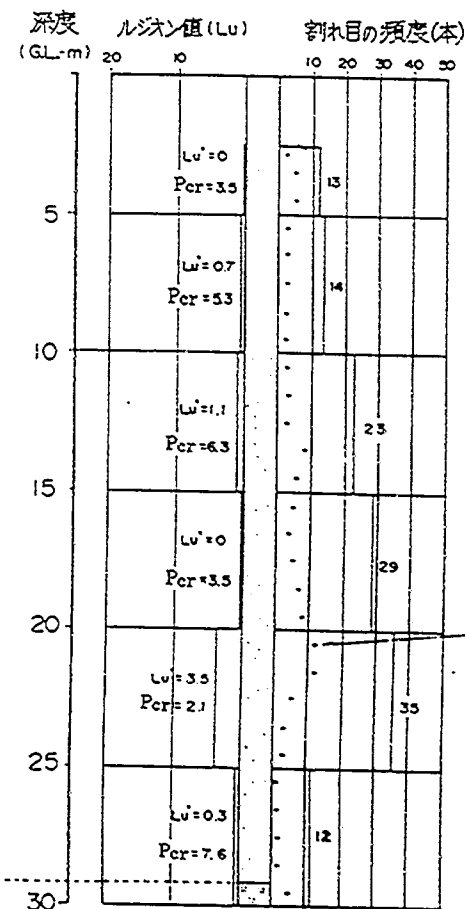


下部砂岩層(SLS)

中部凝灰岩層

(SMH)

ボーリング孔 B



1m区間の割れ目の本数(本)

図-6.59 割れ目の頻度と透水性

目頻度を示す以下の区間について比較すると、地表面からのボーリング孔ではいずれもルジオン値は 100 Lu 以上を示すのに対し、ボーリング孔 A および B では、限界圧力は小さいがルジオン値は 3.5 ～ 7.8 Lu と前者の値に比べ低い透水性を示した。

○地表面からのボーリング孔（深度 25 ～ 30 m 間）とボーリング孔 A（深度 5 ～ 10 m 間）

○地表面からのボーリング孔（深度 30 ～ 30 m 間）とボーリング孔 B（深度 20 ～ 25 m 間）

なお、ボーリング孔 A、B の上記の区間におけるルジオンテストより得た P-Q 曲線は図-6.60 に示したようになり、緩勾配 P-Q 曲線（図-6.48 参照）とはならなかった。また、ボーリング孔 A、B の上記の区間に対応する地表面からのボーリング孔の各区間のルジオンテストより得た P-Q 曲線は、図-6.52 で既に表示したものである。

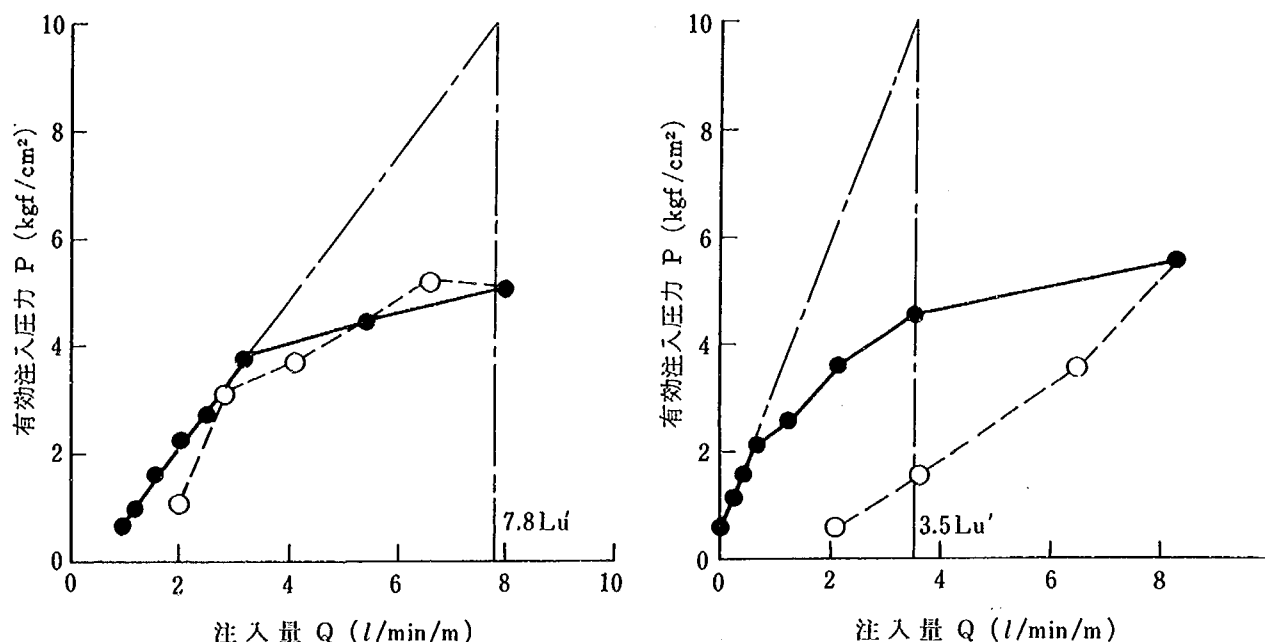


図-6.60 横抗からのルジオンテストより得た P-Q 曲線

以上述べたように、同様の岩盤状況を示す区間のルジオン値の比較から判断すると、地表面からのボーリング孔で高透水性を示す区間は実際には透水性が低く限界圧力がやや低めのため掘進時の送水等の水圧により岩盤が破壊され、見掛け上高透水性を示したものと考えられる。

従って、地下水位が低くかつその強度が弱い地盤の地下深部におけるルジオンテストを行う場合には、できる限り対象地盤の近傍からボーリング孔を掘削し、注入圧力を高精度に制御したうえで実施することが望ましい。

6.6 ま と め

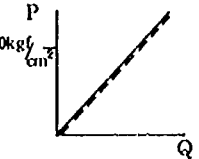
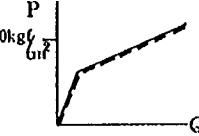
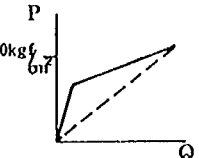
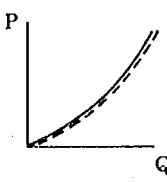
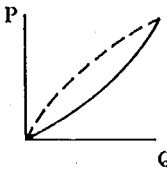
本章においては、①ルジオンテストの結果求まる P-Q 曲線をその形状により分類し、②それらの発生原因を具体例を交えてまとめ、③それらの発生原因の影響度合を検討したうえで、

④より正確なルジオン値を求めるための具体的対策を示した。これらの結果を表- 6. 7 にまとめておく。

実際に、現場試験において得られる $P-Q$ 曲線の内には、本章で示した以外の形状を持つ $P-Q$ 曲線を見掛けることがある。こうした $P-Q$ 曲線は、本章で示した各形状の $P-Q$ 曲線の発生原因の複数が作用することにより発生するものと考ええる。よって、このような $P-Q$ 曲線が発生する場合でも、本章で示した各種 $P-Q$ 曲線の発生原因の影響度合いを考慮したうえで、各種対策を施すことにより、かなり正確にルジオン値を求めることが出来ると思われる。ただし、試験実施に際しては、5章で示したような境界条件の検討が済んだうえで、かつ試験機器の精度上の問題がないというのが前提条件である。

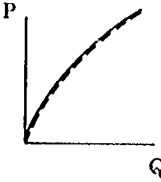
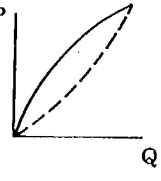
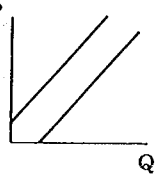
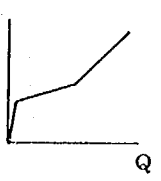
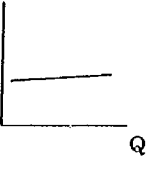
今後の問題としては、多くの現場試験を通して、本章で検討した影響度合の程度が正しいか、正確なルジオン値を求めるための対策が有効なのか、また、有効であっても不経済で実施得ないことはないかなどの検討を加えていくことが挙げられる。

表-6.7 6章のまとめ

P-Q 曲線の形状			P-Q 曲線の概略図	発生原因	ルジオン値の精度に与える影響	より正確なルジオン値を求めるための対策	注意事項
大分類	中分類	小分類					
直線型	有効注入圧力 10 kgf/cm ² 以下で限界圧力なし	昇降圧段階同路		水流は層流。	全くなし。	直線部より $P=10$ kgf/cm ² のときの流量 (Q /min/m) としてルジオン値 (L_u) を求める。	—
	有効注入圧力 10 kgf/cm ² 以下で限界圧力あり	昇降圧段階同路		岩盤の亀裂がある値以上の水圧により開いたり、砂礫層の間隙が広がるが、破壊には至っていない。	全くなし。	往路の限界圧力以下の直線部より $P=10$ kgf/cm ² のときの流量 (Q /min/m) を求め、換算ルジオン値 (L_u') とする。	限界圧力発生と認る現象 ①試験区間とパッカー上の試験孔が亀裂により連絡。 ②パッカー直上部の孔壁でのパイピング。 ③パッカーの効きが悪い場合。
		昇降圧段階異路		ある値以上の水圧により岩自体が水圧破壊されたり、岩盤亀裂中の挟在物や砂礫層自体が洗い流される。			
逐次流量減少型	—	昇降圧段階同路		①乱流。	亀裂性岩盤では影響がかなりあるが、砂礫層のような粒状体地盤では大きな影響はない(参考資料-5 参照)。	①高粘性流体試験。 ②高精度低圧試験。	—
				②損失水頭の無補正あるいは過小評価。	かなり大きな影響がある。	①事前試験により注入管の管内損失水頭補正式を求めておく。 ②試験区間内に間隙水圧計を設置し、水頭損失後の水圧を測定する。	—
				③注水に伴う試験孔周辺地下水位の上昇(地下水面下での試験)。	地盤中の水流が Darcy 則に従う地盤ではあまり影響ない。	特に必要なし。	亀裂性地盤においても、さほど大きな影響はないと考える。
	—	昇降圧段階異路		①目詰まり現象	程度により影響度はまちまちであるが影響はある。	①十分な孔内洗浄と清浄水の使用。 ②目詰まり現象が避けられない場合は、P-Q 曲線の往路の初期勾配からルジオン値を求める。	軟岩、砂礫地盤では、孔内洗浄のし過ぎが地盤浸食につながる可能性があるのので注意を要す。
				②非定常問題	地下水面下の試験ではほとんど問題ないが、地下水面上の試験では、 k が小さく、 S_0 が大きいほど影響が大きい。	①長時間ルジオンテスト。 ②非定常問題が避けられない場合は、P-Q 曲線の復路勾配からルジオン値を求める。	目詰まりと非定常問題を区分する場合は、同一地点でかつ同一仕様で2回の長時間ルジオンテストを実施すればよい。判定方法は、図-6.31 参照。

注) P-Q 曲線の概略図において、——: 昇圧段階、---: 降圧段階である。

表-6.7 6章のまとめ(つづき)

P-Q 曲線の形状			P-Q 曲線の概略図	発生原因	ルジオン値の精度に与える影響	より正確なルジオン値を求めるための対策	注意事項
大分類	中分類	小分類					
逐次流量増加型	—	昇降圧段階同路		①損失水頭の過大評価	影響はあるものの、過小評価の場合よりもその度合は小さく、発生可能性も低い。	①事前試験により注入管の管内損失水頭補正式を求めておく。 ②試験区間内に間隙水圧計を設置し、水頭損失後の水圧を測定する。	—
				②試験初期から、亀裂の開口、地盤粒子間隙の狭がりがあるものの減圧とともに元の状態に戻る。	程度により影響度合はまちまちであるが影響はある。	図-6.40の Lu_2 をルジオン値として採用する。	より正確に P-Q 曲線における可逆性を捉えることができれば図-6.40の Lu_1 をルジオン値として採用する可能性がある。
				③注水に伴う試験孔周辺地下水位の上昇(地下水面下での試験)。	影響なし。(前出)	特に必要なし。	—
	—	昇降圧段階異路		①試験初期から亀裂が開き、減圧によっても元に戻らない。 ②亀裂中の挟在物や地盤構成粒子が試験初期から徐々に流出してしまう。	程度により影響度合はまちまちであるが影響はある。	図-6.41の Lu_2 あるいは Lu_3 をルジオン値として採用する。	—
その他(基本的には直線型)	—	原点を通らない		地下水位が正確に測定できていない。	程度により影響度合はまちまちであるが影響はある。	①試験区間内に間隙水圧計を設置して、地下水圧を正確に測定する。 ②試験データがある程度そろった時点で地下水位の洗い直しを行う。	乱流の場合の P-Q 曲線と間違えないように注意を要す。
	—	2段勾配		①孔内の洗浄不足 ②ある圧力以上での亀裂の開口、亀裂内挟在物および地盤構成粒子の流出。	程度により影響度合はまちまちであるが影響はある。	原因が①の場合は2段目の P-Q 曲線勾配から、また、原因が②の場合は、1段目の P-Q 曲線勾配からルジオン値を求める。	—
	—	緩勾配		①高透水性地盤におけるポンプ容量不足。 ②損失水頭の補正式を大流量下で作成していない。	影響は大きい。	①試験区間長を短くする。 ②注入圧力を小さくする。 ③高粘性流体試験。	ポンプの容量を大きくすることは、損失水頭の増大を招くので得策ではない。
				③軟岩、砂礫基礎浅部での試験において、初期水圧あるいは水圧脈動により地盤が破壊。	影響は大きい。	①静水圧によるルジオンテスト。 ②他の原位置透水試験の併用。	—
				④軟岩、砂礫基礎深部においても、地下水位が低い場合は、孔掘削時あるいは試験時に③と同じ理由で地盤が破壊。	影響は大きい。	①横杭からの孔掘削。 ②ミストボーリングによる孔掘削。 ③静水圧ルジオンテスト。 ④他の原位置透水試験の併用。	—

注) P-Q 曲線の概略図において、——: 昇圧段階, ---: 降圧段階である。

7. まとめと今後の課題

本資料において、明らかになったことをまとめると以下の通りである。

- ① ルジオンテストの方法およびルジオン値の求め方を技術指針に従って簡単に説明した。特に、ルジオン値の求め方、厳密には有効注入圧力の求め方について、技術指針では、地下水位が試験区間よりも上にある場合の求め方のみしか示していないので、地下水位が試験区間より下にある場合および試験区間内部にある場合の求め方についても整理した。
- ② ダムサイトとして選定される地域の基礎地盤の様相は多種多様である。そこで、多種多様な基礎地盤内の水の流れ方に対するイメージを明確なものにするために、基礎地盤内の水の流れ方によって基礎地盤を3つに分類した。この3つの地盤がどのようなものであるかは、4章を参照されたい。
- ③ 各種境界条件下で実施するルジオンテストの精度を理論解析・数値解析および室内試験により検討した。検討した境界条件は、以下に示す通りである。
 - ④ 孔径および試験区間長の影響
 - ⑤ 地表面境界の影響
 - 開放地表
 - 閉塞地表
 - ⑥ 側面境界の影響
 - 開放側面
 - 閉塞側面
 - ⑦ 透水性が異なる地層の影響
 - 試験区間の下の不透水層
 - 試験区間の上下の不透水層
 - 試験区間の下の高(難)透水層
 - 試験区間内の不透水層(水平)
 - 試験区間内の高透水層(水平)
 - ⑧ 隣孔での同時注入の影響
 - ⑨ 孔掘削に伴う地盤の膨張の影響
 - ⑩ 注水に伴う地盤の圧縮の影響
 - ⑪ 地下水位の影響
 - ⑫ 負の最大圧力水頭の影響
 - ⑬ 地下水流の影響

検討結果は、5.12にまとめた通りである。これにより、ルジオンテストをいかなる境界条件下で実施することが望ましいかを示すことができた。

- ④ ③で明らかになった精度に影響を与えない境界条件下でルジオンテストを実施した場合でも、必ずしもルジオン値の決定が容易な、直線でかつ昇圧・降圧段階で同経路をたどるP-Q曲線が得られるとは限らない。そこで、⑦ルジオンテストの結果求まるP-Q曲線をその形状により分類し、⑩それらの発生原因を具体例を交えてまとめ、⑫それらの発生原因の影響度合を検

討したうえで、④より正確なルジオン値を求めるための具体的対策を示した。

これらの結果は、6.6にまとめた通りである。

今後の課題としては、実際に多くのルジオンテストを現場で実施し、本資料で示した結果の正当性を検討することが挙げられる。

謝 辞

日本基礎技術株式会社 寺戸康隆氏には、貴重な文献（参考文献2）、3）を頂くとともに、本研究を進めるにあたって貴重な御助言を賜った。ここに記して、謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針・同解説，（財）国土開発技術研究センター，1984年6月。
- 2) 菊地忠雄：地下水位が試験区間中にある場合の水頭計算について，技術と施工，№15，p. 13，日本グラウト工業株式会社，1982年9月。
- 3) 寺戸康隆：ルジオンテストの最近の知識，技術と施工，№31，日本基礎技術株式会社，pp. 3～10，1985年7月。
- 4) 山口嘉一・弘末文紀・松本徳久：ルジオンテストの結果の解釈，第19回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp.56～60，1987年2月。
- 5) 建設省土木研究所：「有限要素法による雨水浸透解析用」電算プログラム業務委託 プログラム説明書，1983年11月。
- 6) 建設省土木研究所：「有限要素法による雨水浸透解析用，電算プログラム業務委託 機能説明書，1983年11月。
- 7) 建設省土木研究所：「有限要素法による雨水浸透解析用」電算プログラム業務委託 使用説明書，1983年11月。
- 8) 赤井浩一・大西有三・西垣誠：有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集，第264号，pp. 87～96，1977年8月。
- 9) 駒田広也：飽和－不飽和土中の非定常浸透流解析，電力中央研究所報告，研究報告・377015，1987年2月。
- 10) 河野伊一郎・西垣誠：不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第307号，pp. 59～69，1981年3月。
- 11) Terzaghi, K & Peck, R. B.（星埜和・加藤渉・三木五三郎・榎並昭共訳）：新版 土質力学 応用編，丸善株式会社，p. 332，1970年1月。
- 12) 建設産業調査会：地下水ハンドブック，1979年9月。
- 13) 八幡敏雄：土壌の物理，東京大学出版会，pp. 106～108，1980年2月。

- 14) 八幡敏雄・田淵俊雄・中野政詩：土壌物理実験，東京大学出版会，pp. 95 ～ 97 ， 1978 年 3 月.
- 15) 松本徳久・池田隆：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査，建設省土木研究所資料，第 2071 号，pp. 20 ～ 23 ， 1984 年 3 月.
- 16) 河野伊一郎・西垣誠：原位置透水試験法の解析手法に関する研究，土質工学論文報告集，Vol. 23 ， № 4 ， pp. 157 ～ 170 ， 1983 年 12 月.
- 17) 熊川信之：ダム基礎地盤の透水性解析上の一手法について，大ダム，Vol. 19 ， № 78 ， pp. 20 ～ 29 ， 1976 年 12 月.
- 18) 例えば，Taylor ， D. W. ： Fundamentals of Soil Mechanics ， John Wiley & Sons ， pp. 111 ～ 112 ， 1948 .
- 19) 土質工学会：土質試験法，1979 年 12 月.
- 20) 最上武雄編：土質力学，技報堂，p. 102 ， 1969 年 8 月.
- 21) ペペクリメントフ & ゲベプイハチョフ（外尾善次郎・永井正夫共訳）：地下水の力学，ラテイス，pp. 404 ～ 411 ， 1967 年 9 月.
- 22) 土木学会：軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－，p. 2 ， 1984 年 12 月.
- 23) 松本徳久・池田隆：フィルダム基礎の軟岩の変形特性，土木技術資料，Vol. 26 ， № 5 ， pp. 15 ～ 20 ， 1984 年 5 月.
- 24) 土質工学会：土質工学ハンドブック，p. 795 ， 1982 年 11 月.
- 25) 建設省土木研究所フィルダム研究室：軟岩基礎透水試験実験業務報告書，1985 年 11 月.
- 26) 松本徳久・山口嘉一：異方性地盤における原位置透水試験方法に関する研究，建設省土木研究所資料，第 2373 号，pp. 109 ～ 113 ， 1986 年 5 月.
- 27) 例えば，Goodman ， R. E. （大西有三・谷本親伯共訳）：わかりやすい岩盤力学，鹿島出版会，p. 75 ， 1984 年 11 月.
- 28) 寺戸康隆：ダム基礎グラウチング（VI），ダム日本，№ 448 ， pp. 57 ～ 69 ， 1985 年 6 月.
- 29) 柴田功：軟岩の透水性と止水設計法に関する研究，建設省土木研究所報告，第 153 号の 1 ， 1980 年 3 月.
- 30) Zangar ， C. N. ： Theory and problems of water percolation ， U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation ， Engineering Monographs № 8 ， pp. 69 ～ 71 ， 1953 .
- 31) 駒田広也・西岡俊道・松尾和俊：高瀬ダム湛水過程の浸透流に関する実測値と解析値との比較検討，電力中央研究所報告，研究報告・380010 ， 1980 年 8 月.
- 32) 本島勲：砂礫層を基礎とするフィルダムの堤体および基礎における浸透流の解析，電力中央研究所報告，研究報告・381011 ， 1981 年 10 月.
- 33) 建設省河川局開発課：Q & A ， ダム技術，Vol. 3 ， № 3 ， pp. 128 ～ 129 ， 1985 年 9 月.
- 34) 高樋堅太郎・貞弘文佳：ロックフィルダムの動的解析，水資源開発公団試験所第一試験課報告，第 8102 号，pp. 23 ～ 30 ， 1981 年 6 月.

- 35) (株) センチュリ リサーチ センタ：地盤構造プログラム STAGE 使用説明書，第 1 版，第 1 刷，1987 年 1 月。
- 36) Kutzner, C. : Considerations on rock permeability and grouting criteria, Proceedings of the 15th Congress on Large Dams, Question 58, pp. 315 ~ 328, 1985.
- 37) Ewert, F. - K. : Rock Grouting with Emphasis on Dam Sites, Springer-Verlag, 1985.
- 38) Houlshy, A. C. : Routine interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol. 9, pp. 303 ~ 313, 1976.
- 39) Lancaster-Jones, P. F. F. : The interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol. 8, pp. 151 ~ 154, 1975.
- 40) 渡辺邦夫・芦川亮一：割れ目岩盤の透水試験における乱流の影響評価の試み，第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 161 ~ 165, 1985 年 2 月。
- 41) 松尾新一郎・木暮敬二：砕石の透水性に関する実験，土と基礎，Vol. 18, No. 2, pp. 5 ~ 10, 1970 年 2 月。
- 42) 末吉治彦ら：節理性岩盤における乱流状況と透水性評価，第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 356 ~ 360, 1986 年 2 月。
- 43) 播田一雄・豊田光雄：水圧計を利用したルジオンテストにおける一考察，建設省土木研究所資料，第 1570 号，1980 年 3 月。
- 44) 桑原啓三：ルジオンテスト施工指針（案）の検討，建設省土木研究所資料，第 1907 号，pp. 11 ~ 19, 1983 年 3 月。
- 45) 松本徳久・山口嘉一：風化岩基礎における原位置透水試験法の適用性について，原位置透水試験法および地下水調査に関する発表論文集，pp. 65 ~ 70, 1985 年 12 月。
- 46) 振井茂宏ら：第四紀砂礫層におけるグラウト効果の評価について，第 40 回建設省技術研究会講演概要，自由課題，河川部門，pp. 13 ~ 20, 1986 年 10 月。
- 47) 山口嘉一：長時間透水試験に関する理論的検討（私信），1986 年 11 月。
- 48) 西垣誠：揚水試験結果の解析と排水量の推定法，基礎工，Vol. 11, No. 12, pp. 14 ~ 21, 1983 年 12 月。
- 49) 西垣誠：貯水係数を考慮した単孔式透水試験法，地下水と井戸とポンプ，Vol. 28, No. 7, pp. 1 ~ 7, 1986 年。
- 50) Carlsson, L. & Olsson, T. : Hydrogeological and Hydrogeochemical Investigations in Boreholes - Final Report, STRIPA PROJECT, 85 - 10, 1985.
- 51) 松本徳久・山口嘉一：ダム基礎の浸透流の制御，昭和 60 年度ダム技術研究発表会論文集，（財）ダム技術センター，pp. 81 ~ 89, 1986 年 3 月。
- 52) 松本徳久・山口嘉一：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する研究，第 17 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会岩盤力学委員会，pp. 201 ~ 205, 1985 年 2 月。

- 53) 松本徳久・山口嘉一：軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する考察，土木技術資料，Vol. 27，No 10，pp. 3～8，1985年10月。

使用記号一覧

a	地下水位が試験区間内にある場合の地下水位から試験区間の中央までの水頭
A	給水ビンの断面積
$C(\theta)$	比水分容量 ($= \partial \theta / \partial \varphi$)
dV	膨張・圧縮による体積変化量
D	地盤の変形係数
e_0	変形前の間隙比
e'	変形後の間隙比
E_t	接線弾性係数
G_s	土粒子の比重
h_i	任意の地点 (i) の圧力水頭
h_0	注入水頭
h_1	圧力計から試験区間の中央までの標高差
h_2	圧力水面から試験区間の中央までの水頭，また，被圧水の場合にはそれに相当する水頭
h_3	注入管内抵抗による損失水頭
H	給水ビン目盛の1分間当りの減少量
H_e	軸対称モデルの高さ
H_1	上流側水槽内水位
H_2	下流側水槽内水位
i_m	マノメータまわりの水平方向動水勾配
k	透水係数
k_c	浸透流解析に用いた帯水層の透水係数
k_0	飽和時の透水係数
k_p	浸透流解析結果の注入量を式 (5.7) に代入して求めた帯水層の透水係数
k_u	不飽和透水係数
k_1	試験区間周辺の異種層の透水係数
k_2	試験区間周辺の異種層の透水係数
k'	変形後の透水係数
$\bar{k}$	試験区間内の異種層を考慮した平均透水係数
$K(\theta)$	透水係数テンソル

K_0	静止土圧係数 ($= \nu / (1 - \nu)$)
K_r	比透水係数 ($= k_u / k_0$)
ℓ	試験区間長
L	口元の圧力計から試験区間までの注入管長
Lu	ルジオン値
Lu'	換算ルジオン値
n	間隙率
N	試験区間内の水平層の総数
P	有効注入圧力
P_0	口元圧力
P_{cr}	限界圧力
Q	注入量または 1 m 当り注入量
Q_1	浸透流解析において地下水位が G. L. - 2.5 m にある場合の注入量
Q_0	試験区間周辺の境界条件の影響のない場合の注入量
Q_{r0}	変形前の地盤に対する浸透流解析より得た注入量
$Q_{r\infty}$	変形後の地盤に対する浸透流解析より得た注入量
r_0	試験孔半径
r_1	送水ロッドの孔半径
r_∞	膨張・圧縮の影響半径
R	軸対称モデルの半径
S	試験区間上端から上部異種層境界
S_r	飽和度
S_s	比貯留係数
t	時間
T	試験区間下端から下部異種層境界までの距離
$U_{r\infty}$	試験孔壁面の変位量
V	膨張・圧縮の影響が及ぶ領域の体積
V_s	土粒子実質部分の体積
V_v	間隙の体積
z	鉛直座標
α	飽和領域と不飽和領域を区別する係数
α_1	管内抵抗を求める際の係数
γ	地盤の単位体積重量
γ_w	水の単位体積重量 ($1 \text{ tf/m}^3 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2/\text{m}$)
ν	ポアソン比

ν_T	温度 $T^{\circ}\text{C}$ における水の動粘性係数
θ	体積含水率
θ_e	有効体積含水率
θ_r	最小容水量
φ	圧力水頭
φ_0	$\theta \rightarrow 0.0$ における負の最大圧力水頭
Φ	ポテンシャル

参 考 資 料 一 1

各種境界条件下における透水試験孔
からの注入量（理論解）

1. 概 説

本文第5章において、ルジオンテストの各種境界条件下での精度を検討する際、熊川¹⁾が求めた透水試験孔からの注入量の理論解を利用している。ただし、これらの理論解は、熊川が誘導したままのものではなく、本資料内の他の記号との整合を図ったうえで、よりわかり易い形に変形したものである。そこでここでは、これらの理論解の誘導・変形過程を示すことにする。

なお、これらの理論解を求める際、試験孔からの水の流れがポテンシャルフローであるとみなしているため、解析対象地盤はあくまで地下水面下にあり、完全に飽和されていると仮定することになることを注意されたい。

2. 無限域均質媒体内の流れ

まずここでは、理論解としては最も基本となる無限域均質媒体内においてルジオンテストを実施した場合の試験孔からの注入量の理論解を誘導することにする。

透水性媒体内に点湧源を想定すると、点湧源を中心とした半径 r の球面内から外へ流れる流量 q は、球面上での流速 v により次式が求められる（図-1 参照）。

$$q = 4 \pi r^2 v \quad \dots\dots\dots(1)$$

任意点での速度ポテンシャルを ϕ とすると、Darcy 則より球面上での流速 v は次式として得られる。

$$v = -k \frac{\partial \phi}{\partial r} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 k は透水性媒体の透水係数である。

式(2)を式(1)に代入すると、

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = -\frac{q}{4 \pi k r^2} \quad \dots\dots\dots(3)$$

式(3)を ϕ 、 r に関して積分すると、

$$\phi = \int \frac{\partial \phi}{\partial r} dr = - \int \frac{q}{4 \pi k r^2} dr = \frac{q}{4 \pi k r} + H_0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 H_0 は積分定数である。

いま、境界条件として、無限遠、つまり $r \rightarrow \infty$ においてポテンシャル ϕ が 0 であることを考慮すると、式(4)中の積分定数 H_0 は 0 となる。よって、式(4)は、

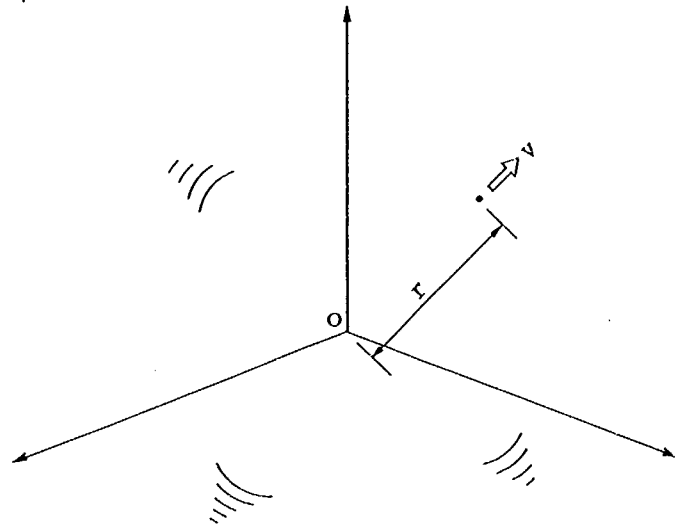


図-1 点湧源からの流れ

$$\phi = \frac{q}{4\pi k r} \dots\dots\dots(5)$$

上記の点湧源が、図-2に示すようにルジオンテストの試験区間中心軸上(0, h)
(ただし, $S \leq h \leq S + \ell$)に存在すると、
これにより任意点 i (x, z) に生ずるポテンシャル ϕ は、式(5)より、

$$\phi = \frac{q}{4\pi k \sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \dots\dots\dots(6)$$

さらに、上記の点湧源を単位長さ当りの流(出)量 q' 、微小長さ dh の微小線湧源に等価だと考える²⁾(図-3参照)。このとき、この微小線湧源により生じる任意点 i でのポテンシャル $d\phi$ は、式(6)より、

$$d\phi = \frac{q' dh}{4\pi k \sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \dots\dots\dots(7)$$

ルジオンテスト試験区間中心軸上 ($S \leq h \leq S + \ell$) に存在する線湧源を微小線湧源の集合だと考えると、この線湧源により任意点 i でのポテンシャル ϕ は、

$$\phi = \int d\phi = \frac{q'}{4\pi k} \int_S^{S+\ell} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z-h)^2}} \dots\dots\dots(8)$$

式(8)において、 $z - h = h'$ なる座標変換を施すと、

$$\begin{aligned} \phi(x, z) &= -\frac{q'}{4\pi k} \int_{z-S}^{z-S-\ell} \frac{dh'}{\sqrt{x^2 + h'^2}} \\ &= -\frac{q'}{4\pi k} \left[\ell n(h' + \sqrt{x^2 + h'^2}) \right]_{z-S}^{z-S-\ell} \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \ell n \frac{z-S + \sqrt{x^2 + (z-S)^2}}{z-S-\ell + \sqrt{x^2 + (z-S-\ell)^2}} \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z-S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell}{x} \right\} \dots\dots\dots(9) \end{aligned}$$

ここに、 ℓn は自然対数関数である。また $\sinh^{-1}$ は逆双曲線関数で次式で表わせる。

$$\begin{aligned} \sinh^{-1} x &= \ell n(x + \sqrt{1+x^2}) = \ell n \left(\frac{1}{-x + \sqrt{1+(-x)^2}} \right) \\ &= \ell n(-x + \sqrt{1+(-x)^2}) = -\sinh^{-1}(-x) \dots\dots\dots(10) \end{aligned}$$

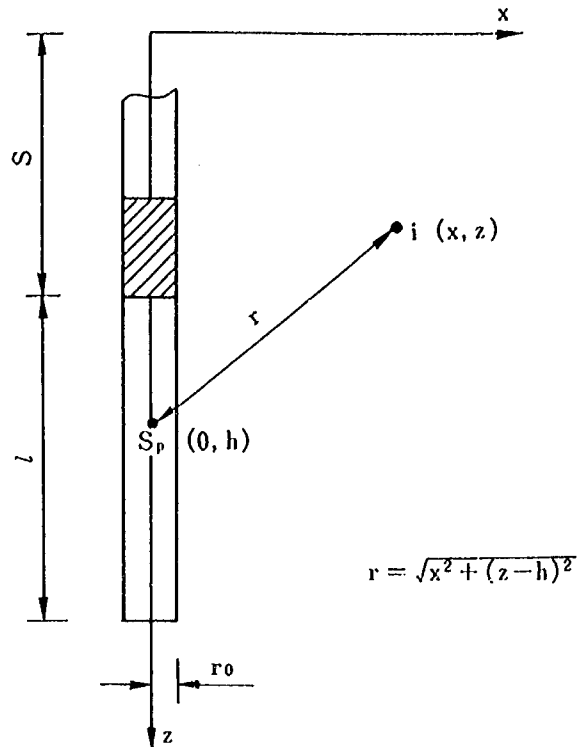


図-2 無限域均質媒体内の流れ

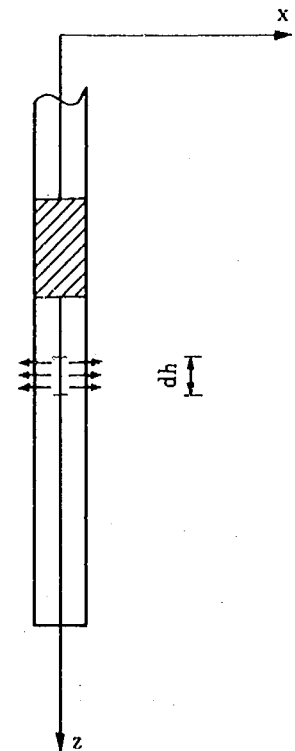


図-3 微小線湧源モデル

いま、境界条件として、「 $x=r_0$ かつ $z=S+\frac{\ell}{2}$ （ルジオンテスト試験区間中央の孔壁部）において、ポテンシャル ϕ がルジオンテストの有効注入圧力の水頭表示に相当する h_0 に等しい」を考える。さらに、このときの試験区間全体からの注入量 Q が q' の定義に従うと $q'\ell$ に等しいので、

$$h_0 = \frac{Q}{2\pi k \ell} \ln \left\{ \frac{\ell}{2r_0} + \sqrt{1 + \left(\frac{\ell}{2r_0}\right)^2} \right\} = \frac{Q}{2\pi k \ell} \sin^{-1} \frac{\ell}{2r_0} \quad \dots\dots\dots (11)$$

また、通常のルジオンテストの試験孔では、 $\ell/r_0 \gg 1$ （通常、 $\ell=5\text{ m}$ 、 $r_0=3.3\text{ cm}$ である³⁾）なる条件が成立する。これを式(11)に適用すると、無限域均質透水性媒体内でルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解は次式で表現できる。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \frac{\ell}{r_0} \quad \dots\dots\dots (12)$$

3. 地表面境界の影響

ルジオンテストを地盤内の浅い部分で実施する際、地表面境界の影響を受けるものと思われる。そこでここでは、地表が開放面（通常はこの状態）になっている場合と、閉塞面（無限域（熊川は10～50 mとしている。）の拡がりをもつカバーコンクリート、コンクリートダム堤体およびフィルダムの底設監査廊がこれにあたる。）になっている場合に、試験孔からの注入量 Q がどのような影響を受けるかを、両条件下での注入量 Q の理論解を求めることで検討する。

まず、地表面に関して、点湧源 S_p の負（開放面）または正（閉塞面）の鏡像 $S_{p'}$ を設ける（図-4参照）。

実像の線湧源（点湧源と近似できる微小線湧源の集合体）による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_1 は、式(9)より、

$$\begin{aligned} \phi_1(x, z) &= \frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z-S+\sqrt{x^2+(z-S)^2}}{z-S-\ell+\sqrt{x^2+(z-S-\ell)^2}} \right\} \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z-S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell}{x} \right\} \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

一方、鏡像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_2 は、式(8)において、 $x^2+(z-h)^2$ （ $=r$ ）を $x^2+(z+h)^2$ （ $=r'$ ）に置換することで、

$$\phi_2 = \pm \frac{q'}{4\pi k} \int_s^{s+\ell} \frac{dh}{\sqrt{x^2+(z+h)^2}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 $+q'$ は閉塞面、 $-q'$ は開放面にそれぞれ対応する。

さらに、 $z+h=h'$ なる座標変換を施すと、

$$\begin{aligned} \phi_2(x, z) &= \pm \frac{q'}{4\pi k} \int_{z+S}^{z+S+\ell} \frac{dh'}{\sqrt{x^2+h'^2}} = \mp \frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z+S+\sqrt{x^2+(z+S)^2}}{z+S+\ell+\sqrt{x^2+(z+S+\ell)^2}} \right\} \\ &= \mp \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z+S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z+S+\ell}{x} \right\} \quad \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

実地盤内の任意点のポテンシャル ϕ は、実像による ϕ_1 と鏡像による ϕ_2 の和として得られるので、

$$\begin{aligned}\phi(x, z) &= \frac{q'}{4\pi k} \left[\ln \left\{ \frac{z-S+\sqrt{x^2+(z-S)^2}}{z-S-\ell+\sqrt{x^2+(z-S-\ell)^2}} \right\} + \ln \left\{ \frac{z+S+\sqrt{x^2+(z+S)^2}}{z+S+\ell+\sqrt{x^2+(z+S+\ell)^2}} \right\} \right] \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \left[\left(\sinh^{-1} \frac{z-S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell}{x} \right) + \left(\sinh^{-1} \frac{z+S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z+S+\ell}{x} \right) \right] \\ &\dots\dots\dots (16)\end{aligned}$$

ここに、第二項の正は開放面に、負は閉塞面に対応する。

いま、境界条件として、無限域均質媒体内の流れと同様に、 $x=r_0$ かつ $z=S+\frac{\ell}{2}$ において $\phi=h_0$ とする。さらに、 $q'=Q/\ell$ を考慮すると、

$$\begin{aligned}h_0 &= \frac{Q}{4\pi k \ell} \left[\ln \left\{ \frac{\ell}{2r_0} + \sqrt{1 + \left(\frac{\ell}{2r_0} \right)^2} \right\} + \ln \left\{ \frac{2S+\frac{\ell}{2} + \sqrt{r_0^2 + \left(2S+\frac{\ell}{2} \right)^2}}{2S+\frac{3}{2}\ell + \sqrt{r_0^2 + \left(2S+\frac{3}{2}\ell \right)^2}} \right\} \right] \\ &= \frac{Q}{4\pi k \ell} \left[2 \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} + \left(\sinh^{-1} \frac{4S+\ell}{2r_0} - \sinh^{-1} \frac{4S+3\ell}{2r_0} \right) \right] \dots\dots\dots (17)\end{aligned}$$

また、ルジオンテストにおいて、 $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すると、地表が開放面である場合の注入量 Q の理論解は、

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S+\ell}{4S+3\ell}} \right) \dots\dots\dots (18)$$

一方、地表が閉塞面である場合は、

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S+3\ell}{4S+\ell}} \right) \dots\dots\dots (19)$$

4. 側面境界の影響

ルジオンテストを既設横坑近くや斜面部の比較的浅い部分で実施する際（図-5(a), (b)参照）、あるいは連壁近傍で実施する際（図-5(c)参照）、側面境界が注入量 Q に与える影響はどの程度のものかを、側面解放および閉塞の場合の理論解を求めることにより検討する

まず、表面境界の場合と同様に、側面に関して、点湧源 S_p の負（開放面）または正（閉塞面）の鏡像 S_p' を設ける（図-6参照）。

実像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_1 は、明らかに式(13)で表わせる。

一方、鏡像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_2 は、式(8)において、 $\sqrt{x^2+(z-h)^2}$ ($=r$) を $\sqrt{(x+R)^2+(z-h)^2}$ ($=r'$) に置換することで、

$$\phi_2 = \pm \frac{q'}{4\pi k} \int_s^{s+\ell} \frac{dh}{\sqrt{(x+R)^2+(z-h)^2}} \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 $+q'$ は閉塞面、 $-q'$ は開放面に対応する。

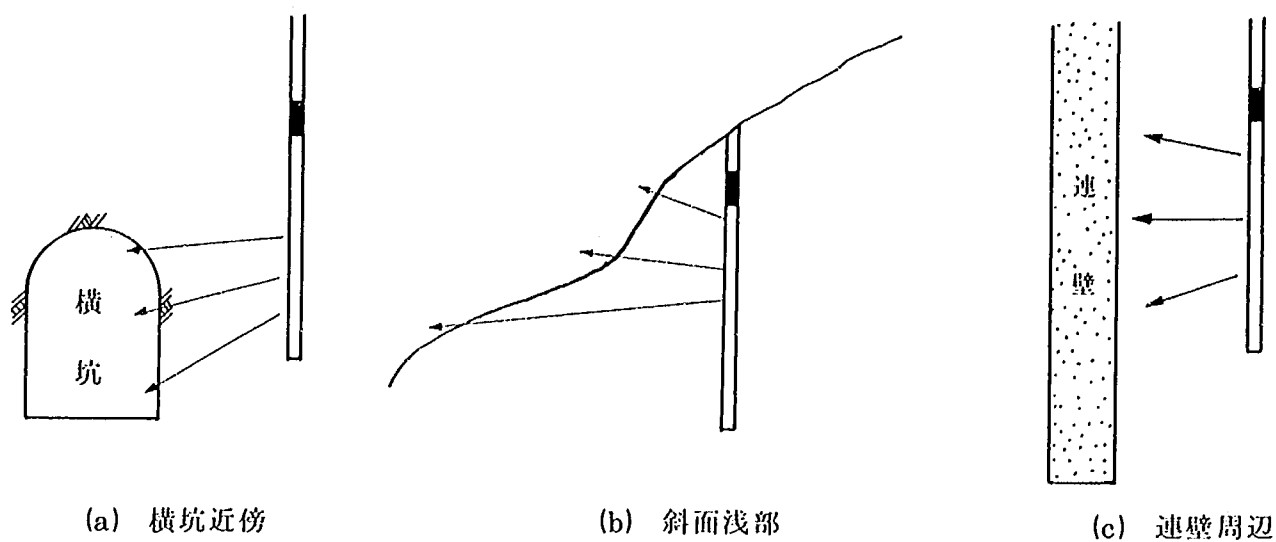


図-5 側面境界の例

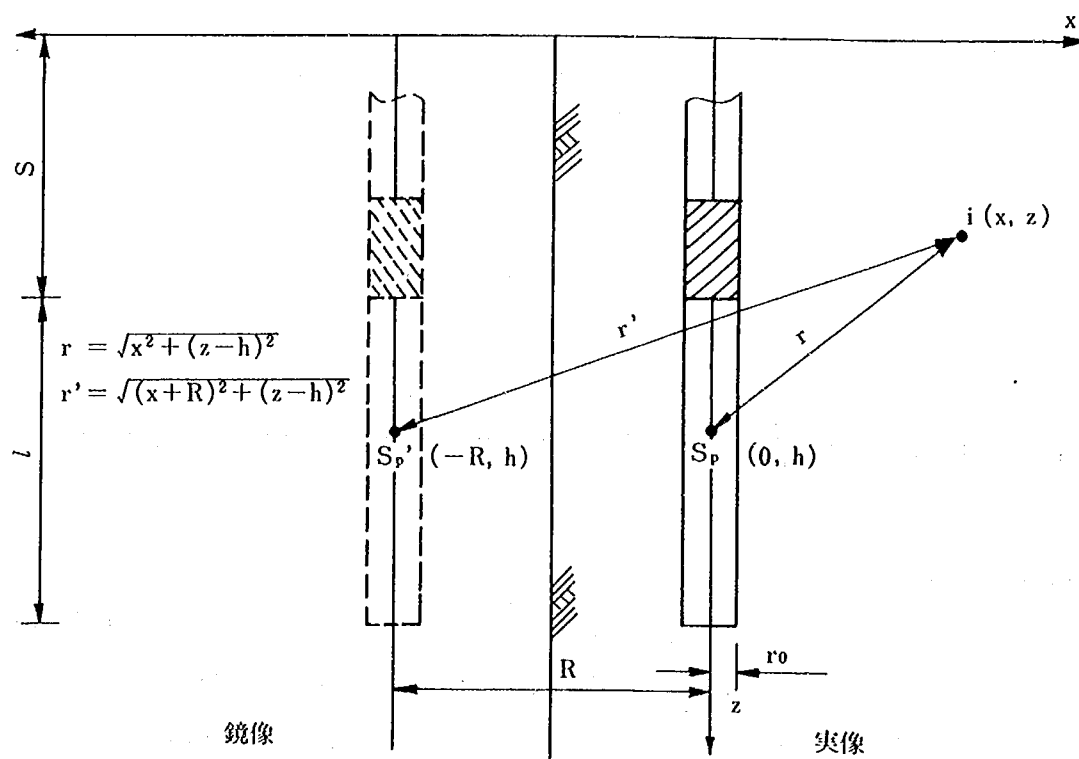


図-6 側面境界の影響

さらに, $z - h = h'$ なる座標変換を施すと,

$$\begin{aligned}\phi_2(x, z) &= \mp \frac{q'}{4\pi k} \int_{z-S}^{z-S-\ell} \frac{dh'}{\sqrt{(x+R)^2 + h'^2}} \\ &= \pm \frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z-S + \sqrt{(x+R)^2 + (z-S)^2}}{z-S-\ell + \sqrt{(x+R)^2 + (z-S-\ell)^2}} \right\} \\ &= \pm \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z-S}{x+R} - \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell}{x+R} \right\} \dots\dots\dots (21)\end{aligned}$$

いま, ①任意点 i のポテンシャル: $\phi = \phi_1 + \phi_2$, ②境界条件: $x = r_0$ かつ $z = S + \frac{\ell}{2}$ で $\phi = h_0$,

③ $q' = Q/\ell$ より,

$$\begin{aligned}h_0 &= \frac{Q}{2\pi k \ell} \left[\ln \left\{ \frac{\ell}{2r_0} + \sqrt{1 + \left(\frac{\ell}{2r_0}\right)^2} \right\} \pm \ln \left\{ \frac{\ell}{2(r_0+R)} + \sqrt{1 + \left(\frac{\ell}{2(r_0+R)}\right)^2} \right\} \right] \\ &= \frac{Q}{2\pi k \ell} \left[\sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} \pm \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0+R)} \right] \dots\dots\dots (22)\end{aligned}$$

また, ルジオンテストにおいて $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すると, 側面開放あるいは閉塞時の注入量 Q の理論解は次式で得られる。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \left[\ln \frac{\ell}{r_0} \pm \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0+R)} \right] \dots\dots\dots (23)$$

ここに, 分母第二項の負が開放側面, 正が閉塞側面に対応する。

5. 異なる地層の影響

5.1 試験区間の下に不透水層がある場合

ここでは, 試験区間の下に不透水層がある場合の影響を, 注入量 Q の理論解を求めることにより検討する。

まず, 不透水層に関して, 点湧源 S_p の正の鏡像 S_p' を設ける (図-7 参照)。なおここでは, 試験区間が地下深部に存在すると仮定し, 地表面の影響は無視した。ただし, 地表面の影響 (その他の影響因子についても同様であるが) を考慮した場合は, 地表面に関する点湧源 S_p の鏡像を設けて重ね合せばよい。

実像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_1 は, 明らかに式 (13) で表わせる。

一方, 鏡像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_2 は, 式 (8) において,

$x^2 + (z-h)^2 (=r)$ を $x^2 + (z+h-2S-2\ell-2T)^2 (=r')$ に置換することで,

$$\phi_2 = \frac{q'}{4\pi k} \int_S^{S+\ell} \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (z+h-2S-2\ell-2T)^2}} \dots\dots\dots (24)$$

さらに, $z+h-2S-2\ell-2T = h'$ なる座標変換を施すと,

$$\phi_2(x, z) = \frac{q'}{4\pi k} \int_{z-S-\ell-2T}^{z-S-\ell-2T} \frac{dh'}{\sqrt{x^2 + h'^2}} = \frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z-S-\ell-2T + \sqrt{x^2 + (z-S-\ell-2T)^2}}{z-S-2\ell-2T + \sqrt{x^2 + (z-S-2\ell-2T)^2}} \right\}$$

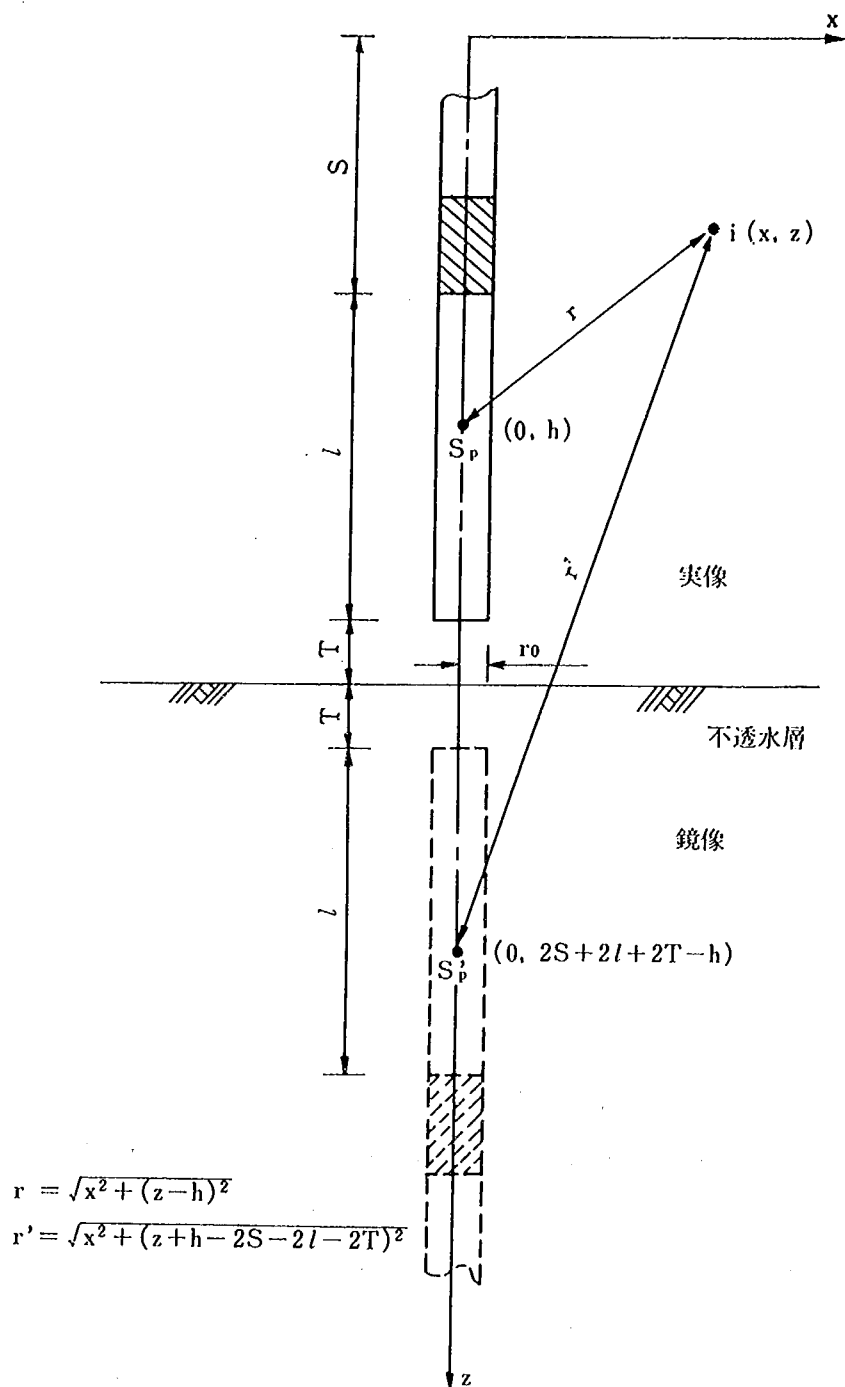


図-7 試験区間の下に不透水層がある場合

$$= \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell-2T}{x} - \sinh^{-1} \frac{z-S-2\ell-2T}{x} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

いま, ①任意点 i のポテンシャル: $\phi = \phi_1 + \phi_2$, ②境界条件: $x=r_0$ かつ $z=S+\frac{\ell}{2}$ で $\phi = h_0$, ③ $q' = Q/\ell$ より,

$$h_0 = \frac{Q}{4\pi k \ell} \left\{ 2 \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} - \sinh^{-1} \frac{4T+\ell}{2r_0} + \sinh^{-1} \frac{4T+3\ell}{2r_0} \right\} \dots\dots\dots (26)$$

また, ルジオンテストにおいて $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すること, 試験区間の下に不透水層

がある場合の注入量 Q の理論解は次式で表わせる。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4T+3\ell}{4T+\ell}} \right) \dots\dots\dots (27)$$

5.2 試験区間の上下に不透水層がある場合

ここでは、試験区間の上下に不透水層がある場合の注入量 Q の理論解を求める。

まず、下部不透水層に関して、点湧源 S_p の正の鏡像 $S_{p'}$ を設けたうえで、上部不透水層に関して、 S_p および $S_{p'}$ の正の鏡像 S_{p1} および $S_{p1'}$ を設ける（図-8 参照）。

実像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_1 は、明らかに式 (13) で表わせる。

下部不透水層に関する鏡像の線湧源による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_2 は、試験区間下部に不透水層がある場合と同じで、式 (25) で表わせる。

上部不透水層に関する鏡像の線湧源（点湧源 S_{p1} の集合体）による任意点 i におけるポテンシャル ϕ_3 は、閉塞地表面の場合の鏡像線湧によるポテンシャル ϕ_2 （式 (15)）に等しく、

$$\begin{aligned} \phi_3(x, z) &= -\frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z+S+\sqrt{x^2+(z+S)^2}}{z+S+\ell+\sqrt{x^2+(z+S+\ell)^2}} \right\} \\ &= -\frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z+S}{x} - \sinh^{-1} \frac{z+S+\ell}{x} \right\} \dots\dots\dots (28) \end{aligned}$$

さらに、点湧像 S_{p1} の集合体である線湧源による任意点 i のポテンシャル ϕ_4 は、今までと同様に、

$$\phi_4 = \frac{q'}{4\pi k} \int_S^{S+\ell} \frac{dh}{\sqrt{x^2+(z-h+2S+2\ell+2T)^2}} \dots\dots\dots (29)$$

これに対して、 $z-h+2S+2\ell+2T=h'$ なる座標変換を施すと、

$$\begin{aligned} \phi_4(x, z) &= \frac{q'}{4\pi k} \int_{z+S+\ell+T}^{z+S+2\ell+2T} \frac{dh'}{\sqrt{x^2+h'^2}} \\ &= -\frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z+S+\ell+2T+\sqrt{x^2+(z+S+\ell+2T)^2}}{z+S+2\ell+2T+\sqrt{x^2+(z+S+2\ell+2T)^2}} \right\} \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \left\{ \sinh^{-1} \frac{z+S+2\ell+2T}{x} - \sinh^{-1} \frac{z+S+\ell+2T}{x} \right\} \dots\dots\dots (30) \end{aligned}$$

いま、①任意点 i のポテンシャル： $\phi = \phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4$ ，②境界条件： $x=r_0$ かつ $z=S+\ell/2$ で $\phi=h_0$ ，③ $q'=Q/\ell$ より、

$$\begin{aligned} h_0 &= \frac{Q}{4\pi k \ell} \left[2 \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} - \sinh^{-1} \frac{4S+\ell}{2r_0} + \sinh^{-1} \frac{4S+3\ell}{2r_0} - \sinh^{-1} \frac{4T+\ell}{2r_0} \right. \\ &\quad \left. + \sinh^{-1} \frac{4T+3\ell}{2r_0} + \sinh^{-1} \frac{4S+5\ell+4T}{2r_0} - \sinh^{-1} \frac{4S+3\ell+4T}{2r_0} \right] \\ &\dots\dots\dots (31) \end{aligned}$$

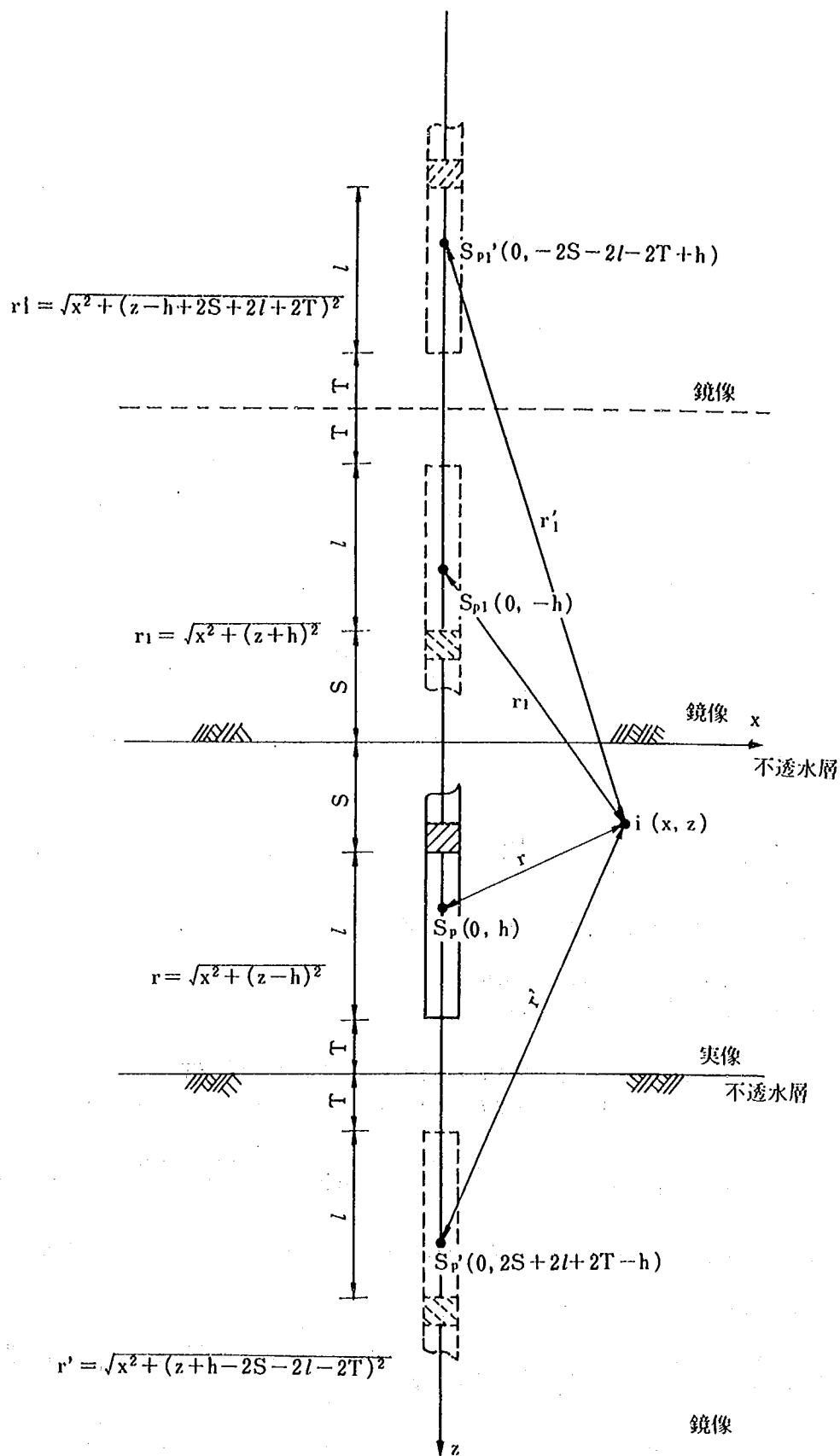


図-8 試験区間の上下に不透水層がある場合

また、ルジオンテストにおいて、 $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すると、試験区間の上下に不透水層がある場合の注入量 Q の理論解は次式で表わせる。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \ln \left(\frac{\ell}{r_0} \sqrt{\frac{4S+3\ell}{4S+\ell} \cdot \frac{4T+3\ell}{4T+\ell} \cdot \frac{4S+5\ell+4T}{4S+3\ell+4T}} \right) \dots\dots\dots (32)$$

5.3 試験区間の下に高（難）透水層がある場合

ここでは、試験区間の下に試験区間近傍の地層よりも高あるいは難透水の層がある場合の注入量 Q の理論解を求める。

試験孔からの注入水が地層境界面で反射する率を f （ただし、 $0 \leq f \leq 1$ ）、通過する率を $1-f$ としたうえで、境界面に関して、点湧源 S_p の強さが S_p の f 倍である正の鏡像 $S_{p'}$ を設ける（図-9 参照）。

いま、点湧源のみに着目すると、試験対象地層内の任意点 i のポテンシャル ϕ は式(5)を参考に、

$$\phi = \frac{q'}{4\pi k_1} \left(\frac{1}{r} + \frac{f}{r'} \right) \dots\dots\dots (33)$$

一方、試験区間下部の高（難）透水層内の任意点 i' のポテンシャルも式(5)を参考に、

$$\phi = \frac{q'}{4\pi k_2} \cdot \frac{(1-f)}{r''} \dots\dots\dots (34)$$

式(33)、(34)において、 k_1 は試験対象地層の透水係数で、 k_2 は試験区間下部の高（難）透水層の透水係数である。

二層の境界面において、 $r = r' = r''$ なる条件が成立するので、反射率 f は次式として求まる。

$$f = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} \dots\dots\dots (35)$$

式(33)、(35)および前章、前節までの式(13)、(25)と、①境界条件： $x = r_0$ かつ $z = S + \ell/2$ で $\phi = h_0$ 、② $q' = Q/\ell$ より、

$$h_0 = \frac{Q}{4\pi k_1 \ell} \left[2 \sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} + f \left(-\sinh^{-1} \frac{4T+\ell}{2r_0} + \sinh^{-1} \frac{4T+3\ell}{2r_0} \right) \right] \dots\dots\dots (36)$$

また、ルジオンテストにおいて $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すると、試験区間の下に高（難）透水層がある場合の流入量 Q の理論解は次式で得られる。

$$Q = 4\pi k_1 \ell h_0 / \left[2 \ln \frac{\ell}{r_0} + f \ln \frac{4T+3\ell}{4T+\ell} \right] \dots\dots\dots (37)$$

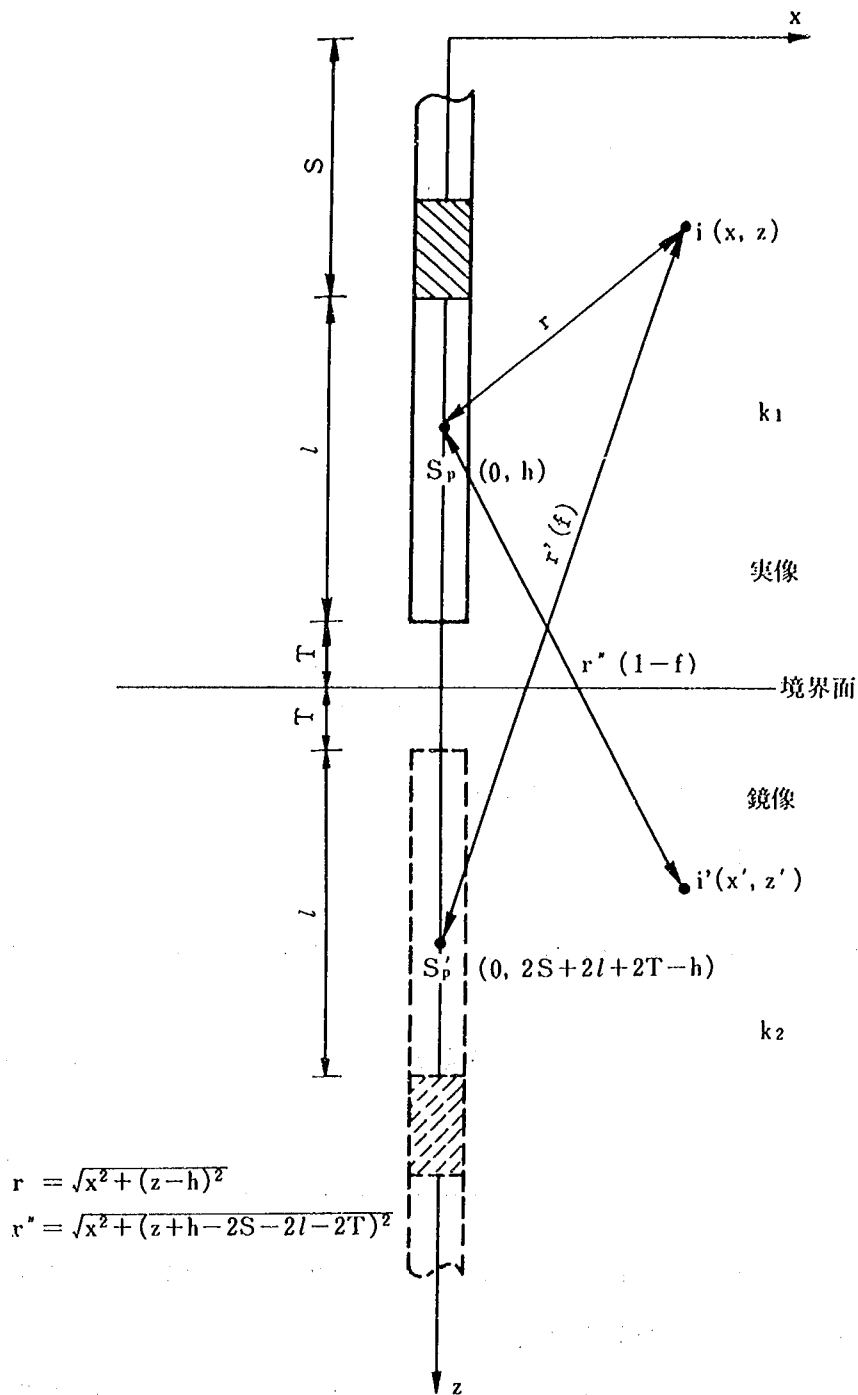


図-9 試験区間の下に高(難)透水層がある場合

6. 隣孔での同時注入の影響

ここでは、隣り合う二孔の同時注入を行う場合の一方の孔からの注入量 Q の理論解を求める。
 なお、試験は無限域均質媒体内において、同一深度かつ同一注入圧で実施されているものとする
 (図-10 参照)。

点湧源 S_p により構成される線湧源による任意点 i のポテンシャル ϕ_1 は、明らかに式 (13) で表わせる。

また、点湧源 S_{p1} により構成される線湧源による任意点 i のポテンシャル ϕ_2 は、式 (21) を参

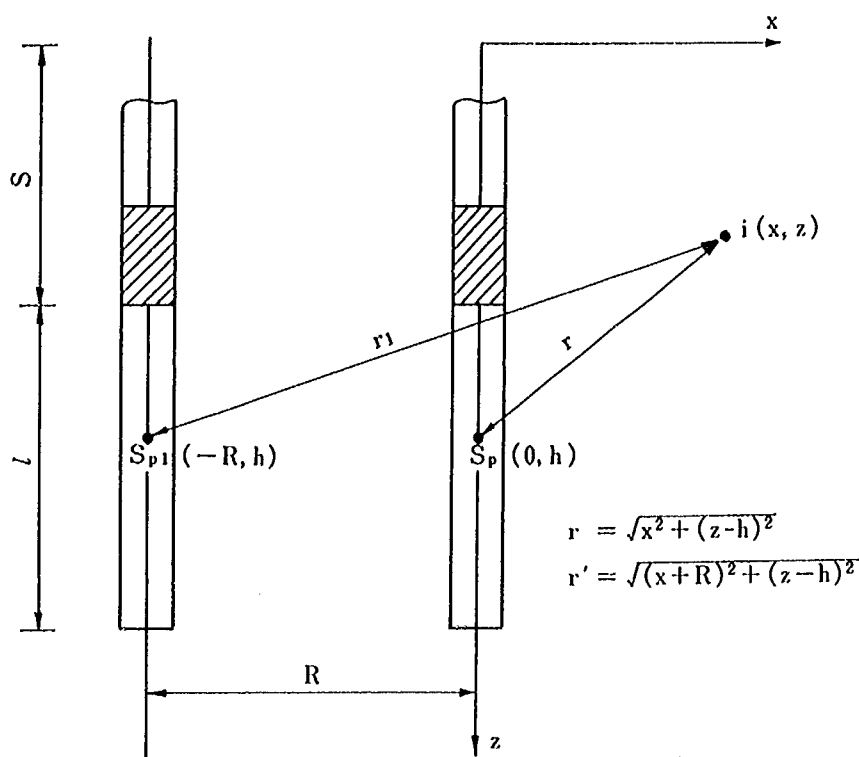


図-10 隣孔での同時注入の影響

考に,

$$\begin{aligned}\phi_2(x, z) &= \frac{q'}{4\pi k} \ln \left\{ \frac{z-S + \sqrt{(x+R)^2 + (z-S)^2}}{z-S-\ell + \sqrt{(x+R)^2 + (z-S-\ell)^2}} \right\} \\ &= \frac{q'}{4\pi k} \left(\sinh^{-1} \frac{z-S}{x+R} - \sinh^{-1} \frac{z-S-\ell}{x+R} \right) \dots\dots\dots (38)\end{aligned}$$

いま, ①任意点 i のポテンシャル: $\phi = \phi_1 + \phi_2$, ②境界条件: $x = r_0$ かつ $z = S + \ell/2$ で $\phi = h_0$, ③ $q' = Q/\ell$ より,

$$h_0 = \frac{Q}{2\pi k \ell} \left[\sinh^{-1} \frac{\ell}{2r_0} + \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0 + R)} \right] \dots\dots\dots (39)$$

また, ルジオンテストにおいて $\ell/r_0 \gg 1$ であることを考慮すると, 隣孔同時注入を行った場合の一方の孔からの注入量 Q の理論解は次式で表わせる。

$$Q = 2\pi k \ell h_0 / \left[\ln \frac{\ell}{r_0} + \sinh^{-1} \frac{\ell}{2(r_0 + R)} \right] \dots\dots\dots (40)$$

参 考 文 献

- 1) 熊川信之: ダム基礎岩盤の透水性解析上の一手法について, 大ダム, № 78, pp. 20 ~ 29, 1976 年 12 月.
- 2) 松本徳久・池田隆: 軟岩基礎の原位置透水試験方法に関する調査, 建設省土木研究所資料, 第 2071 号, pp. 4 ~ 9, pp. 20 ~ 23, 1984 年 3 月.

3) 建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針・同解説，(財)国土開発技術研修センター，
pp. 8～12，1984年6月.

参 考 資 料 ー 2

軸対称および平面二次元浸透流解析上の注意



1. 概 説

有限要素法を用いた二次元浸透流解析（飽和部のみの解析，飽和および不飽和部をも含めた解析を問わず）用のプログラムは，鉛直二次元問題を解くことを基本に作成されている。¹⁾ そのため，軸対称問題あるいは二次元平面問題を解く際には，入力物性値あるいは計算結果に若干の変換を施さなければならない。そこでここでは，いかなる変換を施さなければならないのか，また解析上どのような注意を払わなければならないのかを実例も示しながら簡単に説明する。

2. 軸対称問題

2.1 手法と注意点

鉛直二次元問題を基本に作成される有限要素法を用いた浸透流解析プログラムにより軸対象問題を解く場合，要素ごとに入力物性値のうち透水係数（厳密に言えば，飽和時透水係数）の変換を次式により行わなければならない。

$$k = \bar{r} k_a \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに， k_a は解析対象透水性媒体の透水係数で， k は実際の解析に用いる透水係数である。また， $\bar{r}$ は要素重心の r 座標値で次式で表わせる（図－1参照）。

$$\bar{r} = \left\{ \begin{array}{l} \{r(I) + r(J) + r(K)\} / 3 \quad (\text{三角形要素}) \\ \{r(I) + r(J) + r(K) + r(L)\} / 4 \quad (\text{四角形要素}) \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに， $r(I)$ ， $r(J)$ ， $r(K)$ ， $r(L)$ はそれぞれ I ， J ， K ， L の r 座標である。

解析に際して行う式(1)の透水係数の変換則を簡単なモデルを使用して証明する。まず，図－2に示す単位ラジアン²の軸対称モデルと単位幅の鉛直二次元モデルを想定する。このうち軸対称モデルの中にある一つの要素（図－2において斜線を施した要素）に着目する。この要素の r ， z 方向の通水断面積は，それぞれ $r \cdot \Delta z$ ， $r \cdot \Delta r$ である。一方，この軸対称モデルについて浸透流解析を実施する際に用いなければならない単位幅鉛直二次元モデルの r ， z 方向の通水断面積は，それぞれ Δz ， Δr である。つまり，軸対称モデルの解析に際して，通水断面積は， r ， z 方向とも実際の $1/r$ 倍になる訳である。よって，要素の通水能力を解析を行いたい軸対称モデルと実際の解析に用いる鉛直二次元モデルで等しくするためには，要素内の流速を r 倍しなければならない。いま，透水性媒体中の流れがDarcy則に従うとすると流速は透水係数と動水勾配の積として得られる。このうち，動水勾配はあくまで軸対称モデルに対する浸透流解析の結果得られる水圧分布から求まるものであり，軸対称モデルに対する解析を鉛直二次元モデルを用いて行う際に操作可能な量ではない。よって，流速を r 倍するということは，透水係数を r 倍することに等しい訳である。よって，

$$\left. \begin{array}{l} k_r = r k_{ar} \\ k_z = r k_{az} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots(3)$$

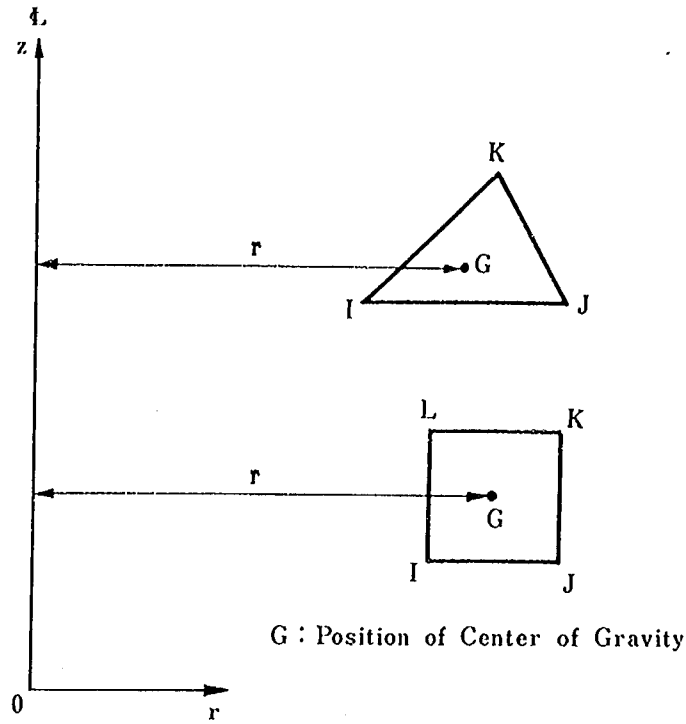


図-1 要素の重心

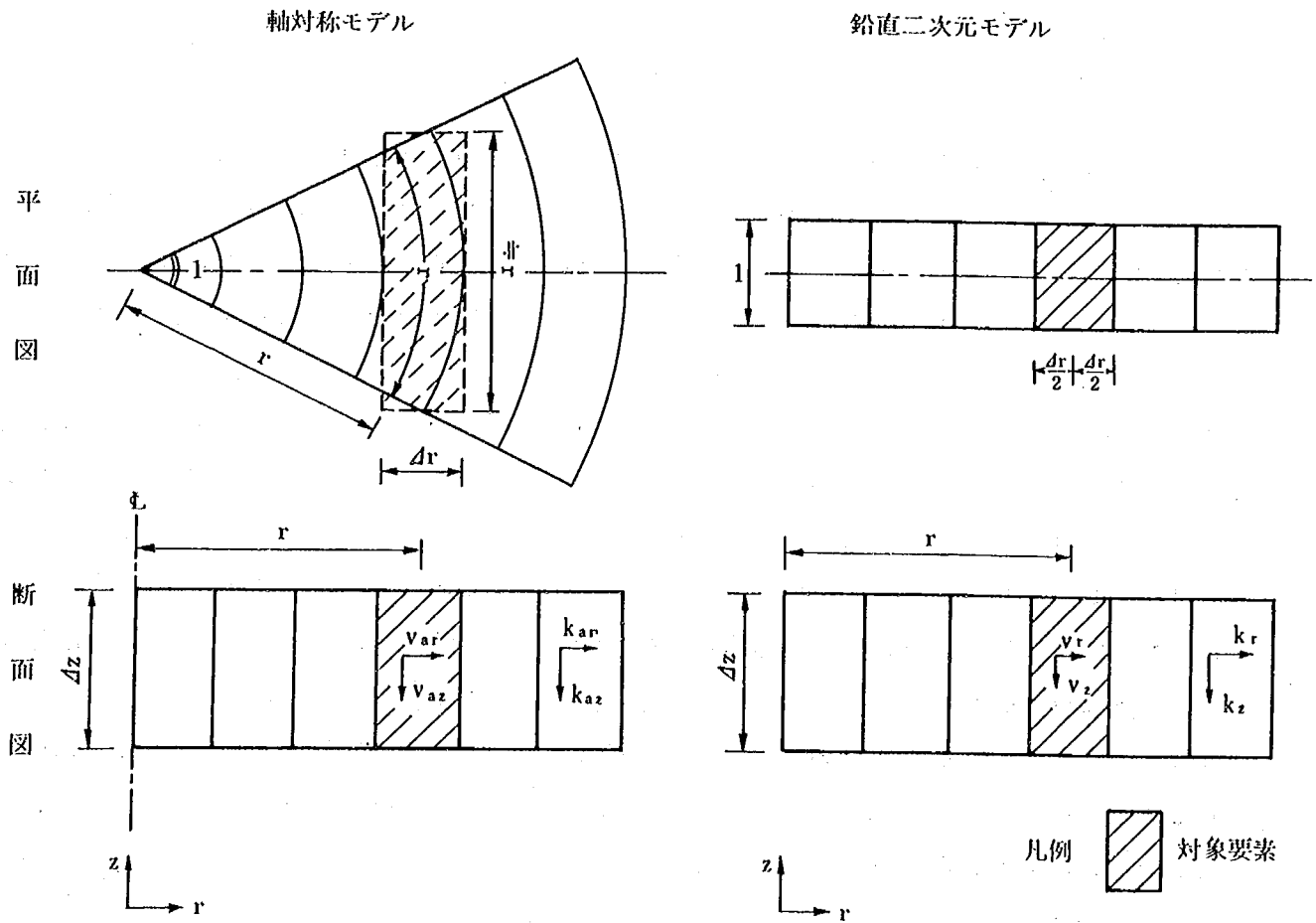


図-2 透水係数変換則説明用のモデル

ここに、 k_{ar} 、 k_{az} はそれぞれ解析対象透水性媒体の r 、 z 方向の透水係数で、 k_r 、 k_z はそれぞれ実際の解析に用いる r 、 z 方向の透水係数である。

以上のような透水係数の変換を行うことによって、軸対称問題を鉛直二次元モデルを用いて解けることが証明できた。ただし、解析に際して、二、三注意しておかなければならない点があるので、以下に列挙しておく。

- ① あくまで解析は、単位ラジアン²の軸対称モデルについて実施されるので、実際の軸対称モデルにおける流量 Q_0 と解析の結果得られる Q には以下の関係が成り立つ。

$$Q_0 = 2\pi Q \quad \dots\dots\dots(4)$$

- ② 軸対称モデルと鉛直二次元モデルの各要素の通水能力を一致させるために、解析上式(3)なる透水係数の変換を実施している。しかし、このような変換を施した後の浸透流解析の結果得られるポテンシャル分布から求まる各要素の動水勾配は、あくまで軸対称モデルにおける動水勾配である。よって、軸対称モデルにおける各要素の流速は、上記の動水勾配と解析対象透水性媒体の透水係数より求めなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} v_{ar} = k_{ar} \cdot i_r \\ v_{az} = k_{az} \cdot i_z \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 v_{ar} 、 v_{az} はそれぞれ各要素の r 、 z 方向の流速で、 i_r 、 i_z はそれぞれ各要素の r 、 z 方向の動水勾配である。

- ③ 透水係数変換則成立には、図-2に示す単位ラジアン当りの中空円筒で構成される要素を立方体要素で置換できることが前提となる。このためには要素の Δr が非常に小さくなくてはならない。つまり有限要素法により軸対称問題を解く場合、鉛直二次元問題の場合よりも要素を小さくしなければ鉛直二次元問題と同程度の精度が得られないということである。

2.2 解析例

2.2.1 概 説

前節では、鉛直二次元問題を解くことを基本に作成された有限要素法による浸透流解析プログラムを用いて、軸対称問題を解く場合の手法および注意点を示した。ここでは、実際に定常浸透流解析(土木研究所所有プログラム: UNSAT²⁾)を行うことにより具体的にどのような問題点があるのかを検討してみる。なお、今回使用する浸透流解析プログラム UNSAT は、式(1)あるいは(3)に示した各要素の透水係数の変換をプログラム中では行えないので、物性値の入力時にこの変換を行って解析を実施した。

2.2.2 入力物性値

計算に用いた不飽和特性以外の入力物性値を表-1に示す。ただし、飽和時透水係数 k_{ao} を実際に各要素に入力する際、前節で述べたように中心軸から各要素の重心までの距離 r をこの k_{ao} に乗じた値を用いた(理由は、2.2.1で述べた。)。さらに、今回の計算は定常計

表-1 不飽和特性以外の入力物性値

飽和時透水係数 k_{ao} (cm/s)	1.0×10^{-4}
間 隙 率 n	0.2
最 小 容 水 量 θ_r	0.0
有効体積含水率 θ_e	0.2
比 貯 留 係 数 S_s (cm $^{-1}$)	0.0

算であるため、比貯留係数 S_s としていかなる値を用いても計算結果に影響しないため $S_s = 0.0$ cm $^{-1}$ とした。

また、計算に用いた不飽和特性を図-3に示す。ここで、比透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係は S. Irmay の提案式³⁾で表わすこととした。また、負の圧力水頭 ϕ と体積含水率 θ の関係を示す水分保持曲線は、簡単のために湿潤過程と排水過程の間のヒステリシスを考慮せず、両過程において、($\theta = \theta_e = n = 0.2$, $\phi = -0.0$ cm) と ($\theta = 1.0 \times 10^{-7} \div 0.0$, $\phi = \phi_0 = -100.0$ cm) を結んだ直線で表わせるものとした。

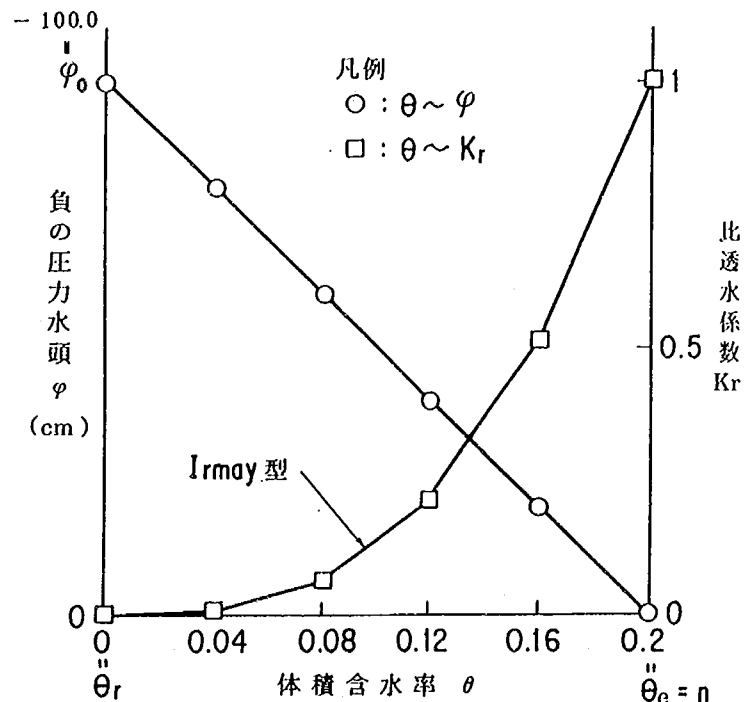


図-3 不飽和特性

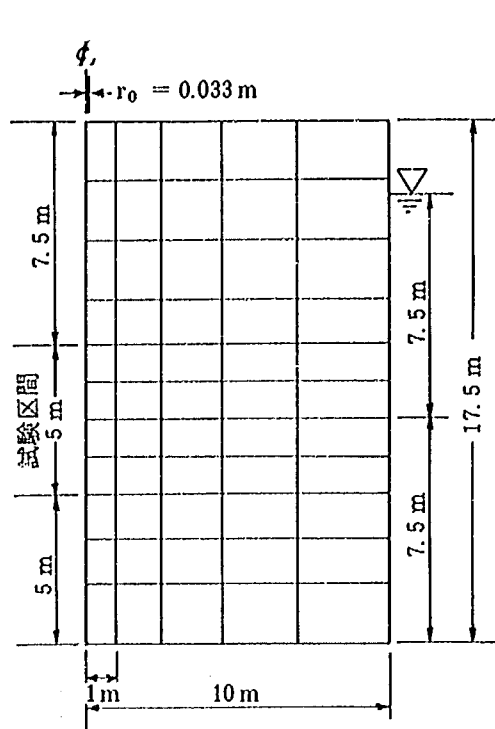
なお、各入力物性値の持つ意

味については、本文 5.2 の解説を参照されたい。

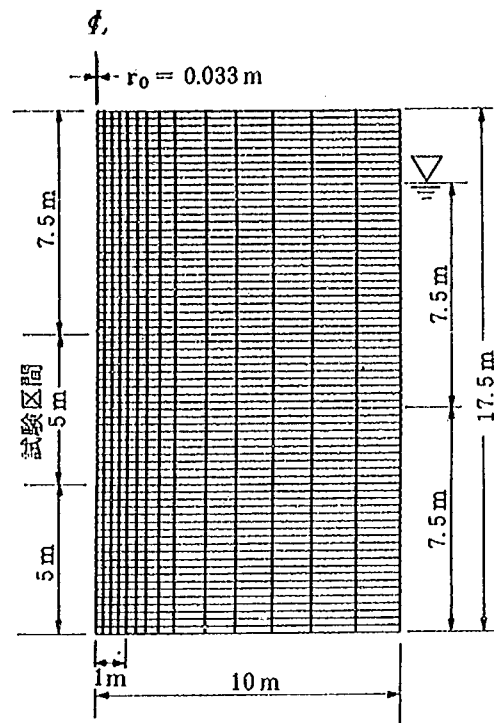
2.2.3 計算モデルと計算条件

今回の計算に用いた 5 つのモデルの要素分割図を図-4に示すとともに、モデルおよび計算条件を表-2にまとめて示す。また、全てのモデルに対し、試験孔半径 $r_0 = 3.3$ cm, 試験区間長 $\ell = 5.0$ m, 有効注入圧力 $P = 2.0$ kgf/cm ^{2} (水頭表示: $h_0 = 20$ m), 地下水位は試験区間中央から 7.5 m 上方にあるとした。

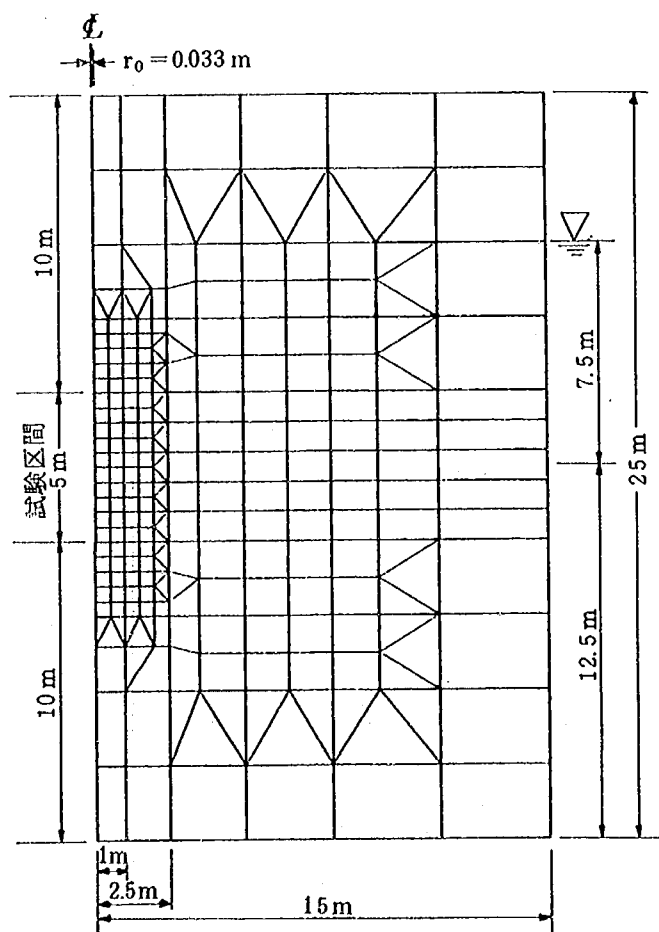
モデル 3-1 および 5-1 では、透水係数変換に用いる中心軸から 距離 r を全て各要素の重心までとせず、中心軸から 1 m の距離にある要素には全て同じ透水係数 (すなわち $r = 0.5$ m とする) を考えた。さらに、モデル 3-2, 3-3 では、試験区間近傍の要素で中心軸からの距離がそれぞれ 1 m 以下および 1 m から 2.5 m の間にあるものの透水係数変換に



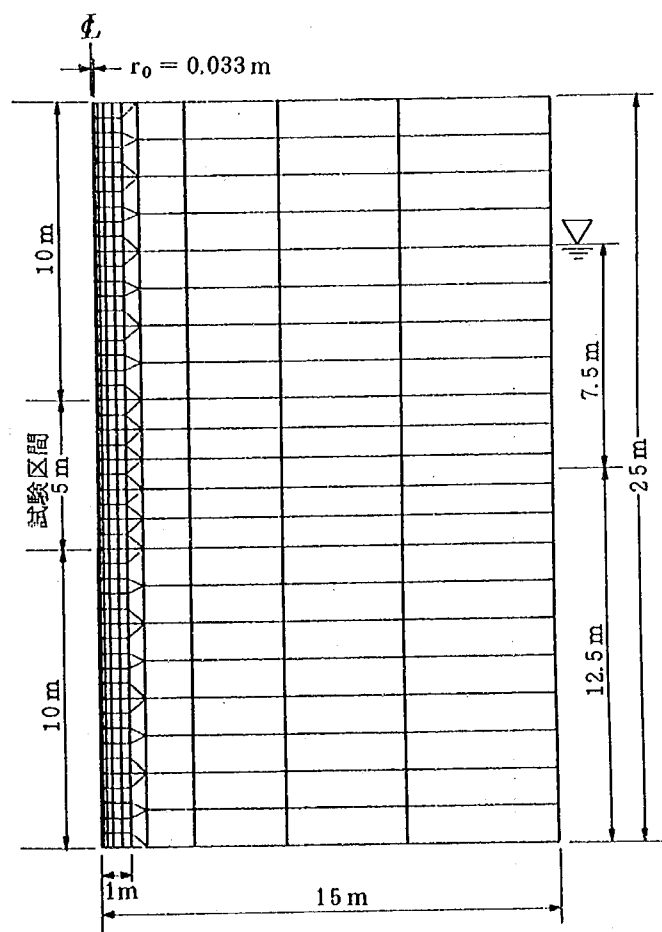
(a) モデル 1



(b) モデル 2



(c) モデル 3



(d) モデル 4

図-4 モデルの要素分割図

必要な r は、それらの区間の重心までの距離 r つまり、 0.5 m 、 1.75 m を与えた。これは、同一モデルにおいても、透水係数変換に必要な r の個数を、全要素について中心軸とその重心までの距離として r を与えられるようにした場合と、それよりも減らした場合で解析結果にどのような影響が発生するかを検討するためのものである。

以上のモデルを用いて軸対称浸透流解析を行うことにより、モデルや物性値（透水係数）の与え方の違いが計算結果にどの程度影響を及ぼすかを、次の3点について検討することができる。

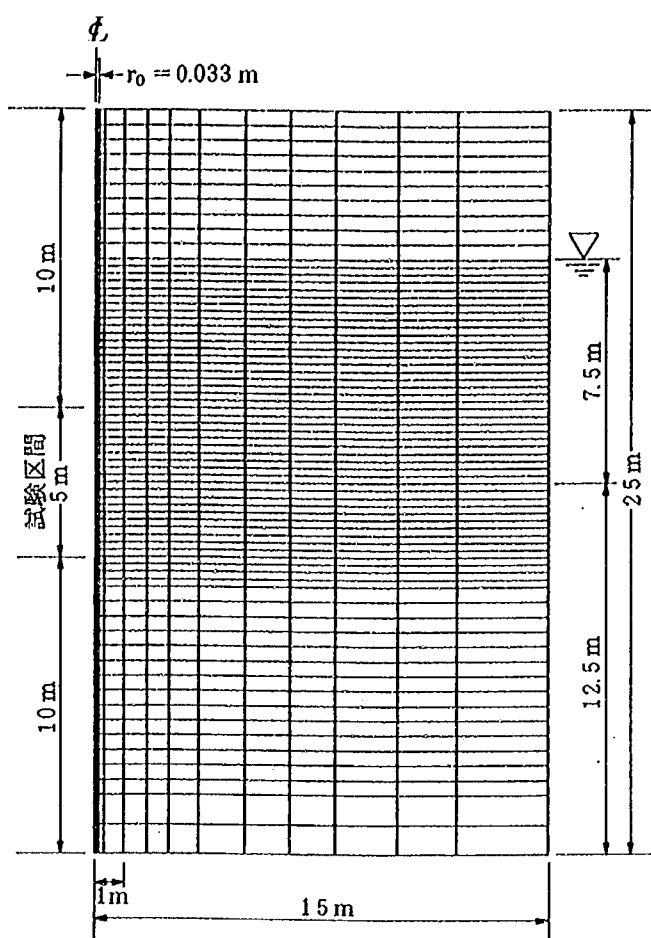
① モデル半径の違い

モデル 1, 2, 3-3, 4, 5-2
を比較する。

② メッシュの切り方の違い

モデル 1, 2 を比較する。

モデル 3-3, 4, 5-2 を比較す



(e) モデル 5

図-4 モデルの要素分割図

表-2 計 算 条 件

モデルNo	要素数	考慮する r の種類	最短 r (cm)	モデル半径 (m)
モデル 1	56	5	50.0	10.0
モデル 2	1000	15	12.5	
モデル 3-1	259	6	50.0	15.0
3-2		8	25.0	
3-3		10	25.0	
モデル 4	409	11	6.65	
モデル 5-1	1000	10	50.0	
5-2		15	4.95	

る。

③ 同じメッシュでの物性値の与え方の違い

モデル 3-1, 3-2, 3-3 を比較する。

モデル 5-1, 5-2 を比較する。

2.2.4 計算結果

各々のモデルに対して、有効注入圧力 $P = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($h_0 = 20 \text{ m}$) のもとで実施した浸透流解析の結果得られた(定常)注入量 Q を比較したものが図-5 である。図中の Q_0 とは、ポテンシャル理論に基づき求められた沢田の式⁴⁾により得られる注入量であり、次式により求められる。

$$Q_0 = 4\pi k_{ao} h_0 \ell / \ln \left\{ \left(\frac{\ell}{r_0} \right)^2 \cdot \frac{a+3b}{3a+b} \right\}$$

$$= 4\pi \times (1.0 \times 10^{-4}) \times 2000 \times 500 / \ln \left\{ \left(\frac{500}{3.3} \right)^2 \cdot \frac{1000+3 \times 500}{3 \times 1000+500} \right\}$$

$$\Rightarrow 129.5 \text{ cm}^3/\text{s} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 h_0 は有効注入圧力 P を水頭表示した値 (20 m), a は地下水位から試験区間下端までの深さ (10 m), b は地下水位から試験区間上端までの深さ (5 m) である。

図-5 の結果を見ながら、前述した 3 つの検討項目に対して考察を加えた。

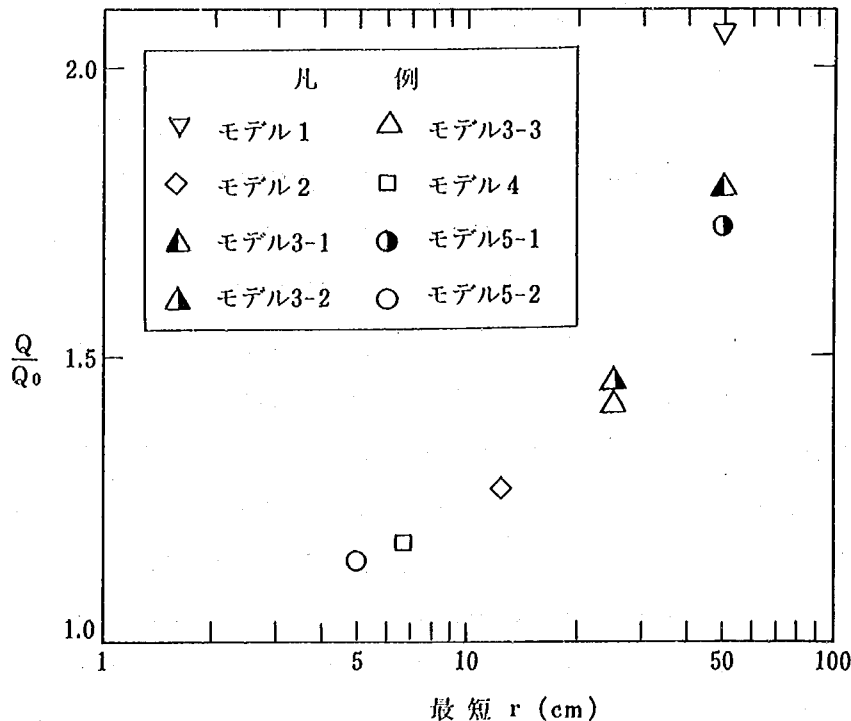


図-5 注入量計算結果

① モデル半径の違い

一般に、等方均質の透水性媒体の円筒に対し、その中心軸近傍から注水する場合を考えると、円筒半径の小さい、つまり浸出面境界が注水部に近いものほど注入量は多くなると考えられる。従って、その他の影響がなければ今回解析したモデルに対しては、モデル半径の小さいモデル1, 2の注入量の方が、モデル半径の大きいモデル3-3, 4, 5-2の注入量よりも多くなるはずである。

モデル1, 2, 3-3, 4, 5-2の注入量を比較すると、モデル1を除いてモデル半径の大きさが注入量の値を大きく左右するとは言えない(メッシュの切り方が全て異なるので、厳密な比較はできない)。ただし、今回の計算では、モデル半径が小さい方でも10 mであり、仮に無限遠地盤での理論ポテンシャルを求めると側面境界上($r = 10 \text{ m}$)のポテンシャルは、試験孔壁中点のポテンシャルの5%でしかない。よって、この小さい方のモデルが試験孔からの注水に対してほぼ無限の拡がりを持つ透水性媒体とみなせる程度の大きさを有していると考えられる。そのため、もともと両者の10 mと15 mというモデル半径の差は、さほど顕著に表われなかったものと思われる。

② メッシュの切り方の違い

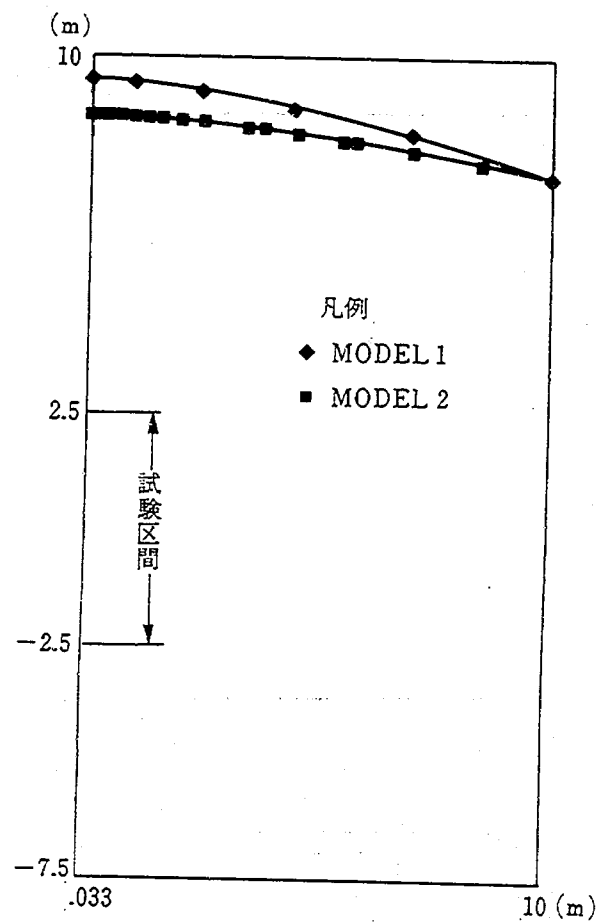
モデル半径が等しいモデル、つまりモデル1と2およびモデル3-3と4と5-2の注入量を比較すると、最短 r の小さいもの(つまり軸近傍の要素を細かく与えたもの)ほど注入量が沢田の式による理論解に近くなることがわかる。

図-6は、各モデルの計算結果求まった地下水面を示したものである。モデル半径の等しいもの同士では、軸近傍の要素を細かく与えるほど注水に伴う地下水面の上昇量が小さくなることがわかる。ただし、その差は極端なものではない。

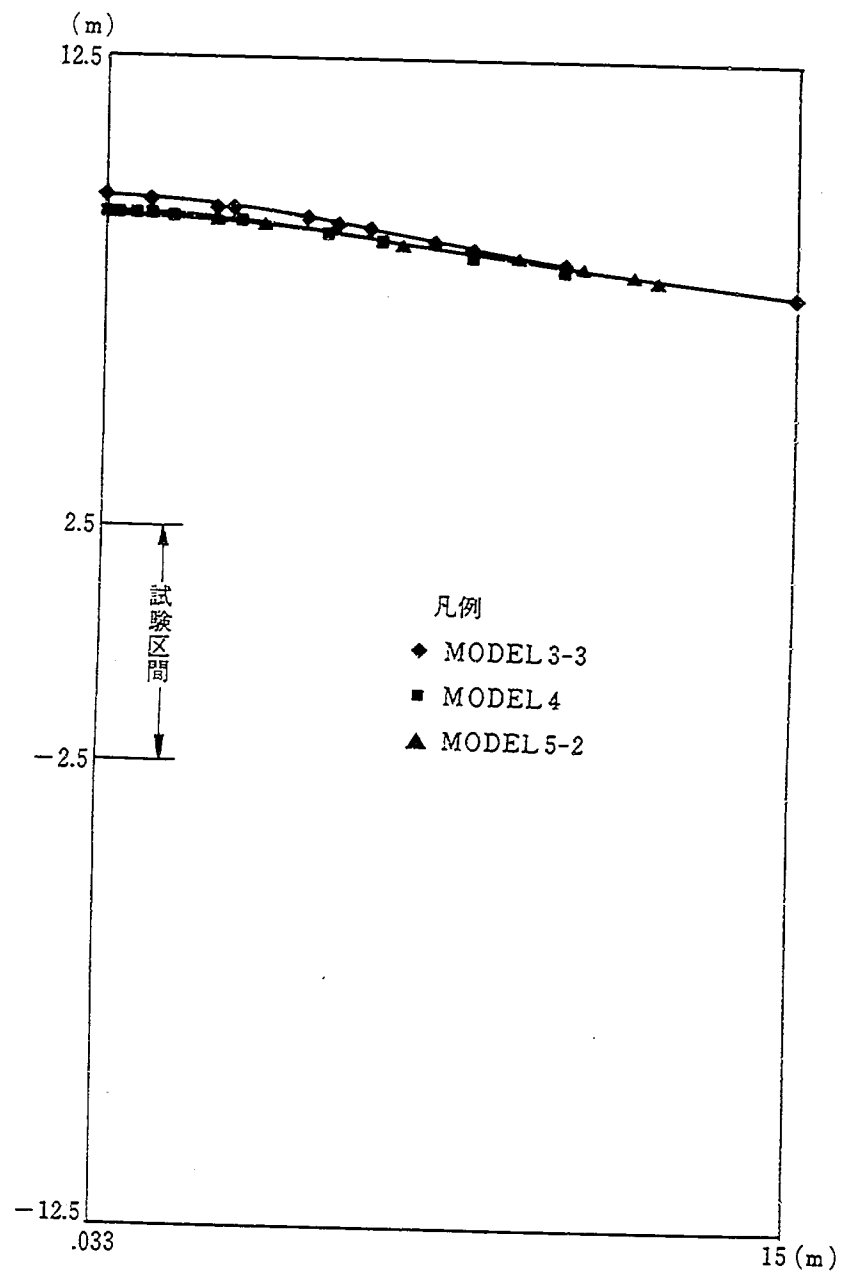
③ 同じメッシュでの物性値の与え方の違い

モデル3-1, 3-2, 3-3およびモデル5-1, 5-2のそれぞれの注入量を比較すると、軸対称モデルの入力物性値(透水係数)を決定する際に必要となる中心軸からの距離 r (式(1), (3)参照)は、縦数列の要素にまとめて与えるよりも、各要素(今回の解析では各列)ごとにその重心までの距離を与える方が理論解に近くなることがわかる。つまり、このことは、注水部近傍を細かく要素分割を行って、軸対称問題の解析精度を上げようとした際、各要素ごとの r を用いず縦数列の要素に同じ r を用いて透水係数を決定してしまうと要素分割を細かくした効果が低減してしまうことを意味する。

以上のことから、有限要素法による浸透流解析プログラムを用いて軸対称問題を解く場合は、中心軸近傍の要素を細かく与えないと、得られる解の精度が悪くなることがわかる。特に、ルジオンテストのような中心軸近傍でポテンシャル分布が大きく変化する現象を解析する場合には、軸近傍のメッシュの切り方に注意を払うべきだと考える。



(a)



(b)

図-6 地下水面

3. 平面二次元問題

透水性媒体中の浸透流が Darcy 則に従う場合、透水性媒体中の速度ポテンシャル ϕ は速度水頭を無視した次式で表わせる。

$$\phi = \varphi + z \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 φ は圧力水頭で、 z は位置水頭である。

鉛直二次元問題において、位置水頭は明らかに可変量であるが、平面二次元問題においては一定量 (z_0) である (図-7 参照)。一方、鉛直二次元問題 (図-7 の $x-z$ 断面) を解くことを基本に作成された浸透流解析を用いて平面二次元問題 (図-7 の $x-y$ 断面) を解く場合、平面二次元問題の y 座標を鉛直二次元問題の z 座標に置き換えなければならない。よって、平面二次元問題の解析にあたっては圧力水頭入力に許されず、ポテンシャル入力しか許されない。つまり、圧力水頭で入力を行うと、平面二次元問題において一定であるはずの位置水頭に y 座標値が入力され、実状に応じた解析がなされないからである。また、このことは解析結果にも当てはまる。つまり、解析結果においてポテンシャルのみが意味を持ち、その値から y 座標値を引いて得られる圧力水頭は何ら意味を持たないということである。

さらに、平面二次元問題において、解析上ポテンシャルのみが有効であるということは、解析そのものがポテンシャル流、つまり透水性媒体の飽和部のみを対象とした流れにしか適用できないということであるので、注意しておかなければならない。

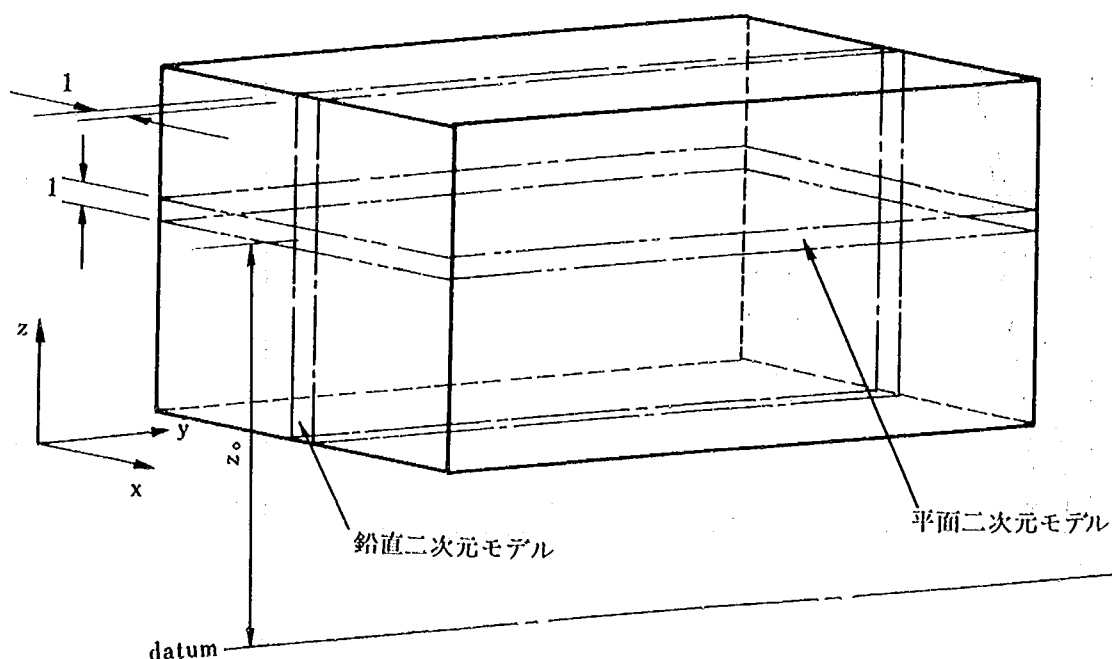


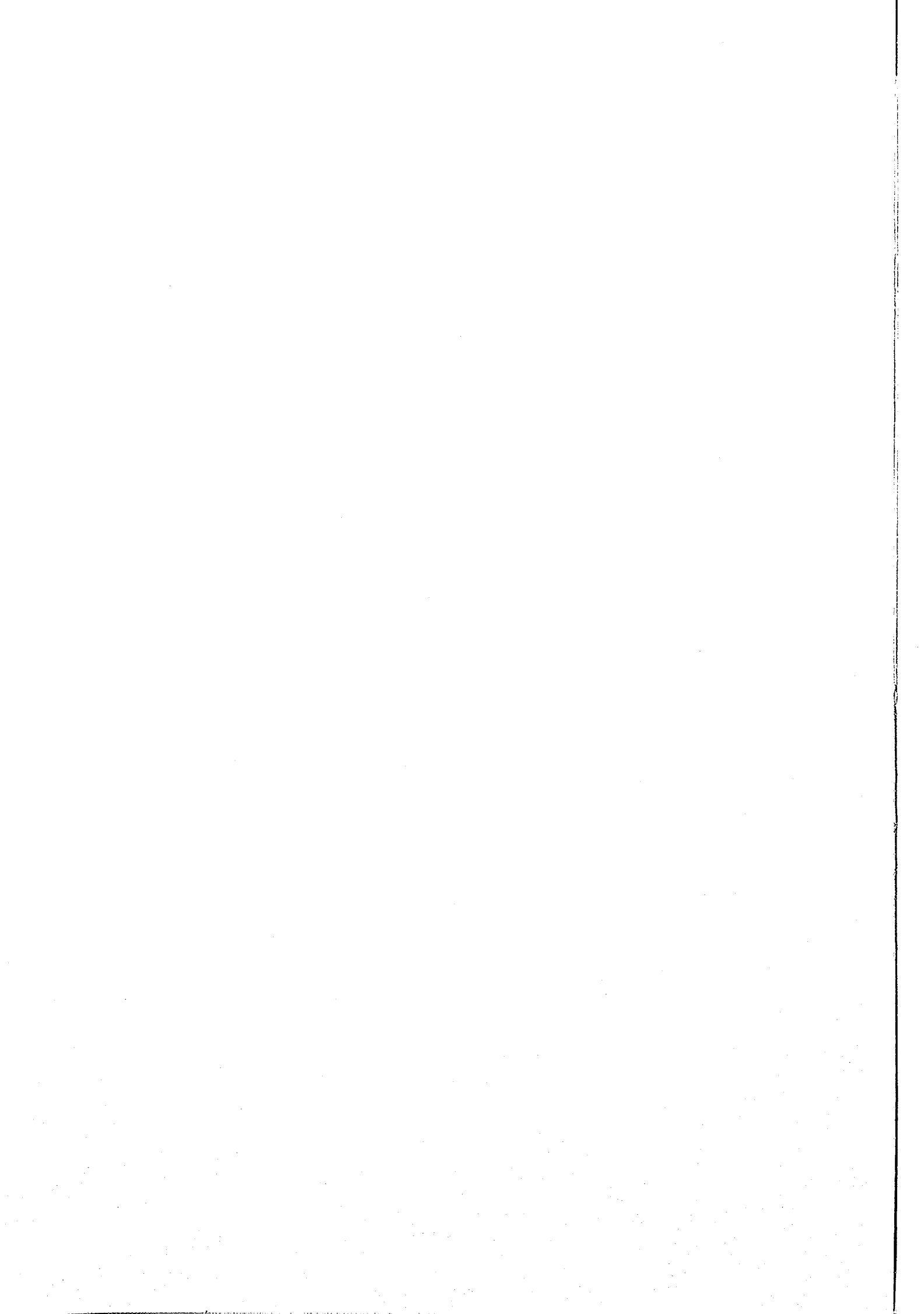
図-7 鉛直および二次元平面問題

参 考 文 献

- 1) 例えば, 大西有三・西垣誠:有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析－手法とプログラムの解説－, 1981年1月.
- 2) 建設省土木研究所:有限要素法による雨水浸透解析用電算プログラミング業務委託機能説明書, 1983年11月.
- 3) 河野伊一郎・西垣誠:不飽和砂質土の浸透特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第307号, pp. 59～69, 1981年3月.
- 4) 松本徳久・尾芦直人・池田隆:ダム基礎軟岩の調査と設計, 建設省土木研究所資料, 第1947号, pp. 10～31, 1983年3月.

参 考 資 料 — 3

不飽和領域における定常浸透流解析



1. 概 説

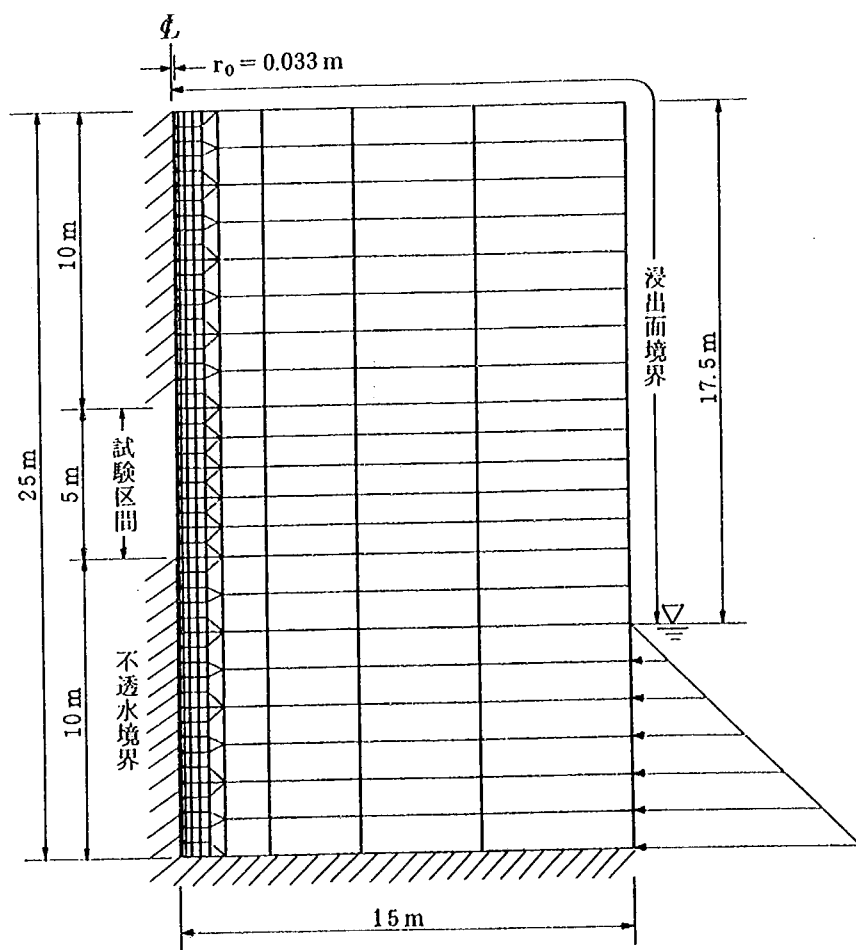
ルジオンテストの状況を数値解析により検討する際に、飽和－不飽和浸透流解析手法を用いることは、現実の試験対象地盤が飽和領域のみならず不飽和領域をも含んでいることから非常に有効な手段であると言える。

しかし、飽和－不飽和浸透流解析を行う際には、不飽和領域が存在することによって解の発散、振動を生じたり（特に定常解析）、あるいは非現実的な解が得られるなど、様々な問題を伴うことがあり、これまでもこのような飽和－不飽和解析で問題となる解析結果の精度と不飽和特性との関係について考察した研究がいくつかある。¹⁾

本文では、ルジオンテストをモデル化して飽和－不飽和浸透流解析（使用プログラム：UNSAT²⁾）を行った際に、試験区間が地下水面上にある場合の定常計算の解が収束しない場合があった（非定常解析では全て収束した。）ため、不飽和特性を何種類か与えて解の収束状況、解析結果の精度と不飽和特性の関係について調べたので、以下に報告する。

2. 計算モデル

解析に用いたモデルは軸対称モデルであり、その境界条件と要素分割を図－1に示す。なお、



図－1 解析モデル

軸対称モデルの半径と高さは、モデルがルジオンテストの注水に対してほぼ無限の拡がりを持つ透水性媒体とみなせる程度の値とした。また、解析対象地盤は等方均質と考え、飽和時の透水係数 k_0 を 1.0×10^{-4} cm/s とした。今回の解析は定常計算で実施したため、比貯留係数 S_s としていかなる値を与えても計算結果に与える影響はない。よって、 $S_s = 0.0$ cm¹ とした。

計算の際に試験区間の節点に与えた圧力水頭は、その値が大きいと初期的に大きな水圧差が生じることになり、そのことだけで解の収束が悪くなってしまうので、今回は地下水面と試験区間の圧力水頭差があまり大きくならないように、4 m とした。

不飽和特性のうち、比透水係数 K_r と体積含水率 θ の関係については、土の種類の違いによる差異があまりないこともあり、今回の計算では以下に示す S. Irmay³⁾ の提案式を採用した。

$$K_r = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_e - \theta_r} \right)^3 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 θ_r は最小容水量で、土の吸着水のように浸透によって移動し得ない体積含水率の値、 θ_e は有効体積含水率で、土の間隙率からエントラプト・エアなどの空気の占める割合を除いた値である。

不飽和特性のうち、体積含水率 θ と圧力水頭 ϕ との関係を示す水分保持曲線は、一般に図-2 に示すように湿潤過程と排水過程の間にヒステリシスが生じる。ただし、今回の計算では、不飽和領域への注水をモデル化したものであるから、湿潤過程のみを扱い、湿潤と排水過程の間のヒステリシスは考慮しない。

以上の考え方にに基づき、図-3 に示した 10 種類の不飽和特性を計算モデルに与えて計算を行い、各々の解析結果の精度について以下の項目に注意して検討した。なお、以下の検討項目を見るとわかるように、 $\theta \rightleftharpoons \theta_r$ における圧力水頭 ϕ_0 が -1 m のケースが基本の不飽和特性としている。 $\phi_0 = -1$ m を与えた根拠は、この値が表-1 よりここで与えた飽和時の透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s を持つ毛管上昇高に対応していると考えたためである。

① 軸対称モデルと鉛直二次元モデルの比較

Case-1 の不飽和特性を与える。(軸対称モデルを作成する際の問題点および注意点の詳細は、参考資料-2 で述べたとおりである。)

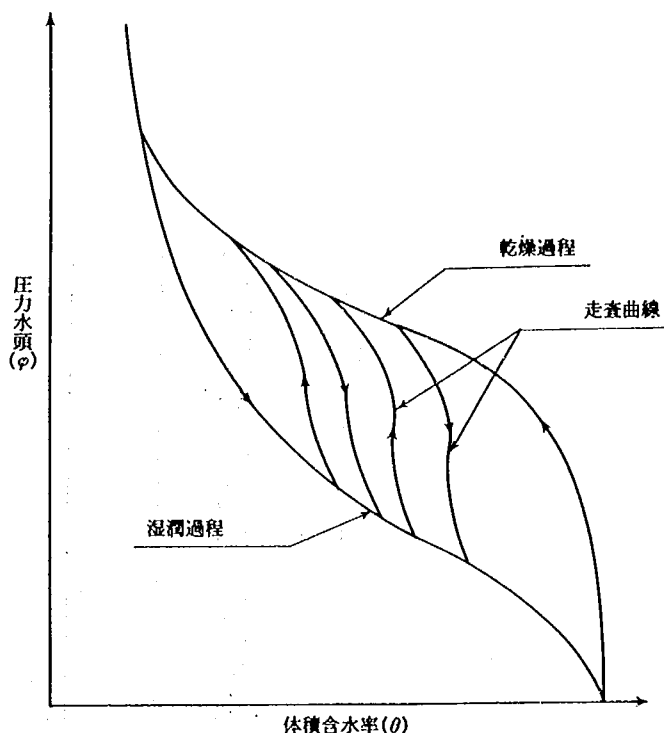
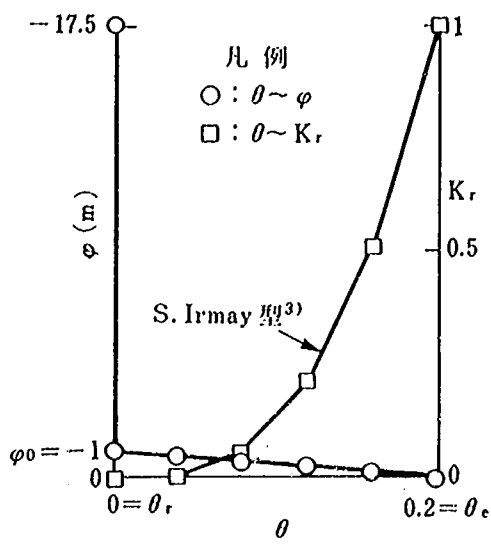
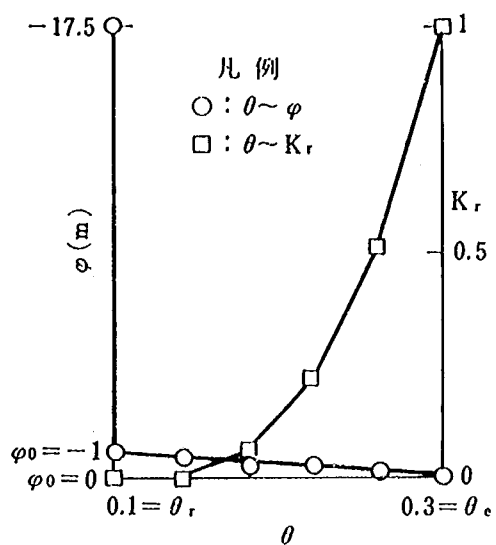


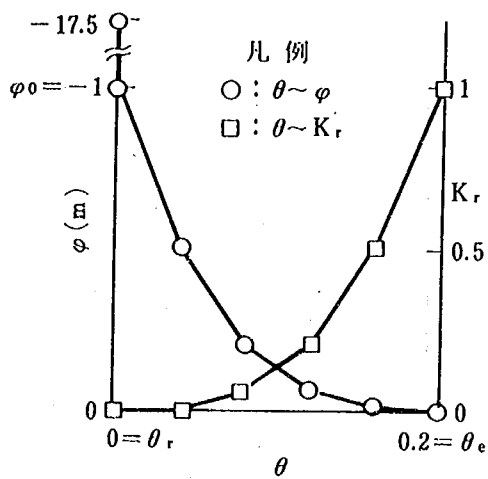
図-2 体積含水率と圧力水頭の間ヒステリシス



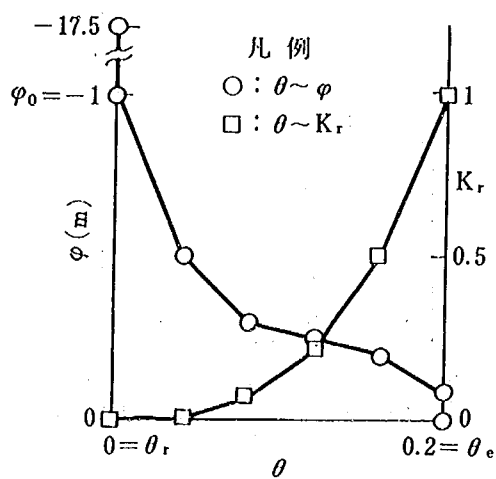
(a) Case-1



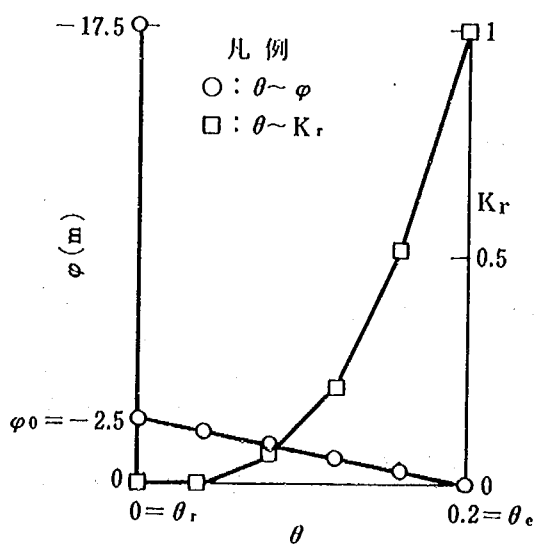
(b) Case-2



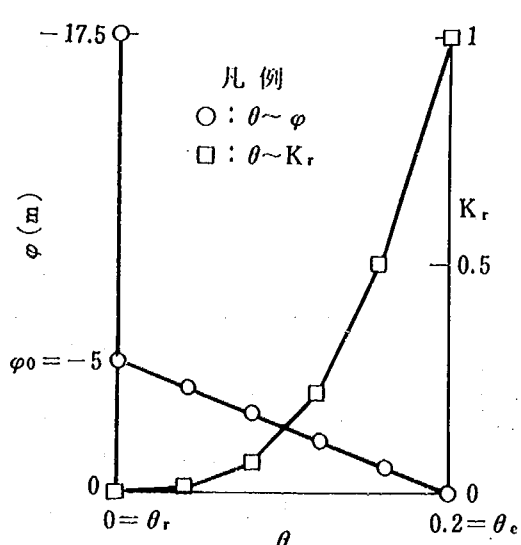
(c) Case-3



(d) Case-4



(e) Case-5



(f) Case-6

图-3 不飽和特性

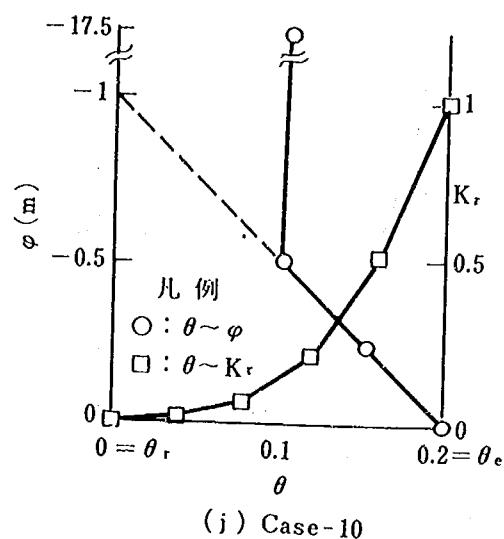
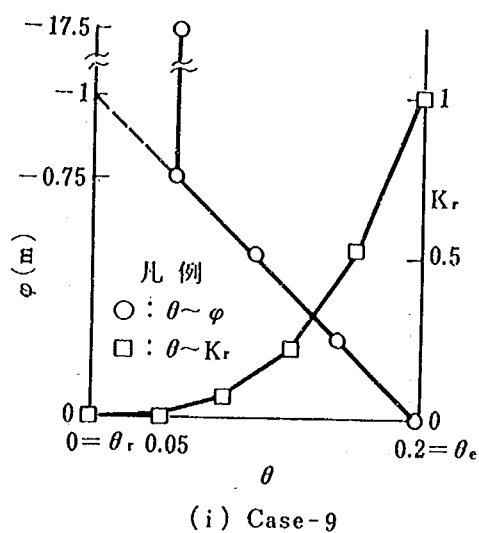
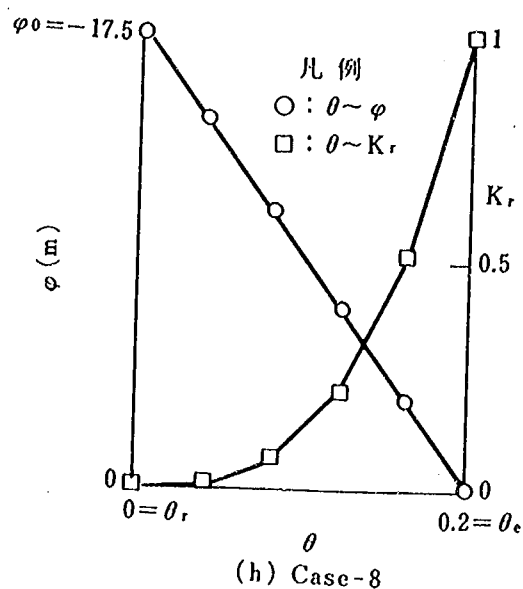
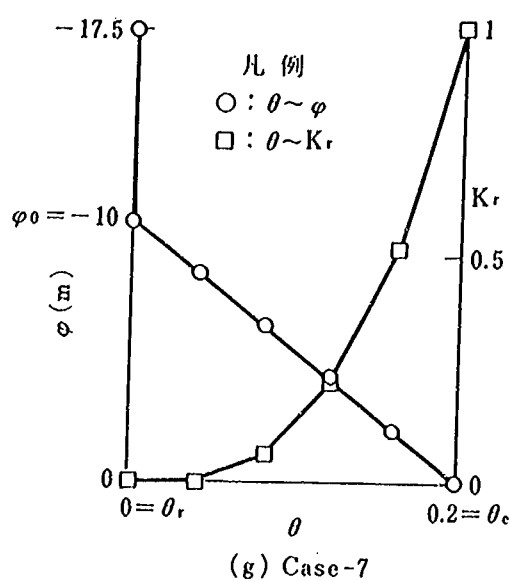


図-3 不飽和特性

表-1 透水係数と毛管上昇高⁴⁾

(a) 透水係数

透水係数 k (cm/sec)	10^3	10^2	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂, きれいな砂と 砂利の混合		非常に細かい 砂, シルトなど		不透水性 の土, 粘 土など					

(b) 毛管上昇高

土の種類	毛管上昇高 (cm)
粗い砂	2 ~ 5
砂	12 ~ 35
細砂	35 ~ 70
シルト	70 ~ 150
粘土	200 ~ 400 以上

- ② θ_c と θ_r の差が同じでもそれらの値が異なる場合
Case - 1, Case - 2 を比較する。
- ③ $\varphi_0 = -1$ m でも水分保持曲線の形が異なる場合
Case - 1, Case - 3, Case - 4 を比較する。
- ④ φ_0 の値が異なる場合
Case - 1, Case - 5, Case - 6, Case - 7, Case - 8 を比較する。
- ⑤ $\varphi_0 = -1$ m でも水分保持曲線の立ち上がる点が異なる場合
Case - 1, Case - 9, Case - 10 を比較する。

3. 計算結果

各計算に対する解の収束判定は、ある回における収束計算時の各節点での水頭値とその前回の収束計算時のそれとの差が 5 mm 以内に収まったか否かでを行った。

計算結果と収束状況を表-2 にまとめた。なお、この表には参考として、試験区間よりも上部に地下水面が位置する場合 (G. W. L. = G. L. - 7.5 m) の計算結果も示した。

表-2 計 算 結 果

解析№	モ デ ル	地 下 水 位 G. W. L. = G. L. (m)	不飽和特性 Case - №	収 束 状 況	収束までの インタレー ション回数	注 入 量*) (cm ³ /s)
1	鉛直二次元	- 17.5	1	収 束	12	4.850
2	軸 対 称		1	振 動	—	—
3			2	振 動	—	—
4			3	振 動	—	—
5			4	振 動	—	—
6			5	振 動	—	—
7			6	収 束	25	6.931
8			7	収 束	10	7.835
9			8	収 束	6	8.672
10			9	振 動	—	—
11			10	収 束	15	6.468
12		- 7.5	1	収 束	3	4.761

*) 鉛直二次元、軸対称モデルの注入量は、それぞれ単位奥行き当り、単位ラジアン当りの値である (詳細は参考資料-2 を参照のこと。)。

以下、前章で述べた検討項目毎にその結果について考察する。

① 軸対称モデルと鉛直二次元モデルの比較

表-2の1, 2を比較するとわかるように、同一の不飽和特性 (Case-1) を与えても、軸対称モデルでは解は収束せず振動してしまう。これは、軸対称問題を本来鉛直二次元問題を解くために作られたプログラムを用いて解く際に、各要素の飽和時の透水係数として、その重心から中心軸までの距離を本来地盤が持つ飽和時の透水係数 k_0 に掛けた値を与えるために材料数が増加し、かつ試験区間に近い要素の透水係数ほど小さくなったことに起因すると考えられる。つまり、図-1で示したようなモデルを軸対称モデルとして解くということは、試験区間に近いほど透水係数が小さい11種類の異なる地層が縦方向に並んだ鉛直二次元問題を解くことと等しくなり、半径方向の水圧の変化が1物性の鉛直二次元問題よりも急激になるために解の収束が悪くなったということである。ところで、同一のメッシュおよび不飽和特性を用いて飽和-不飽和浸透流解析を行う場合でも、表-2のNo 2, 12を比較するとわかるように試験区間が地下水面下にあれば全く問題は生じないが、不飽和領域内のみへ注入する軸対称モデルを解析する際にはこの問題が生じる。具体的には、不飽和特性の持つ非線形性が影響する部分が全解析領域に占める割合が高くなり、さらに材料数が多くなることが解析を複雑にしているということである。

② θ_0 と θ_r の差が同じでもそれらの値が異なる場合

表-2のNo 2, 3に示したように、 θ の範囲 (θ_r と θ_0 の範囲) を変えても解は収束しなかった。特に今回の計算では θ_0 と θ_r の差が同じであったため、各イタレーション毎の誤差 (ある回における解析から求まる各節点水頭値と前回解析から求めるそれとの差) の値も全く同じであった。

③ $\varphi_0 = -1$ mでも水分保持曲線の形が異なる場合

不飽和領域での解析には、水分保持曲線 ($\theta \sim \varphi$ 曲線) の勾配である比水分容量 $C(\theta) = \partial \theta / \partial \varphi$ が大きく影響するため、その値が一定値となる直線関係 (No 2) の $\theta \sim \varphi$ 曲線のほかに、 $\theta \sim \varphi$ 曲線がなめらかな曲線となる場合 (No 4, 5) についても浸透流解析を試みた。しかし、表-2のNo 2, 4, 5に示したように、この3種類のうちどの水分保持曲線を解析対象地盤に与えても、 $\varphi_0 = -1$ mのもとでは収束しなかった。

④ φ_0 の値が異なる場合

地盤の持つ φ_0 の値と解の収束の関係を検討した結果が、表-2のNo 2, 6, 7, 8, 9である。 φ_0 の値がある値以上になると解は収束し、さらに解が収束するなかでも φ_0 の値が大きいほど許容誤差に納まるまでのイタレーション回数が少ない。これは、 φ_0 が大きくなるほど注水前のある程度の大きさの飽和度を有している領域が大きくなり、注水前の水圧分布と注水後の水圧分布の差が小さくなるためであると考えられる。ただし、当然のことではあるが、 φ_0 の値が大きくなると、浸透可能領域が大きくなるため、注入量は多くなる。

⑤ $\phi_0 = -1$ mでも水分保持曲線の立ち上げる点が異なる場合

表 -- 2 の № 2 , 10 , 11 に示したように, 水分保持曲線が体積含水率の中間近くで立ち上がる場合には, 解が収束する。これは, 不飽和特性の立ち上がる付近の比透水係数の値が小さすぎると解は収束せず, ある値以上になると収束するためである。つまり, この曲線の立ち上がる付近の透水性が解の収束に大きく影響を与えることがわかる。このことは, ④の場合と同様に, 注水前の地盤内の水圧分布と注水後のそれとの差がある程度以下になれば解が収束するというに通じる。

参 考 文 献

- 1) 例えば, 向上拡美・北村孝海: 浸透流における不飽和特性と解析精度に関する考察, 間組研究年報, pp. 163 ~ 174 , 1986 年 11 月.
- 2) 建設省土木研究所: 「有限要素法による雨水浸透解析用」電算プログラミング業務委託使用説明書, 1983 年 11 月.
- 3) 西垣誠: 飽和・不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する 2 , 3 の考察, 土質工学論文報告集 Vol. 23 , № 3 , pp. 165 ~ 177 , 1983 年 9 月.
- 4) 建設産業調査会: 地下水ハンドブック, pp. 75 ~ 78 , 1979 年 9 月.

参 考 資 料 ー 4

ルジオンテストにおけるパッカー直上部での
パイピング

1. 概 説

軟岩および砂礫地盤のように強度の小さい地盤においてルジオンテストを実施する場合、パッカー長が不十分だとパッカー直上部の試験孔内への注入水の浸出動水勾配が大きくなり、パイピングが発生しやすくなる。そして、このパイピングにより発生した地盤破壊は、一般に真の限界圧力の認知時の水圧破砕（Hydraulic Fracturing）による地盤破壊とは明らかに異なる。

従って、ここでは、ある注入圧力でルジオンテストを実施した際の水圧破砕に対する安全性を検討した後、その水圧破砕が生じる以前にパッカー直上部でのパイピングが生じないような適当なパッカー長を浸透流解析により検討した。

パイピングの有無はパッカー直上部の動水勾配のみで検討する。その理由は以下のとおりである。つまり、ルジオンテストにおける注水により試験孔近傍地盤に生じる動水勾配は、その大きさだけを比較すると、試験孔壁面近傍の注入水の地盤内への流入により生じる値の方が、パッカー直上部の注入水の地盤からの流出により生じる値に比べて明らかに大きくなる。しかし、前者は拘束力の小さい開放状態から拘束力の大きい閉鎖状態に移行する際に生じる値であるが、後者は逆に拘束力の大きい閉鎖状態から拘束力の小さい開放状態に移行する際に生じる値であるため、後者の状況の方が明らかにパイピングを生じやすいと考えたためである。ただし、地盤内への注水部については、前述したように水圧破砕による地盤破壊を検討する。

なお、パイピングの有無を検討する地盤が、Darcy 則の成り立つ軟岩および砂礫地盤のみで、亀裂性の硬岩地盤について検討しないのは、亀裂性地盤ではパッカー長をいくら長くしても亀裂がパッカー直上部孔壁と試験区間の間で連絡していれば見掛け上パイピングが発生したかの挙動を示すが、連絡がなければ、通常のルジオンテストの注入圧力程度では、パイピングは発生しないと考えたためである。

2. 検討方法

ルジオンテストにおけるパッカー直上部でのパイピングに対して最も有効なパッカー長を検討するために、以下に示した種々の条件下で飽和－不飽和浸透流解析を行い、パッカー直上部にどの程度の動水勾配が発生するのかを検討する。飽和－不飽和浸透流解析の詳細は、本文の 5.2 を参照してもらうことにして、ここでは今回の計算に用いた最も基本的な入力物性値を表－1 に、計算モデルを図－1 に、不飽和特性を図－2 に示す。

検討した種々の条件をその検討順に示す。

- ① 地下水面と試験区間の位置
- ② 注入圧力の大きさ
- ③ 地盤の負の最大圧力水頭の大きさ
- ④ 地盤の飽和時透水係数
- ⑤ パッカー長さ

上記の条件下では全て定常状態における動水勾配の大きさを検討したものである。なぜならば、

表-1 入力物性値

飽和時の透水係数 k_o (cm/s)	1.0×10^{-4}
間 隙 率 n	0.2
最 小 容 水 量 θ_r	0.0
有効体積含水率 θ_e	0.2
負の最大圧力水頭 ϕ_o (m)	-1.0
比 貯 留 係 数 S_s (cm ⁻¹)	1.0×10^{-7}
有効注入圧力 P (kgf/cm ²)	2.0

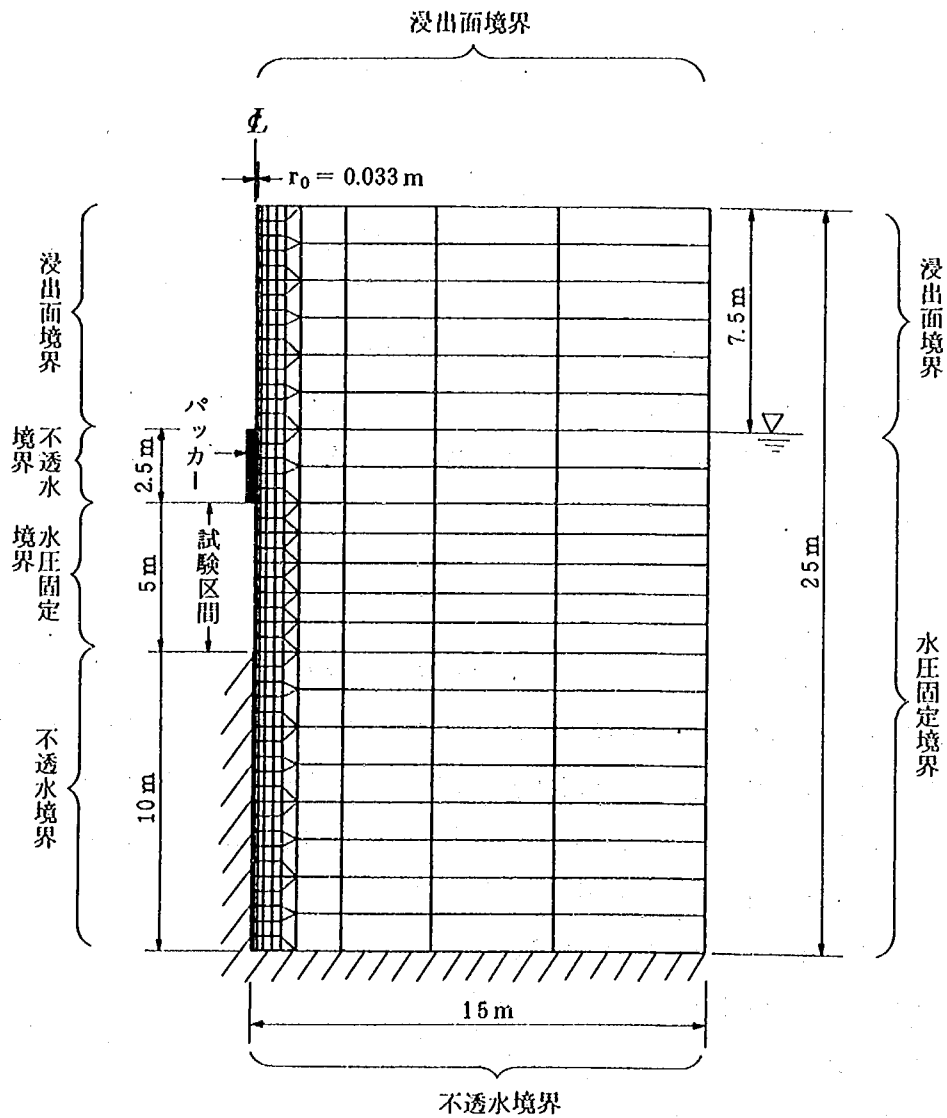


図-1 計算モデル

ルジオンテストを実施した際に、注入した水が地盤内を浸透しパッカー部を迂回して孔壁から浸出するまでには注水開始からの時間のズレが生じ、浸出流量が最大となるのは注入時間が無限となる定常状態であり、この時の動水勾配が最大となると考えたためである。

しかし、パッカーが短く、注入圧力が大きい場合には、初期的に注入量が非常に多くなる（本文の図-6.33を参照）非定常の影響が流出側にまで表われる可能性もある。もしそうなれば、その初期的な動水勾配がパッカー直上部での最大値を示すことになるだろう。そこで、念のために上記の5つの条件下での計算結果を踏まえた上で、実際に考えて最も危険と考えられる条件下で非定常計算を行い動水勾配の時間的変化を検討してみた。それが次の検討項目である。

⑥ 定常計算と非定常計算の結果の比較

以上の検討項目の結果は全て注水に伴う地下水面上昇の効果を考慮しておらず、若干実現像を簡略化して得た定性的なものであるため、最終的には注水に伴う地下水面上昇を考慮した解析を行い、より厳密な形で必要パッカー長の検討を行った。

3. 計算結果

3.1 地下水面と試験区間の位置

ある長さのパッカーを使用した試験において、地下水面がどの位置にある場合がパッカー直上部でのパイピングに対し最も危険な条件となるか検討した。

検討した地下水面条件は、図-3に示す4ケースである。この時のパッカー長は2.5 m、入力物性値は表-1どおりである。孔壁の境界条件の与え方は、図-4に示すように地下水面とパッカーの位置関係により2種類とした。なお、ここで検討した条件は、試験区間が地下水面下にある場合のみである。なぜならば、地下水面がCase-4以深になると、パッカー直上部から注入水が浸出するためには、かなり重力に打ち勝って流れなければならず、パッカー上部の動水勾配はCase-4よりも小さくなると考えたためである。

各ケース毎の計算結果より、パッカー直上部の浸出動水勾配が最大となるのは、図-5に斜線で示したパッカー上端のエレメントであることを確認した。よって、表-2には計算結果と

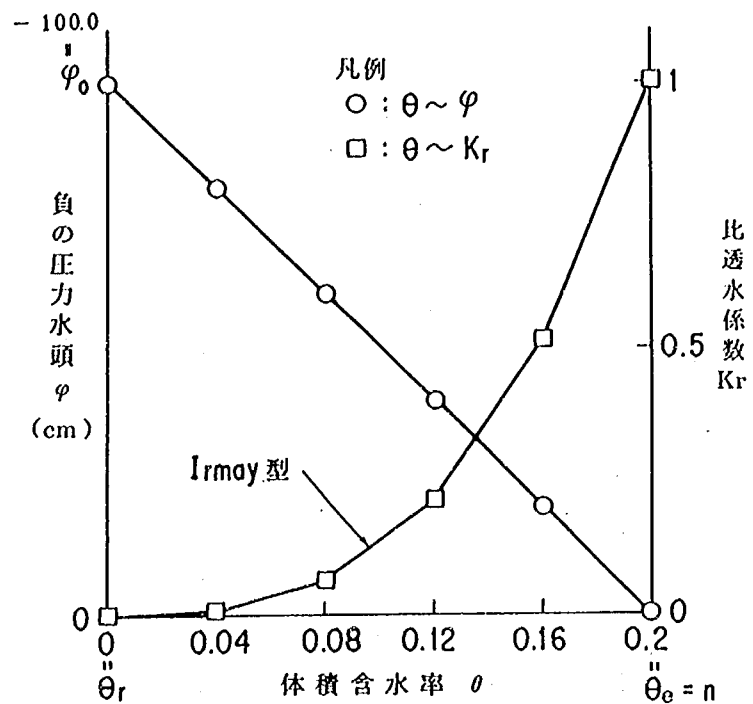


図-2 不飽和特性

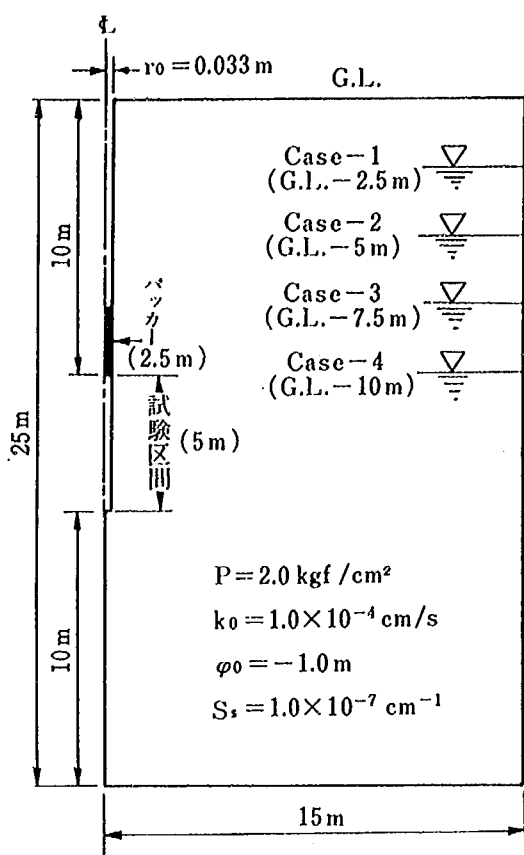


図-3 地下水面と試験区間の位置関係の検討モデル

してこのエレメントの水平・鉛直方向の動水勾配及び流速を示すとともに、これらのモデルに対する注入量（単位ラジアン当りの軸対称モデルの解析結果である注入量 q を 2π 倍した値）をも示した。この表より注入量は地下水面の位置により極端な影響は受けないし、その傾向は本文 5.9 に示した図 - 5.41 と同様である。また、水平方向動水勾配 i_H は、鉛直方向動水勾配 i_V に比べ非常に大きく、このエレメントの持つ動水勾配の値を代表していると考えられる。従って、これ以後は、パッカー直上部のパイピングを検討するために、図 5.42 の水平方向動水勾配 i_H の値に着目する。

以上のことを考え合わせて表-2を見ると、パッカー直上部のパイピングに対するパッカー長の効果を検討する場合、地下水面がパッカー上端に一致するモデルが最もパイピングに対して危険な地下水面条件となることがわかる。

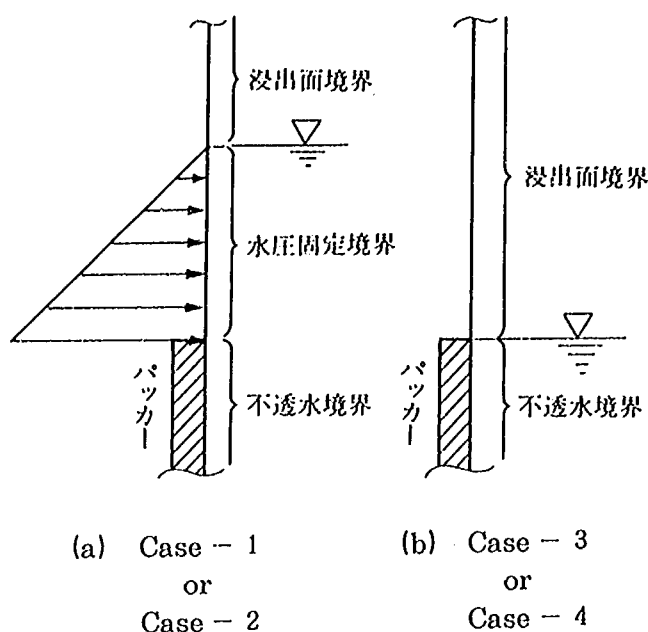


図-4 孔壁境界条件の与え方

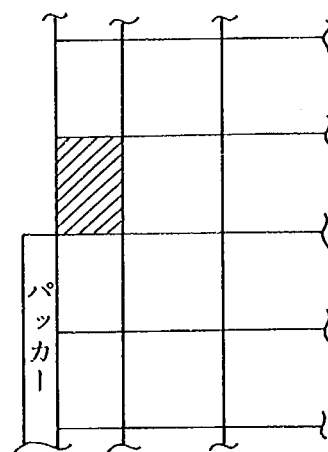


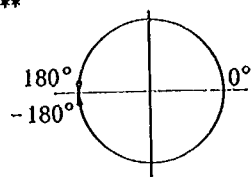
図-5 最大浸出動水勾配
を持つエレメント

表-2 地下水面と注入量，動水勾配

Case No	地下水位 G.L. - (m)	注入量* Q (cm ³ /s)	流 速 $\times 10^{-4}$ (cm/s)	流速方向** (°)	水平方向 動水勾配 i_H	鉛直方向 動水勾配 i_V	$ i_V/i_H $
1	2.5	154.0	0.5915	178.5	8.891	-0.2294	0.026
2	5.0	153.2	0.6545	178.6	9.839	-0.2336	0.024
3	7.5	151.4	0.7873	-177.2	11.83	0.5746	0.049
4	10.0	147.5	0.3317	-172.2	4.942	0.6779	0.137

* 注入量Qは，全地盤への注入量のことであり，軸対称モデルの解析結果の注入量q（単位ラジアン当りの注入量）を 2π 倍した値である。

**



3.2 注入圧力の大きさ

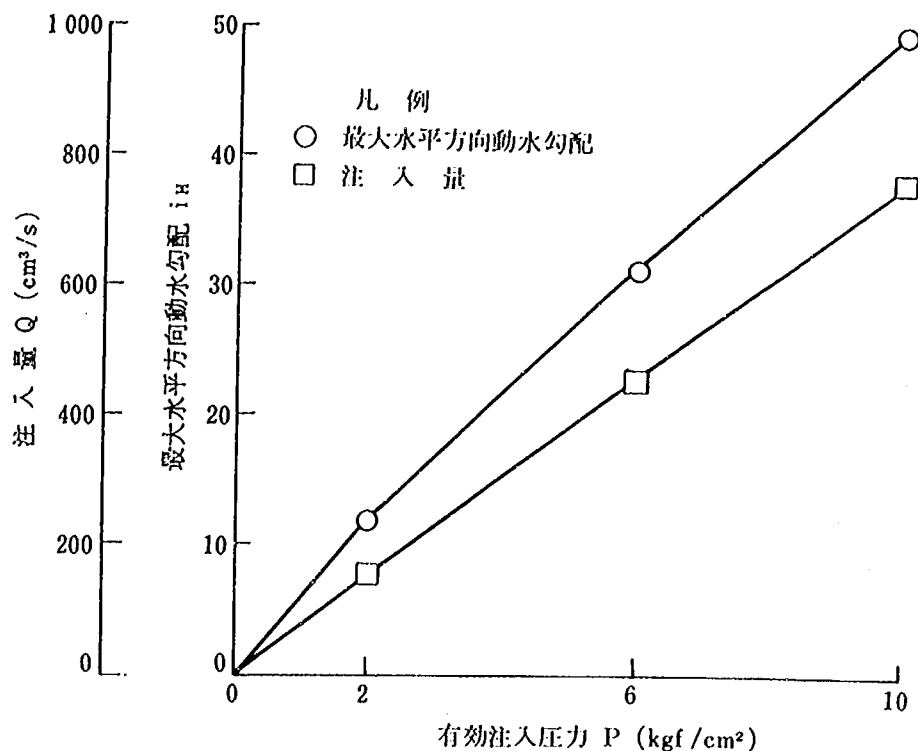
前節3.1のCase-3のモデルに対して，有効注入圧力Pを2，6，10 kgf/cm²の3種類に変化させて計算を行った。なお，ここで与えた有効注入圧力の最大値を10 kgf/cm²にしたのは，この値が一般に行われているルジオンテストに用いられる有効注入圧力の基準最大値（ルジオン値を求める際に基準となるうえ，この値がほぼ最大値と見なしても大きな問題がないと考えた。）に等しいからである。

各有効注入圧Pに対する注入量Q（単位ラジアン当りの軸対称モデルの解析結果の注入量 $q \times 2\pi$ ）とパッカー直上部の流出側孔壁に沿ったエレメント内の最大水平方向動水勾配 i_H （このエレメントは図-5の斜線部に対応する）を表-3に示す。また，図-6より，注入量是有効注入圧に比例すると考えられる。一方，パッカー直上部エレメントの最大水平方向動

表-3 有効注入圧力と注入量，動水勾配

	Case-3	Case-5	Case-6	Case-5 Case-3	Case-6 Case-3
有効注入圧力 P (kgf/cm ²)	2.0	6.0	10.0	3.0	5.0
注 入 量* Q (cm ³ /s)	151.4	457.4	764.7	3.02	5.05
水 平 方 向 動 水 勾 配 i_H	11.83	31.36	49.59	2.65	4.19

* 注入量Qは，全地盤への注入量のことであり，軸対称モデルの解析結果の注入量q（単位ラジアン当りの注入量）を 2π 倍した値である。



図－6 有効注入圧力と注入量，最大水平方向動水勾配の関係

水勾配も，有効注入圧力にほぼ比例すると考えられる。

3.3 地盤の負の最大圧力水頭の大きさ

前節同様に，Case－3のモデル（図－3参照）に対して，図－2の不飽和特性で示した負の最大圧力水頭 φ_0 を－1，－5，－10 mの3種類に変えて計算を行った。

各々の負の最大圧力水頭 φ_0 に対する注入量 Q （単位ラジアン当りの軸対称モデルの解析結果の注入量 $q \times 2\pi$ ）とパッカー直上部の流出側孔壁に沿ったエレメント内の最大水平方向動水勾配 i_H （このエレメントは図－5の斜線部に対応する）を表－4に示す。この表より，注

表－4 負の最大圧力水頭と注入量，動水勾配

	Case－3	Case－7	Case－8	Case-7 Case-3	Case-8 Case-3
負の最大圧力 水頭 φ_0 (m)	－1.0	－5.0	－10.0	5.0	10.0
注 入 量* Q (cm³/s)	151.4	152.1	152.5	1.005	1.007
水 平 方 向 動 水 勾 配 i_H	11.83	10.96	10.36	0.926	0.876

* 注入量 Q は，全地盤への注入量のことであり，軸対称モデルの解析結果の注入量 q （単位ラジアン当りの注入量）を 2π 倍した値である。

入量 Q は φ_0 が大きくなるに従って若干増加しているが、その増分はほとんど無視できる。よって、注入量 Q は φ_0 による影響をほとんど受けないと言える。これは、試験区間が地下水面下にあるため、浸透流解析では飽和領域が全浸透領域の大勢で不飽和領域が小さいことによる。また、水平方向動水勾配 i_H も注水量 Q と同様に φ_0 による大きな影響は受けないと言える。ただし、このパッカー直上部エレメントの最大水平方向動水勾配は、 φ_0 が大きくなるに従い若干ではあるが小さくなっている。従って、上記の3種類の φ_0 としては、 $\varphi_0 = -1$ mで計算するのが最も危険側（設計上は安全側）となる。さらに、この $\varphi_0 = -1$ mという値は $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/sの地盤に対しほぼ妥当なものである（詳細は本文の5.2.2を参照のこと。）ので $|\varphi_0|$ をさらに小さくして φ_0 の影響を検討する必要はないと考える。

3.4 地盤の飽和時の透水係数

前節同様に、Case-3のモデル（図-3参照）に対して、飽和時の透水係数 k_0 を 1.0×10^{-5} 、 1.0×10^{-4} 、 1.0×10^{-3} cm/sの3種類に変えて計算を行った。

各々の飽和時の透水係数 k_0 に対する注入量 Q （単位ラジアン当りの軸対称モデルの解析結果の注入量 $q \times 2\pi$ ）とパッカー直上部の流出側孔壁に沿ったエレメント内の最大水平方向動水勾配 i_H （このエレメントは図-5の斜線部に対応する）表-5に示す。この表より、注入量 Q は透水係数に比例することがわかる。このことから、前節で述べたように φ_0 が効く不飽和領域の流れが全浸透領域に占める割合が極端に小さいことがわかる。また、最大水平方向動水勾配は、 k_0 が変化しても変化していない。また、この時の他の位置の動水勾配も変化しなかった。

3.5 パッカー長さ

図-1に示した要素分割モデルを用いて、図-7のようにパッカー長 L を1, 1.5, 2, 2.5 mの4通り与え、境界条件は、3.1のモデルCase-3と同様として計算を行った。従って、各ケースにおいて地下水位はそのパッカー上端に一致しているため、各ケース毎に地下水位が

表-5 飽和時透水係数と注入量、動水勾配

	Case - 9	Case - 3	Case - 10	Case-9 Case-3	Case-10 Case-3
飽和時透水係数 k_0 (cm/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-3}	0.1	10.0
注 入 量 * Q (cm ³ /s)	15.14	151.4	1514	0.1	10.0
水 平 方 向 動 水 勾 配 i_H	11.83	11.83	11.83	1.0	1.0

* 注入量 Q は、全地盤への注入量のことであり、軸対称モデルの解析結果の注入量 q （単位ラジアン当りの注入量）を 2π 倍した値である。

異なることに注意すべきである。なお、入力物性値は表-1に示した値をそのまま与えた。さらに、パッカー長 L を、図-7に示したモデルとしては考慮しうる最大長に設定したケースとして、試験区間以外の孔壁を全て不透水境界とし、地下水位を地表面に一致させた場合($L=10\text{ m}$ に対応)の計算も行い比較した。

各々のパッカー長 L に対する注入量 Q (単位ラジアン当りの軸対称モデルの解析結果の注入量 $q \times 2\pi$)とパッカー直上部の流出側孔壁に沿ったエレメント内の最大水平方向動水勾配 i_H (このエレメントは図-5の斜線部に対応する)を表-6に示す。この表を見ると、注入量はパッカー長にほとんど影響を受けていない。

しかし、最大水平方向動水勾配は、図-8に示したように、パッカー長に反比例するほどの効果はないが、明らかにパッカー長が短い(流出境界が試験区間に近くなる)ほど、パッカー直上部の水平方向動水勾配は大きくなっている。

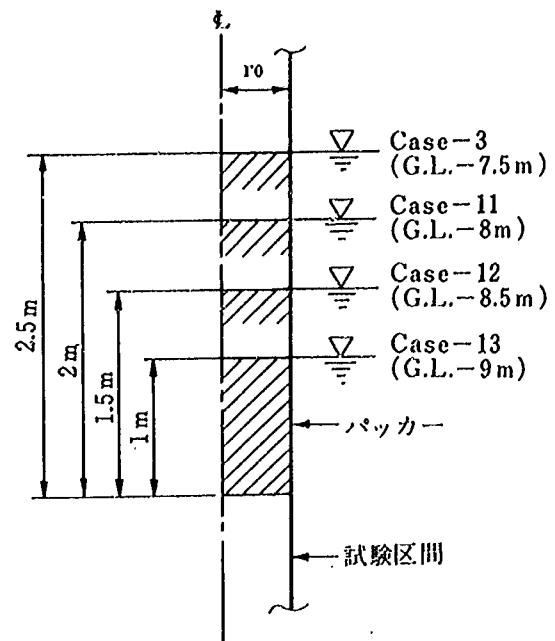


図-7 パッカー長の検討モデル

表-6 パッカー長と注入量, 動水勾配

	Case - 3	Case - 11	Case - 12	Case - 13	Case - 14 **
パッカー長 L (m)	2.5	2	1.5	1	10
注入量* Q (cm^3/s)	151.4	151.1	150.9	151.0	154.4
水平方向 動水勾配 i_H	11.83	13.50	15.88	18.84	—

* 注入量 Q は、全地盤への注入量のことであり、軸対称モデルの解析結果の注入量 q (単位ラジアン当りの注入量)を 2π 倍した値である。

** 試験区間以外の孔壁を全て不透水境界とし、地下水位を地表面に一致させる。

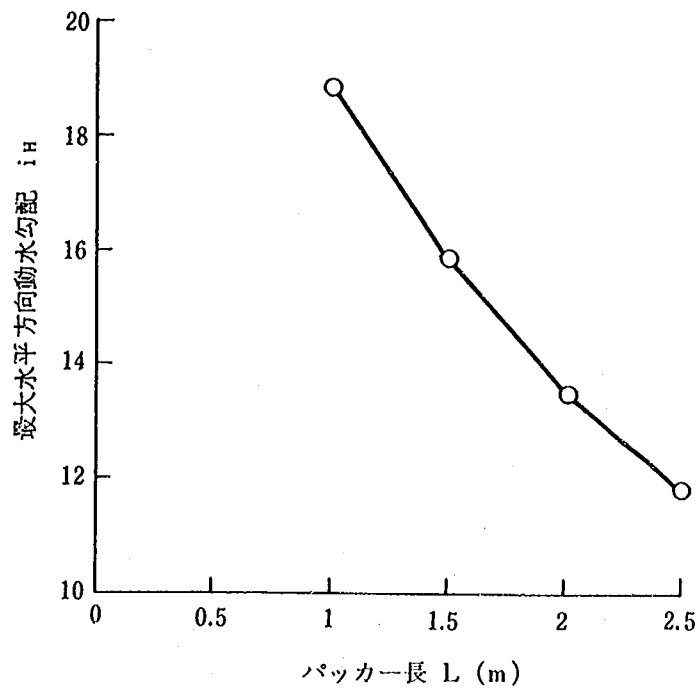


図-8 パッカー長と最大水平方向動水勾配の関係

3.6 定常計算と非定常計算の結果の比較

3.1～3.5で検討した各項目に対し、パッカー直上部の水平方向動水勾配が最大となる条件ばかり、すなわちそのパッカー直上部においてパイピングが最も発生しやすい条件ばかりを集め非定常計算を行い、同一の条件下で行った定常計算の結果と比較した。

ここで検討するモデルは、図-9に示したように図-1の要素分割モデルを用いて、パッカー長 $L = 1$ m、地下水位はパッカー上端に一致、有効注入圧力 $P = 10$ kgf/cm²、飽和時透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s、負の最大圧力水頭 $\phi_0 = -1$ m、比貯留係数 $S_s = 1.0 \times 10^{-7}$ cm⁻¹ とした。これらの $\phi_0 = -1$ m、 $S_s = 1.0 \times 10^{-7}$ cm/s という値は、 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4}$ cm/s の地盤に対しほぼ妥当な値である（詳細は本文の 5.2.2 を参照のこと。）。

非定常計算結果のうち、流入量、流出量と注入時間の関係を図-10に示した。流入量は注入の初期には多いが、数分（約 500 秒）でほぼ定常値に落ち着いている。流出量の増加は、流入量に対し時間差を持っており定常値に近づくのに非常に長

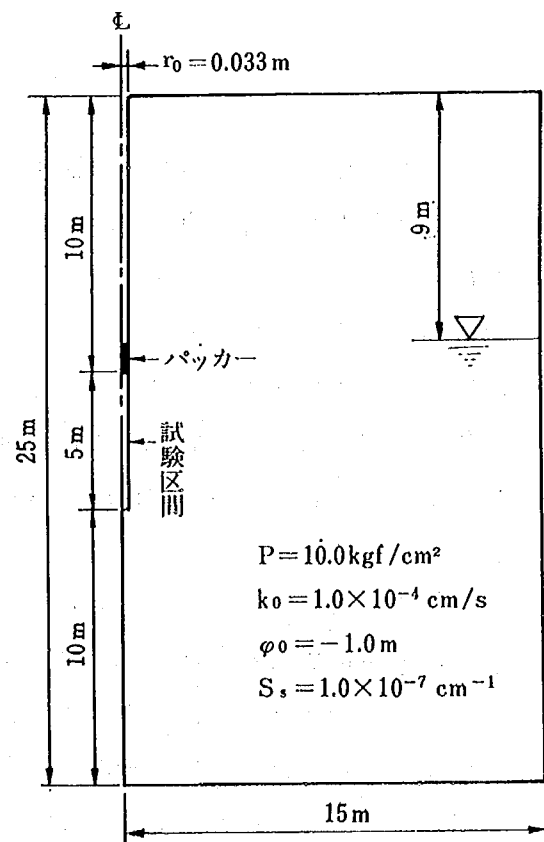


図-9 定常・非定常計算結果比較検討モデル

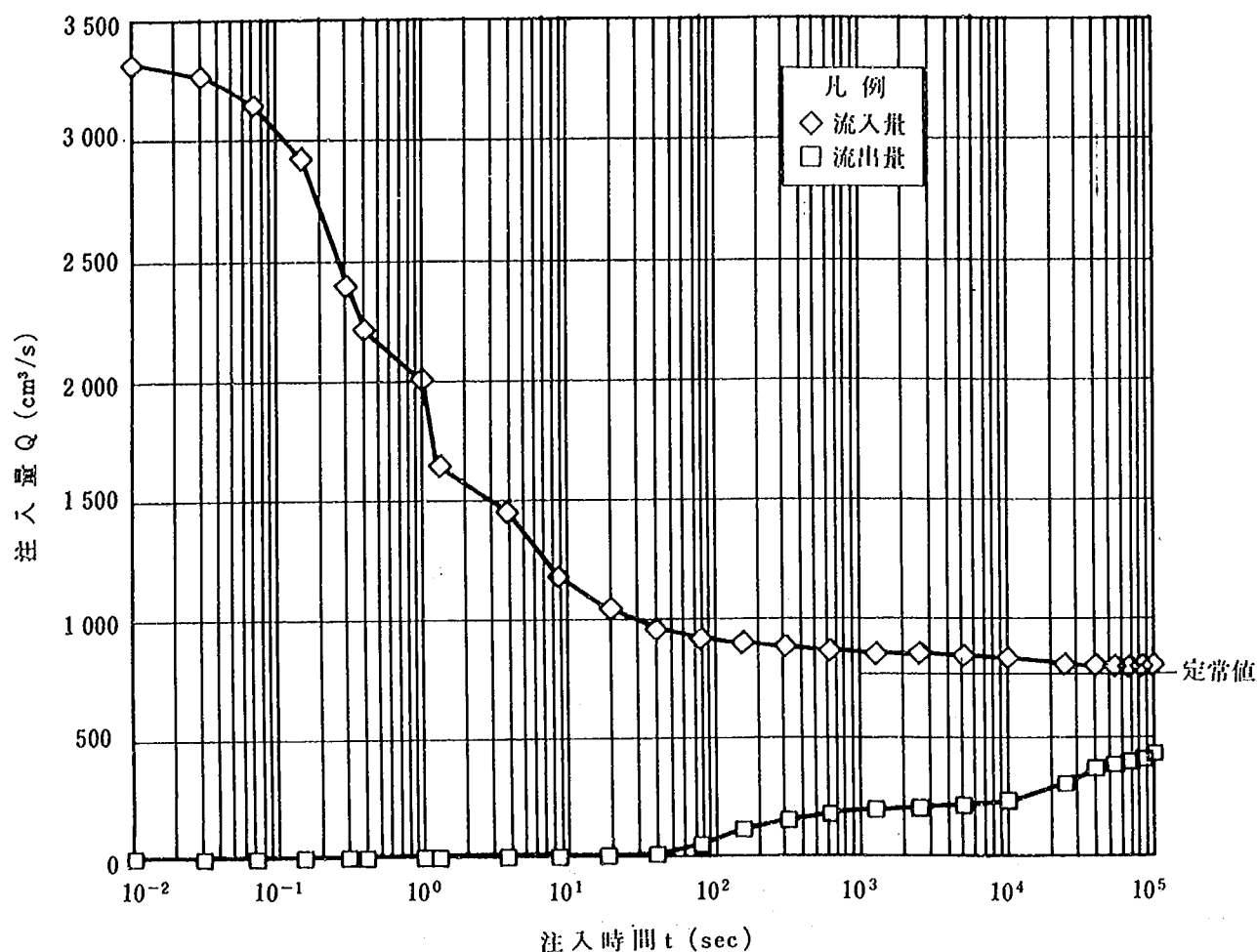


図-10 流入、流出量と注入時間

時間（ 10^5 秒以上）かかる（定常状態では、流入量＝流出量となる。）。

パッカー上部の流出側孔壁に沿ったエレメント内の最大水平方向動水勾配 i_H （このエレメントは図-5の斜線部に対応する。）と注入時間の関係を図-11に示した。パッカー直上部の水平方向動水勾配は、注入時間が経過するに従って増加するが、定常値に近づくには非常に長時間（ 10^5 秒以上）を要するうえ定常値が最大値になっていることがわかる。

図-12には、注入時間と地下水面の関係を示した。パッカー上部の流出境界が、定常時の地下水面の場合のように流出流で満たされるには非常に長時間（ 10^5 秒以上）を要することがわかる。

以上のことから、パッカー（ $L = 1\text{ m}$ ）直上部における水平方向動水勾配は、注入初期の大きい注入量の影響を受けておらず、定常時の値が最大になることがわかった。従って、パッカー直上部のパイピングに対するパッカー長の効果を検討する際には、定常計算により得られた値を用いることが安全側の設計に通じる。

ただし、ここで注意しておかなければならないことがある。それは試験区間中央に接した部分の動水勾配についてである。ここで非定常計算した結果のうち、試験区間中央に接したエレメント（図-13参照）の水平方向動水勾配と注入時間を図-14に示した。動水勾配は注入を

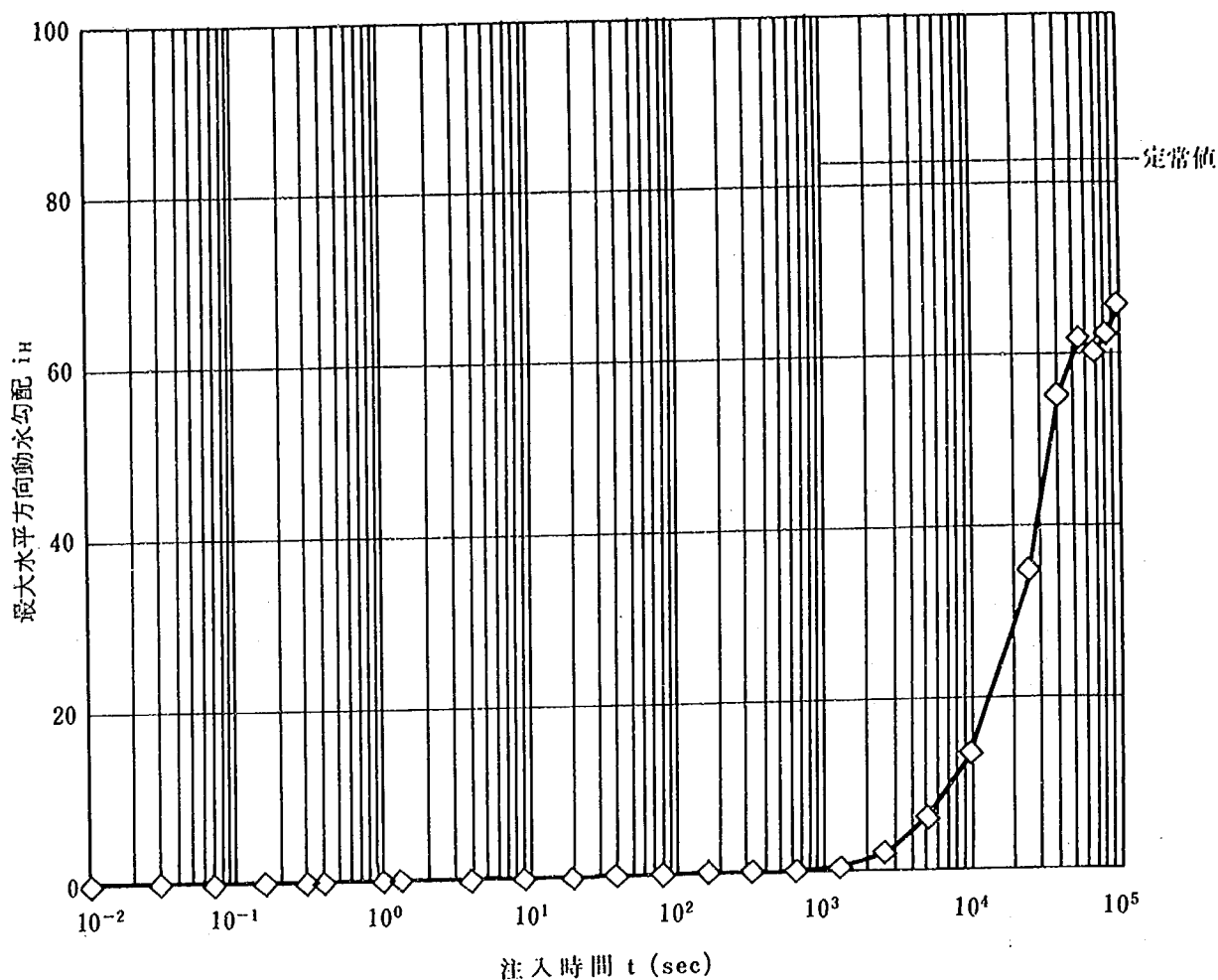


図-11 パッカー直上部の最大水平方向動水勾配と注入時間

開始した瞬間には非常に大きな値を示し、数分後（約 100 秒）にはほぼ定常値に達している。つまり、試験区間沿いの水平方向動水勾配は、非定常計算を行った時の初期の値の方が、定常計算から得た値よりも大きくなるのである。ただ、試験区間沿いの地盤に対する流れは、拘束力の小さい開放状態から拘束力の大きい閉鎖状態への流入となるため、パッカー直上部の流れのように、拘束力の大きい閉鎖状態から拘束力の小さい開放状態への流出に比べると、ある程度大きな動水勾配を持つ流れでも地盤はパイピングに対して耐えられるものと考ええる。さらに地盤の粘着力をも考慮に入れると、かなり大きな動水勾配を持つ流れに対しても、その地盤はパイピングに対して耐えうると考える。とは言うものの、試験区間沿いではパイピングが全く生じないわけではないので、特に注入の初期に大きくあらわれる動水勾配には注意しなければならない。

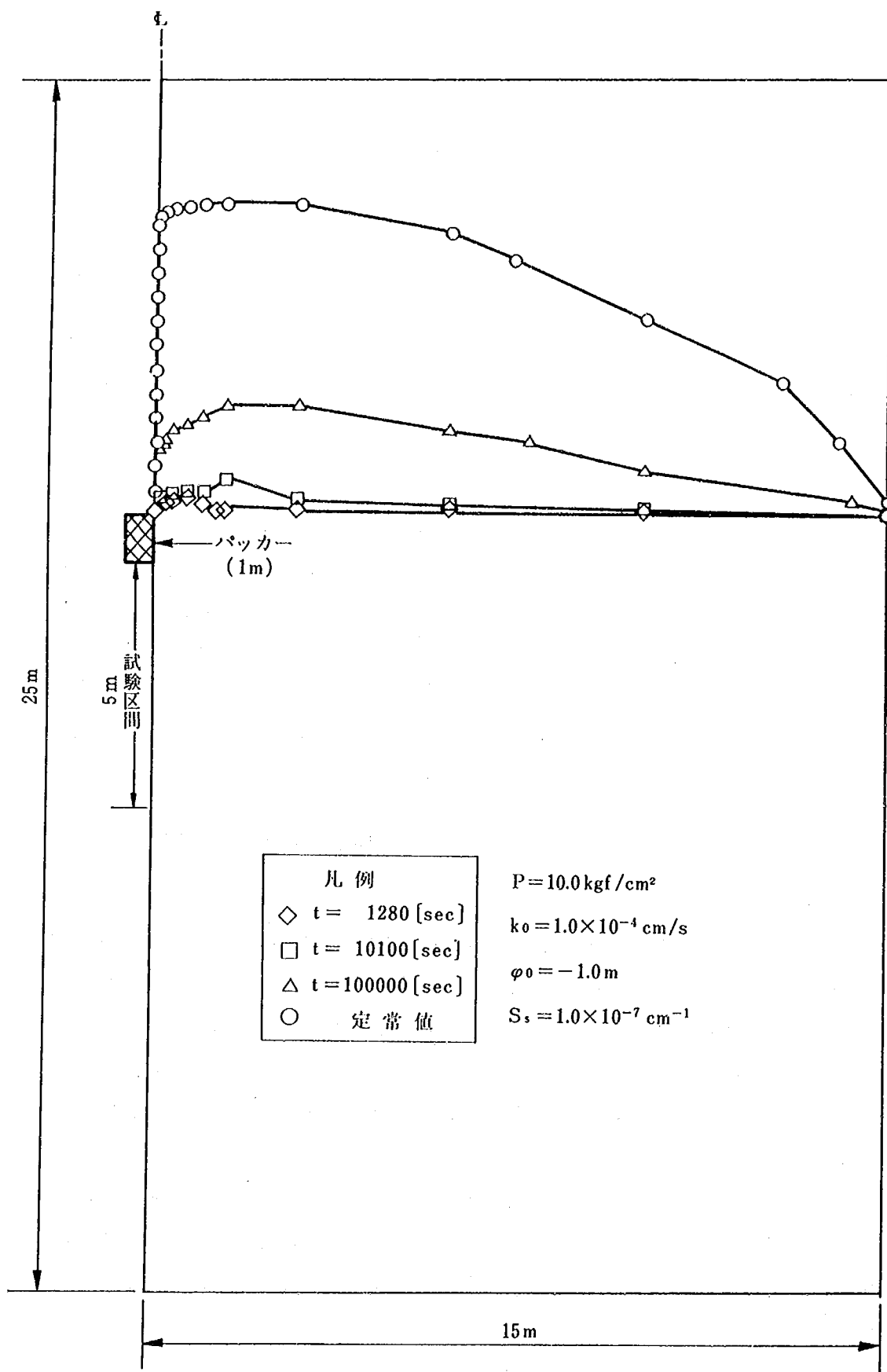


図-12 注入時間と地下水面

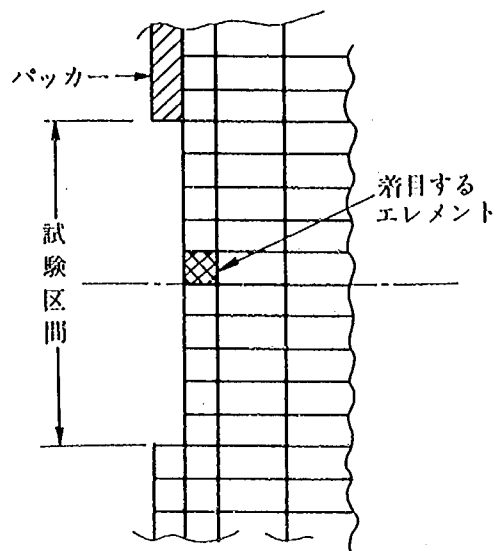


図-13 試験区間中央に接するエレメント

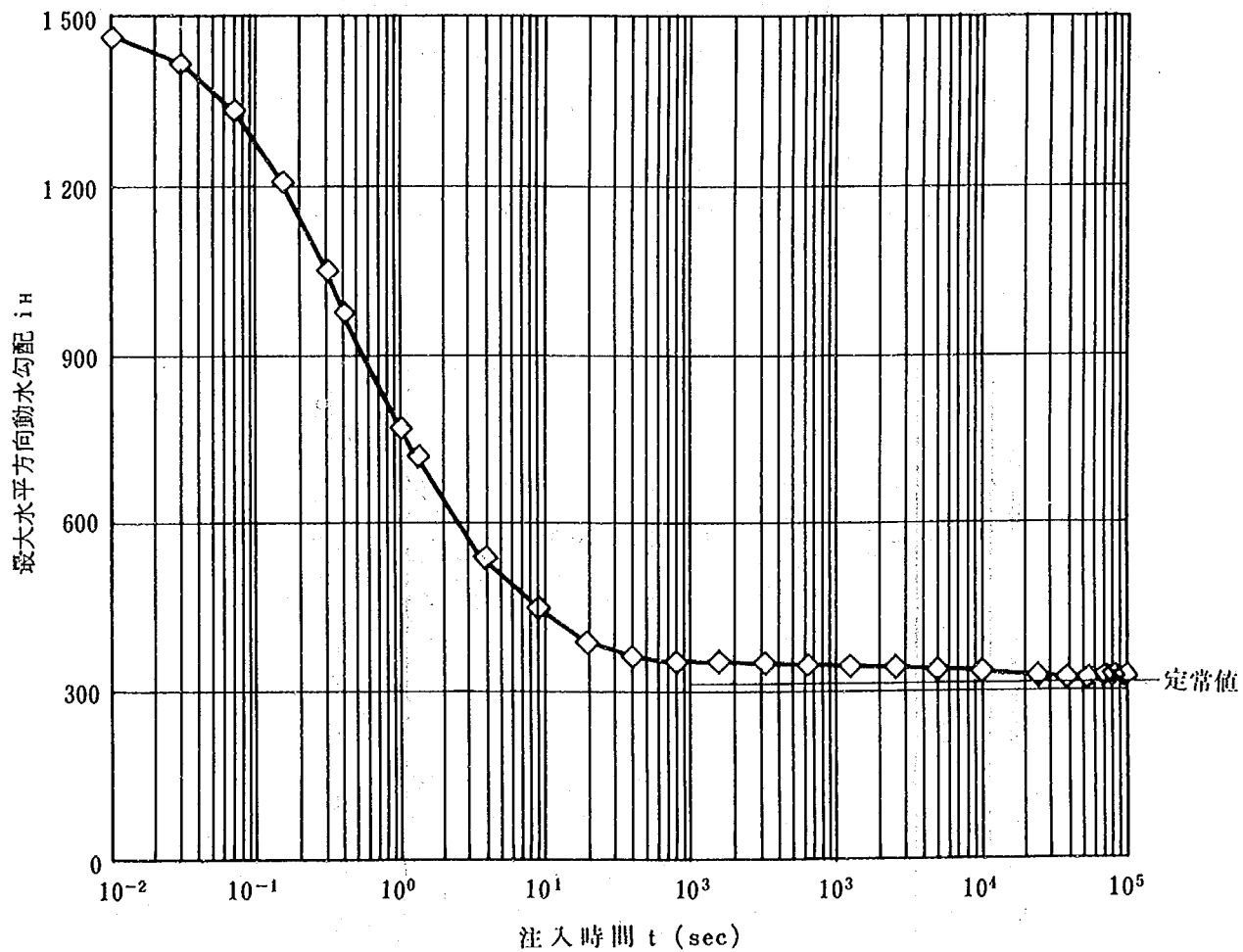


図-14 試験区間中央沿いの最大水平方向動水勾配と注入時間

4. より厳密なモデルでのパッカー長の検討

4.1 検討方法

3章までの検討モデルのパッカー上部の孔壁境界の与え方は、定性的検討を実施するため簡単に、パッカー上端に地下水面が一致する場合を例にとるとパッカー上端以上の部分を全て浸出面扱いとしていた。しかし、この境界条件だとパッカー上部の孔壁境界からの流出量には全く制限がなくなることになる。つまり、パッカー上部のボーリング孔内は無限の容積を持つことになり、実際の現象とは異なってしまううえに、パッカー直上部の水平方向動水勾配 i_H を過大に評価してしまう。そこで、ここではパッカー上部の孔壁境界を新たに以下のように与えて計算することにした。

まずはじめに、いままでどおりパッカー上端以上の孔壁を浸出面境界として解析した際に、孔壁に沿って上昇する地下水面上昇量の最大値を求める。次に、その孔壁面上の最大上昇地下水面の位置を、新たに孔壁面の地下水位としてパッカー上端までを水圧固定境界として解析を行う。以後、前者の解析を予備解析、後者の解析を本解析と呼ぶ、これらの解析の概略を図-15に示す。ただし、ここで注意しなければならないことは、いくら以上の手順に従ってパッカー上端部をまわり込むパイピングが発生しないための有効なパッカー長を求めても、このパイピング発生以前に注入圧力により試験区間近傍が破壊しては元も予もない。そこで、試験区間近傍が注入圧力で破壊されるか否かを、ここでは亀裂のない地盤を想定して（解析対象地盤が軟岩および砂礫地盤なので極端におかしい仮定ではない。）、水圧破碎の条件式を用い

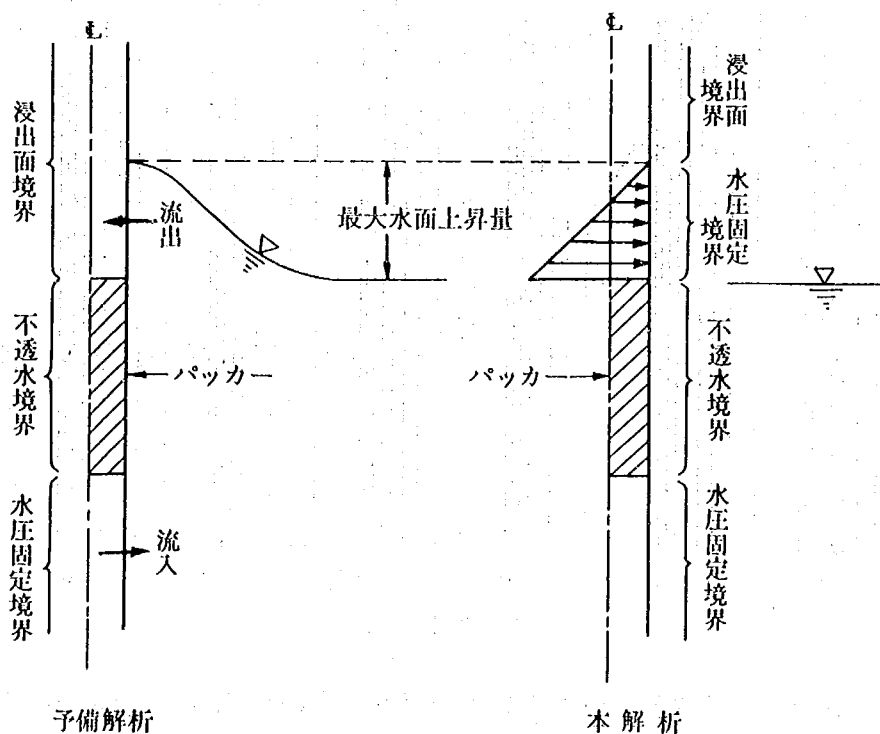


図-15 予備解析と本解析の概略

て判定し、その水圧以下の注入圧力に対してパイピングに関する検討を行うこととした。

水圧破碎の理論解を以下に示す。また、ここで求めた理論解の条件は、試験区間が地下水面下にあり、水平方向の地盤応力 σ_H は一定であり、地盤中に亀裂が存在しないことである。

一般に、鉛直有効応力 σ'_V が水平有効応力 σ'_H より大きい地盤（静止土圧係数 $K_0 = \sigma'_H / \sigma'_V < 1$ ）では、ある破壊水圧 P_b に達すると鉛直亀裂が発生し、その逆の地盤（ $K_0 > 1$ ）では、ある破壊水圧 P_b に達すると水平亀裂が発生する（図-16 参照）。

(1) 鉛直亀裂発生

破壊水圧 P_b は次式で求められる。

$$P_b = 3 \sigma_{Hmin} - \sigma_{Hmax} + T - P_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 σ_{Hmax} 、 σ_{Hmin} は水平方向の最大、最小主応力、 T はこの岩盤を構成している岩石の引張強度、 P_0 は地盤内の間隙水圧である。

式(1)に σ_H が一定の条件（ $\sigma_H = \sigma_{Hmax} = \sigma_{Hmin}$ ）を加え、有効注入圧力を P とすると、

$$\begin{aligned} P = P_b - P_0 &= 2 \sigma_H + T - 2 P_0 \\ &= 2 K_0 \gamma d + T - 2 P_0 \quad \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

ここに、 K_0 は静止土圧係数、 γ は岩の単位体積重量、 d は試験実施地点の深さ（地表面から試験区間中央までの深さ）である。

(2) 水平亀裂発生

弾性地盤を想定すると、静止土圧係数 K_0 はポアソン比 ν を用いて次式で表わせる。

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \dots\dots\dots(3)$$

一般に、ポアソン比は 0.5 以下であることを考慮すると、 $K_0 \leq 1$ となり常に $\sigma'_H \leq \sigma'_V$ である。従って、式(2)の関係が常に成り立つ。しかし、実地盤においては、堆積、浸食が頻繁に繰り返されているため、図-17 に示したように $\sigma'_H / \sigma'_V = K_0$ の実測値では、明らかに $K_0 > 1$ の部分が存在する。このような地盤では水平亀裂が発生することにより水圧破碎が発生し、その際の水圧破碎の理論式は、次式で表わされる。

$$\begin{aligned} P = P_b - P_0 &= (\sigma_H - P_0) + T + (\sigma_V - P_0) \\ &= \sigma_V + \sigma_H + T - 2 P_0 \\ &= (1 + K_0) \gamma d + T - 2 P_0 \quad \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

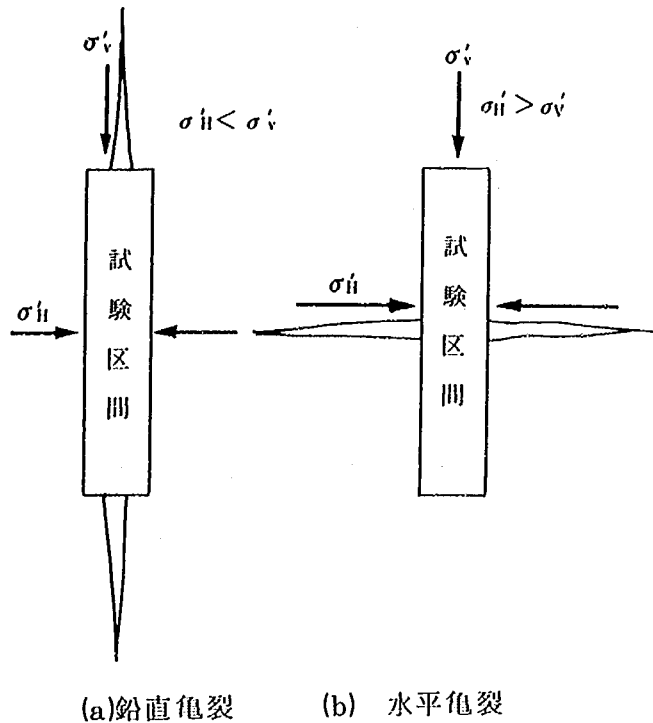


図-16 亀裂の方向

以上の水圧破碎により生じる2方向亀裂の理論式(2), (4)を図-18に示す。この図より, γd が同じ地盤の場合, 鉛直亀裂が発生する地盤の方が水平亀裂が発生する地盤よりも小さな有効注入圧力で水圧破碎が発生することがわかる。従って, これ以後は, 注入圧力による試験区間近傍の破壊が生じない有効注入圧力を式(2)より求めた後, その注入圧力以下でパッカー直上部をまわり込むパイピングの危険性について検討する。

4.2 計算結果と考察

式(2)を見てもわかるように, 水圧破碎は土被りの薄い (γd の小さい) 地盤の浅い部分で生じやすい。そこで, ここでは, 水圧破碎に耐えうる有効注入圧力を考慮しなければならない浅い部分での試験と, 土被り圧が大きいために一般にルジオンテストで与えられる基準最大有効注入圧力 10 kgf/cm^2 程度では水圧破碎を生じない深い部分での試験に対し, パッカー長のパイピング抵抗効果を検討した。

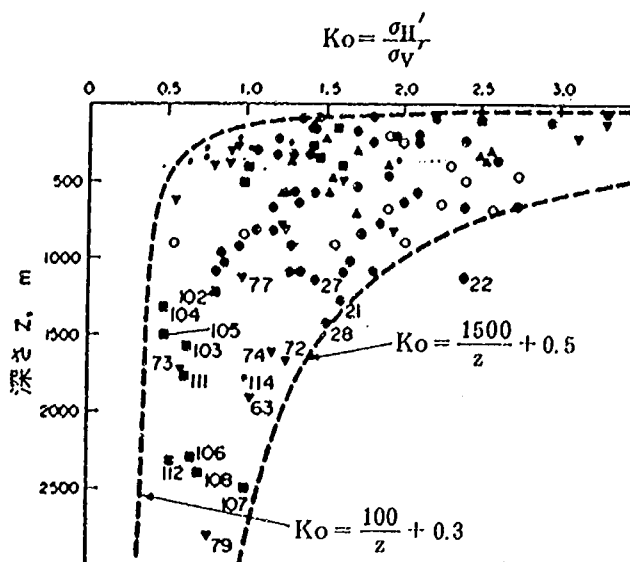


図-17 $K_0 = \sigma_H' / \sigma_V'$ の実測値例¹⁾

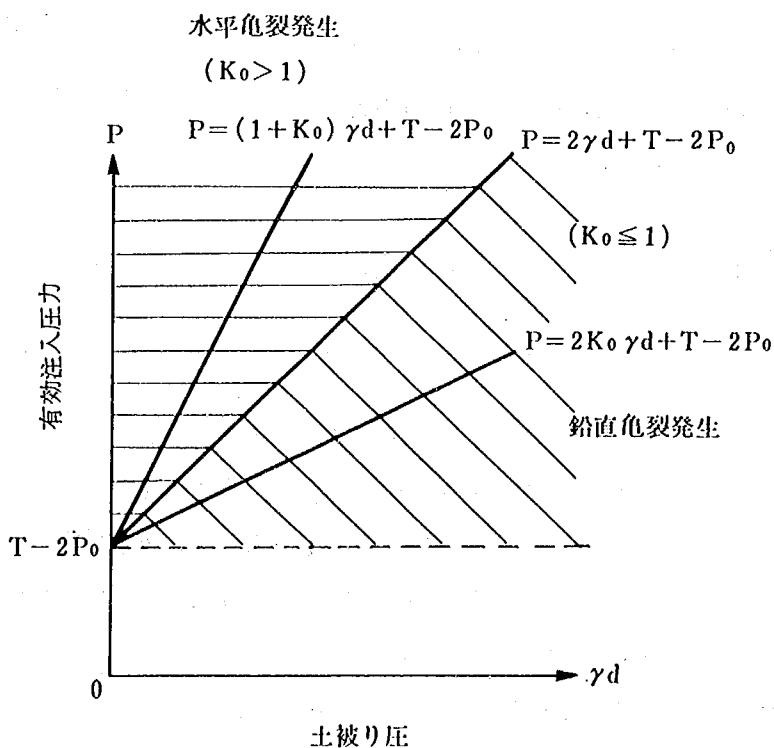


図-18 水圧破碎理論式の比較

(1) 浅い部分に対する検討

ここで検討する地盤の深さ d は、後で行う浸透流解析に用いるモデル（図-1の要素分割図）に対応させるため $d = 12.5 \text{ m}$ とした。他の物性値のうち、岩の単位体積重量 γ は岩の一般的な値として $\gamma = 3.0 \text{ gf/cm}^3$ 、静止土圧係数 K_0 は、岩の一般的なポアソン比として $\nu = 0.35$ を与えたため、 $K_0 = 0.54 \left(= \frac{0.35}{1-0.35} \right)$ とした。さらに、後で行う浸透流解析の際に注入水が地表面から浸出しない範囲で初期地下水位を高く設定して水圧破碎に対して危険側の条件となるように、地下水位を G. L. - 2.5 m とした。また、岩の引張強度 T についても、水圧破碎に対して危険側の条件となるようにこの値を無視して $T = 0 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

以上の値を式(2)に代入すると、この深さで水圧破碎が生じる有効注入圧力 P が次のように求まる。

$$P = 2 \times 0.54 \times (3.0 \times 10^{-3}) \times (12.5 \times 10^2) + 0 - 2 \times 1.0 = 2.05 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots(5)$$

従って、今回のモデルのように、浅い部分におけるパッカー直上部のパイピングを検討するためのルジオンテストの有効注入圧力 P は、試験区間周辺部で水圧破碎が発生しないと判断できた 2.05 kgf/cm^2 以下の値である $P = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

有効注入圧力 $P = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、飽和時透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、負の最大圧力水頭 $\phi_0 = -1 \text{ m}$ を与えて、パッカー長 L の効果を調べるために、浸透流解析を行い、パッカー直上部の最大水平方向動水勾配 i_H （このエレメントは図-5の斜線部に対応する。）を求めた結果が図-19である。なお、パッカー長 L は、パッカー上端が G. L. - 2.5 m に一致する 7.5 m を最長とした。

図-19より、有効注入圧力 $P = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、地下水位はその対象となるパッカー上端面に一致するという条件下では、パッカー長の効果は、確かにその長さが長くなればなる程高くなるが、 $L = 2.5 \text{ m}$ 以上になると効果の増加率が小さくなる。

では次に、ここで求まった水平方向動水勾配 i_H は、限界動水勾配 i_c に比較して安全側（ $i_H < i_c$ ）と言えるだろうか。一般によく用いられる限界動水勾配の式として、次式が挙げられる。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad \dots\dots\dots(6)$$

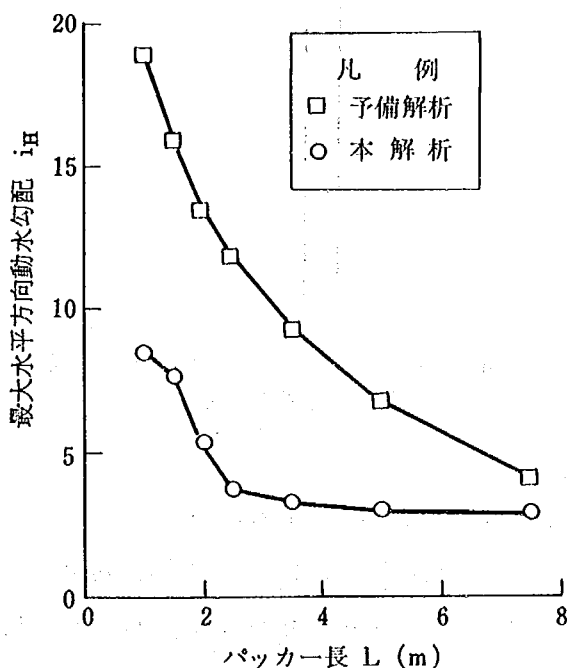


図-19 浅い部分でのパッカー長の効果

ここに、 G_s は土粒子の比重、 e は間隙比である。

一般の地盤における土粒子の比重 G_s は約2～3，間隙比 e は約1.0前後であるから，式(6)の i_c は約1となるため，ここで解析した全てのモデルに対し $i_c < i_H$ となり，パイピングが生じることになる。しかし，式(6)は，砂地盤を対象にし重量と浸透力のバランスから求めたものであり，地盤の粘着力等の抵抗力が一切考慮されていない。もしこれらを考慮すると， i_c はかなり大きな値を示すし，²⁾ 実際の地盤は必ず粘着力等の抵抗力を持つため，これらを考慮すべきである。ただし，実際にはルジオンテスト実施対象地盤の粘着力等を知ったうえで詳しい検討を行わなければならない。

以上のことから，浅い部分でルジオンテストを行う際に，パッカー直上部でパイピングが生じないようにするための対策としては，十分長いパッカー（約2.5 m以上）を用いたり，図-20に示すようにパッカー長以上の長さに渡ってセメンテーション等を行い孔壁部に不透水層を形成したり，図-21に示すようにケーシングパイプを孔内に挿入することにより試験区間上の孔壁面を全て不透水境界にすること等が考えられる。

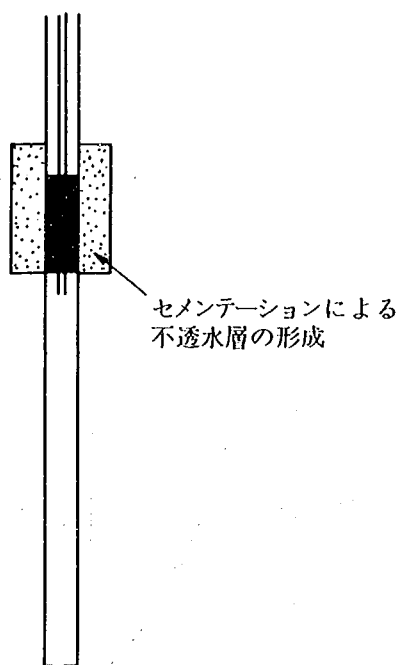


図-20 セメンテーションによる不透水層の形成

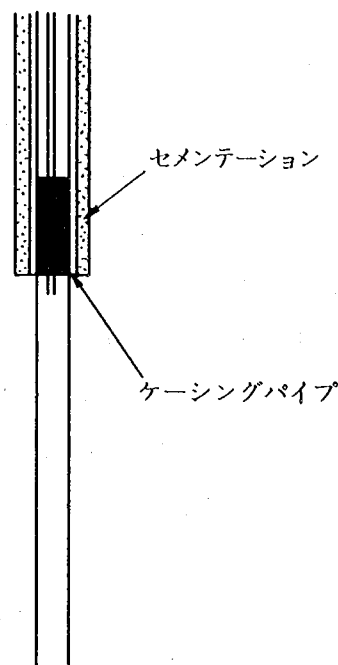


図-21 ケーシングパイプによる不透水層の形成

(2) 深い部分に対する検討

有効注入圧力 $P = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ ，飽和時透水係数 $k_0 = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ，負の最大圧力水頭 $\phi_0 = -1 \text{ m}$ の条件下で，パッカー長 L の効果を調べるために，浅い部分に対する検討と同様に水圧破壊は発生しないと思われる深い部分に対して浸透流解析を行い，パッカー直上部の最大水平方向動水勾配 i_H を求めた結果が図-22である。

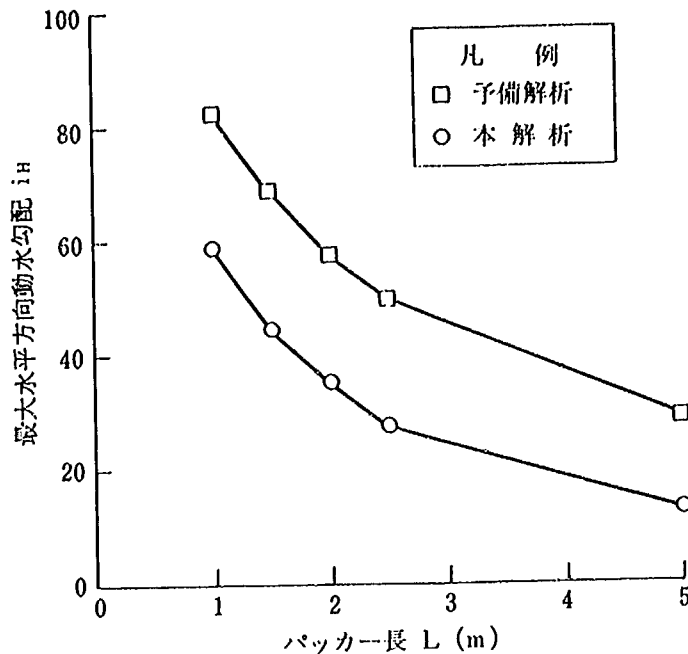


図-22 深い部分でのパッカー長の効果

図-19の結果を求めた際の計算では、土圧の影響を全く考慮されていないため、どの深さで試験を行ったと考えても解析結果として得られる地下水面分布がモデル地表面以下であれば i_H の値は変わらない。この図より、パッカーが長くなればなるほど i_H の値は小さくなるが、なかなか効果的な (i_H 低減率が小さくなるため) パッカー長を求めるには至らない。ただし、図-19の有効注入圧力 $P = 2 \text{ kgf/cm}^2$ の結果を参考にすると、その注入圧力を水頭値に換算したときの約1割強の長さにパッカーが達すると、ほぼパッカー長の効果は限界に達したと見なせた。従って、 $P = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ では約10 mのパッカー長の場合が最も有効であると考えられる。逆に言うと、パッカー長が10 m以下ではかなり大きな i_H を示すことになる。しかし、実際には10 m以上のパッカーを使用することは不可能である。

以上のことより、水圧破壊を生じないくらい深い部分でルジオンテストを行う場合には、地盤の粘着力等の抵抗がある程度パイピングの防止に有効に作用するとは考えられるが、やはりパッカー直上部をまわり込むパイピングには十分注意しなければならない。そして、この場合の対策としては、図-19に示したアンダーリーミング後のセメンテーションにより不透水層を孔壁部に形成する方法が考えられる。

参 考 文 献

- 1) R. E. Goodman (大西有三・谷本親伯共訳)：わかりやすい岩盤力学，鹿島出版会，p. 75，1984年11月。
- 2) 朝倉喜美男・長谷川英明：土質材料のパイピングに対する抵抗性とフィルターの有効性について，中部電力株式会社総合技術研究所報告書，1970年7月。

参 考 資 料 — 5

ルジオンテストにおける乱流の影響



1. 概 説

ルジオンテストを透水性の大きい地盤で、かつ大きい注入圧力で実施した場合、試験区間からの水の流れが層流から乱流に移行することにより $P-Q$ 曲線が直線関係からずれ、 P 軸に近づく傾向を示すことがある（図-1 参照）。そこでここでは、層流から乱流への移行条件や乱流現象が発生した場合のルジオン値の精度を以下に示す 3 つのモデル地盤に対してルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解を求めることにより検討する。

- ① 亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤
- ② 亀裂を平行板で置き換えたモデル地盤
- ③ 粒状体により構成されたモデル地盤

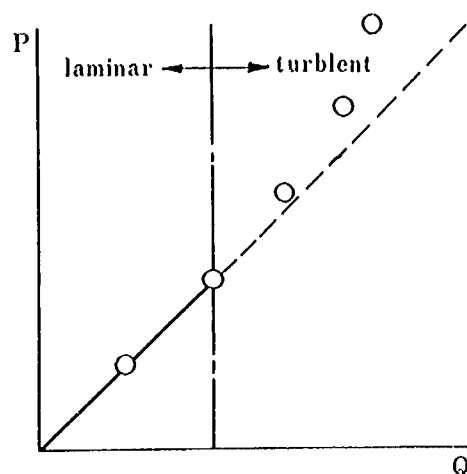


図-1 乱流の影響を受けた $P-Q$ 曲線

2. 理論解の誘導

2.1 亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤

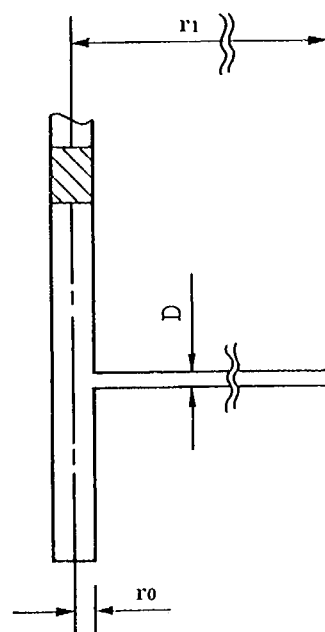
2.1.1 モデル地盤の概要

ここでは、岩自体は透水性をもたず、地盤（岩盤）の透水性は亀裂の透水性で代表されるような地盤を想定する（本文 4 章の基礎地盤分類では地盤 I に属す。）。この地盤を図-2 に示すような亀裂をパイプに置き換えたモデル地盤と見なし、ルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解を求める。なお、このモデル地盤には以下の仮定を設ける。

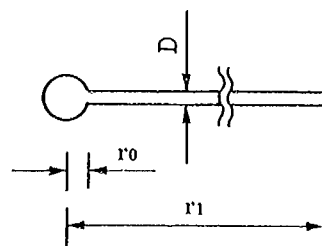
- ① パイプ亀裂は鉛直方向に設置された試験孔に直交する。
- ② パイプ亀裂内壁は完全に滑らかである。
- ③ パイプ亀裂の内径 D は、試験孔からの距離 r によらず一定である。
- ④ 岩石自体は不透水で、地盤中の流れは亀裂中の流れで代表する。
- ⑤ パイプ亀裂内を水は自由水面をもたずに流れる。

2.1.2 理論解の誘導

図-3 に示すように、パイプ亀裂内の地点 1, 2 に対して Bernoulli の法則を適用すると、



(a) 断面図



(b) 平面図

図-2 亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤

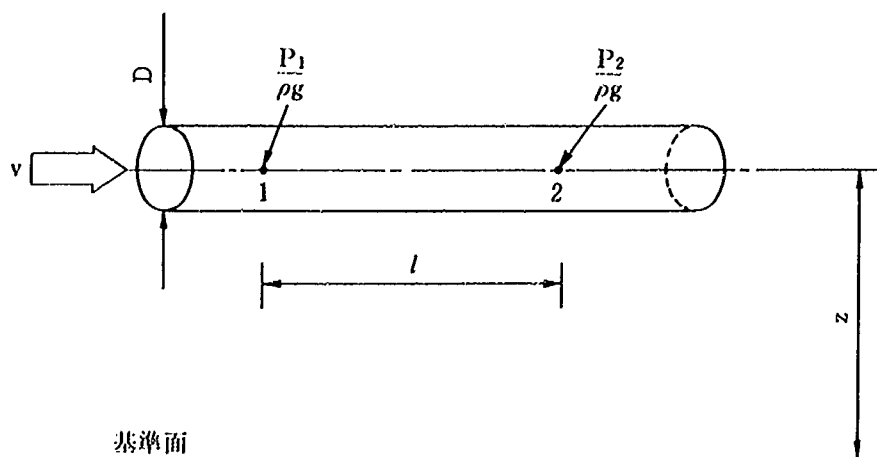


図-3 パイプ亀裂内の流れ

$$\underbrace{\frac{v^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g} + z}_{\text{地点1での全水頭}} = \underbrace{\frac{v^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho g} + z}_{\text{地点2での全水頭}} + \underbrace{f \frac{\ell}{D} \frac{v^2}{2g}}_{\text{摩擦損失水頭}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Q = v A = \frac{\pi}{4} D^2 v \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 v ：パイプ亀裂内の断面平均流速、 P_1 、 P_2 ：地点1、2での管内圧力、 z ：基準面からパイプ軸までの高さ、 f ：パイプ亀裂の摩擦損失係数、 D ：パイプ亀裂の直径、 ℓ ：地点1、2間の距離、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 Q ：流量（注入量）、 A ：断面積。

式(1)を解くと、

$$f \frac{\ell}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{P_1 - P_2}{\rho g} \quad \dots\dots\dots(1)'$$

いま、地点1を試験孔壁部（ $r = r_0$ ）、また地点2を試験孔中心軸から影響半径 r_1 だけ離れた地点に一致させる。なお、ここでいう影響半径 r_1 とは、理論解を求める際、その地点での圧力（ P_2 ）を0（ゼロ）と見なしても差し支えない地点と試験孔中心軸との距離である。よって、

$$\ell = r_1 - r_0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

式(3)を式(1)'に代入したうえで v について解くと、

$$v = \sqrt{\frac{2gD}{f(r_1 - r_0)} \frac{P_1}{\rho g}} = \sqrt{\frac{2gDh_0}{f(r_1 - r_0)}} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 h_0 は有効注入圧力 P_0 （ $= P_1$ ）の水頭表示である。また、摩擦損失係数 f は流れの状況および管の凸凹の状態に応じて表-1および図-4に示す値となる。

滑らかなパイプ亀裂内の流れが層流である場合の注入量 Q は、式(4)と表-1より、

表-1 摩擦損失係数¹⁾

流	れ	$Re = \frac{vD}{\nu}$	滑らかな管	粗い管
層	流	$Re < 2100$	$f = 64/Re$	
乱	流	$Re > 2100$	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log_{10}(Re \sqrt{f}) - 0.8$	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.03 \log_{10}\left(\frac{D}{2k}\right) + 1.74$
			遷移領域 $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2 \log_{10}\left(\frac{2k}{D} + \frac{18.7}{Re \sqrt{f}}\right)$	
			$f = \frac{8gn^4}{(D/4)^{1/3}}$	

Re : レイノルズ数, ν : 水の動粘性係数, k : 絶対粗度, n : Manning の粗度係数。

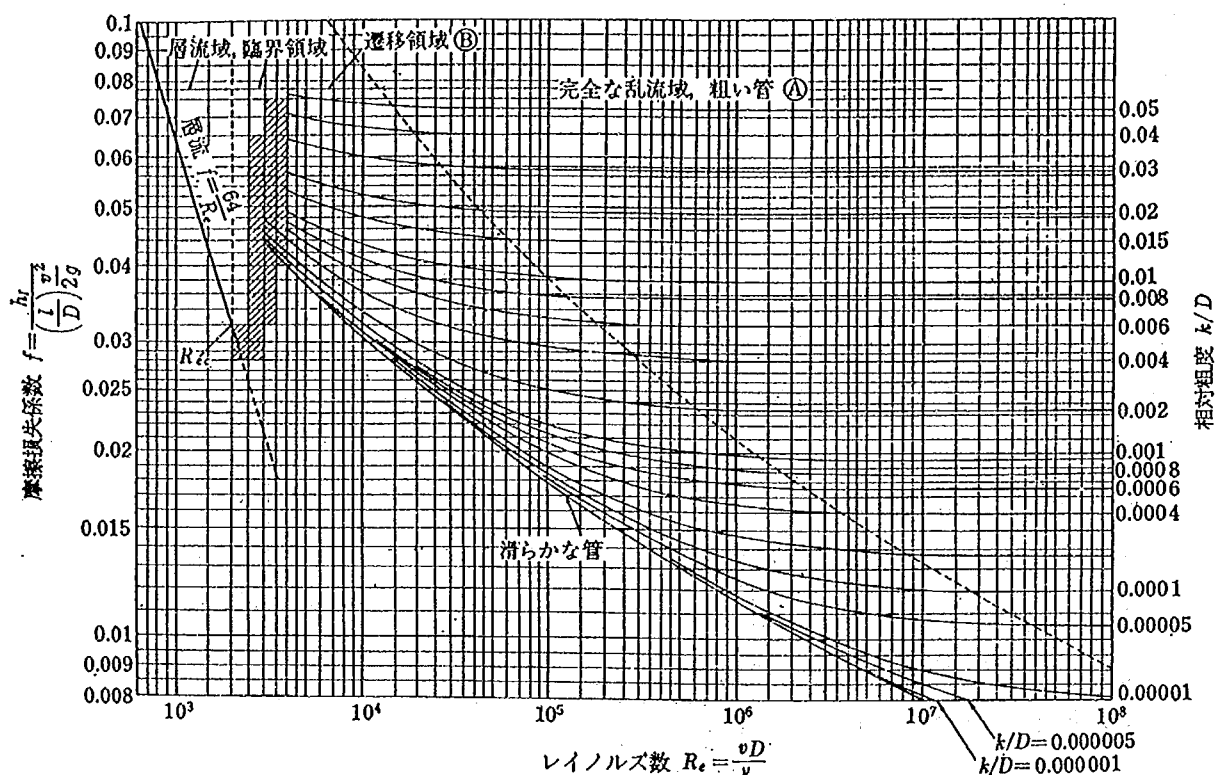


図-4 Moody のダイヤグラム¹⁾

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{g D^2 h_0}{32 \nu (r_1 - r_0)} \\ Q &= v A = v \times \left(\frac{\pi}{4} D^2 \right) = \frac{\pi g D^4 h_0}{128 \nu (r_1 - r_0)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

一方, 乱流の場合の注入量 Q は

$$\left. \begin{aligned} v &= \sqrt{\frac{2g D h_0}{r_1 - r_0}} \times \left\{ 0.882 \log_{10} \left(\sqrt{\frac{2g D^3 h_0}{\nu^2 (r_1 - r_0)}} \right) - 0.8 \right\} \\ Q &= v A = v \times \left(\frac{\pi}{4} D^2 \right) = \frac{\pi}{4} D^2 \sqrt{\frac{2g D h_0}{r_1 - r_0}} \times \left\{ 0.882 \log_{10} \left(\sqrt{\frac{2g D^3 h_0}{\nu^2 (r_1 - r_0)}} \right) - 0.8 \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

パイプ亀裂内の流れが層流であるか乱流であるかの判定は, 明らかにレイノルズ数 Re

($=vD/\nu$) が限界レイノルズ数 $Re_{cr} = 2100$ よりも大きい小さいかによって行う。

また、蛇足ではあるが、この節のパイプ亀裂モデルを用いて以下の説を証明しておこう。つまり、「亀裂性岩盤でルジオンテストを実施する場合、試験孔からの水の流れが層流であれば $P \propto Q$ で、乱流であれば $P \propto Q^2$ 」^{2), 3)} という説である。

層流の場合は、式(5)より h_0 (あるいは P) $\propto Q$ の関係が成り立つのは明らかである。

一方、乱流の場合は、粗いパイプを考える。すると式(4)中の摩擦損失係数 f は、流速によらず一定である(表-1 参照) ことより h_0 (あるいは P) $\propto v^2$ (あるいは Q^2) なる関係があることがわかる。

2.2 亀裂を平行板で置き換えたモデル地盤

2.2.1 モデル地盤の概要

ここでは、2.1 の場合と同様に亀裂性岩盤を対象とする。ただしここでは、亀裂をパイプではなく、図-5 に示す平行板で置換したモデル地盤に対してルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解を求める。⁴⁾ なお、このモデル地盤には以下の仮定を設ける。

- ① 平行板亀裂は鉛直方向に設置された試験孔に直交し、かつ同心円状に発達している。
- ② 平行板亀裂は完全に滑らかである。
- ③ 平行板亀裂の開口幅 t は、半径 r によらず一定である。
- ④ 岩石自体は不透水で、地盤中の流れは亀裂中の流れで代表する。
- ⑤ 平行板亀裂内を水は自由水面をもたずに流れる。

2.2.2 平行板亀裂内の流れの分類

パイプ亀裂の場合は、 r によらず通水断面積が一定であるため、亀裂内のある地点で層流で流れていれば全ての地点で層流であり、乱流の場合も同じことがい

える。つまり、流れの種類としては、①層流、②乱流、の2種類しか存在しない訳である。

一方、平行板亀裂の場合は、通水断面積が試験孔から遠ざかるにつれて大きくなるため、亀裂内の水の流れには、①層流、②乱流、のほかに③試験孔からある地点までが乱流で、そ

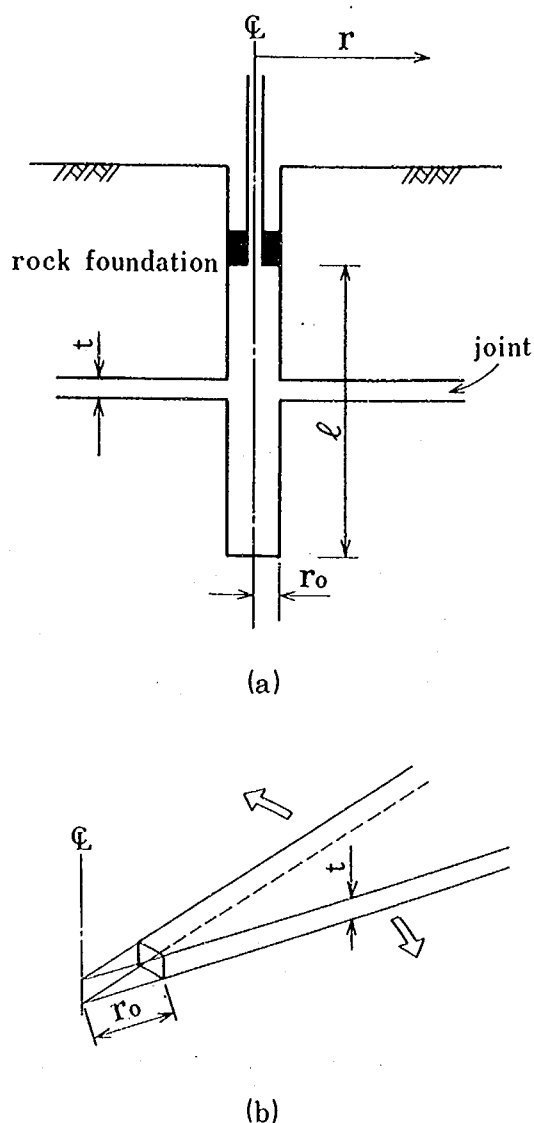
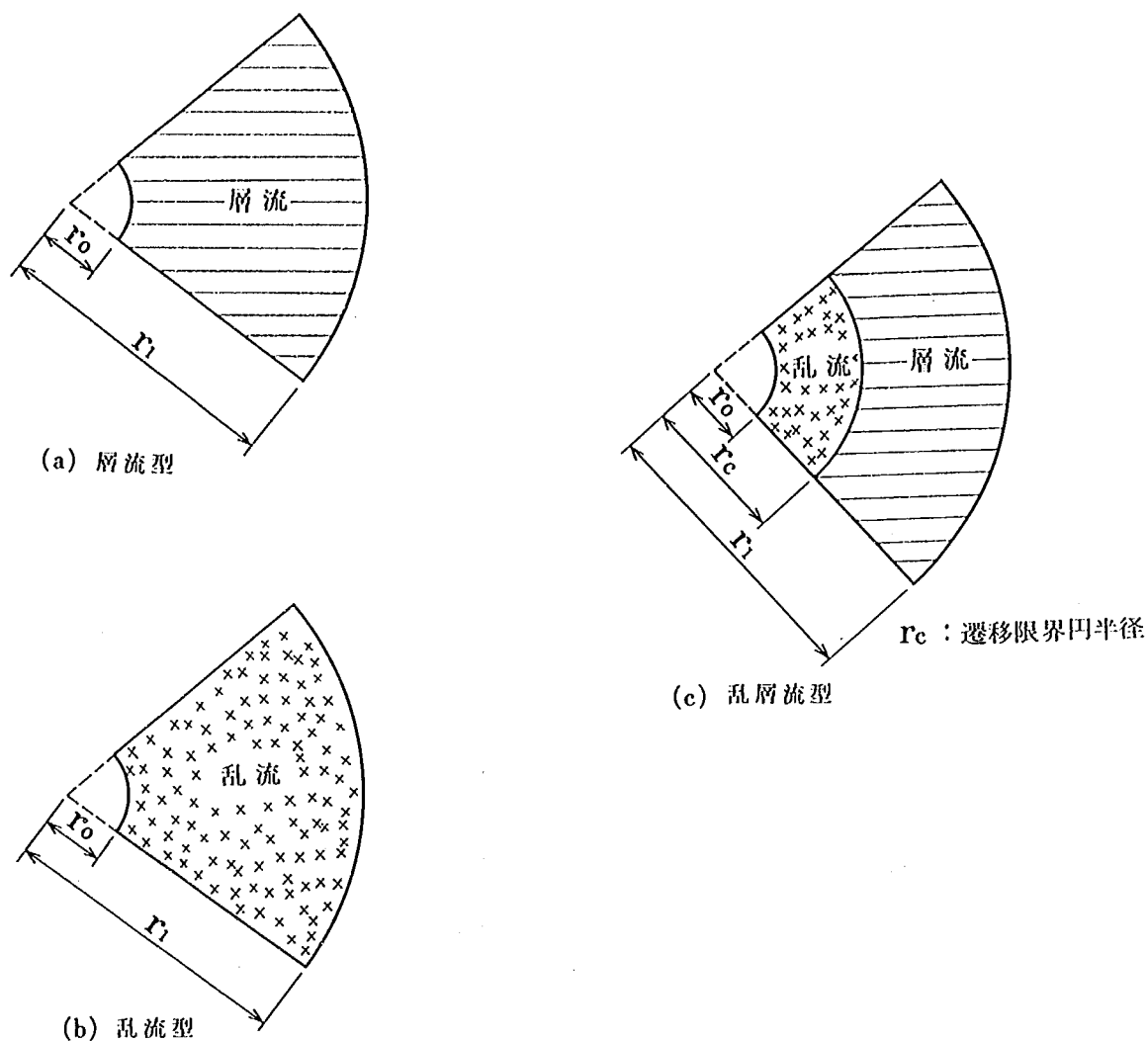


図-5 亀裂を平行板で置き換えたモデル地盤

れ以遠は層流になる流れ（以後，乱層流と呼ぶ。）が加わる（図－6 参照）。よって，次項では，上記3種類の流れに対する注入量 Q の理論解を求める。



図－6 平行板亀裂中流れの分類

2.2.3 理論解の誘導

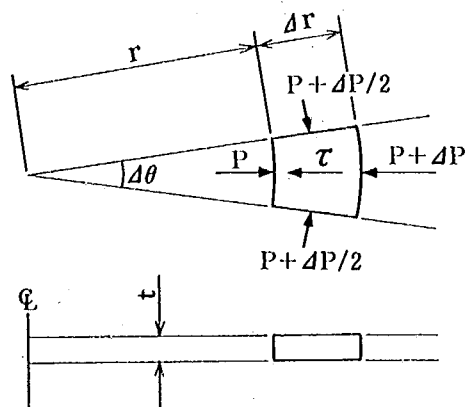
(1) 層流型の場合

平行板亀裂中の微小区間における力のつり合いを考えれば次式が誘導できる（図－7 参照）。

$$\frac{dP}{dr} = -\frac{2\tau}{t} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに， P ：圧力， τ ：壁面摩擦力。

また円管イメージでいくと，壁面摩擦力 τ が次式で表わせる。



図－7 平行板亀裂中の微小区間における力のつり合い

$$\tau = \frac{\lambda \rho v^2}{8} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 λ ：抵抗係数、 ρ ：水の密度、 v ：流速。

平行板亀裂中の流れに対する連続式は、

$$\frac{Q}{2\pi t} = r v = r_0 v_0 = r_1 v_1 \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 Q ：亀裂中流量、 v_0 ： $r = r_0$ での流速、 v_1 ： $r = r_1$ での流速。

Louis⁵⁾は、従来から単一開口亀裂の透水係数に関する研究を行っている。その研究の中で、式(8)を満たす抵抗係数 λ を亀裂中の流れの状態、亀裂の性状に応じて表-2のように整理している。この表によると、流れが層流で亀裂が完全に滑らか(絶対粒度 $k = 0$)である場合の抵抗係数は次式で表わせる。

$$\lambda = \frac{96}{Re} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 Re はレイノルズ数で次式で表わせる。

$$Re = \frac{D_h \cdot v}{\nu} \dots\dots\dots (11)$$

いま、式(11)の D_h は換算(水力)直径であり、

$$D_h = 4R = 4 \frac{A}{S} \rightleftharpoons 2t \dots\dots (12)$$

と亀裂開口幅 t により得られる。式(12)中

の R は動水半径、 A は流水断面積、 S は潤辺長である。さらに(11)中の ν は動粘性係数である。

式(7)～(12)より、平行板亀裂中を層流型で流れる場合の注入量 Q は次式として得られる。

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{(P_0 - P_1) t^2}{12 \mu r \ln(r_1/r_0)} = \frac{g h_0 t^2}{12 \nu r \ln(r_1/r_0)} \\ Q &= v A = v \times (2 \pi r t) = \frac{\pi g h_0 t^3}{6 \nu \ln(r_1/r_0)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 r_0 ：試験孔半径、 r_1 ：影響半径(具体的説明は2.1を参照されたい。)、 P_0 ：

表-2 抵抗係数一覧⁵⁾

	Reg.	λ
Parallel flow $k/D_h \leq 0.033$	lam.	① $\lambda = \frac{96}{Re}$ (Poiseuille)
	turbulent	② $\lambda = 0.316 Re^{-1/4}$ (Blasius)
		③ $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D_h}{3.7}$ (Nikuradse)
Non-parallel flow $k/D_h \wedge 0.033$	laminar	④a $\lambda = \frac{96}{Re} \left[1 + 17 \left(\frac{k}{D_h} \right)^{1.5} \right]$ (Lomize)
		④b $\lambda = \frac{96}{Re} \left[1 + 8.8 \left(\frac{k}{D_h} \right)^{1.5} \right]$ (Louis)
	turbulent	⑤a $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2.55 \log \frac{k/D_h}{1.24}$ (Lomize)
		⑤b $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{k/D_h}{1.9}$ (Louis)

k ：絶対粗度。

有効注入圧力 ($= \rho g h_0$), P_1 : $r=r_1$ での圧力で0 (ゼロ), μ : 水の粘性係数 ($= \rho \nu$)

なお、層流型の流れが得られるか否かは、最大流速である試験孔壁部 ($r=r_0$)での流速 v_0 ($= \frac{g h_0 t^2}{12 \nu r_0 \ln(r_1/r_0)}$) を式(11)に代入して得られるレイノルズ数 Re が限界レイノルズ数 Re_{cr} より小さいことを確認することで判定する。なお、理論解の誘導は円管イメージで進めているので、 Re_{cr} としては、パイプ亀裂と同様に2100を採用すればよい。

(2) 乱流型の場合

Blasius (表-2 参照) は、亀裂が滑らかで、かつその内の水の流れが乱流である場合の抵抗係数 λ は、次式で表わせるとしている。

$$\lambda = 0.316 Re^{-\frac{1}{4}} \quad \dots\dots\dots (14)$$

式(7), (8)~(12) および(14)より、平行板亀裂中を乱流型で流れる場合の注入量 Q は次式として得られる。

$$\left. \begin{aligned} v &= 3.995 (P_0 - P_1)^{\frac{4}{7}} \rho^{-\frac{1}{7}} \nu^{-\frac{1}{7}} t^{\frac{5}{7}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_1^{-\frac{3}{4}})^{-\frac{4}{7}} r^{-1} \\ &= 3.995 h_0^{\frac{4}{7}} g^{\frac{4}{7}} \rho^{-\frac{1}{7}} \nu^{-\frac{1}{7}} t^{\frac{5}{7}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_1^{-\frac{3}{4}})^{-\frac{4}{7}} r^{-1} \\ Q &= v A = v \times (2 \pi r t) = 7.990 \pi h_0^{\frac{4}{7}} g^{\frac{4}{7}} \rho^{-\frac{1}{7}} \nu^{-\frac{1}{7}} t^{\frac{12}{7}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_1^{-\frac{3}{4}})^{-\frac{4}{7}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

なお、乱流型の流れが得られるか否かは、最小流速である試験孔中心軸から影響半径 r_1 だけ離れた地点 ($r=r_1$)での流速 v_1 ($= 3.995 h_0^{\frac{4}{7}} g^{\frac{4}{7}} \rho^{-\frac{1}{7}} \nu^{-\frac{1}{7}} t^{\frac{5}{7}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_1^{-\frac{3}{4}})^{-\frac{4}{7}} r_1^{-1}$) を式(11)に代入して得られるレイノルズ数 Re が限界レイノルズ数 Re_{cr} より小さいことを確認することで判定する。

(3) 乱層流型の場合

この型の流れでは、亀裂内の流れが $r=r_c$ で乱流から層流へ移行する (図-6(c)参照)。つまり、 $r_0 \leq r \leq r_c$ では乱流、 $r_c < r \leq r_1$ では層流である。

まず、式(15)において、 r_1 , P_1 を遷移点での値 r_c , P_c に変換したうえで、 r , v に r_c , v_c (ここに、 $r=r_c$ での流速である。)を代入すると、

$$P_0 - P_c = 0.08857 \rho \nu^{\frac{1}{4}} t^{-\frac{5}{4}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_c^{-\frac{3}{4}}) r_c^{\frac{7}{4}} v_c^{\frac{7}{4}} \quad \dots\dots\dots (16)$$

また、式(13)において、 r_0 , P_0 を遷移点での値 r_c , P_c に変換したうえで、 r , v に r_c , v_c を代入すると、

$$P_c - P_1 = 12 \mu \ln(r_1/r_c) t^{-2} r_c v_c \quad \dots\dots\dots (17)$$

式(16)と(17)より P_c を消去すると、

$$P_0 - P_1 = 0.08857 \rho \nu^{\frac{1}{4}} t^{-\frac{5}{4}} (r_0^{-\frac{3}{4}} - r_c^{-\frac{3}{4}}) r_c^{\frac{7}{4}} v_c^{\frac{7}{4}} + 12 \mu \ln(r_1/r_c) t^{-2} r_c v_c \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに, $P_0 = \rho g h_0$, $P_1 = 0$ 。さらに v_c は限界レイノルズ数 Re_{cr} より,

$$v_c (= v_{cr}) = \frac{Re_{cr} \cdot \nu}{D_h} = \frac{Re_{cr} \cdot \nu}{2t} \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここに, v_{cr} は限界流速である。

以上より, ルジオンテストの実施にあたって, 式(18)の等式中の未知なパラメータは r_c のみである(なお, 影響半径 r_1 の決定法については, 2.3 で述べる。)。よって, r_c について陰関数である式(18)を Newton 法等により数値的に解くことで, r_c を求めることができる。 r_c が決定できれば, 平行板亀裂内を乱層流型で流れる場合の注入量 Q は次式として得られる。

$$Q = v_c A_c = v_c \times (2\pi r_c t) = 2\pi r_c v_c t \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここに, A_c は, $r = r_c$ における通水断面積である。

2.3 粒状体により構成されたモデル地盤

2.3.1 モデル地盤の概要

ここでは, 砂礫地盤のように, 地盤中の水の流れが亀裂等の不連続面中の流れではなく, 地盤構成粒子の間隙中の流れで代表される地盤を想定する(本文4章の基礎地盤分類では地盤Ⅲに属す。)。この地盤に対してルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解を Darcy 則を基本として求める。なお, 試験孔からの水の流れは完全に水平流になっているものとする(図-8 参照)。

2.3.2 粒状体地盤内の流れの分類

粒状体地盤の流れは, 平行板亀裂内の流れと同様に以下の3種類に分類できる(図-6 参照)。

- ① 層流型
- ② 乱流型
- ③ 乱層流型

2.3.3 理論解の誘導

(1) 抵抗則

まず最初に, 粒状体地盤内の水の流れが層流である場合のみ成立する抵抗則である Darcy 則を乱流の場合にまで拡張した抵抗則を求める。層流域での抵抗則は明らかに,

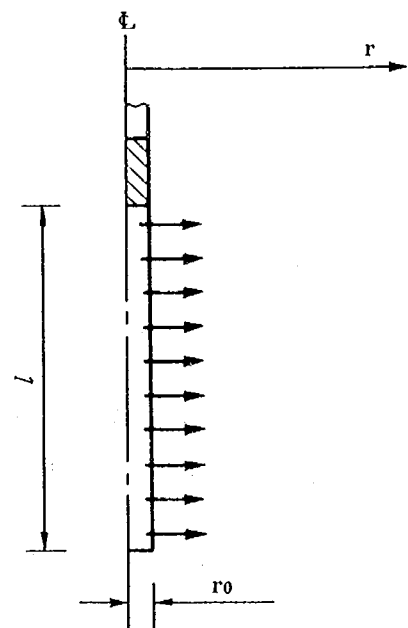


図-8 試験孔からの水流方向

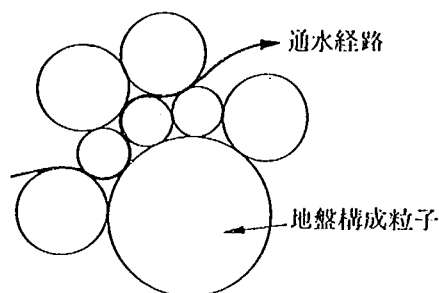
$$i = \frac{1}{k} v \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 i ：動水勾配、 k ：透水係数、 v ：見掛けの流速で次式で得られる。

$$v = n v_a \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 n_v ：地盤の間隙率、 v_a ：真の流速。

地盤内の流れのレイノルズ数 Re が限界レイノルズ数 $Recr$ を越えると、流れが層流から乱流へ移行する。そこで、乱流の抵抗則を求める前に限界レイノルズ数について若干のコメントを付け加えておこう。粒状体地盤内の通水経路は図-9に示すように屈曲しているため、パイプ流における限界レイノルズ数 2100 よりもかなり小さく、⁶⁾ 1～10 程度の値だとされている。^{7), 8), 9)} ただし、一般には、安全側という判断からか、層流の条件を次式が成立することとしている。^{7), 8), 9)}



$$Re = \frac{v d}{\nu} \leq 1 = Recr \quad \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 d ：地盤構成粒子の径。

図-9 粒状体地盤内の通水経路

Fancher ^{7), 9)} らは、 d の算定式として次式を提案している。

$$d = \sqrt[3]{\frac{\sum n_s d_s^3}{\sum n_s}} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 n_s ：径 d_s をもつ土粒子の数、 d_s ：連続した二つの標準ふるい目の平均値。

ここで、再び話の主題を「乱流の抵抗則」に戻そう。乱流状態での抵抗則としては、以下の2式が一般に知られている。⁹⁾

$$i = a v + b v^m \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$i = c v^n \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに、 a 、 b 、 c 、 m 、 n は定数である。

上記2式のうち式(25)の方がより一般的に使用されており、 m の値としては、Lindquist ⁹⁾ の実験によりほぼ2としても問題ないことが証明されている。一方、式(26)については、その形は非常に簡単ではあるが、 n の値は1から2の間であるというところまでしか限定できないようである。⁹⁾ ただし、ここでは、式形が簡単であるので式(26)を基本式に以下の話を進める。

いま、乱流の基本式を式(26)とすると、定数 c の値を決定しなくてはならない。まず、層流から乱流に移行する地点での限界動水勾配 i_{cr} と限界流速 v_{cr} の間には、層流および

乱流の抵抗則が成立する。よって、式(21)および(26)に i_{cr} , v_{cr} を代入して、

$$i_{cr} = \frac{1}{k} v_{cr} \dots\dots\dots (27)$$

$$i_{cr} = c v_{cr}^n \dots\dots\dots (28)$$

式(27), (28)より定数 c は次式として求められる。

$$c = \frac{v_{cr}^{1-n}}{k} \dots\dots\dots (29)$$

式(29)を式(26)に代入することで、乱流における抵抗則は次式として得られる。

$$i = \frac{1}{k} \left(\frac{v}{v_{cr}} \right)^{n-1} v \dots\dots\dots (30)$$

さらに、式(21)と(30)を見ると、以下に示す透水係数関数 $k(v)$ を導入することで、乱流および層流を含めた抵抗則が $i = v/k(v)$ という Darcy 則型で表わせる。

$$k(v) = \begin{cases} k (= \text{const.}) & (v \leq v_{cr}) \\ k \left(\frac{v_{cr}}{v} \right)^{n-1} & (v > v_{cr}) \end{cases} \dots\dots\dots (31)$$

ここに、限界流速 v_{cr} は、式(23)より次式で求まる。

$$v_{cr} = \text{Recr} \cdot \nu / d = \nu / d \dots\dots\dots (32)$$

式(31)より、粒状体地盤内の流れが層流から乱流に移行すると、見掛け上透水係数が低下することがわかる。

(2) 層流型の場合

試験孔からの水流方向が水平で、かつ層流であるとする、

$$v = -k(v) i = -k \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 ϕ : 速度ポテンシャル, r : 半径方向座標。

また、連続方程式は、

$$\left. \begin{aligned} \frac{Q}{2\pi\ell} = r v = r_0 v_0 = r_1 v_1 = r_c v_c \\ v_c = v_{cr} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34)$$

式(33), (34)より、

$$Q = -2\pi\ell k r \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (35)$$

この微分方程式を $r: r_0 \rightarrow r$, $\phi: h_0 \rightarrow h$ の範囲で解くと,

$$h_0 - h = \frac{Q}{2\pi\ell k} \ln\left(\frac{r}{r_0}\right) \dots\dots\dots (36)$$

ここに, h_0 は $r = r_0$ でのポテンシャル値で, 有効注入圧力の水頭表示に等しい。

式 (34) と (36) より, 任意地点 r での流速 v は次式として求めることができる。

$$v = \frac{k(h_0 - h)}{r \ln(r/r_0)} \dots\dots\dots (37)$$

さらに, 影響半径 r_1 (具体的説明は 2.1 を参照されたい。) を想定し, $r = r_1$, $h = h_1 = 0$ (ここに, h_1 は $r = r_1$ でのポテンシャル値。) なる境界条件と式 (34) を (37) に代入すると, 試験孔からの注入量 Q は次式として得られる。

$$Q = vA = v \times (2\pi r \ell) = \frac{2\pi\ell k h_0}{\ln(r_1/r_0)} \dots\dots\dots (38)$$

なお, 層流型の流れが得られるか否かは, 最大流速である試験孔壁部 ($r = r_0$) での流速 v_0 $\left(= \frac{k(h_0 - h)}{r_0 \ln(r_1/r_0)} \right)$ を式 (23) に代入して得られるレイノルズ数 Re が限界レイノルズ数 $Re_{cr} (= 1)$ より小さいことを確認することで判定する。

(3) 乱流型の場合

試験孔からの水流方向が水平で, かつ完全に乱流であるとする,

$$v = -k(v)i = -k\left(\frac{v_{cr}}{v}\right)^{n-1} \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (39)$$

式 (39) と (34) より,

$$Q^n = - (2\pi\ell)^n k v_{cr}^{n-1} r^n \frac{\partial \phi}{\partial r} \dots\dots\dots (40)$$

この微分方程式を $r: r_0 \rightarrow r$, $\phi: h_0 \rightarrow h$ の範囲で解くと,

$$h_0 - h = \left(\frac{Q}{2\pi\ell} \right)^n \frac{(r_0^{1-n} - r^{1-n})}{k v_{cr}^{n-1} (n-1)} \dots\dots\dots (41)$$

式 (34) と (41) より, 任意地点 r での流速 v は次式として求めることができる。

$$v = \left\{ \frac{(h_0 - h) k v_{cr}^{n-1} (n-1)}{r^n (r_0^{1-n} - r^{1-n})} \right\}^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots (42)$$

さらに, 影響半径 r_1 を想定し, $r = r_1$, $h = h_1 = 0$ なる境界条件と式 (34) を (37) に代入すると, 試験孔からの注入量 Q は,

$$Q = 2\pi\ell \left\{ \frac{h_0 k v_{cr}^{n-1} (n-1)}{(r_0^{1-n} - r_1^{1-n})} \right\}^{\frac{1}{n}} \dots\dots\dots (43)$$

なお, 乱流型の流れが得られるか否かは, 最小流速である試験孔軸から影響半径 r_1 だけ離れた地点 ($r = r_1$) での流速 v_1 $\left(= \left\{ \frac{h_0 k v_{cr}^{n-1} (n-1)}{r_1^n (r_0^{1-n} - r_1^{1-n})} \right\}^{\frac{1}{n}} \right)$ を式 (23) に代入して得ら

れるレイノルズ数 Re が限界レイノルズ数 $Re_{cr} (=1)$ より大きいことを確認することで判定する。

(4) 乱層流型の場合

この型の流れでは、 $r_0 \leq r \leq r_c$ で乱流、 $r_c < r \leq r_1$ で層流である。

まず、式(40)を $r: r_0 \rightarrow r_c$ 、 $\phi: h_0 \rightarrow h_c$ (ここに、 h_c は $r = r_c$ におけるポテンシャル値。) の範囲で、式(35)を $r: r_c \rightarrow r_1$ 、 $\phi: h_c \rightarrow h_1 = 0$ の範囲で解くと、

$$h_0 - h_c = \left(\frac{Q}{2\pi\ell} \right)^n \frac{(r_0^{1-n} - r_c^{1-n})}{k v_{cr}^{n-1} (n-1)} \quad \dots\dots\dots (44)$$

$$h_c = \frac{Q}{2\pi\ell k} \ln \frac{r_1}{r_c} \quad \dots\dots\dots (45)$$

式(44)、(45)より h_c を消去したうえで、式(34)を用いて Q を消去すると次の等式が得られる。

$$h_0 = (r_c v_{cr})^n \frac{(r_0^{1-n} - r_c^{1-n})}{k v_{cr}^{n-1} (n-1)} + (r_c v_{cr}) \frac{\ln(r_1/r_c)}{k} \quad \dots\dots\dots (46)$$

式(46)をNewton法等により数値的に解くことで、未知のパラメータ r_c を求めることができる。 r_c が求まれば、次式より乱層流型の場合の注入量 Q を求めることができる。

$$Q = 2\pi\ell r_c v_{cr} (= 2\pi\ell r_c v_c) = 2\pi\ell r_c \nu / d \quad \dots\dots\dots (47)$$

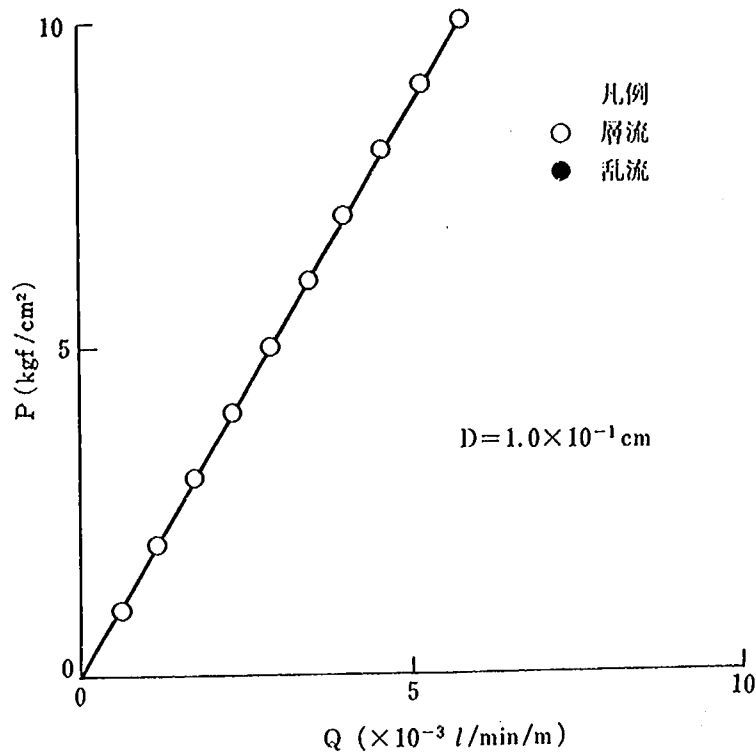
3. 乱流影響の定量的検討

3.1 亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤

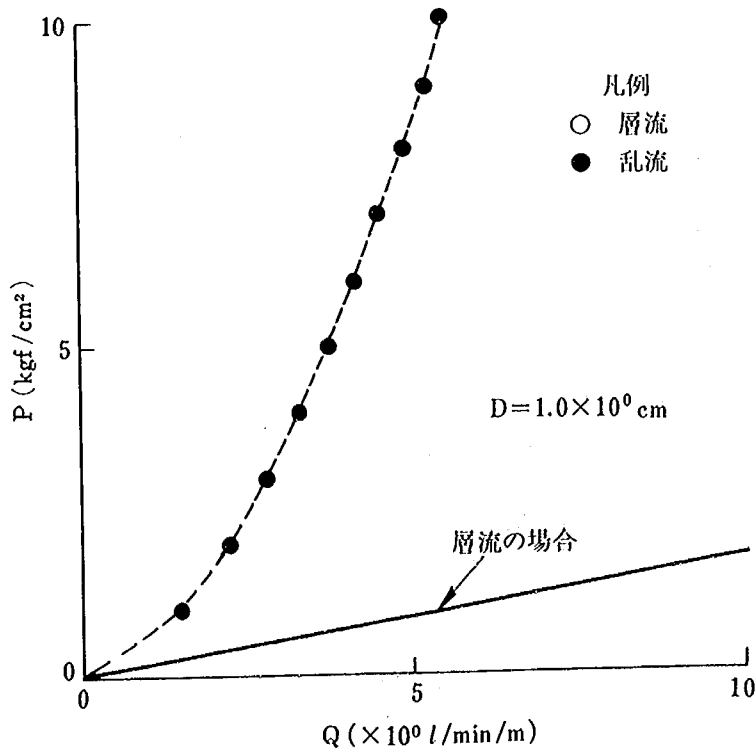
2.1 で求めた注入量 Q の理論解をもとに計算した $P-Q$ 曲線の例を図-10に示す。なお、計算に際しては、亀裂が試験孔を貫通、つまり亀裂が2本あるものとした。また、計算に用いた入力物性値を表-3にまとめておく。水の密度 ρ 、粘性係数 μ 、動粘性係数 ν は水温 20°C の値を採用した。¹⁰⁾ 影響半径 r_1 は、試験孔からの地盤への水の流れがDarcy則に従い、かつ試験孔軸上に存在する湧源からのポテンシャルフローであると仮定した場合に、孔中心軸からポテンシャルが孔壁部 ($r = r_0$) のその1%以下に減じるところ(図-11参照)までの距離を採用して100 mとした。

さらに、パイプ亀裂径 D および有効注入圧力 P_0 を種々に変化させて行った計算から判明した流れの状況(層流か乱流か)を表-4に、また、各条件から得た流量(ルジオン値)と層流で流れているとした場合の流量(ルジオン値)の比を層流で流れているとした場合のルジオン値について整理したものを図-12に、パイプ亀裂径について整理したものを図-13に示す。これらの図表から以下のことが言える。

- ① パイプ亀裂径 D が大きい程、また有効注入圧力 P_0 が大きい程、乱流状態に移行し易い。
- ② 今回の計算例では、 $P_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は D が $3 \sim 5 \text{ mm}$ で乱流に移行し、 $P_0 = 10$



(a) 乱流現象なし ($D = 1.0 \times 10^{-1}$ cm)

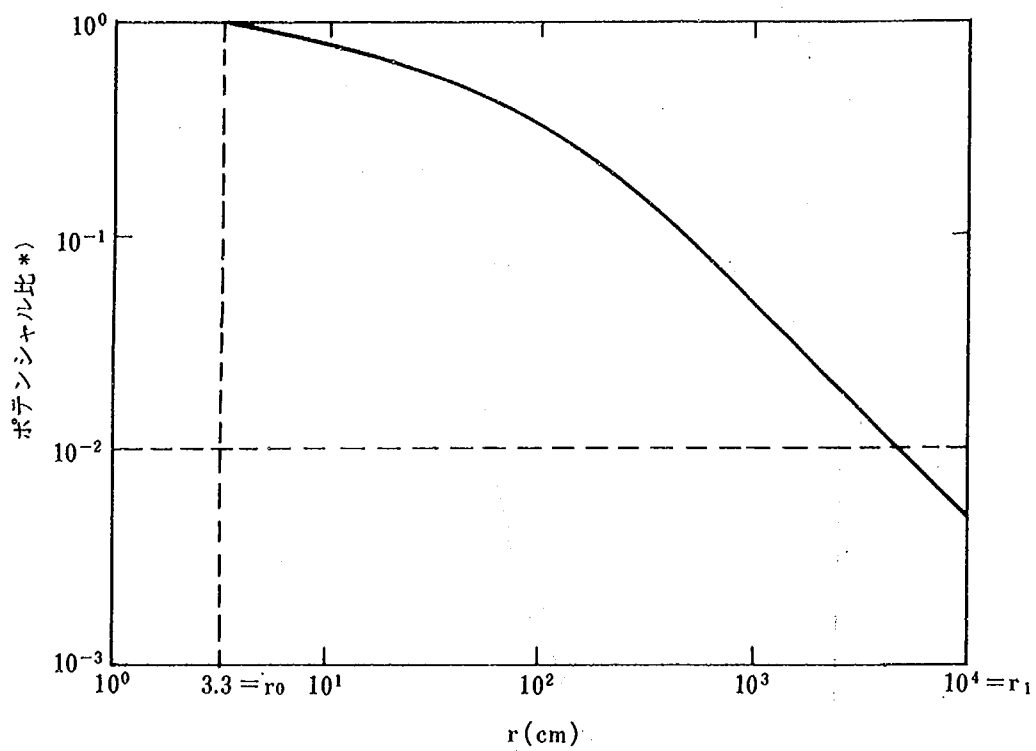


(b) 乱流現象あり ($D = 1.0 \times 10^0$ cm)

図-10 パイプ亀裂モデルの $P-Q$ 曲線例

表-3 入力物性値

試験区間長 ℓ	5 m
試験孔半径 r_0	0.033 m
影響半径 r_1	100 m
重力加速度 g	980 cm/s ²
水の密度 ρ	0.99823 g/cm ³
水の粘性係数 μ	10.09×10^{-3} g/cm/s
水の動粘性係数 ν	0.0101 cm ² /s



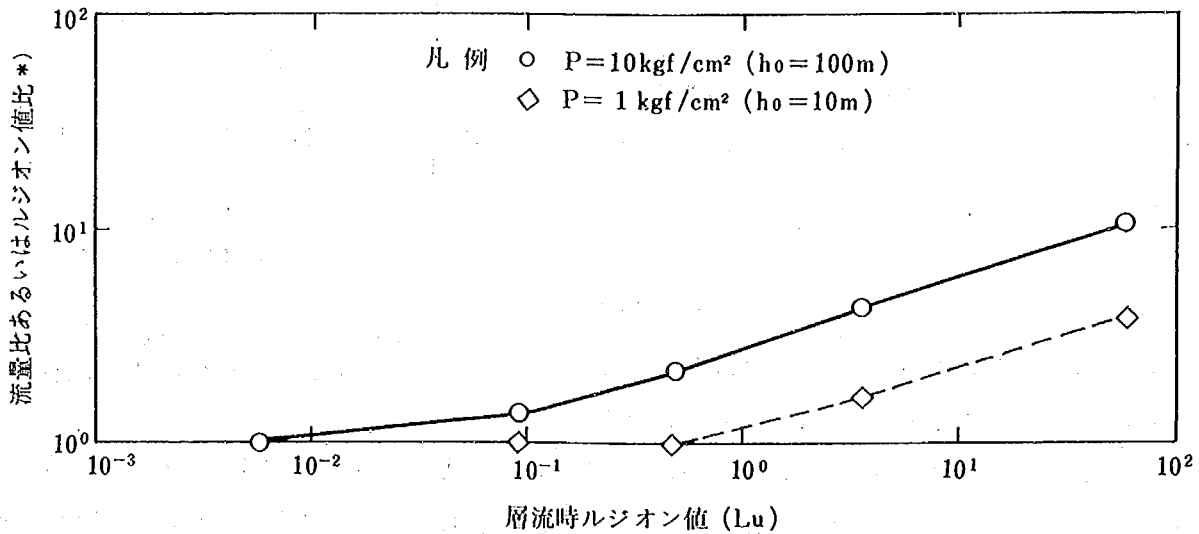
注) *) ポテンシャル比とは、任意地点のポテンシャル値を孔壁部のポテンシャル値で除したものである。

図-11 試験孔周辺地盤内のポテンシャル分布

表-4 流れ状況の判定

パイプ亀裂径 D (cm)	有効注入圧力 P_o (kgf/cm ²)	
	1	10
1.0×10^{-1}	L	L
2.0×10^{-1}	L	L
3.0×10^{-1}	L	T
5.0×10^{-1}	T	T
1.0×10^{-1}	T	T

注) L: 層流, T: 乱流。



注) *) 乱流も考慮した形で行った計算の結果求めた流量 (ルジオン値) で層流時流量 (ルジオン値) を除したもの。また、ルジオン値は一圧のルジオンテストを実施したものとして求めた。

図-12 層流ルジオン値と流量比あるいはルジオン値比の関係

kgf/cm² の場合は D が 2 ～ 3 mm で乱流に移行している。

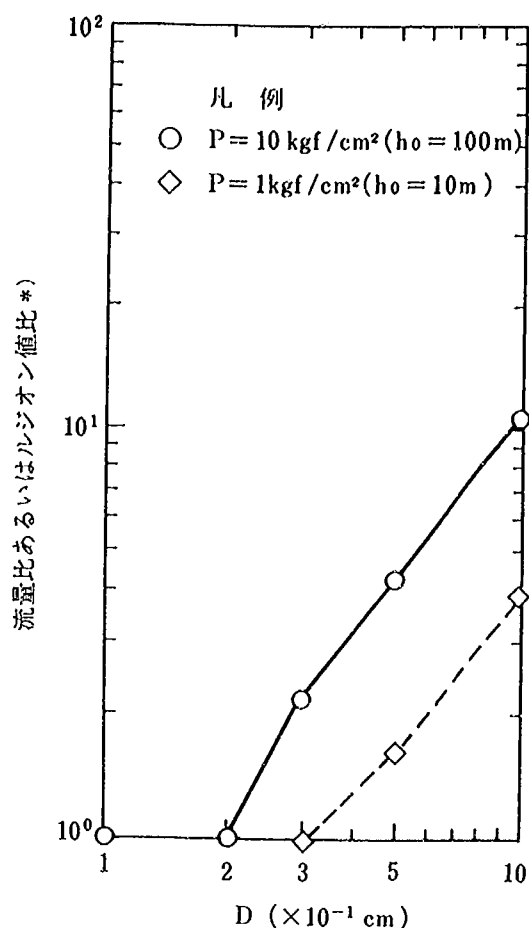
- ③ また、 $P_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の場合はルジオン値が 1 Lu 程度以上になると乱流に移行し、 $P_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は 0.01 Lu 程度以上になると乱流に移行している。ただし、このルジオン値は、5 m の試験区間を 2 本のパイプ亀裂が横切っている場合の値であり、亀裂密度が様々な実地盤のルジオン値とは 1 対 1 に対応するものではないことを注意しておく。
- ④ 同じ乱流状態でも、パイプ亀裂径 D が大きい程、また有効注入圧力 P_0 が大きい程、得られるルジオン値（一圧式）と層流ルジオン値との差は大きくなる。

3.2 亀裂を平行板で置き換えたモデル地盤

2.2 で求めた注入量 Q の理論解をもとに計算した $P-Q$ 曲線の例を図-14 に示す。入力物性値については、表-3 を参照されたい。

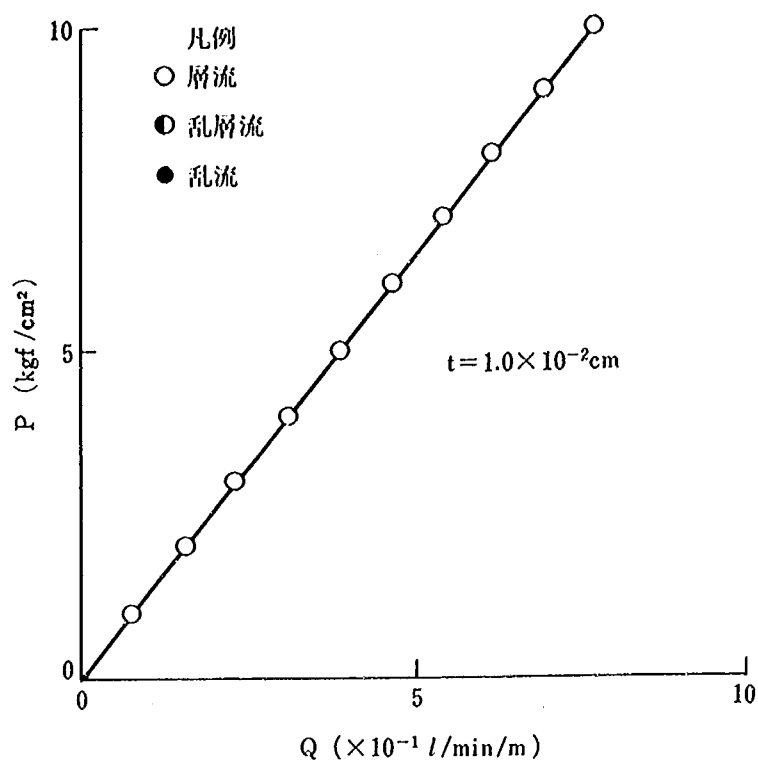
さらに、平行板亀裂開口幅 t および有効注入圧力 P_0 を種々に変化させて行った計算から判明した流れの状況を表-5 に示す。また、各条件から得られた流量（ルジオン値）と層流で流れているとした場合の流量（ルジオン値）の比を層流で流れているとした場合のルジオン値について整理したものを図-15 に、平行板亀裂開口幅 t について整理したものを図-16 に示す。これらの図表から以下のことが言える。

- ① 平行板亀裂開口幅 t が大きい程、また有効注入圧力 P_0 が大きい程、乱流状態に移行し易い。
- ② 今回の計算例では、 $P_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は t が 0.3 ～ 0.5 mm で乱流に移行し、 $P_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は 0.1 ～ 0.2 mm で乱流に移行している。平行板亀裂では、パイプ亀裂との形状の違いにより、乱流に移行する際の亀裂幅（パイプ亀裂なら D ，平行板亀裂なら t ）がパイプ亀裂よりも 1 オーダ程小さい値となっている。
- ③ また、 $P_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の場合はルジオン値が 10 Lu 程度以上になると乱流に移行し、 $P_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は、1 Lu 程度以上になると乱流に移行している。乱流移行時のルジオン値がパイプ亀裂の場合と異なるのは、②と同様に亀裂形状の違いによる。さらに、上記のルジオン値は、5 m の試験区間を 1 本の平行板亀裂が横切っている場合の値であり、亀裂密度が様々な実地盤とのルジオン値とは 1 対 1 に対応するものではないことを注意しておく。

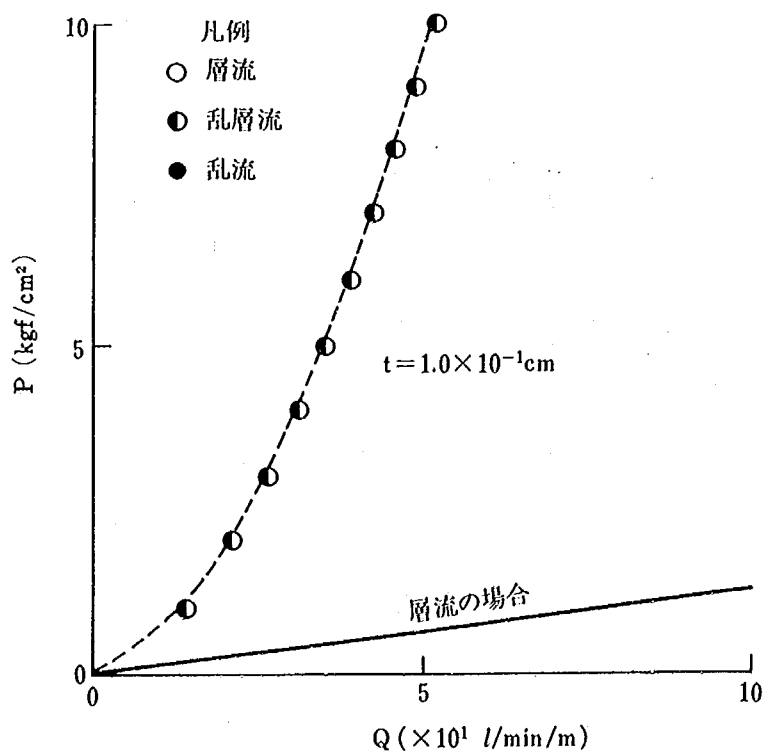


注) *) 図-12の注) 参照。

図-13 パイプ亀裂径と流量比あるいはルジオン値比の関係



(a) 乱流現象なし ($t = 1.0 \times 10^{-2}$ cm)



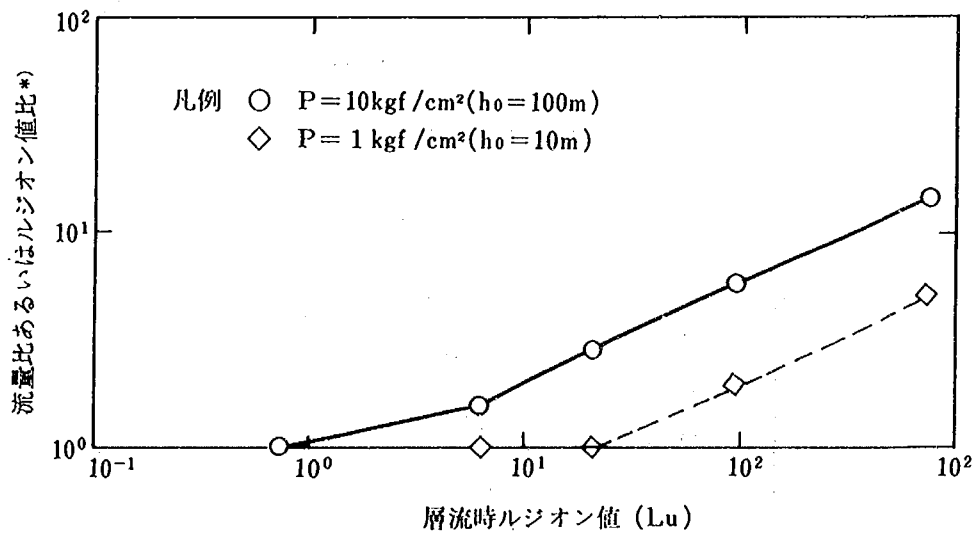
(b) 乱流現象あり ($t = 1.0 \times 10^{-1}$ cm)

図-14 平行板亀裂モデルの $P-Q$ 曲線例

表-5 流れ状況の判定

平行板亀裂開 口幅 t (cm)	有効注入圧力 P_0 (kgf/cm ²)	
	1	10
1.0×10^{-2}	L	L
2.0×10^{-2}	L	T
3.0×10^{-2}	L	T
5.0×10^{-2}	T	T
1.0×10^{-1}	T	T

注) L: 層流, T: 乱流。



注) *) 乱流も考慮した形で行った計算の結果求めた流量(ルジオン値)で層流時流量(ルジオン値)を除いたもの。また、ルジオン値は一圧のルジオンテストを実施したものとして求めた。

図-15 層流ルジオン値と流量比あるいはルジオン値比の関係

- ④ 同じ乱流状態でも、平行板亀裂開口幅 t が大きい程、また有効注入圧力 P_0 が大きい程、得られるルジオン値（一圧式）と層流ルジオン値との差は大きくなる。

3.3 粒状体により構成されたモデル地盤

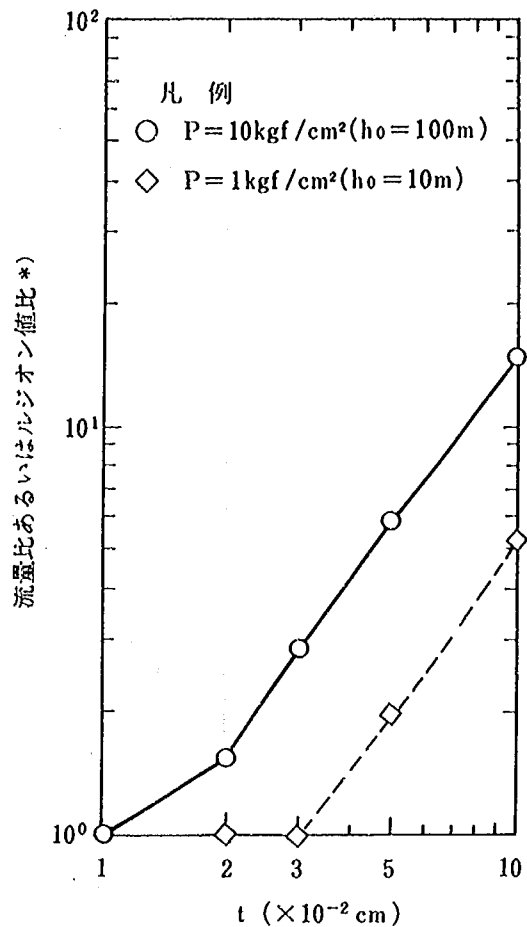
2.3 で求めた注入量 Q の理論解をもとに計算した $P-Q$ 曲線の例を図-17 に示す。入力物性値については、表-3 を参照されたい。

さらに、粒状体モデル地盤の構成粒子径 d 、透水係数 k および有効注入圧力 P_0 を種々に変化させて行った計算から判明した流れ状況を表-6 に示す。なお、透水係数 k と粒子径 d の組み合わせは、Taylor¹¹⁾、Terzaghi¹²⁾らの粒子径 d と透水係数 k の関係式と表-7 に示す各地層の間隙率等を総合的に検討して決定した。これらの図表から以下のことが言える。

- ① 粒状体地盤の構成粒子径 d および透水係数 k が大きい程、また有効注入圧力 P_0 が大きい程、乱流状態に移行し易い。

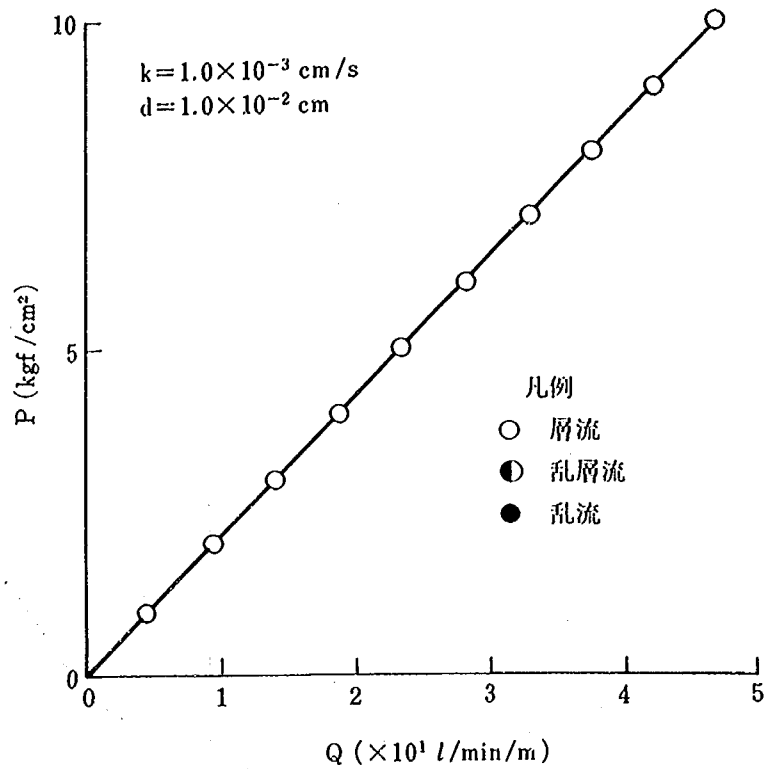
- ② 今回の計算例では、 $P_0 = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の場合でも k が $1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 以下であればほぼ層流で流れており、 $P_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ であれば k が $1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ 程度でも層流で流れることがある。よって、一般にダム基礎として選定される粒状体地盤、例えば砂礫地盤が持つ程度の透水係数であれば、ルジオンテストの結果に乱流の影響が介入する可能性は小さいと言える。

- ③ 同じ乱流状態でも、式(26)の n が大きい程、得られるルジオン値と層流ルジオン値との差は大きくなる。

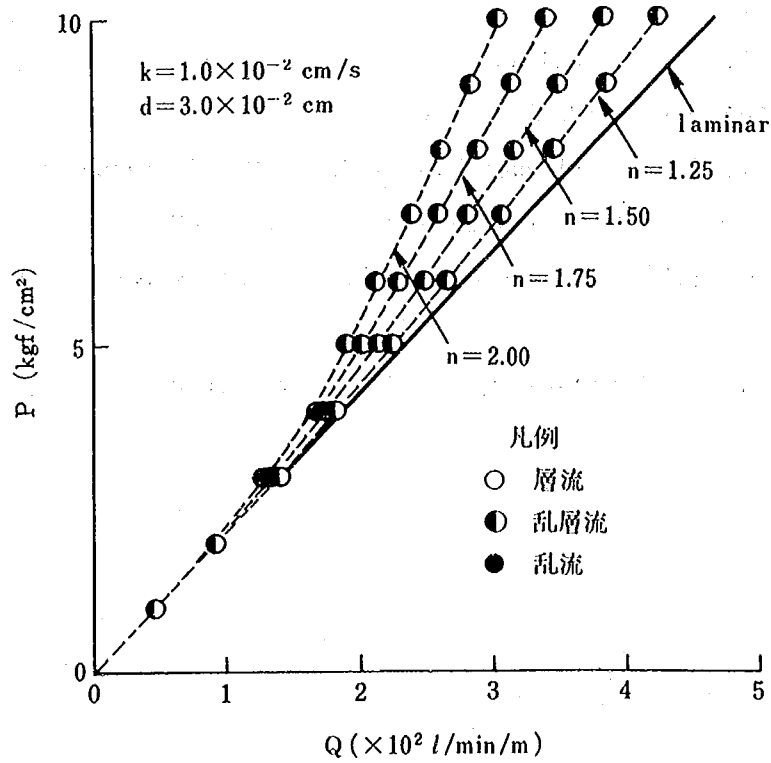


注) *) 図-15の注*) 参照。

図-16 平行板亀裂開口幅と流量比あるいはルジオン値比の関係



(a) 乱流現象なし ($k = 1.0 \times 10^{-3}$ cm/s, $d = 1.0 \times 10^{-2}$ cm)



(b) 乱流現象あり ($k = 1.0 \times 10^{-2}$ cm/s, $d = 3.0 \times 10^{-2}$ cm)

図-17 粒状体モデルの $P-Q$ 曲線例

表-6 流れの状況

粒子径 d (cm)	透水係数 k (cm/s)	有効注入圧力 P_0 (kgf/cm ²)	
		1	10
3.0×10^{-1}	1.0×10^1	T	T
	1.0×10^0	T	T
	1.0×10^{-1}	T	T
1.0×10^{-1}	1.0×10^0	T	T
	1.0×10^{-1}	T	T
	1.0×10^{-2}	T	T
3.0×10^{-2}	1.0×10^{-1}	T	T
	1.0×10^{-2}	T	T
	1.0×10^{-3}	L	T
1.0×10^{-2}	1.0×10^{-2}	L	T
	1.0×10^{-3}	L	L
	1.0×10^{-4}	L	L
3.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	L	L
	1.0×10^{-4}	L	L
	1.0×10^{-5}	L	L
1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	L	L
	1.0×10^{-5}	L	L
	1.0×10^{-6}	L	L
3.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	L	L
	1.0×10^{-6}	L	L
	1.0×10^{-7}	L	L
1.0×10^{-4}	1.0×10^{-6}	L	L
	1.0×10^{-7}	L	L
	1.0×10^{-8}	L	L

注) L: 層流, T: 乱流。

表-7 土砂の間隙率, 保水率, 有効間隙率¹²⁾

地 層	間 隙 率 (%)	保 水 率 (%)	有効間隙率 (%)	地 層	間 隙 率 (%)	保 水 率 (%)	有効間隙率 (%)
沖 積 礫 層	35	10	25	沖 積 砂 礫 層	30	10 ~ 15	15 ~ 20
細 礫 層	35	20	15	砂 層	35 ~ 40	5 ~ 10	30
砂 丘 砂 層	30 ~ 35	10 ~ 16	20	ロ - ム 層	50 ~ 70	30 ~ 50	20
泥 粘 土 質 層	45 ~ 50	30	15 ~ 20	泥 層 粘 土 層	50 ~ 70	45 ~ 60	5 ~ 10

4. 結 論

この参考資料-5において検討した内容をまとめると以下の通りである。

- ① ルジオンテストを実施した際に、試験孔からの水の流れが層流から乱流への移行条件や乱流現象が発生した場合のルジオン値の精度を検討するための3つのモデル地盤を示した。その3つのモデル地盤とは、④亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤(本文4章の地盤Ⅰに対応)、⑥亀裂をパイプで置き換えたモデル地盤(地盤Ⅰに対応)、③粒状体により構成されたモデル地盤(地盤Ⅲに対応)である。
- ② ①で示した3つのモデル地盤に対してルジオンテストを実施した場合の注入量 Q の理論解を誘導した。
- ③ 各種条件下で、②で求めた注入量 Q の理論解を具体的に計算して $P-Q$ 曲線を求めた。これらの計算例から、亀裂性地盤および砂礫基礎で代表できる粒状体地盤においてルジオンテストを実施した場合の試験孔からの水の流れが乱流になる条件および乱流現象が発生した際のルジオン値の精度について多くのことを明らかにすることができた。具体的な内容は、3.1~3.3に示した通りである。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：水理公式集，昭和60年版，pp. 24~28，1985年1月。
- 2) Lancaster-Jones, P. F. F. : The interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol. 8, pp. 151~154, 1975.
- 3) Housby, A. C. : Routine interpretation of the Lugeon water-test, Journal of Engineering Geology, Vol. 9, pp. 303~313, 1976.
- 4) 松本徳久・山口嘉一：フィル堤体の盛土に伴う基礎岩盤の変形と透水性の変化，土木学会論文集，第370号/Ⅲ-5，pp. 281~290，1986年6月。
- 5) Louis, C. : A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses, Imperial College, Rock Mechanics Research Report, No. 10, pp. 1~90, September 1969.
- 6) 松尾新一郎・木暮敬三：碎石の透水性に関する実験，土と基礎，Vol. 18, No. 2, pp. 5~10, 1970年2月。
- 7) 土質工学会：土質工学ハンドブック(1982年版)，pp. 65~105，1982年8月。
- 8) Harr, M. E. : Groundwater and seepage, McGraw-Hill Book Company, pp. 1~39, 1962.
- 9) Muskat, M. : Flow of homogeneous fluids, McGraw-Hill Book Company, pp. 55~120, 1946.
- 10) 本間仁・安芸皎一：物部物理学，岩波書店，1962年。
- 11) Taylor, D. W. : Fundamentals of soil mechanics, John Wiley & Sons, 1948.
- 12) 前掲1)，pp. 373~393.

ルジオンテストの各種境界条件
下での精度と結果の解釈

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8
土木研究所資料第 2518 号
昭和 6 2 年 1 1 月 (1 9 8 7)
松 本 徳 久 ・ 山 口 嘉 一
弘 末 文 紀

キーワード：ルジオンテスト，ダム基礎，浸透流解析，境界条件，ルジオン値

要 旨 本資料の内容は以下に示す通りである。

- ① ルジオンテストの方法およびルジオン値の求め方を解説した。
- ② 基礎地盤内の水の流れ方によって基礎地盤を 3 つに分類した。
- ③ ルジオンテストをいかなる境界条件下で実施することが望ましいかを示した。
- ④ P-Q 曲線をその形状によって分類し，それぞれの発生原因をまとめたうえでその影響度を検討し，さらに，各種 P-Q 曲線から基礎地盤のルジオン値を正確に求めるための対策を示した。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
フィルダム研究室
御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 25

No. 25

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2518号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印