

フィルダムコアの局部破壊に及ぼすグラウト圧の影響

INFLUENCE OF GROUTING PRESSURE ON THE IMPERVIOUS MATERIAL OF ROCKFILL DAMS

小林 純夫*・二重作 主税**

By Sumio KOBAYASHI and Chikara FUTAESAKU

1. まえがき

フィルダムコアの盛立面から基礎処理グラウチングを施工する場合、あるいはコア着岩部付近のしゃ水性改良のため基礎岩盤内ギャラリーから上向きカーテングラウチングを追加施工する場合に、グラウト圧がコアにおよぼす影響、いわゆる放射状流における hydraulic fracturingについて七倉ダム¹⁾における現場試験および室内試験から検討を行った。この研究は、その結果、コアの破壊は上載重量よりかなり低い加圧状態でも発生すること、また、局部破壊をおこす圧力の大きさは上載荷重よりもむしろ拘束圧およびせん断応力レベルによって支配されることを確かめ、堤体の応力レベルに応じた許容グラウト圧の決定手法を提案するものである。

hydraulic fracturing が原因とされている事例では、

盛立面からコアを通して行ったボーリング孔の削孔用循環水の圧力によるコア内クラックの発生と漏水の例^{2),3)}、極端な場合は最近の Teton ダム⁴⁾のように破壊にいたる事例まで、数多く報告されている。また、放射状流における hydraulic fracturing に関しては、これら実例のほか、L. Bjerrum⁵⁾, W. Wolski⁶⁾, Dancan⁷⁾などにより室内試験によっても現象が検討されている。

2. 現場透水試験における hydraulic fracturing 現象

七倉ダムコアゾーンの盛立管理のための現場透水試験は、施工基準に従いコア盛立面に径 30 cm, 深さ 65 cm の穴を掘削し、水頭 60 cm の定水位法により実施し、 10^{-6} cm/sec オーダーの透水係数を得ているが、さらに高水頭におけるコアの透水性状を把握するため、1973 年

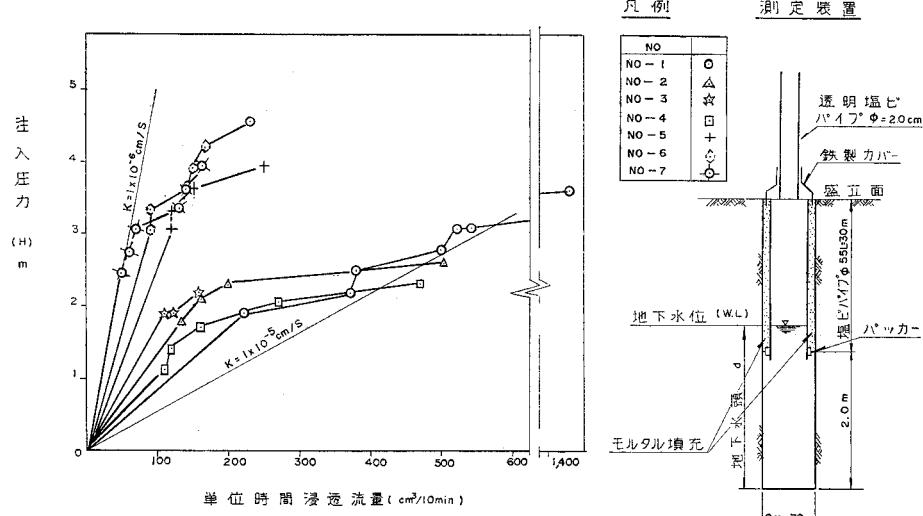


図-1 圧力～浸透流量曲線（七倉ダム）

* 正会員 東京電力(株)高瀬川水力総建設所第三建設所所長

** 正会員 東京電力(株)高瀬川水力総建設所第三建設所第二土木課課長

冬期盛立体止期間を利用してコア盛立面から径 65 mm, 深さ 5 m の試験孔を削孔し, 2~6 m の水頭を加えた定水位透水試験を実施した。透水試験は削孔後, 図-1 に示すようなパッカーセット部を設け, 数日間放置して地下水位が一定になるのを待ち開始した。試験区間は地表下 5~3 m の 2 m 区間とし, 水頭は 30 cm ごとに段階的に上昇させ, 浸透水量を測定した。

試験の結果得られた圧力～浸透流量曲線を同図に示す。この図からわかるように, No. 1~4 孔は水頭約 2 m 以下, No. 5~7 孔では約 3 m 以下において透水係数は 10^{-6} cm/sec オーダーを示しているが, さらに試験水位を上昇させると急速に透水係数(流量)は増大し, hydraulic fracturing の発生が推定される。

図-2 は前記 L. Bjerrum らの試験結果を引用したものであるが, この図では低水圧における透水係数は 10^{-7} cm/sec オーダーであるが試験水圧が $0.4 \sim 0.5 p'$ (p' : 有効上載荷重) を超過すると透水係数は急速に増加している。また, Fornebu においても同様に低水圧

では 10^{-7} cm/sec オーダーの透水係数を示すが $0.8 p'$ になると透水係数は一挙に急増している。七倉ダムでの試験結果も同図に示してあるが, 試験水圧が $0.3 \sim 0.4 p'$ に達すると hydraulic fracturing が発生しているものと推定される。

七倉ダムをはじめ, 一連の試験結果から, hydraulic fracturing の発生する圧力は有効上載荷重よりむしろ最小主応力 σ_3 に支配されることが推定できる。いま, $\sigma_3 = K \cdot p'$ とき, 低圧時の K を 0.7* とすると, 以上の試験結果から破壊現象はほぼ $0.5 \sim 1.0 \sigma_3$ の応力下で発生していることになる。

3. 室内試験

(1) 試験目的

七倉ダムにおける現場試験, あるいは L. Bjerrum らの試験はすべて有効上載荷重が 1 kg/cm^2 以下の低圧のものであり, 実際のダム基礎に発生している応力とはかなりの差がある。また, $\sigma_3/\sigma_1 = 0.7$ の仮定も七倉ダム最下部付近においては F.E.M. 計算結果によれば, コアアバットの形状効果などの影響からほぼ $K = 0.4 \sim 0.6$ である。

そこで高応力レベルにおいて軸差応力を変化させた室内モデルテストを実施し, このような応力状態における hydraulic fracturing の発生について検討を行った。

(2) 室内試験のモデル化

コア内部に削孔してグラウト圧をコア部に作用させた場合, 図-3 のように注入点を中心とする非定常浸透流現象となることが予想される。したがって, 注入点まわりの水圧分布形状は,

- ① コア材の透水係数により大きく変化する。
- ② 注入圧, 経過時間等の関数となる。
- ③ 放射状流のため, 注入点よりの距離(r)により指數関数的に減少する。

なお, 放射状流は注入点を中心とした 2 次元放射状浸透流の場として取扱うこととした。

室内モデルテストではこれらの現象を考

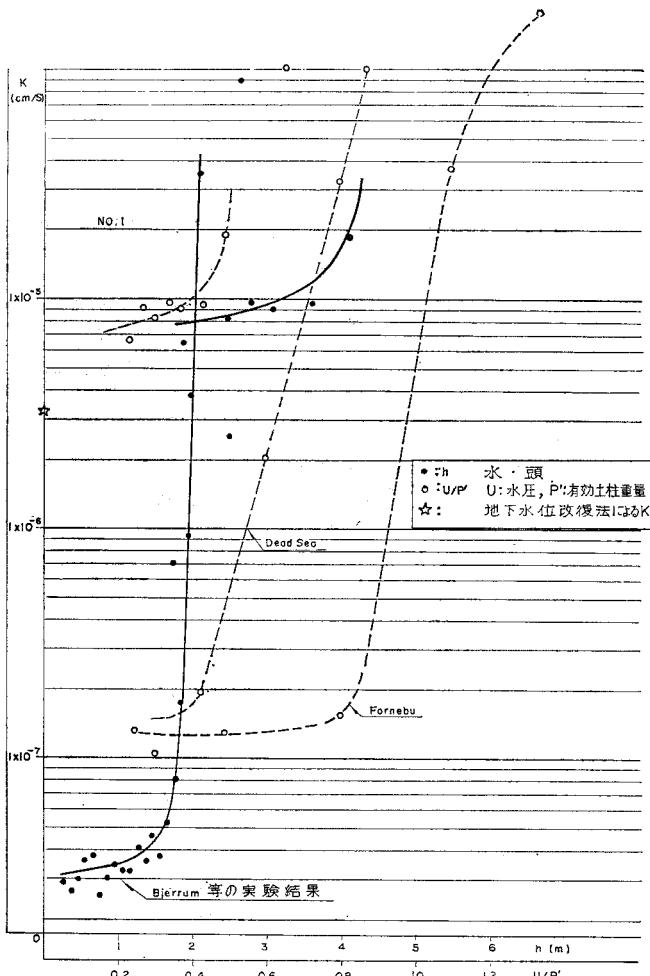


図-2 試験水圧と有効土柱重量の関係

* 高瀬ダムでの実測値および F.E.M. による応力計算等から, 当位置での K を 0.7 と推定した。

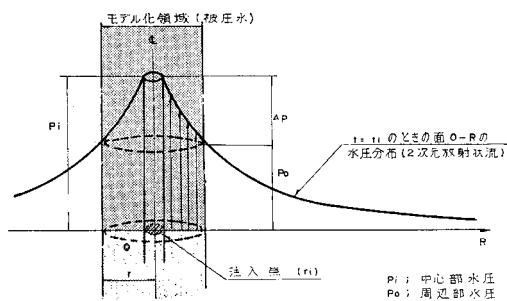


図-3 室内試験のモデル化

慮し、注入点付近のソイルエレメントを想定して $\phi 100 \text{ mm} \times h 250 \text{ mm}$ の円筒供試体でモデル化した。

(3) 試験装置

試験装置の概略は、図-4 および写真-1 に示す。その主要部は三軸圧縮試験装置を利用したものであり、圧力系統はいずれも空気圧 ($P_{\max} = 10 \text{ kg/cm}^2$) を精密調圧弁により所定圧に微調整したのち、圧力タンクまたは密閉ビューレットにより水圧に変換して作用させるものであり、側圧用圧力系 ④ のほか中心部水圧系 ⑤、周辺部水圧系 ⑥ によりそれぞれ独立して作用させることができる。

側圧用圧力系 ④ は、密閉ビューレット ⑦ に連結され、三軸セル内の水の増減により供試体の容積変化が測定できる。また、中心部水圧系 ⑤ は圧力タンクを通して供試体中心部に連結されている。周辺部水圧系 ⑥ は

密閉ビューレット ⑦ および貯水タンクが並列して連結されており、バルブコックの切替により一定水圧をかけたまま透水量を測定できる装置になっている。周辺部水圧は、

中心部水圧 (P_i)、側圧 (σ_3) \geq 周辺部水圧 (P_o) とし、 σ_3 とは独立して P_o を作用させ、差圧 ($P_i - P_o$) によ

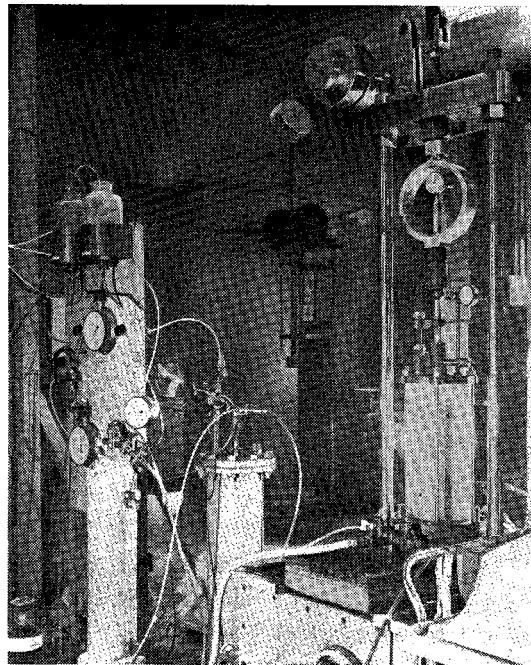


写真-1 試験装置

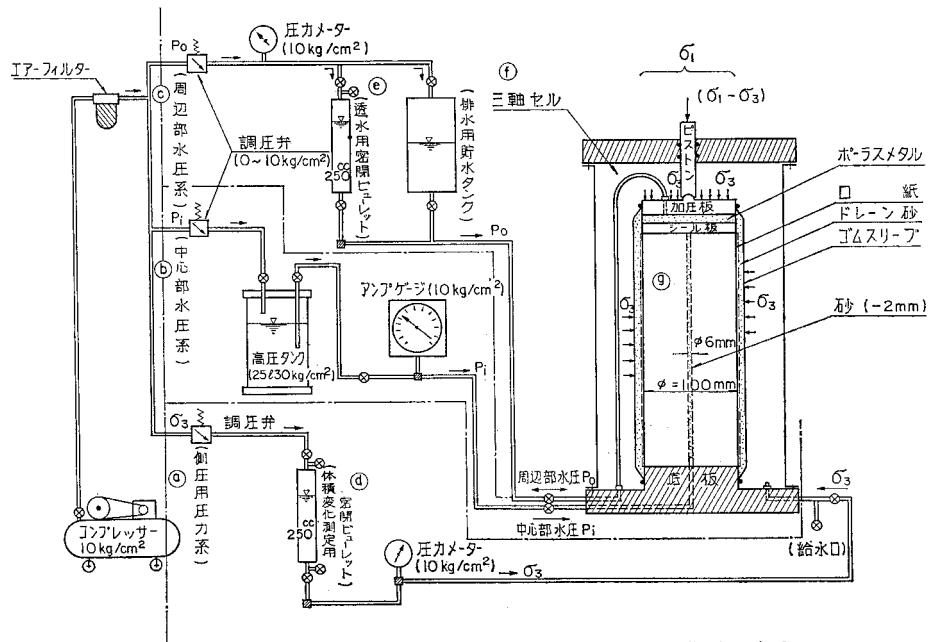


図-4 水圧破壊試験装置概要図

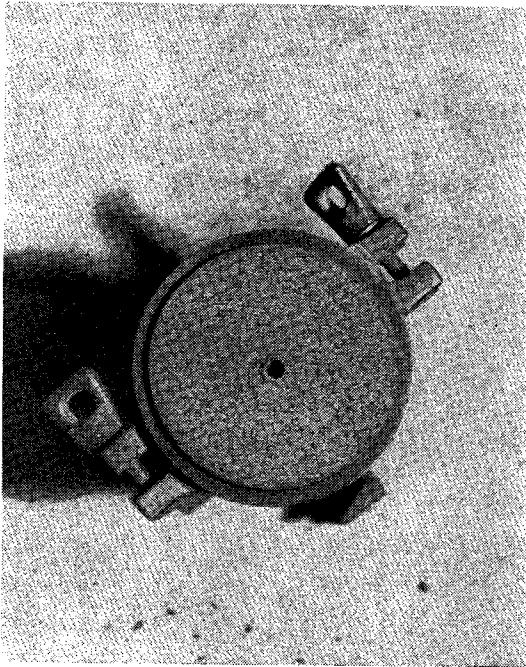


写真-2 供試体

り放射状浸透流を起こさせるための圧力装置である。

三軸セル①は、通常の三軸圧縮試験と同じであるが、主として一定軸差応力をレバーによって載荷する応力制御法によるせん断試験方法をとっている。

供試体②は $\phi=100 \text{ mm}$, $h=250 \text{ mm}$, 中心部に $\phi=6 \text{ mm}$ の孔を全高さにわたって

貫通させた円筒供試体であり（写真-2 参照），中心孔には砂を填充して底板中央において中心部水圧系と連結させている。また、供試体周辺部は排水条件とするため、供試体を底板上に設置後、ゴムスリーブをセットする際にメンブレンジャケットを用いて供試体とゴムスリーブとの間に約 5 mm 厚のドレン用砂を全周にわたって填充している。さらに供試体の上部は硬質塩ビ製シール板でしゃ断したうえ、ポーラスマタルを通して周辺部水圧系に連結されている。

供試体の作成は、二つ割モールドの中心部に $\phi=6 \text{ mm}$ の鉄筋を固定し JIS A 1210 の 2.5 kg ランマーにより 5 層に分け

て所定の密度に突固めた。

(4) 試験方法

堤体内部の応力状態のもとでグラウト圧により hydraulic fracturing が発生する過程をモデル化し、次の 4 ケースの破壊試験を実施して確認した。

試験は圧密・排水条件（CD 試験）、応力制御せん断法によるものとし、供試体は中心部に比較的低水圧を作成させ周辺部よりエアおよび水を抜き飽和状態とした。

ケース ①：側圧の減少による破壊

最大側圧および一定軸差応力を載荷して圧密を完了させ、供試体の初期応力状態とする。次に供試体の中央孔には一定水圧 (p_i) を継続作用させるとともに周辺部は大気中排水 ($p_0=0$) の条件とする。

試験法は、軸ひずみならびに透水量がほぼ一定となる定常状態を確認しながら遂次側圧 σ_3 を段階的に減少させ、破壊に導いた。なお、 σ_3 の減少条件は軸変位 $d \leq 2/100 \text{ mm/min}$ を基準とした。

ケース ②：周辺部水圧の増加による破壊

供試体の荷重・圧密条件はケース①と同じであるが、軸差応力・側圧の一定条件のもとで中心部水圧 (p_i) を作用させ、これを一定圧に保っておき周辺部水圧 (p_0) のみを変化させる。 p_0 は段階的に昇圧し、破壊にいたらせるケースである。なお、 p_0 の昇圧条件は前ケースと同様、 $d \leq 2/100 \text{ mm/min}$ 、透水量一定を基準としている。

表-1 試験水圧載荷パターン

ケース	水圧載荷パターン	現象
ケース①	 ① 側圧 (σ_3) 減少 ② 周辺部水圧 (p_0) = 0	グラウト圧昇圧過程に相当
ケース②	 ① 側圧 (σ_3) - 定 ② 周辺部水圧 (p_0) 増加	"ドッキング"過程に相当
ケース③	 ① 側圧 (σ_3) - 定 ② 周辺部水圧 (p_0) = 0 ③ 中心部水圧 (p_i) 増加	グラウト圧昇圧過程に相当
ケース④	 (ケース①のチェック) ① 側圧 (σ_3) - 定 ② 差圧 - 定 ③ 中心部水圧 (p_i), 周辺部水圧 (p_0) 増加	グラウト圧昇圧過程に相当

る。

ケース③：中心部水圧の増加による破壊

試験条件は前記ケース①、②とはほぼ同様であるが、水圧は周辺部排水条件 ($p_0=0$) とし、中心部水圧 (p_i) を段階的に昇圧して破壊にいたらせるケースである。

ケース④：中心部水圧および周辺部水圧を連動して増加させる破壊（ケース①のチェック試験）

試験条件はケース①とほぼ同様であり、 σ_3 を段階的に減少させるかわりに供試体内外の差圧を一定に保ちながら中心部・周辺部の水圧を連動させて昇圧して破壊するケースである。

なお、ケース②の特殊ケースとして hydraulic fracturing 現象をより明確に見るため、初期応力条件はケース②と同じにし、無ひずみ状態（軸ひずみ零の条件）とするため、軸差応力を適宜増減させた場合の破壊試験もあわせ行った（ケース②'）。

各ケースにおける水圧載荷パターンとグラウチングにおいてこれに相当する現象とを対比し、表-1に示す。

（5）コア材料

試験に用いた高瀬・七倉ダムのコア材料の粒度および

表-2 試験に用いたコア材料の性質

	高瀬ダムコア材	七倉ダムコア材
試料の最大粒径 mm	9.52	9.52
0.074 mm 以下 %	15~21	16~19
0.074~4.76 mm %	78~76	61~68
4.76 以上 %	7~5	23~13
液性限界 LL %	18	20
塑性限界 PL %	NP	NP
塑性指数 PI	—	—
引張強度 p_t (kg/cm ²)	0.15	0.13
一軸強度 q_u (kg/cm ²)	1.85	2.40

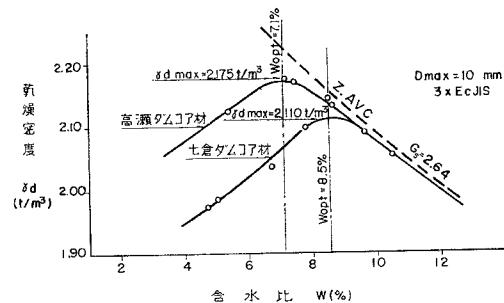


図-6 突固め密度曲線

突固め密度曲線を図-5、6、表-2に示す。

4. 試験結果

フィルタイプダムのコア部にグラウト圧を作用させた場合、コア部の透水係数・注入圧・継続時間などに応じた非定常放射状浸透流現象となることが予想されるが、これをモデル化することにより応力・水圧分布状態と破壊—特に放射状流による hydraulic fracturing—との関連を求めた。

図-7~8は各ケースの破壊にいたるまでの水圧上昇と透水係数の変化を図示したものであり、破壊点近傍では透水量の急変、濁水化の傾向がみられ、続いて急激な塑性流動破壊が起こっている。この一連の試験では応力制御法であり一定荷重が持続載荷されていることと排水系が急激な水量変化には追従し得ないため、この破壊は瞬時に進行てしまい、塑性流動破壊となる原因を明確には判別し得なかった。

図-9に示すケース②'の無ひずみ状態での破壊試験では完全な hydraulic fracturing 現象となっている（写

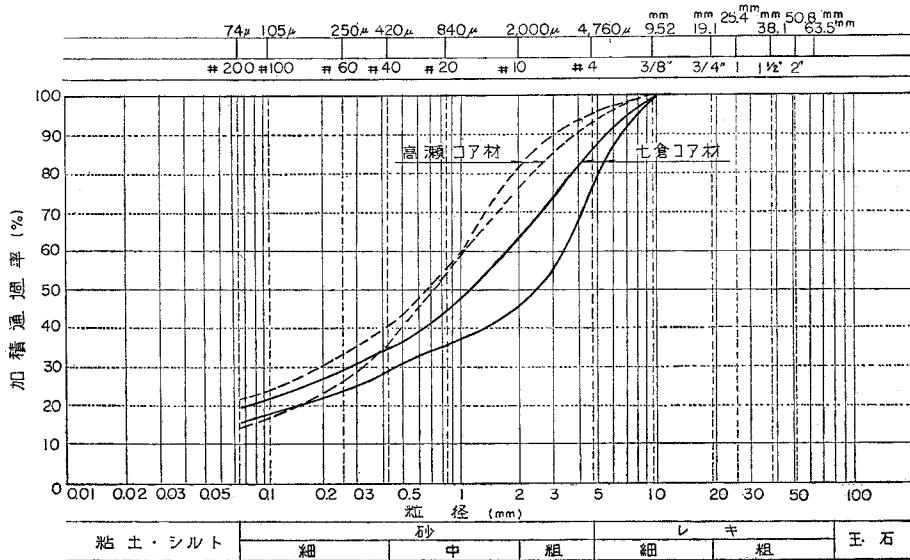
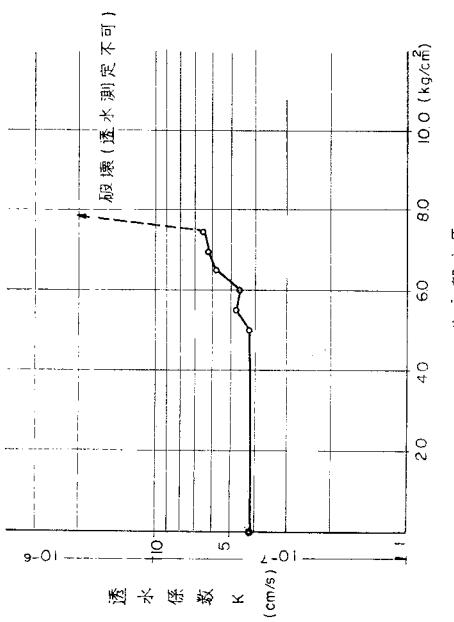
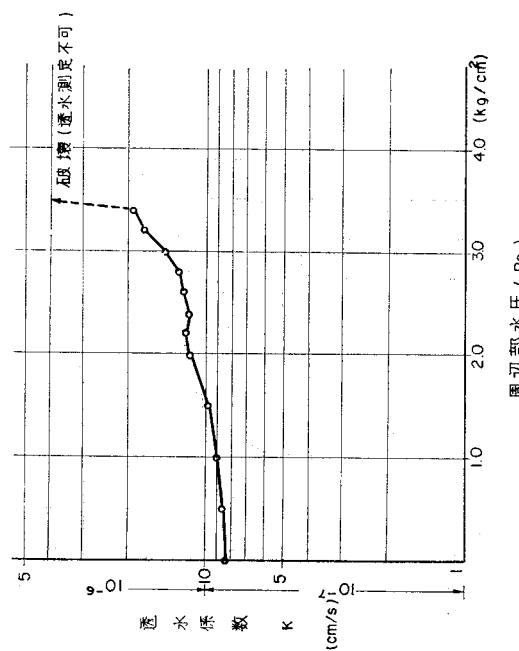
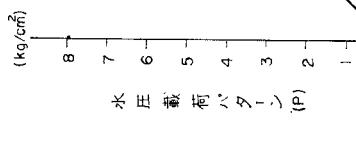
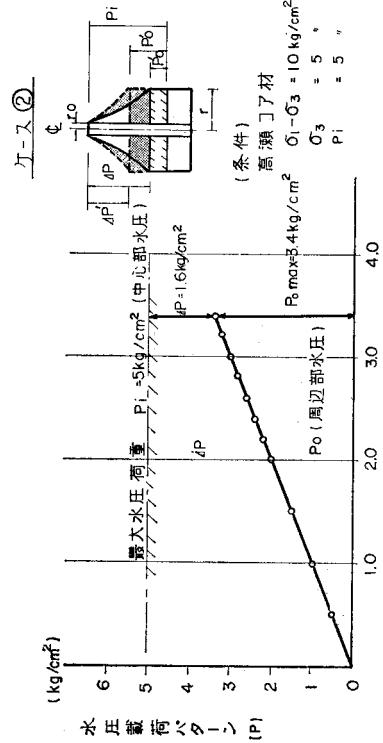


図-5 グラウチング限界圧試験材料粒径加積曲線



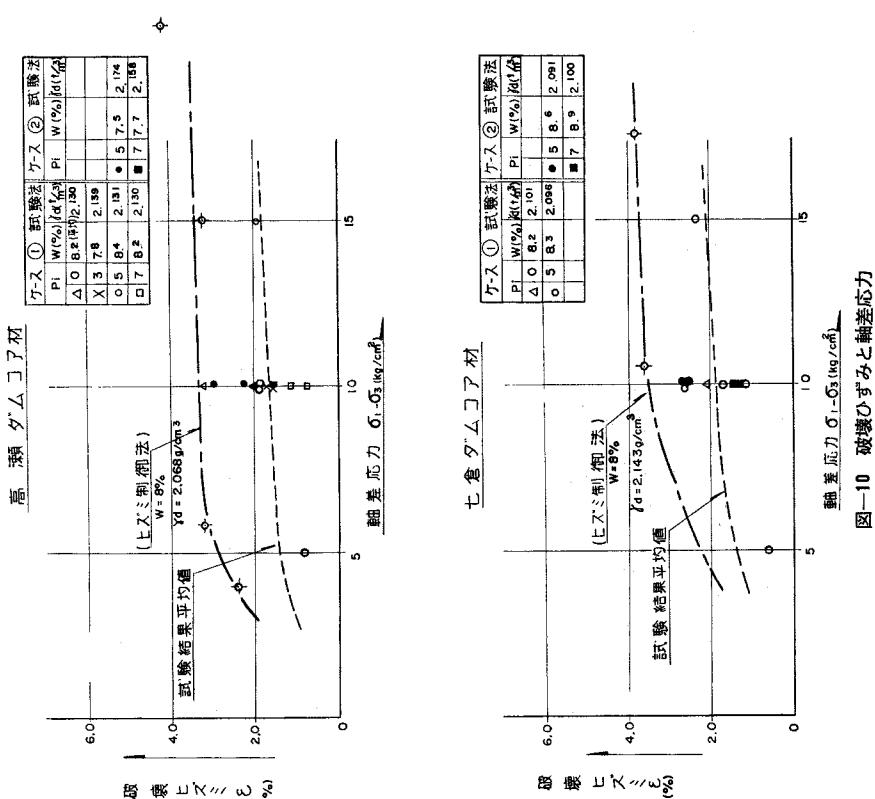
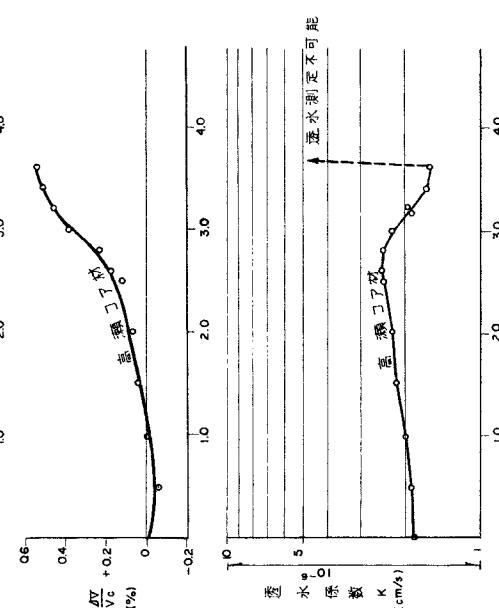
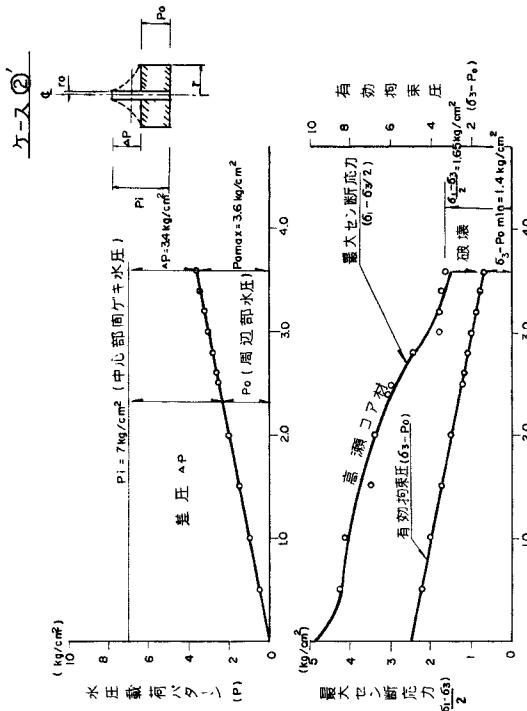


図-9 試験結果（無ひすみ状態）

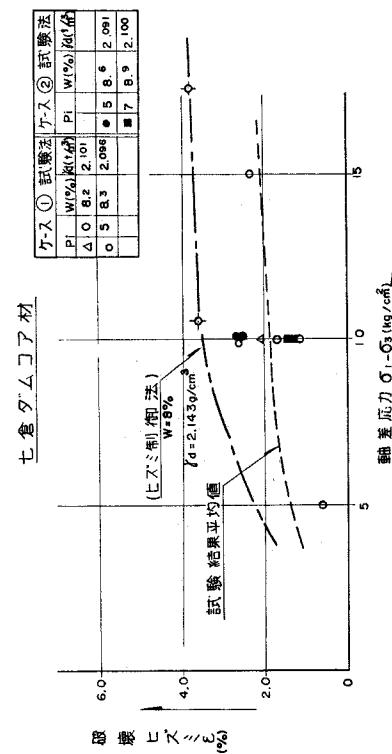


図-10 破壊ひすみと軸差応力

真—3, 4 参照).

破壊にいたるひずみは 図—10 に示すごとく、通常のひずみ制御三軸圧縮試験より求めた破壊ひずみよりいづれも小さな値である。なお当試験に用いた供試体は中空円筒形 ($A_c=78.26 \text{ cm}^2$) であり、三軸圧縮供試体 ($A=78.54 \text{ cm}^2$) に比べ 0.35% の縮少となるが、中空部にはドレーン用砂を密に詰めてあり、また、周辺部にも $t=$

5 mm のドレーン砂があり実質的には $A_c > A$ となる。

また、ケース②とケース③は対象的なパターンであり、前者は圧力差は減少するが周辺部水圧が増加、つまり有効拘束圧が減少する場合で、後者は有効拘束圧は変化せず圧力差を増加させる場合で、これらの結果からケース②のように有効拘束圧が減少すれば低圧差でも塑性流動破壊を起こし、ケース③では平均間隙水圧は

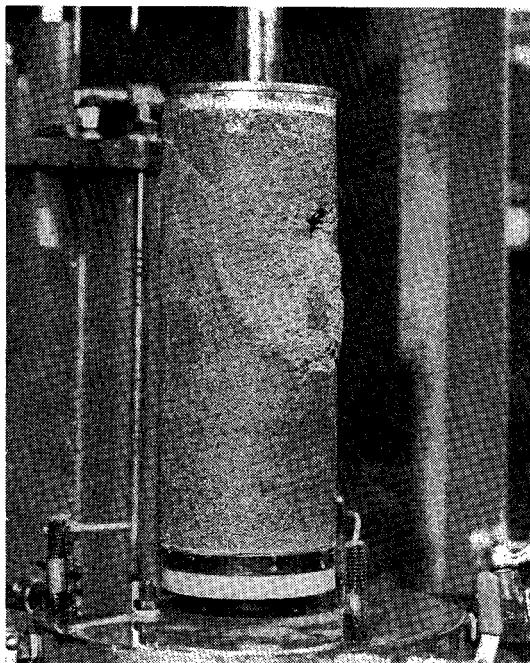


写真-3 破壊状況(その1)

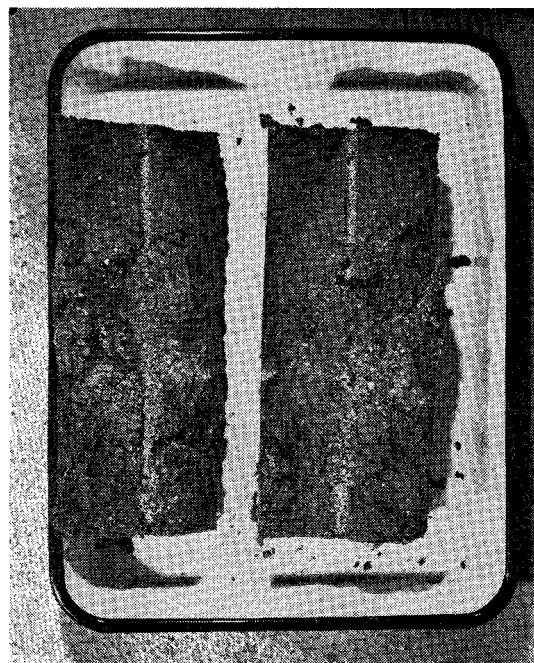


写真-4 破壊状況(その2)

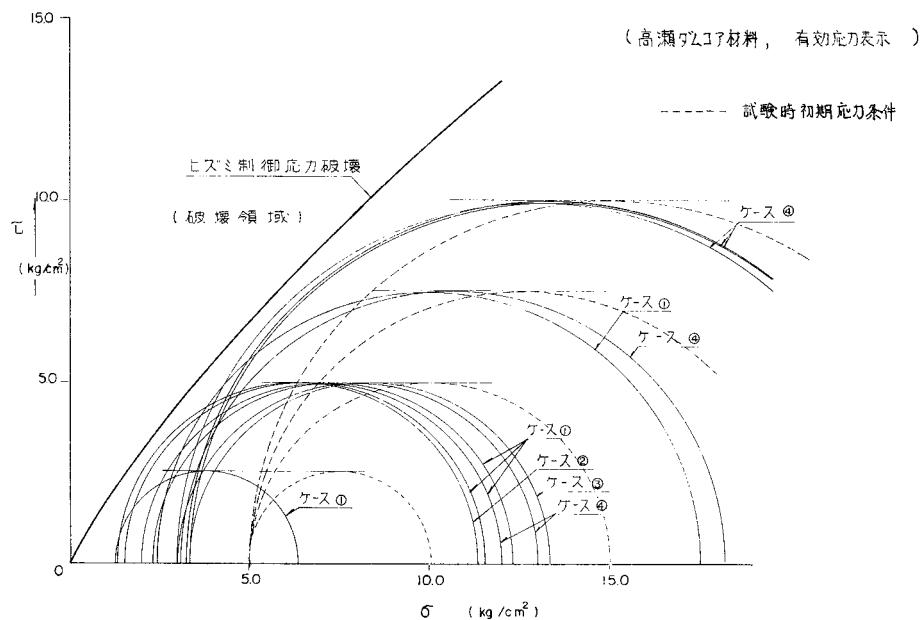


図-11 モールの応力図

低くとも高圧力差で破壊を起こしている。

ケース①～④の試験結果から破壊時の有効応力をモールの応力図で示せば、図-11となり、これらはいずれも通常のひずみ制御法で求めた応力破壊条件より下まわっている。なお、ここでは供試体の平均間隙水圧は、理論的水圧分布を示すものとして算出している。したがって、同図は応力破壊以前に水圧または圧力差によって破壊が引き起こされていることを示している。

図-12に $\sigma_1 - \sigma_3/2 = 5 \text{ kg/cm}^2$ を載荷した時の有効拘束圧と圧力差との関係を示す。この図からhydraulic fracturingは有効拘束圧と密接な関係があり、有効拘束

圧が大となるほど破壊にいたる圧力差は大となることがわかる。図-13は同様にせん断応力レベルを変化させた場合の試験結果を図示したものであり、有効拘束圧と圧力差との関係はせん断応力レベルによっても変化している。

以上の結果から、コア部にグラウト圧を作用させた場合の破壊現象は、浸透水圧の上昇による有効拘束圧の減少のために塑性流動破壊を起こすケースもあるが、主として高圧力差による放射状浸透流の存在によってパイピングあるいはせん断・引張による破壊が助長される進行性破壊としてあらわれるのではないかと思われる。

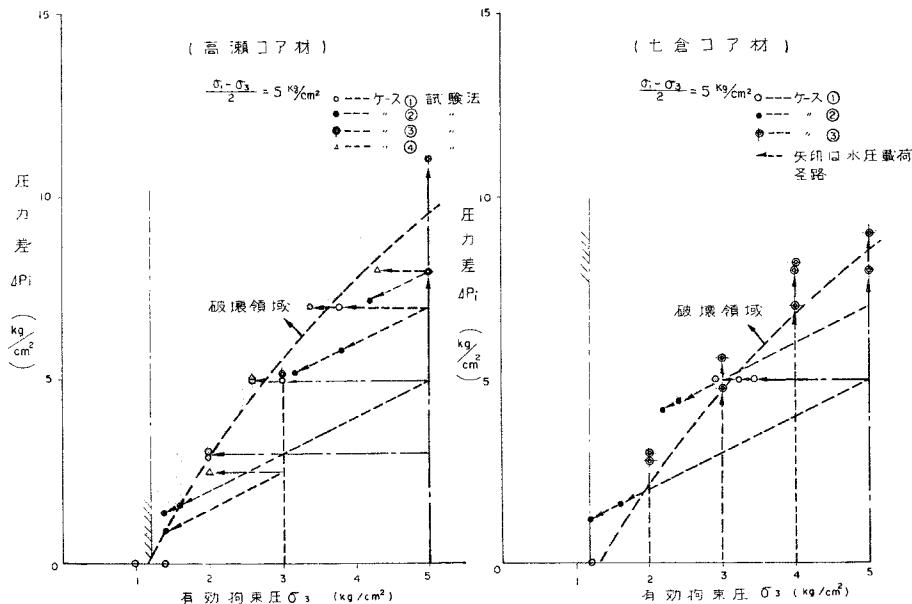


図-12 拘束圧と許容圧力差との関係

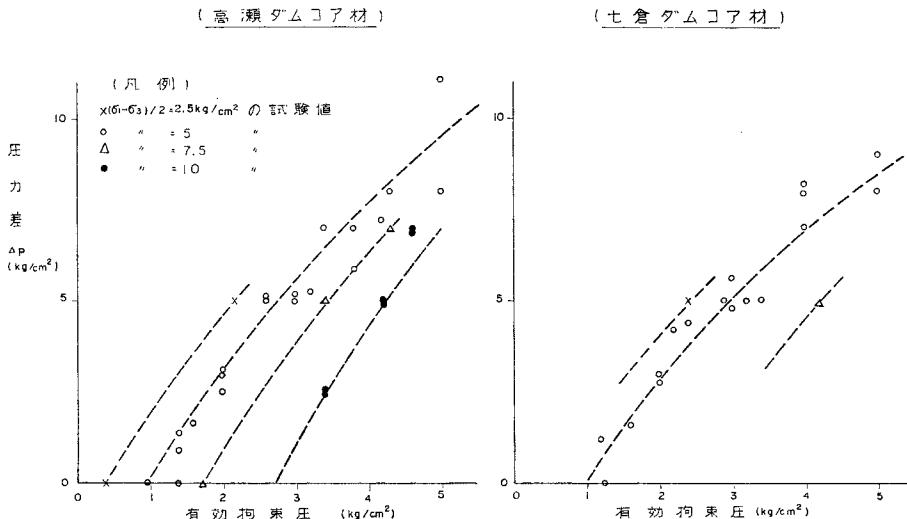


図-13 有効拘束圧と圧力差～応力レベル

5. 考 察

(1) 室内モデルテスト

フィルダムコア部にグラウト圧を作用させた場合のコア部の破壊現象について室内モデルテストにより検討を行ったが、実際の現象面では下記の事項が考えられる。

① モデルテストでは、非定常放射状流を定常流に置換え、破壊時の圧力分布での対応を考えているので、適用の際には時間的要素を考慮する必要がある。

② モデルテストは $\phi=100 \text{ mm}$ 供試体での破壊を論じているが、非定常流の場では時間の経過につれて遂次進行性破壊になり得ること、あるいはフィルダムのグラウトパターンは通常、間隔分割法 (Split Spacing Method) をとっており、4次・5次孔ともなれば 1m 内外にまで近接してグラウトを施工する場合があり、これら破壊が連続し、あるいは上下流方向に進行する危険があるなどを考慮すれば、ほぼ妥当なモデル化領域であると思われる。

なお、数少ない試験数ではあるが、供試体 $\phi=300 \text{ mm}$, $h=600 \text{ mm}$ の大型三軸圧縮試験でもほぼ同様な結果を得ている。

③ 堤体内に局部的にグラウト圧を作用させた場合、堤体内では三軸圧縮試験ほど変形が自由でないため、むしろケース ②' の無ひずみ状態の破壊の方が実状をよく

表現し得るものと思われる。

(2) L. Bjerrum らの結論との対比

L. Bjerrum ら⁵⁾ はモデルテストおよびその理論解析において、水圧による破壊を “blow off 前” および “blow off 後” にわけて限界圧力の関係式を下記のごとく導き出している。

a) blow off 前

$$\frac{\Delta u}{p'} = \left(\frac{1}{\nu} - 1 \right) \left[(1-\alpha) K + \frac{p_t'}{p_0'} \right]$$

b) blow off 後

$$\frac{\Delta u}{p'} = (1-\nu) \left[(2+\beta-\alpha) K + \frac{p_t'}{p_0'} \right]$$

ここに、

Δu : 限界圧力 p_0' : 有効上載荷重

ν : ポアソン比 p_t' : 土の引張強さ

α, β : 係数 K : 水平、垂直の応力比

今回のモデルテストおよびグラウト工でも条件は、 “blow off 後” に相当するものと考えられ、孔壁のみだれがなければ $\alpha=\beta=0$ となる。また、 $p_0'=\sigma_1'$ と考えれば次式で表わされる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_1'} = (1-\nu) \left(2K + \frac{p_t'}{\sigma_1'} \right)$$

今回の試験結果と比べれば、 $\nu=0.2 \sim 0.3$, $\sigma_1'=2 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の低せん断応力レベルでは比較的よくこの式に一致しているが、フィルダム深部またはコアアバットが

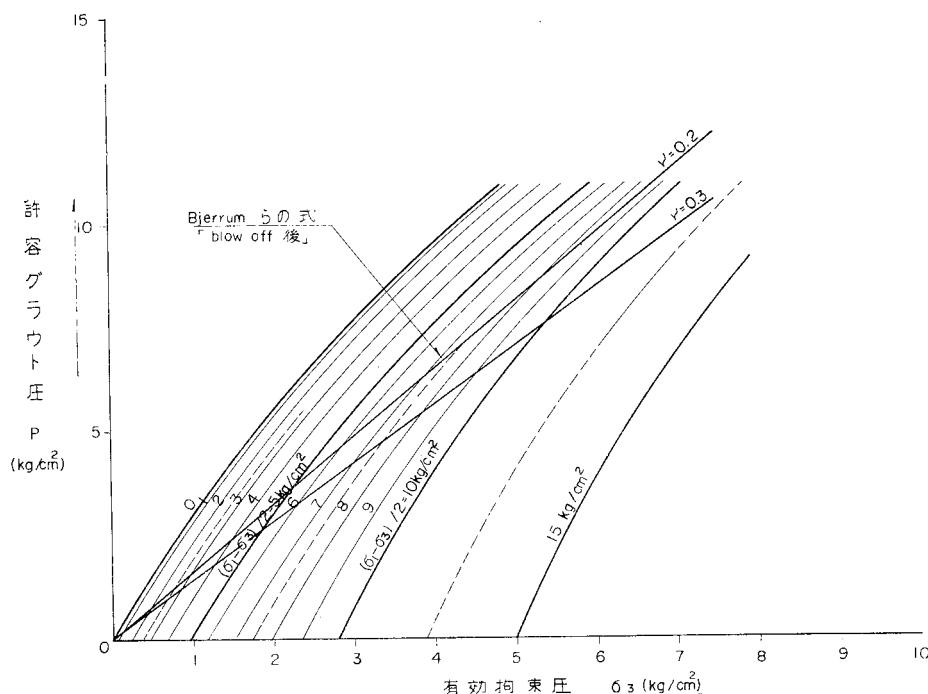


図-14 許容グラウト圧の推定 (高瀬コア材)

急傾斜部のような高せん断応力レベルではこの式では過大な圧力を与えることになる。

6. 許容グラウト圧の推定

図-12, 13 に示した試験結果から、せん断応力・拘束圧に応じた許容圧力を求めることができる。

図-14, 15 はこの結果をもとにした高瀬・七倉両ダムのコア材に対する許容グラウト圧の推定図で、パラメーターとなる堤体内主応力は埋設土圧計・間隙水圧計の測定結果および F.E.M. による応力解析などから地盤形

状、盛土高さに応じて推定することができる。なお、注入孔付近では高動水勾配の発生が予想されるが、これに對しては材料の限界動水勾配を超過するのはグラウト孔周辺に限られることを別途室内試験*により確認した。

なお、実施にあたっては、盛立材料および施工の均一性、あるいは σ_3 の低下をきたす局所的な急傾斜部の存在、基礎岩盤の限界圧力などを考慮する必要があり、図-14, 15 の許容グラウト圧に対して十分な安全を見込まねばならない。

7. む す び

最近、フィルダムの築造が盛んになりかつ大型化されつつあるが、梅雨期・寒冷期などコア部の施工に制約の多いわが国にあっては、着岩部付近の基礎処理の迅速性が望まれている。その結果、ダム盛立後ギャラリーから着岩部のカーテングラウチングを施工する場合が多くなっている。このような場合、着岩部処理の確実性から、可能な限りコア底面に近づく必要があるが、反面、グラウト圧によってはコア部の破壊を生ずるおそれがある。

今回の試験はこれに対する一つの試案を導いたものである。

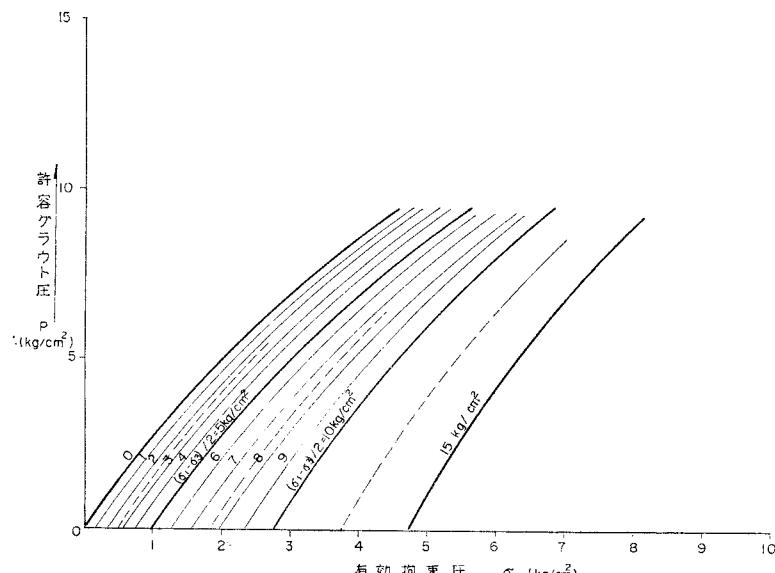


図-15 許容グラウト圧の推定（七倉コア材）

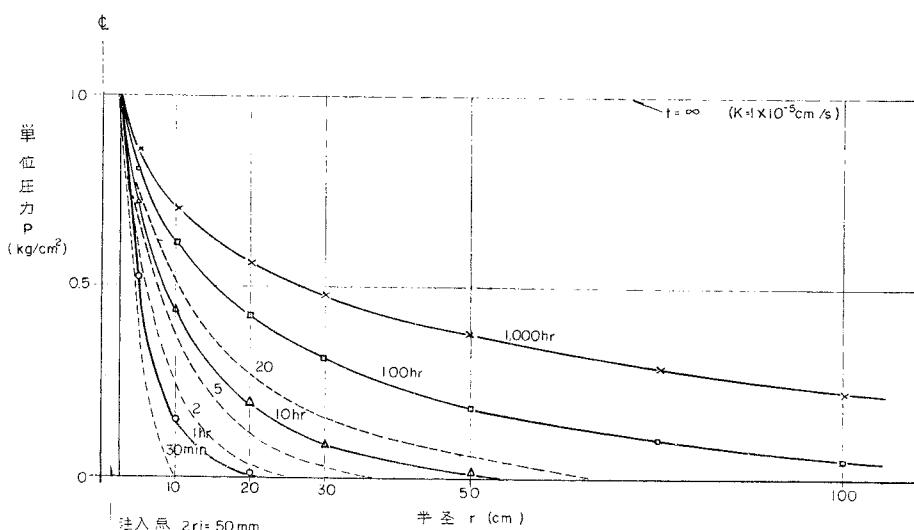


図-16 非定常浸透流（2次元放射状流の場合）

* コア材料の限界動水勾配 (i_c) は平面浸透流の高圧透水試験で、 $i_c > 150 \sim 200$ の結果を得ている。

おわりに、この試験の実施にあたって中央大学 久野悟郎教授のご教示をいただいたことを深く感謝します。

付録 グラウト圧による非定常浸透流^{8), 9)}

水圧分布の一般式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial p}{\partial t} = K \left(\frac{\partial^2 p}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p}{\partial r} \right)$$

初期条件: $t=0$ において $p=0$

境界条件: $r=\infty$ または有限において $p=p_i$

$$r=r_i (t>0) \quad p=p_i$$

いま、 $\xi=r/2\sqrt{Kt}$ とおけば、

$$\frac{d^2 p}{d\xi^2} + \left(\frac{1}{\xi} + 2\xi \right) \frac{dp}{d\xi} = 0$$

となる。これを 2 回積分して初期条件を用いると、

$$p = -C \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\xi^2}}{\xi} d\xi = -C \cdot W(-\xi^2)$$

C : 積分定数

$W(-\xi^2)$: 井戸関数

次に境界条件により積分定数を定めれば、

$$C = p_i / W_i(-\xi_i^2)$$

したがって、任意の点の水圧分布は次式で与えられる。

$$p = \frac{p_i}{W_i(-\xi_i^2)} \int_{\xi}^{\infty} \frac{e^{-\xi^2}}{\xi} d\xi$$

$$= \frac{p_i}{W_i(-\xi_i^2)} W(-\xi^2)$$

図-16 に $K=1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ の場合の水圧分布およびその時間的変化を示す。

また、影響範囲のめやすとして、作用水圧の 1% の圧力となる点を r_c とすれば、

$$0.01 = W(-\lambda) / W_i(-\xi_i^2)$$

になるような λ を井戸関数より求め、これを a^2 とすれば、

$$\lambda = r_c^2 / 4Kt = a^2 \quad \therefore r_c = 2a\sqrt{Kt}$$

より影響範囲が求められる。図-17 に $K=10^{-4} \sim 10^{-7} \text{ cm/sec}$ の場合の影響範囲を示す。

参考文献

1) 三村誠三・山下 弘: 高瀬川開発工事のうち, 高瀬ダム,

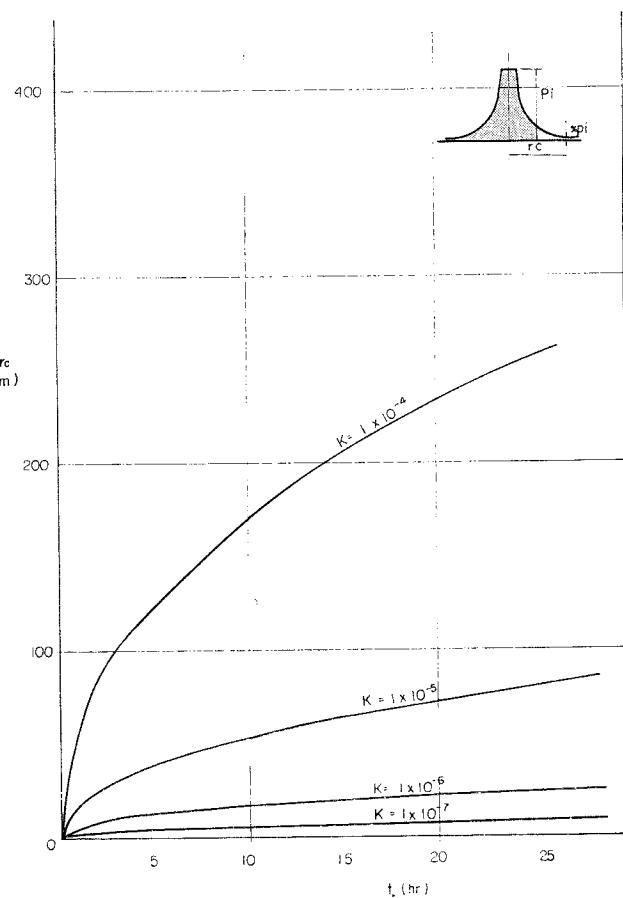


図-17 非定常漫透流(2次元放射状流)影響範囲

七倉ダムの設計と施工計画について, 発電水力 No. 129
1974.

- 2) Sherard ほか: Earth and Earth-Rock Dams, 1967.
- 3) Sherard: Embankment Dam Cracking, Embankmdnt-Dam Engineering, Casagrande Volume 1973.
- 4) W. Chardwick, ほか: Te Ton Dam 独立調査団最終報告書, 1976.
- 5) L. Bjerrum, ほか: Hydraulic fracturing in field permeability testing, Geotechnique 22, No. 2.
- 6) W. Wolski: Model Tests on the Seepage Erosion in the Silty Clay Core of an Earth Dam, Proceeding of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 7) E.S. Nobari, K.L. Lee, J.M. Duncan: Hydraulic fracturing in Zoned Earth and Rockfill Dams.
- 8) 最上武雄: 土質力学.
- 9) 酒井軍治郎: 地下水学.

(1977.10.29・受付)