

重力ダム模型実験装置の開発と 基礎岩盤内荷重伝達機構に関する研究

足立 紀尚¹・中島 伸一郎²・岸田 潔³・伊豆 好弘⁴

¹フェロー会員 Ph. D., 工博 京都大学教授 工学研究科土木工学専攻
(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²学生会員 工修 京都大学 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 工博 京都大学助手 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁴正会員 関西電力株式会社 (〒501-0901 岐阜県揖斐郡坂内村川上地蔵平872-1)

重力ダム基礎岩盤内の弱層が荷重伝達機構および基礎岩盤の破壊性状におよぼす影響の把握を目的として、重力ダム模型実験装置の開発を行なった。まず、弱層の無い岩盤供試体(均一岩盤モデル)を用いて実験を行い、応力分布、破壊特性に関する基礎データを取得した。つづいて、岩盤供試体内に垂直方向の単一弱層が存在するモデルについて、弱層位置を変化させた実験を行なった。実験結果より、堤体下流端に弱層が存在する場合には、下流端に大きな圧縮応力が作用し、均一岩盤モデルに比べて破壊荷重は大きく低下した。一方、弱層が堤体中央部、上流端に存在する場合には、応力の集中は見られず、また、破壊荷重についても均一岩盤と同程度の耐荷力を示した。

Key Words : dam foundation, fault, concrete plug, modeling test

1. はじめに

重力ダムに作用する巨大な水圧を最終的に支持するのは基礎岩盤であり、ダムサイトとして十分な強度を有する岩盤を選択する必要がある。しかしながら、ダムサイトは地形的制約、環境的制約条件の中で決定されるため、断層破砕帯あるいは変質帯等の比較的大規模な弱層を含む場合も多い。弱層処理の方法としては、フィルダムへのダム形式の変更、フレットの採用、マットレスの採用、置換コンクリートプラグ処理の採用などが挙げられるが、なかでも、弱層の一部をコンクリートによって置換える置換コンクリートプラグ処理は、施工性に優れ、経済的であることから、弱層処理における最も標準的な方法である¹⁾。

弱層の問題に関して最初に体系的な検討を行ったのは Shasta ダム建設の際に行われた研究^{2)~4)}である。この研究で提案された Shasta 公式は、置換プラグ処理における置換え深さを簡易的に算出できるという点で有意義であり、長い間弱層処理設計に用いられてきた。しかし、この公式は、堤体に有害な応力を発生させないという観点から導出されたもので、基

礎岩盤の安定性という観点からの検討でないという問題点を有している⁵⁾。

基礎岩盤の安定性という観点から、弱層の影響および置換プラグの効果について一般的に検討した例は少ない。弱層の影響について一般的に検討した例としては、飯田⁶⁾が、石膏を用いた重力ダム模型実験を行い、堤体下流端の弱層がダム基礎の耐荷力を大きく低減させる可能性があることを明らかにしている。また、荒川・小川⁷⁾は、堤体下流端に上流落ちの弱層が存在する場合について数値解析による検討を行い、堤体下流端付近の弱層によって堤体上流端に発生する水平方向の引張応力が増大することを示し、置換プラグを設置することで上流端の引張応力が小さくなることを示している。

重力ダムでは、着岩部でのせん断抵抗力が重要であることから、節理や亀裂などの弱部を有する岩盤のせん断強度に関する検討が数多く行われている。これらの研究では、直接せん断試験あるいは原位置岩盤せん断試験を模擬した室内実験によって検討されている例が多い。例えば、永山ら⁸⁾、尾畑ら⁹⁾は、内部に水平亀裂を有する岩盤内の水平亀裂の位置、長さがせん断強度におよぼす影響について検討して

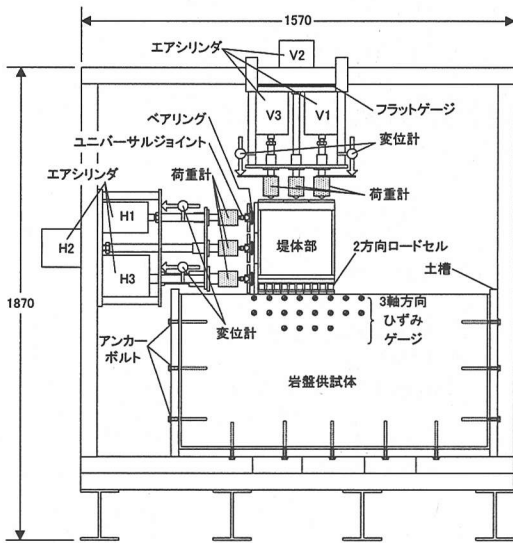


図-1 実験装置全体図 (単位: mm)

いる。また、永山ら¹⁰⁾は、力学特性の異なる岩盤が面的に分布する場合の複合材としてのせん断強度について石膏による岩盤模型により検討を行っている。

重力ダム基礎岩盤の安定性という観点から見た場合、弱層の影響は、①弱層と堤体との3次元的な相対位置、②弱層の規模、③弱層と周辺岩盤と堤体コンクリートの間の相対剛性によって大きく異なる⁵⁾が、現在のところ①～③の要因について系統的には研究されていない。置換プラグ処理に関しても、置換え深さに関する統一的な検討方法は示されておらず、プラグの最適形状、プラグを設置した場合のプラグ内の応力集中、プラグと基礎岩盤との相互作用についても研究事例は少なく、不明確な部分が多い。そのため、実際の弱層処理設計では、各々のダムに対して有限要素解析等の数値解析を行って検討されているのが現状である⁵⁾。しかし、全てのダムに対して有限要素解析を行うのは煩雑であるし、また、設計が妥当なものであるのかを検討するためには、比較対象となる基準あるいは統一的な検討方法が必要であると考えられる。

以上を踏まえ、本研究では、弱層位置、規模、剛性が基礎岩盤の安定性におよぼす影響、および弱層処理として置換コンクリートプラグ処理を施工した場合の効果を明らかにすることを目的とする。その第一段階として、本研究では、重力ダム模型実験装置を開発し、弱層位置に関する実験を行なった。

開発した重力ダム模型実験装置は、重力ダムの上下流断面を模したものであり、石膏で作製した岩盤

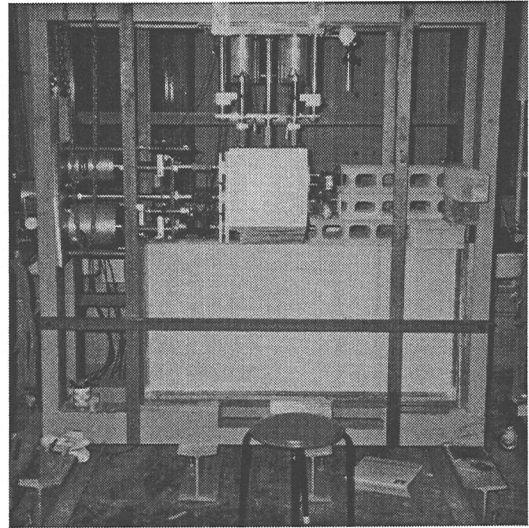


写真-1 重力ダム模型実験装置全体写真

模型に、実際の重力ダムと同様の荷重を載荷するものである。

まず、弱層を有しない均一な岩盤供試体(均一岩盤モデル)を用いた実験を行い、荷重伝達機構および破壊特性について基礎的なデータを取得した。続いて、基礎岩盤内に鉛直方向の単一弱層を含む岩盤供試体(弱層モデル)について、弱層位置を変化させた実験を行ない、弱層の存在および弱層位置が荷重伝達機構および破壊性状に及ぼす影響について検討を行った。

2. ダム模型実験装置の開発

(1) 重力ダム模型実験装置

重力ダム模型実験装置を図-1、写真-1に示す。模型実験装置は、重力ダムの上下流断面をモデル化したものである。石膏と珪藻土の混合物で作製した岩盤供試体の上面に、ジュラルミン製ブロック(以下、堤体部)を接着し、鉛直・水平方向からそれぞれ3つのエアシリンダによって載荷を行なう。一方方向の載荷を3分割することにより、実物ダムにおいて三角形分布する堤体自重および静水圧荷重を擬似的に表現し、着岩部の荷重分布が実際の重力ダムと同様の分布にすることを試みた。

(2) 載荷装置

鉛直載荷部の3つのエアシリンダは載荷点間隔が100 mmになるように20 mm鋼板に固定され、鋼板

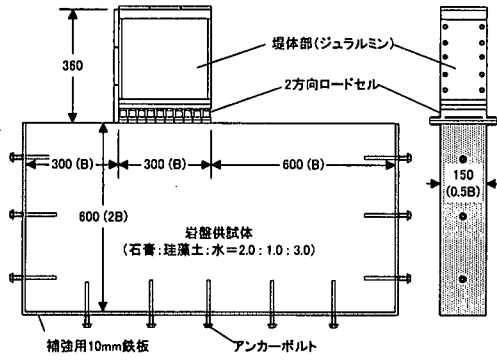


図-2 ダム模型部 (単位: mm)

自体はフレーム上部鋼に吊り下げられている。フレーム上部鋼と鉛直載荷部との間にはフラットゲージが挿入されており、堤体の水平変位に対し鉛直載荷部全体が追従するため、載荷点に摩擦が生じず、堤体に対する載荷位置が変化しない。水平載荷部は3つのエアシリンダが載荷点間隔 240 mm になるようにフレームに固定されている、載荷ロッドの先端部にはユニバーサルジョイントおよび小型ベアリングを設置しており、堤体の鉛直変位および回転に対して載荷点に摩擦が生じず、載荷高さおよび載荷方向が変化しない構造になっている。

(3) ダム模型部

ダム模型部は図-2 に示すように、岩盤供試体と堤体部で構成される。

a) 岩盤供試体

岩盤供試体は、石膏、珪藻土および水を 2.0:1.0:3.0 (重量比) で配合したものを用いた。岩盤供試体サイズは、上下流方向に 1200 mm、深さ方向に 600 mm で、奥行きは 150 mm であり、堤敷幅 B (300 mm) を基準として、堤体下流端から下流方向に $2B$ 、堤体上流端から上流方向に B 、深さ方向に $2B$ 、奥行き方向に $0.5B$ の広がりを持つ。供試体は、打設後約 72 時間で脱型し、乾燥炉で 7 日間乾燥した後、室温で自然冷却して実験に用いた。岩盤供試体の上下流端面・底面には、打設時にアンカーボルトを埋設し、実験時にはアンカーボルトを土槽に固定することによって、供試体の上下流端面・底面の変位を拘束した。供試体側面については、ひずみゲージの貼付、実験中の亀裂の観察の理由から完全フリーとした。

岩盤供試体の材料試験として、岩盤供試体と同じ配合、手順で作製した供試体で一軸圧縮試験 (直径 50 mm、高さ 10 mm)、圧裂試験 (直径 50 mm、高さ 30 mm) および直接せん断試験 (直径 76 mm)

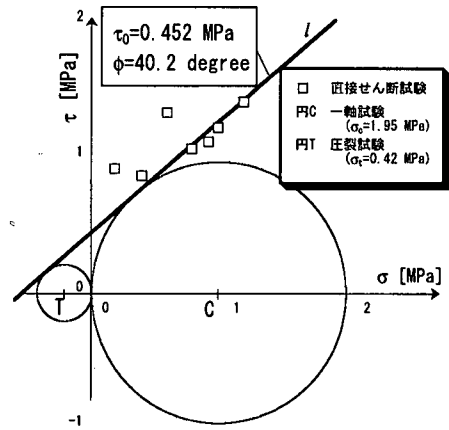


図-3 岩盤供試体のせん断強度

(石膏:珪藻土:水=2.0:1.0:3.0)

表-1 岩盤供試体の物性値

σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	E_r [MPa]	ν	τ_0 [MPa]	ϕ [degree]
1.95	0.42	1.23×10^3	0.22	0.45	40.2

を行なった。直接せん断試験は、7種類の垂直拘束圧 (0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2 MPa) で一面せん断試験を行った。一軸圧縮試験と圧裂試験の結果から、一軸圧縮強度 $\sigma_c = 1.95$ MPa、圧裂強度 $\sigma_t = 0.42$ MPa、弾性係数 $E_r = 1.23 \times 10^3$ MPa、ポアソン比 $\nu = 0.22$ を得た。岩盤供試体材料のせん断強度 τ_0 および内部摩擦角 ϕ は、図-3 に示すように、一軸圧縮強度および圧裂強度から得られる破壊応力円と直接せん断試験から得られる各垂直拘束圧での最大せん断応力から求める。図-3 において、円 C、円 T が、それぞれ一軸圧縮試験、圧裂試験の破壊応力円であり、四角のプロットが 7 種類の垂直拘束圧で行った直接せん断試験の結果である。図中の直線 l は、円 T と円 C の共通接線であるが、直接せん断試験の結果とも比較的良好に合致することから、破壊規準線として直線 l を採用した。すなわち、岩盤供試体材料の強度定数は、せん断強度 $\tau_0 = 0.45$ MPa、内部摩擦角 $\phi = 40.2^\circ$ とした。材料試験から得られた岩盤供試体の物性値を表-1 にまとめる。

b) 堤体部

堤体部はジュラルミン製で、高さ 360 mm 堤敷幅 300 mm 奥行き 150 mm の直方体である。堤体部底面には、図-4 に示すように 2 方向ロードセル¹¹⁾ (SLP-5S: 東京測器研究所、最大荷重、垂直方向 ± 49 kN、水平方向 ± 14.7 kN) を 10 個設置しており、堤敷沿いの垂直・せん断荷重の分布を計測する。

堤体部と岩盤供試体は、エポキシ樹脂系の接着

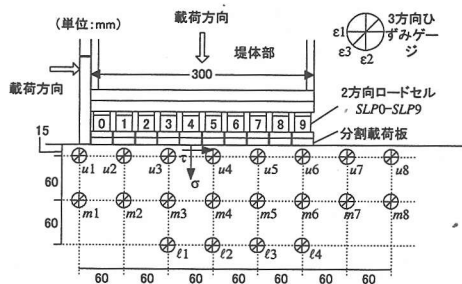


図-4 2方向ロードセルおよびひずみゲージの設置位置

剤 (E 250 : コニシポンド) により接着した。これは、実際の重力ダムでは、一般的に堤体と基礎岩盤との境界面のせん断強度よりも基礎岩盤のせん断強度の方が低く、境界面で滑ることは考えにくいのである。接着した結果、本実験では破壊は必ず岩盤供試体側に生じた。

(4) 計測項目

計測項目は、① 載荷荷重、② 堤体変位 (鉛直・水平方向各 2 点)、③ 2 方向ロードセルによる堤敷垂直・せん断応力分布、④ 3 軸方向ひずみゲージによる岩盤供試体側面のひずみ分布の計測である。

図-4 に示すように、2 方向ロードセルは、堤敷幅 300 mm を 10 分割する形で堤体部底面に固定されており、各 2 方向ロードセルの受圧面は幅 29.5 mm、奥行き 150 mm である。各位置の 2 方向ロードセル (SLP0~9) によって計測される垂直荷重、せん断荷重を受圧面積で除することにより、受圧面に作用する平均的な垂直・せん断応力が得られる。

岩盤供試体側面のひずみ分布計測では、図-4 に示すように、堤体直下の岩盤供試体側面 20 点に 3 軸方向ひずみゲージ (FRA-6-11 : 東京測器研究所) を貼付けた (図-4 中 $u_1 \sim u_8$, $m_1 \sim m_8$, $l_1 \sim l_4$)。ひずみの計測値 ($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$) から各位置における最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} および主応力方向 ϕ_p の算出を行った。主応力の算出では、岩盤供試体材料の一軸圧縮試験のひずみ測定で得られた弾性係数とポアソン比 (表-1) を用いた。

計測は 10 秒毎に行ない、計測値はデータロガー (TDS-301 : 東京測器研究所) に集めた後、 GPIB ボードを介してパソコンに表示・記録した。

(5) 載荷方法

載荷過程は①初期状態～満水状態、②満水状態～破壊、の 2 つに分けられる。

①初期状態～満水状態

弾性解によれば、重力ダムにおいて水圧荷重と自

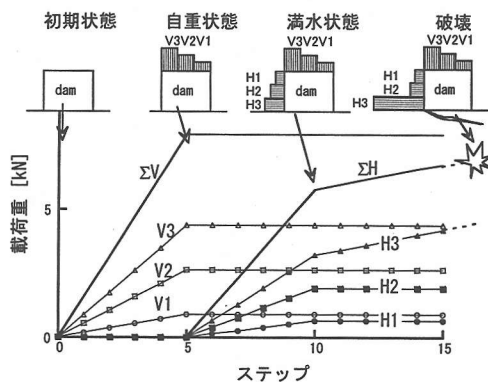


図-5 載荷ステップ

重が作用した場合、着岩面に作用する垂直応力、せん断応力は台形分布となる。本実験では、このような基礎岩盤への載荷状況を表現するため、堤体部に、自重に相当する鉛直荷重と静水圧荷重に相当する水平荷重を、それぞれ 3 本のエアシリンダで載荷した。重力ダムで想定される荷重としては、自重、水圧荷重のほか、揚圧力、地震力が重要である。揚圧力は、着岩面に作用する上向きの力であるので、実験上は鉛直方向の載荷荷重を減少させるという形で表現できるが、その分布は不確定なものであり、実験上での設定が難しい。地震力は揚圧力と同様に不確定な荷重であるとともに、動的な荷重であるため、本実験の載荷機構では表現が困難である。そのため、本実験では、確定的な荷重である自重と静水圧荷重のみを考慮した。また、貯水池の底面には、水深に相当する鉛直方向の水圧が作用するが、実験ではこれを考慮していない。

載荷ステップを図-5 に示す。まず、自重に相当する鉛直荷重 (V_1, V_2, V_3) = (0.89, 2.63, 4.36) [kN] を 5 段階で載荷する (各段階の荷重増加量 ($\Delta V_1, \Delta V_2, \Delta V_3$) = (0.178, 0.526, 0.872) [kN])。鉛直荷重の載荷終了時を自重状態と定義する。つぎに、鉛直荷重は固定し、静水圧荷重に相当する水平荷重 (H_1, H_2, H_3) = (0.64, 1.92, 3.20) [kN] を 5 段階で載荷する (各段階の荷重増加量 ($\Delta H_1, \Delta H_2, \Delta H_3$) = (0.128, 0.384, 0.640) [kN])。水平荷重の載荷終了時を満水状態と定義する。

自重に相当する鉛直荷重および静水圧荷重に相当する水平荷重の大きさは、図-6 のように、均一岩盤上の堤体に三角形分布の鉛直・水平荷重が作用するという条件のもとで、着岩部の垂直・せん断応力が直線分布する¹²⁾として応力分布を求め、重力ダムの構造安定設計の条件である、条件①着岩面のせん断摩擦安全率 n_{Henry} が 4.0 以上 (滑動に対する条件)、条件②上流端の垂直応力に引張が生じない

(転倒に対する条件)を満たすように決定した¹³⁾。
 条件①, ②は図-6 の記号を用いて以下の式で表される。

$$n_{Henny} = \frac{\tau_0 \cdot B + \Sigma V \cdot \tan \phi}{\Sigma H} > 4.0 \quad (1)$$

$$\sigma_u = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{2h \cdot \Sigma H}{B \cdot \Sigma V} \right) > 0 \quad (2)$$

ここで, τ_0 , ϕ はそれぞれ基礎岩盤のせん断強度, 内部摩擦角, 一軸圧縮強度であり, 表-1 の値を用いた。算出の結果 $(\Sigma V, \Sigma H) = (7.89, 5.74)$ [kN] と設定した。この荷重を, 三角形分布に近くなるように各シリンダに分割した。この荷重条件において, 式(1)で表される着岩部のせん断摩擦安全率 n_{Henny} は 4.7 である。

②満水状態～破壊

本実験では, 満水状態に達したのち, せん断荷重を増加させることで, 基礎岩盤のすべりに対する安定性を検討することを考えた。正確にこれを表現するためには, 着岩面のモーメントは満水状態のまま保ち, せん断応力を一様に増加させる必要がある。実験装置の荷重機構上, モーメントを変化させずに着岩面のせん断応力を一様に増加させることが困難であることから, 荷重高さの一番低いエアシリンダ (H3) の荷重を増加させた (1段階 0.20 kN ずつ)。しかしながら, H3 荷重の荷重点は着岩面より 6 cm 上方であるため, 荷重にともなってモーメントが変化するとともに, せん断応力の増加も堤敷沿いに一様とならない。したがって, 目的であるすべり安定性を厳密に検討しているものとはいえないが, 破壊させるための一つの荷重方法としてとらえ, この荷重条件のもとでの破壊現象を実験ケースごとに比較した。

3. 均一岩盤モデルの実験結果

均一岩盤モデルに対して実験を行ない, 堤敷応力分布, 岩盤側面応力分布および破壊性状に関して基礎的なデータを取得した。

(1) 水平荷重の荷重に伴う堤敷応力の変化

図-7(a), (b)は, 均一岩盤モデル実験の自重状態からの水平荷重の増加に伴う堤敷垂直・せん断応力の変化である。堤敷垂直・せん断応力は, 堤体部底面の2方向ロードセルで計測されたもので, プロットの番号 (SLP0~9) は図-4 に示した2方向ロードセルの番号に対応している。垂直応力は下向きを正, せん断応力は下流向きを正とする。応力の値は荷重

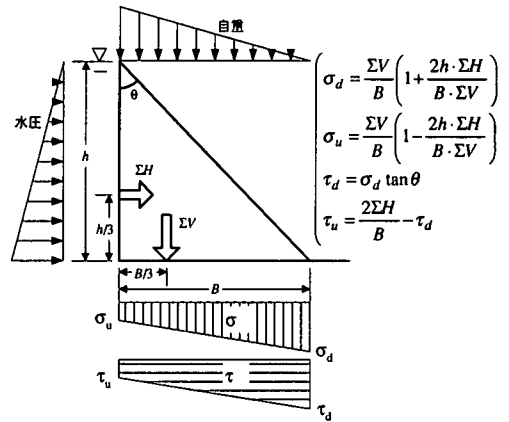
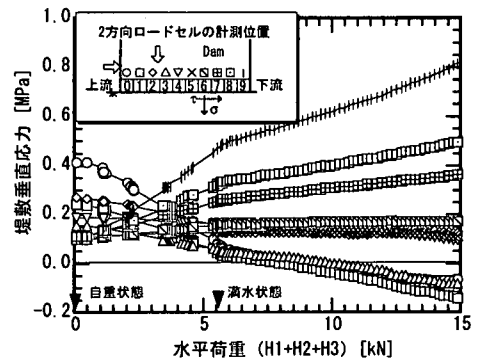
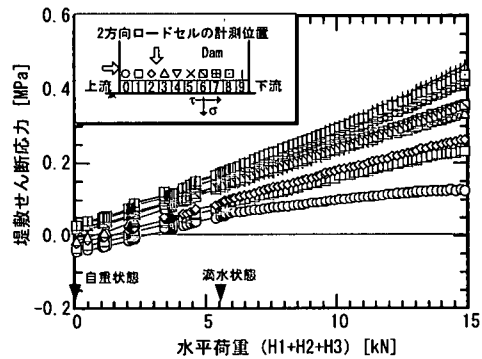


図-6 着岩面の応力分布



(a) 堤敷垂直応力の変化



(b) 堤敷せん断応力の変化

図-7 均一岩盤モデルの水平荷重の増加に伴う堤敷応力の変化

荷重前からの累積量である。

図-7(a)より, 自重状態では, 垂直応力は上流端で最も高く, 下流端に近づくに従って低くなる分布を示す。自重状態以降の水平荷重の荷重により, 堤体に作用するモーメントが変化するため, 堤体中央より下流側の垂直応力は上昇し, 上流側の垂直応力は減少する。

図-7(b)より, 自重状態における堤敷せん断応力

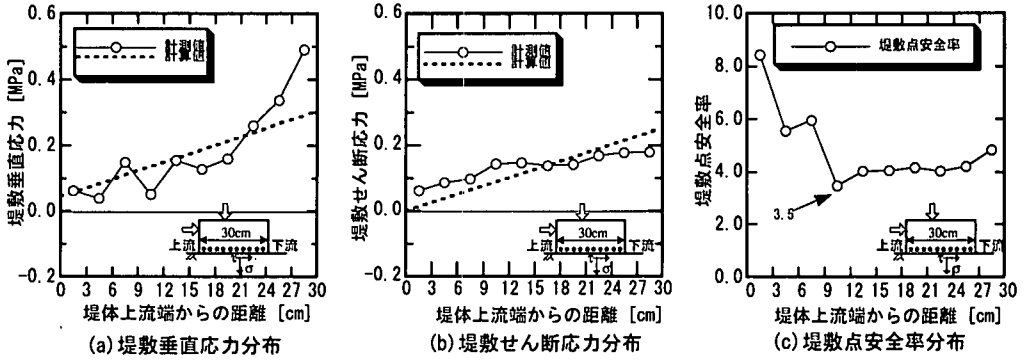


図-8 均一岩盤モデルの満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布

分布は、わずかではあるものの、堤中央より上流側に負の、下流側には正のせん断応力が発生する。これは、鉛直荷重の荷重によって、堤体直下の岩盤が楔形に押し込まれるためである。水平荷重の増加に対し、せん断応力は全ての位置でほぼ直線的に増加する。その増加勾配は下流端で大きく、上流端に近づくに従って小さくなる。

満水状態以降は、最下段(H3)の荷重を増加させている。図-7(a)より、着岩面のモーメントは徐々に変化し、上流端には引張力が発生し、増大していくという結果となっている。また、せん断応力は、より垂直応力の高い下流端付近ではせん断応力の変化勾配が大きく、垂直応力が小さい上流端付近ではせん断応力の増加が鈍いこと、すなわち、載荷荷重が大きくなるにつれ、下流側と上流側のせん断応力の差が大きくなっていくことが確認される。

(2) 満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布

図-8(a), (b)は、均一岩盤モデルの満水状態での堤敷垂直・せん断応力分布を示している。図中の破線は、梁理論に基づいて堤敷垂直・せん断応力が直線分布するとし、力の釣合いおよびモーメントの釣合いから計算した堤敷垂直・せん断応力分布である。図-8(a), (b)より実験結果は梁理論による計算結果と同様に直線分布をなし、値もほぼ一致している。このことから、本実験の荷重方法によって、想定した満水状態の堤敷応力分布が表現できていることが確認される。

図-8(c)は、図-8(a), (b)の堤敷応力分布から算出した満水状態での堤敷点安全率分布である。堤敷点安全率 n は次式によって算出した¹⁴⁾。

$$n = \frac{\tau_0 + \sigma \tan \phi}{\tau} \quad (3)$$

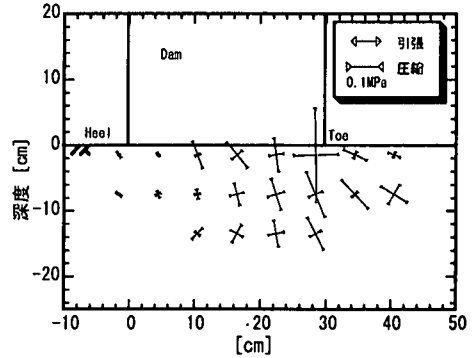


図-9 均一岩盤モデルの満水状態における岩盤内主応力分布図

ここに、 σ, τ は 2 方向ロードセルによって測定された各位置の堤敷垂直・せん断応力、 τ_0, ϕ は岩盤供試体のせん断強度および内部摩擦角である。図-8(c)より、満水状態での堤敷点安全率は堤敷中央から下流端にかけて低い値を示し、最小値は堤敷中央に現れ、その値は 3.5 である。

(3) 満水状態での岩盤側面応力分布および岩盤側面最小点安全率分布

岩盤供試体側面の、図-4 に示す位置に貼り付けた 3 軸ひずみゲージの計測値から、各位置における最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} および主応力方向 ϕ_p を算出した。また、最大・最小主応力から各位置の点安全率の最小値(最小点安全率 n'_{min}) を算出した。最小点安全率 n'_{min} は次式により算出した¹⁵⁾。

$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}} \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ は 3 軸方向ひずみゲージの計測

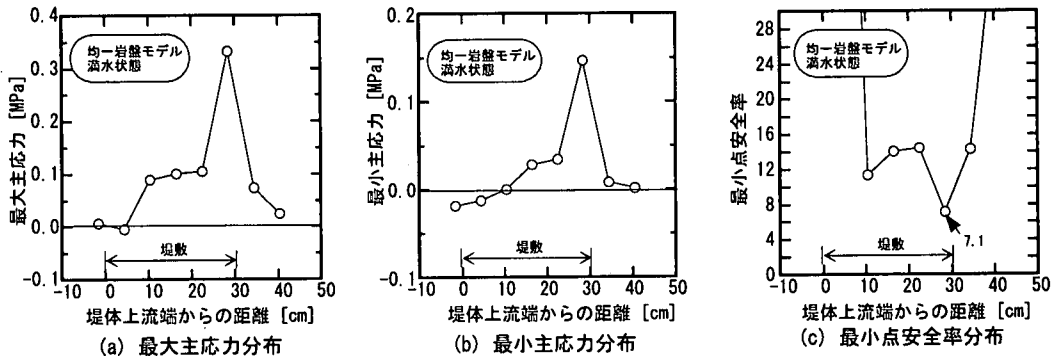


図-10 深度 1.5cmにおける最大・最小主応力分布および最小点安全率分布 (均一岩盤モデル, 満水状態)

値から算出した各位置の最大・最小主応力, τ_0, ϕ は岩盤供試体のせん断強度および内部摩擦角である。

図-9 は, 均一岩盤モデルの満水状態における主応力分布図である。また, 図-10(a), (b), (c)は, 図-4 中の $u1 \sim u8$ のひずみゲージより得られた深度 1.5 cm での最大・最小主応力の分布および式 (4) によって算出した岩盤側面最小点安全率の分布を示す。図-10(a), (b)より, 主応力の分布は堤敷応力分布と同様に, 堤体下流端直下で最も大きく, 上流に近づくほど小さくなる事が確認できる。図-10(b)より, 堤体上流端付近 ($u1, u2$) には, 水平方向の引張応力が発生しているが値は小さい (最大値は $u1$ で 0.01 MPa)。図-10(c)より最小点安全率は堤体直下で最小値を示し, その値は 7.1 である。

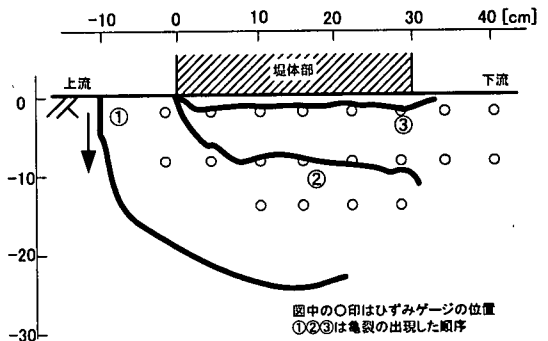


図-11 均一岩盤モデルの破壊面形状

(4) 均一岩盤モデルの破壊性状に関する結果

a) 局所破壊時点の判定

図-7 に示した堤敷応力の変化から明らかなように, 堤敷での垂直応力とせん断応力の関係は位置によって異なるため, 破壊は進行的に生じる。

ピーク水平荷重までに岩盤供試体側面に観察された亀裂と, その発生順序 (①~③) を示したのが図-11 である。亀裂②および亀裂③はピーク水平荷重 ($\Sigma H = 20.5$ kN) の時点で発生したものであるが, それ以前 ($\Sigma H = 14.9$ kN) に亀裂①が発生し, 進展していくのが観察された。図-12(a), (b)は, 満水状態からピーク水平荷重までの, 堤敷垂直・せん断応力の変化である。図-12 (b)において, 亀裂①が発生した $\Sigma H = 14.9$ kN 付近の堤敷せん断応力の変化を見ると, 満水状態以降, 連続的に変化していたせん断応力が, $\Sigma H = 14.9$ kN の時点で不連続的に変化していることが確認できる。この不連続的な変化のあと, 上流側 (SLP0~3) の堤敷せん断応力は減少し, 下流側 (SLP4~9) のせん断応力は上昇しており, 応力の再配分が生じていることが確認できる。また,

図-12 (a)より, 堤敷垂直応力については, $\Sigma H = 14.9$ kN 付近で上流端周辺 (SLP0, 3) の引張応力の増大が止まり, 横ばいになることが確認できる。

図-12(c)~(e)は, 満水状態からピーク水平荷重までの, 岩盤側面の応力変化である。ここに示される応力は, 図-4 中 $u1 \sim u6$ 地点に貼ったひずみゲージの計測値から算出した主応力の各成分である。最大・最小主応力は, 荷重前からの累積量で, 圧縮を正とする。最大主応力方向は鉛直方向をゼロとし, 反時計回りを正とする。満水状態からの水平荷重の増加に対し, 主応力の各成分は連続的に変化するが, 亀裂①の発生した $\Sigma H = 14.9$ kN の時点で, 上流端 ($u1, u2$) の主応力方向が急激に変化するとともに, 最小主応力が引張から不連続的にゼロに達している。上流端 ($u1, u2$) の引張応力が解放されていることと, 亀裂①の発生方向から考えて, 上流端付近での水平方向の引張によって破壊が発生したものと判断される。

図-12 から分かるように, 破壊の発生は, 堤敷応力あるいはひずみゲージの計測値の急激な変化として現れる。そこで, 堤敷応力あるいはひずみの経時変化の不連続的な変化から破壊の発生を判定することにした。以下では, 荷重の増加に対して最初に発

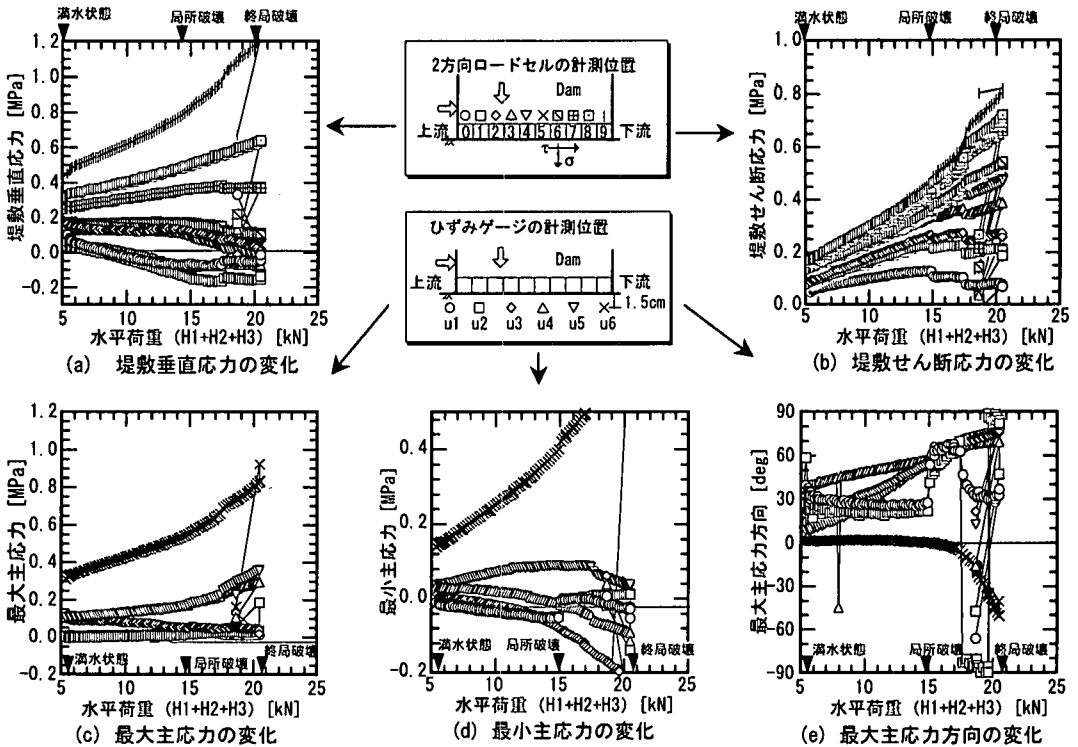


図-12 満水状態から破壊までの堤敷応力の変化と、深度 1.5cm の最大・最小主応力、最大主応力方向の変化 (均一岩盤モデル)

生じた破壊時点を局所破壊発生時点と呼び、ピーク水平荷重時点を終局破壊時点と呼ぶ。

一方、亀裂付近のひずみから算出した 2 主応力を用いて亀裂発生直前のモール円を描き、破壊規準線との関係を調べたが、算出された応力レベルは低く、破壊規準線には達していなかった。これは、ひずみから応力を算出する際に用いる変形係数(弾性係数、ポアソン比)、強度の拘束圧依存性を考慮せず、一軸圧縮試験のひずみ測定結果から得られた値を一定値として用いていることが理由のひとつであると考えられる。

b) 満水状態から終局破壊までの堤敷応力の経路

図-13 は、満水状態から終局破壊までの水平荷重の増加に伴う堤敷応力の履歴を示している。プロットの番号 (SLP0~9) は図-4 に示した 2 方向ロードセルの番号に対応する。図中には、式(3)で示される堤敷安全率 n が 1.0, 2.0, 4.0 の直線を示した。 $n = 1.0$ の直線は破壊規準線に相当する。図中の A, B, C の記号はそれぞれ満水状態, 局所破壊時点 ($\Sigma H = 14.9$ kN), 終局破壊時点を示す。図-13 より、堤敷応力の経路は位置によって大きく異なり、堤敷下流端付近 (SLP8, 9) の応力は右上がり、堤敷中央 (SLP4, 6) の応力は上方、堤敷上流端 (SLP0, 2)

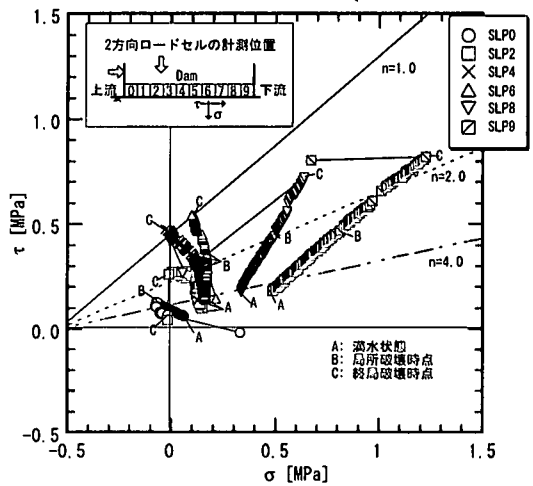


図-13 均一岩盤モデルの満水状態から終局状態までの堤敷応力経路

の応力は左上がりの経路を通ることが確認できる。局所破壊発生時点 (B 時点) では、堤敷上のいずれの位置も破壊規準線 ($n = 1.0$) に達しておらず、着岩部での破壊でないことを示している。B 時点以降は、上流端 (SLP0) で応力の除荷が生じるとともに中央付近 (SLP2, 4, 6) の応力の進行方向が破壊

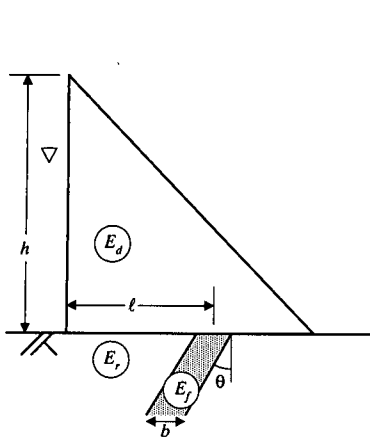


図-14 重力ダム基礎岩盤の荷重伝達機構に影響を及ぼす因子

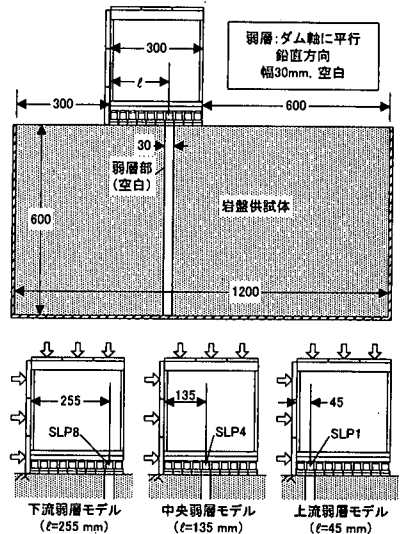


図-15 弱層パターン (単位: mm)

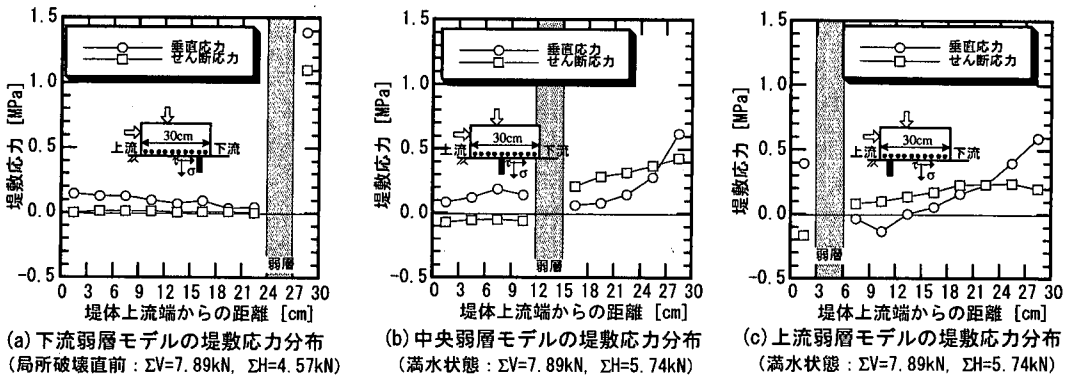


図-16 弱層モデル実験における満水状態付近での堤敷応力分布

規準線に垂直な方向を向くことが確認できる。終局破壊時 (C 時点) では、堤敷中央 (SLP4, 6) で $n = 1.0$ に達しており、図-11 の亀裂③は、堤敷中央のせん断破壊が堤敷沿いに進展したものと考える。

4. 弱層モデルの実験結果

ダム基礎岩盤内の弱層が、堤敷応力や岩盤内応力分布、破壊性状におよぼす影響について検討するため、岩盤供試体内に弱層を含むモデルに対して実験を行い、均一岩盤モデルの実験結果との比較を行った。

荷重伝達機構に影響を及ぼす弱層の因子としては、図-14 に示すように①弱層位置 l 、②弱層幅 b 、③弱層の傾斜 θ 、④弱層と周辺岩盤と堤体との相対剛性 $E_f : E_r : E_d$ が挙げられる。これらの要因の中で、今

回は弱層の出現位置に着目した実験を行なった。

(1) 実験概要

図-15 に示すように、ダム軸に平行で傾斜が垂直な単一弱層が、①堤体下流端 (堤体上流端から弱層中心までの距離 $l = 255$ mm)、②堤体中央 ($l = 135$ mm)、③堤体上流端 ($l = 45$ mm) に出現する場合を模擬した。弱層は、岩盤供試体内に幅 30 mm (堤敷幅の 10%) の隙間を設け、この隙間を弱層とした。実験は 1 モデル 1 本の実験を行なった。

(2) 満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率に関する実験結果

図-16(a)~(c)は、弱層モデルの満水状態における堤敷垂直・せん断応力分布を示す。ただし、下流弱層モデルでは、満水状態以前に堤体下流端で破壊が発生したため、図-16(a)は破壊発生直前 ($\Sigma H = 4.57$

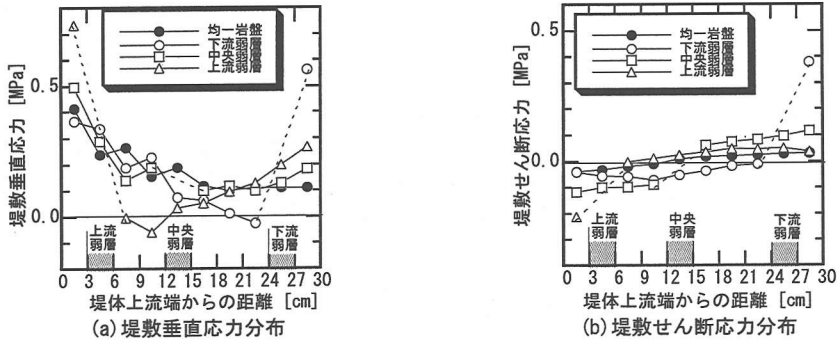


図-17 弱層モデル実験における自重状態での堤敷応力分布 (自重状態: $\Sigma V=7.89 \text{ kN}$, $\Sigma H=0 \text{ kN}$)

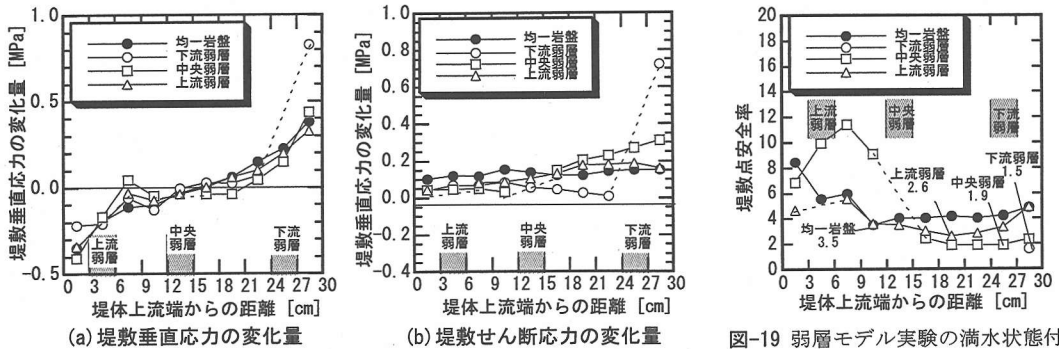


図-18 弱層モデル実験における自重状態から満水状態付近までの堤敷応力の変化 (下流弱層モデルは $\Sigma H=4.57 \text{ kN}$ 時の値)

図-19 弱層モデル実験の満水状態付近での堤敷点安全率分布 (下流弱層モデルは $\Sigma H=4.57 \text{ kN}$ 時の値)

kN) の分布を示している。図-16を均一岩盤モデルの結果(図-8)と比べると、弱層の存在により堤敷応力分布は大きく変化し、また弱層位置によっても異なることが分かる。図-16(a)より、下流弱層モデルでは、垂直応力、せん断応力ともに下流端に集中することが確認できる。また、図-16(b), (c)より、中央弱層モデル、上流弱層モデルでは、下流弱層モデルのような応力集中は見られないが、弱層上流側で負のせん断応力が生じている。

図-16からは、弱層位置による堤敷応力分布の変化について一定の傾向が確認できないため、自重状態、すなわち鉛直荷重のみを載荷した場合の、均一岩盤モデルおよび各弱層モデルの堤敷応力分布を比較した図を図-17(a), (b)に示す。図-17(a)より、均一岩盤モデルの自重状態における垂直応力分布は、上流端で高く下流端に近づくに従って低くなる。これに対し、弱層が存在する場合には、堤体両端部に応力が集中し、弱層の前後で小さくなる傾向が見られる。これは、弱層が存在することによって、弱層周辺岩盤の変形が大きくなり、荷重分担が小さくなるためであると考えられる。堤体端部に弱層が存在する

モデル(下流・上流弱層モデル)では、荷重を支持すべき端部に剛性の低い領域があるために、より大きな垂直応力が発生している。図-17(b)より、均一岩盤モデルの自重状態におけるせん断応力分布は、堤体中央をゼロとし、上流側で負、下流側で正となる。これは、堤体直下の岩盤が楔形に内側に押し込まれるように変形するためである。弱層が存在する場合には、弱層を境に上流側で負、下流側で正の値を示し、発生するせん断応力の大きさも均一岩盤モデルよりも大きくなることを確認できる。これは、弱層の存在によって堤体直下の岩盤が均一岩盤モデルの場合よりも大きく内側へと変形しているためであると考えられる。

図-18(a), (b)は、自重状態から満水状態までの堤敷垂直・せん断応力の変化量の分布、すなわち、水平荷重のみによる応力の変化量の分布を示す。ただし、満水状態以前に破壊が発生した下流弱層モデルについては、破壊発生直前($\Sigma H = 4.57 \text{ kN}$)の分布を示している。図-18(a)より、自重状態から満水状態までの垂直応力の変化量の分布はいずれのモデルでもほぼ同等であり、弱層の存在および弱層位置の

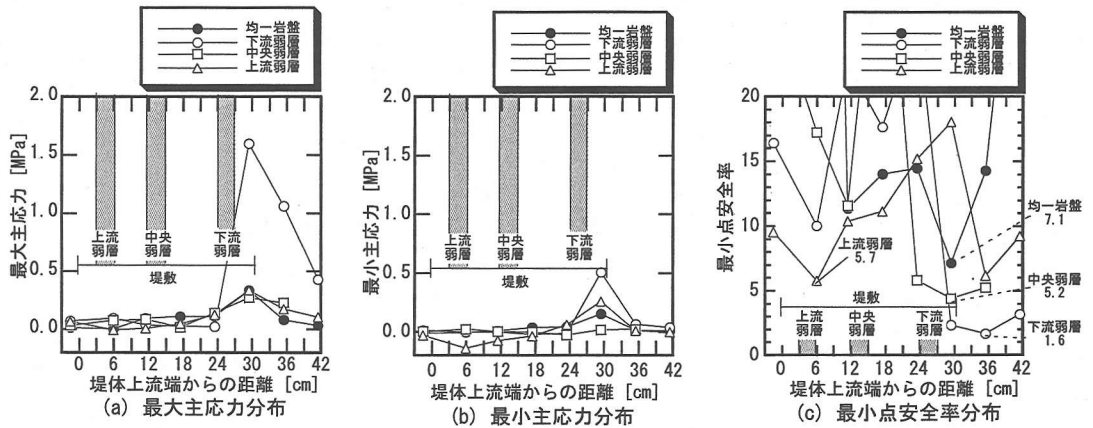


図-20 弱層モデルの深度 1.5cm における満水状態付近での最大・最小主応力および最小点安全率 (下流弱層モデルは $\Sigma H=4.57$ kN 時の値)

影響は小さいと言える。図-18(b)より、自重状態から満水状態までの過程におけるせん断応力の変化量は、いずれのモデルにおいても、堤敷全体で正の値を示している。このことから、図-17(b), (c)の弱層上流側に生じていた負のせん断応力は、自重状態までの鉛直荷重によって生じたものであり、自重状態以降の水平荷重は、堤敷全体で分担されていることが分かる。ただし、せん断応力の変化量の分布は均等ではなく、弱層の存在および弱層位置の影響を受けており、水平荷重の分担は、弱層下流側で大きく、上流側で小さくなる傾向が確認できる。この傾向は、弱層位置が下流側に行くにしたがって顕著になる。

図-19 は、図-16(a)~(c)の堤敷垂直・せん断応力分布から式(3)によって算出した弱層モデルの満水状態における堤敷点安全率分布である。ただし、満水状態以前に破壊が発生した下流弱層モデルについては、破壊発生直前 ($\Sigma H = 4.57$ kN) の分布を示している。下流弱層モデルの弱層上流側の堤敷点安全率は 30.0 以上であるため表示されない。図-19 より、弱層が存在する場合の堤敷点安全率は、弱層下流側で低い値を示す。下流弱層モデルについては、下流端で 1.5 という低い値を示しており、この直後に下流端において局所破壊が発生したと整合する。各弱層モデルの堤敷点安全率の最小値をその出現位置に関わらず比較すれば、下流弱層モデルが最も低く、弱層が上流端に近づくに従って高くなることを確認できる。

(3) 弱層モデルの満水状態での岩盤側面主応力分布および岩盤側面最小点安全率分布

図-20(a), (b), (c)は、各弱層モデルの実験において図-4 中の $u1 \sim u8$ に貼ったひずみゲージより得られた深度 1.5 cm での最大・最小主応力の分布およ

び式(4)によって算出した岩盤側面最小点安全率の分布を示す。均一岩盤モデル、中央弱層モデル、上流弱層モデルは満水状態での分布であり、下流弱層モデルは局所破壊直前 ($\Sigma H = 4.57$ kN) での値である。

図-20(a)より、最大主応力については、下流弱層モデルでは堤敷下流端に著しい応力集中が生じていることが確認できる。一方、中央弱層モデル、上流弱層モデルの最大主応力は均一岩盤モデルと同程度である。

図-20(b)より、引張応力に着目すれば、上流弱層モデルでは堤敷中央より上流側で引張応力が発生している。これは、弱層周辺岩盤が堤体部からの垂直荷重を分担せず、堤体端部のみが垂直荷重を分担するために生じている。

図-20(c)より、岩盤側面最小点安全率分布に関して一定の傾向を見出すことはできないが、最小点安全率の最小値をその出現位置に関わらず比較すれば、下流弱層モデルが最も低く、弱層が上流に行くにしたがって高くなることを確認できる。下流弱層モデルについては下流端付近で 1.6 という低い値を示しており、この直後に下流端において局所破壊が発生したと整合する。

(4) 弱層モデルの破壊性状に関する実験結果

均一岩盤モデルと同様に、弱層モデルの破壊は進行的であるため、堤敷応力あるいはひずみの計測値が急激に変化を示した時点が局所破壊発生時点と判断した。

a) 各弱層モデルの破壊性状

図-21(a)~(c)は、弱層モデルの堤敷応力経路である。満水状態以前に局所破壊が生じた下流弱層モデル(図-20(a))では自重状態以降の応力経路を示し

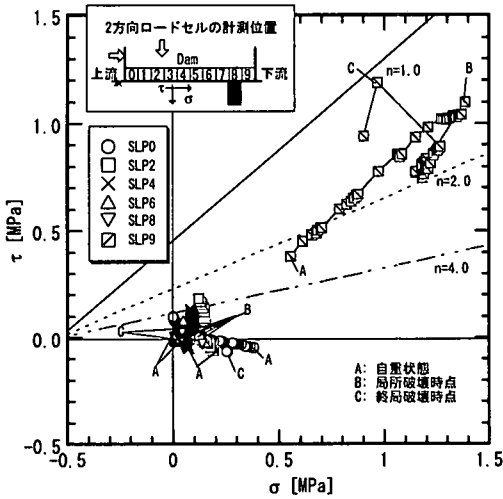


図-21(a) 下流弱層モデルの自重状態から
終局状態までの堤敷応力経路

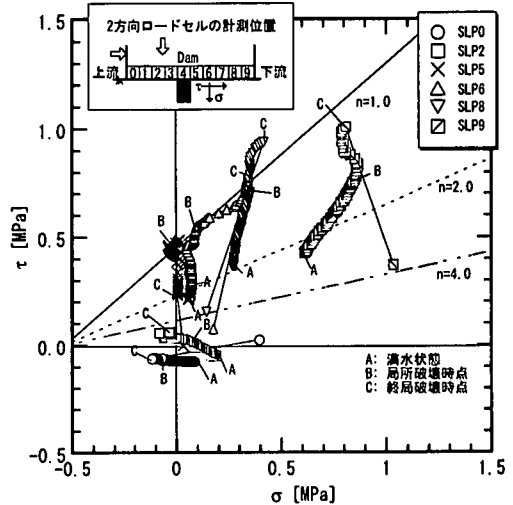


図-21(b) 中央弱層モデルの自重状態から
終局状態までの堤敷応力経路

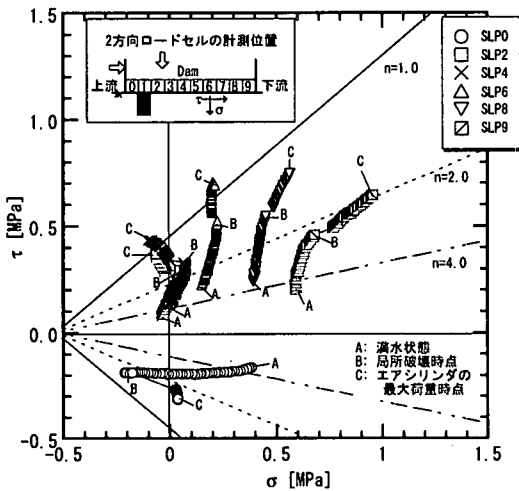
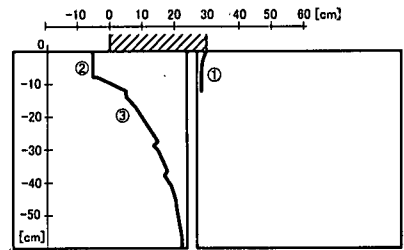
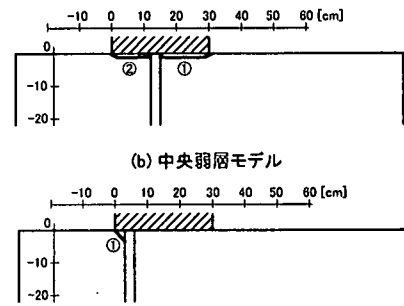


図-21(c) 上流弱層モデルの自重状態から
終局状態までの堤敷応力経路

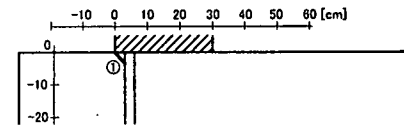
ており、図中の記号 A, B, C はそれぞれ自重状態、局所破壊発生時、終局破壊時を示す。中央弱層モデルおよび上流弱層モデル（図-21(b) (c)）は満水状態以降の応力経路を示しており、図中の記号 A, B, C はそれぞれ満水状態、局所破壊発生時、終局破壊時を示す。ただし、上流弱層モデルでは、エアシリンダの最大載荷能力まで荷重を行ったが終局破壊に至らなかったため、C 点はエアシリンダの最大荷重時点を示す。図中には図-13 と同様に堤敷点安全率 $n = 1.0, 2.0, 4.0$ の直線を示した。また、図-22(a)~(c)は、実験終了後、岩盤供試体側面に観察された破断面のスケッチである。図中の番号は亀裂の発生した順序を示す。



(a) 下流弱層モデル



(b) 中央弱層モデル



(c) 上流弱層モデル

図-22 弱層モデルの破壊面形状

図-21(a)より、下流弱層モデルでは、自重状態から下流端 (SLP9) の応力のみが一方向的に上昇し、局所破壊発生時点 (B 時点) で応力が除荷している。B 時点では、SLP9 の応力は破壊規準線に達していないものの、安全率は 1.5 と低い値を示している。また、B 時点以降に図-22(a)の亀裂①が観察されていることから、下流端が応力集中によって圧壊したと推測される。図-22(a)の亀裂②、③については、下流端の局所破壊によって、堤体部からの荷重を弱

層下流岩盤の圧縮によって抵抗することができなくなった結果、弱層上流岩盤に水平方向の大きな引張が作用し、亀裂②、③のような大規模な破壊が生じたと考える。

図-21(b)より、中央弱層モデルでは、局所破壊の時点(B点)で弱層下流域(SLP5, 6, 8)の応力状態はすでに破壊規準線($n = 1.0$)に達しており、その後破壊規準線に沿って応力が上昇している。このことから、弱層下流域において着岩部沿いにせん断破壊が発生・進展した結果、図-22(b)のような着岩部沿いの亀裂が発生したと推測される。

図-21(c)より、上流弱層モデルでは、満水状態以降、上流端(SLP0)において、せん断応力一定のまま、垂直応力のみが減少し、局所破壊時点(B時点)で垂直応力がゼロに急増している。このことから、上流端で引張破壊が生じたと判断される。エアシリンダの最大荷重時(C時点)には、SLP2, 4, 6の位置で破壊規準線に達しているものの、弱層下流側の岩盤では亀裂の発生は見られなかった。

b) 局所破壊発生時の水平荷重、破壊位置、破壊形態の比較

表-2は、均一岩盤モデルおよび弱層モデルの局所破壊発生時の水平荷重、破壊発生位置、破壊モードをまとめたものである。局所破壊発生時の水平荷重については、弱層が下流に行くほど低下することが確認できる。特に下流弱層モデルでは満水状態以前に破壊が発生しており、耐荷力の低下が著しい。一方、中央弱層モデル、上流弱層モデルは均一岩盤モデルとほぼ同等の耐荷力を示している。局所破壊の発生位置および破壊モードについては、下流弱層モデルおよび中央弱層モデルでは弱層下流側の堤敷面積が狭く、堤体部からの荷重を下流岩盤へとスムーズに伝達できないために、弱層下流域で圧壊あるいはせん断破壊が生じ、上流弱層モデルでは弱層下流側の堤敷面積が広く、下流岩盤への応力が分散されたために、均一岩盤モデルと同様に上流端での引張によって破壊したと考えられる。

5. おわりに

本研究では、弱層を有する重力ダム基礎岩盤の荷重伝達機構および破壊性状の把握を目的として、重力ダム模型実験装置の開発を行い、いくつかの実験を行なった。

まず、均一岩盤モデルに対する荷重・破壊実験を行ない、基礎岩盤の荷重伝達機構および破壊特性に関して基礎的なデータを取得した。得られた結果を

表-2 実験各ケースの局所破壊時の破壊位置、破壊モード、水平荷重

実験ケース	均一岩盤モデル	下流弱層モデル	中央弱層モデル	上流弱層モデル
破壊位置	上流端	下流端	弱層下流	上流端
破壊モード	引張	せん断(圧壊)	せん断(すべり)	引張
水平荷重	14.9 kN	4.57 kN	14.4 kN	14.7 kN

以下に列挙する。

- 1) 満水状態における堤敷垂直・せん断応力分布より、本実験の荷重によって実際の重力ダムと同様の堤敷応力分布が表現できていることが確認できた。
- 2) 岩盤供試体の破壊が進行的であることから、ひずみの計測値が急激に変化した時点を局所破壊発生時点、ピーク水平荷重時点を終局破壊時点と定義した。
- 3) 岩盤供試体側面に貼付したひずみゲージの計測値の変化から、局所破壊発生時点は $\Sigma H = 14.9$ kNの時点と判断した。上流端付近における引張応力の解放および亀裂の発生状況から、局所破壊発生位置は堤体上流側岩盤で、破壊モードは水平方向の引張破壊と判断される。また、終局破壊時には、堤敷中央の応力が破壊規準線に達しており、着岩部沿いに亀裂が発生したと整合する。

つぎに、岩盤供試体内に垂直方向の単一弱層が存在するモデルに対して実験を行い、弱層の存在および弱層位置が基礎岩盤の応力分布および破壊性状に及ぼす影響について検討した。得られた結果を以下に列挙する。

- 4) 弱層の存在および弱層位置によって満水状態における堤敷応力分布は大きく異なる。これは、弱層が存在することによって弱層周辺岩盤が弱層方向へと変形するためである。その結果下流弱層モデルでは下流端において著しい応力集中が生じることが確認された。
- 5) 各弱層モデルの満水状態での堤敷点安全率の最小値を比較した結果、弱層が下流端に近づくにつれて堤敷点安全率の最小値が低下した。
- 6) 各弱層モデルの満水状態での岩盤側面主応力分布の結果から、下流弱層モデルでは下流端に応力集中することが確認された。また上流弱層モデルでは弱層周辺に引張応力が発生した。これは、弱層が存在することで弱層周辺岩盤が堤体部からの垂

直荷重を分担しないために生じている。

- 7) 各弱層モデルの満水状態での岩盤側面最小点安全率の最小値を比較した結果、弱層が下流端に近くにつれて岩盤側面最小点安全率の最小値が低下することが確認された。
- 8) 弱層モデルの破壊は、均一岩盤モデルと同様に進行的であった。局所破壊発生時の水平荷重については、下流弱層モデルでは耐荷力の低下が著しく満水状態以前に破壊が生じたのに対し、中央弱層モデル、上流弱層モデルでは均一岩盤モデルとほぼ同等の耐荷力を示した。局所破壊発生時の破壊形態は、弱層下流岩盤への荷重伝達がスムーズに行われる均一岩盤モデルおよび上流弱層モデルでは上流端における引張によって破壊が発生した。一方、弱層下流の堤敷面積が狭く、下流岩盤へと荷重がスムーズに伝達されない下流弱層モデルおよび中央弱層モデルではまず弱層下流域で破壊が発生し、その形態は、下流弱層モデルでは下流端での圧壊、中央弱層モデルでは弱層下流域の着岩面沿いのせん断破壊であった。

本研究では、堤敷内に出現する鉛直方向の弱層を想定した実験を行った。弱層部を空白としていること、岩盤供試体側面の境界条件を完全フリーとしていることなど、実際のダム基礎の条件とは異なるものの、弱層が堤敷応力分布、破壊性状に与える影響について基礎的なデータを得ることができた。したがって今後は、数値解析によって模型実験のシミュレーションを行うとともに、継続して実験を行い、弱層の位置、規模、傾斜の影響、および弱層処理の効果について検討していく予定である。

なお、今回、岩盤供試体側面でのひずみ計測値から応力の算出をおこなったが、必ずしも満足のいく結果が得られなかった。これは、ひずみゲージ貼付の際の人為誤差のほか、変形係数、強度の拘束圧依存性の影響が考えられる。今後はひずみの測定方法、応力の算出方法についてさらに検討を加え、岩盤内応力伝達特性に関してより詳細な検討を行っていく。

参考文献

- 1) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，土木学会，486p，1975.
- 2) Wallace A. Waldorf：Strengthening of Weak Rock Seams in Foundation of Shasta Dam, *Technical Memorandum of USBR*, No.598, Jun12, 1940.
- 3) Edwin Rose：Strengthening of Weak Rock Seams outside base of Shasta Dam, *Tech Memo. of USBR*, No.602, April 15, 1940.
- 4) 藤田圭一：Shasta ダムの基礎軟弱岩盤の補強理論，発電水力，No.19，pp.31-40，1955.
- 5) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂，pp.243-261，1992.
- 6) 飯田隆一：重力ダム基礎岩盤内の堤軸に平行な上流落ち弱層に対する安定性の検討方法（I），ダム技術，No.98，pp.7-17，1994.
- 7) 荒川昭治，小川和延：断層処理設計に関する基礎的検討，ダム工学，No.20，pp.28-36，1995.12.
- 8) 永山功，佐々木隆，尾畑伸之：亀裂を有する岩盤模型のせん断試験について，第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.137-141，1991.
- 9) 尾畑伸之，永山功，佐々木隆，杉浦靖人：模型を用いた岩盤のせん断強度に関する実験的検討，土木学会第 47 回年次学術講演会，pp.204-205，1992.
- 10) 永山功，太田道男，平山大輔：力学特性の面的分布が岩盤のせん断強度に及ぼす影響，第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.329-334，1998.
- 11) 谷和夫，龍岡文夫：砂地盤上の帯基礎底面の摩擦角測定に用いるロードセルの試作とその特性について，第 40 回土木学会年次学術講演会，pp.775-776，1985.
- 12) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂，pp.147-152，1992.
- 13) 建設省：建設省令第 13 号，河川管理施設等構造令施行規則，1976.
- 14) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂，35p，1992.
- 15) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂，234p，1992.

(2000. 2. 25 受付)

DEVELOPMENT OF DAM MODEL TEST AND EXPERIMENTAL STUDY OF THE STRESS DISTRIBUTION IN DAM FOUNDATION

Toshihisa ADACHI, Shinichiro NAKASHIMA Kiyoshi KISHIDA and Yoshihiro IZU

In order to grasp the effect of faults to the stability of dam foundation, gravity dam modeling test machine has been developed. Using this apparatus, some tests are carried out, namely no-fault foundation model and one-fault foundation models. In the case of one-fault foundation models, fault is located in upstream edge, center and downstream edge of the dam model. Based on the experimental results, it is confirmed that the stress distribution along the bottom of dam is largely affected by the location of fault. In downstream edge fault model, the stress concentrated at toe, and the failure strength remarkably becomes lower than no-fault model. Both central fault model and upstream fault model, the effect of fault to the stress distribution is small and failure strength is almost the same as no-fault model.

0