

重力ダム基礎岩盤の弱層処理に関する研究

2001年12月

中島 伸一郎

重力ダム基礎岩盤の弱層処理に関する研究

2001年12月

中島 伸一郎

要 旨

置換プラグ処理は、ダム基礎岩盤内に比較的大規模な弱層が含まれる場合の対策工であって、弱層の一部を掘下げてコンクリートによって置換する工法である。この工法は、経済性・施工性に優れることから従来より一般的に用いられてきた。しかしながら、置換プラグが基礎岩盤の力学安定性に及ぼす効果は必ずしも明らかにされておらず、統一的な設計手法が存在しないのが現状である。そこで本研究は、置換プラグの合理的な設計規範の確立を目的として、弱層・プラグを考慮した重力ダム模型実験と模型実験に対する剛体安定解析ならびに3次元有限要素解析を行ない、基礎岩盤の力学安定性に及ぼす弱層の影響および置換プラグの効果を明らかにした。

重力ダム模型実験では、重力ダムのダム軸直交断面をモデル化し、実物ダムの着岩面に作用する荷重分布を模擬する载荷を行なった。弱層位置を考慮した実験の結果より、弱層の有無および弱層位置によって満水状態での堤敷応力分布は大きく異なり、特に堤敷下流端付近に弱層が存在する場合には下流端への応力集中が著しいことを明らかにした。また、弱層にプラグを設置した実験の結果より、いずれの弱層位置においても満水状態での堤敷応力分布はプラグの設置によって弱層が無い場合の分布に近づくことを明らかにした。基礎岩盤の耐荷力については、弱層が堤敷下流端付近にあってプラグを設置しない場合には耐荷力が著しく低いが、この弱層にプラグを設置することで耐荷力が大きく改善されることを明らかにした。一方、堤敷中央よりも上流側に弱層が存在する場合の基礎岩盤の耐荷力は、プラグを設置しなくとも弱層が無い場合と同等であり、プラグを設置してもほとんど改善されない。これらの実験結果から、①置換プラグの力学的効果としては、プラグを設置することで堤体荷重を伝達する面積が拡大する効果（接地面積の拡大効果）と、弱層部に剛性の高いプラグが挿入されることにより弱層周辺岩盤の弱層方向への変形が抑えられる効果（周辺岩盤の変形抑制効果）の二つがあること、②弱層下流岩盤のせん断安定性を確保することが重要であることを明らかにした。

プラグの効果として変形抑制効果に着目した場合、プラグの剛性が高いほど変形抑制効果は高まるが、一方で周辺岩盤との剛性の差が大きすぎるプラグは周辺堅岩を傷める可能性がある。そこで、プラグの剛性を変化させた重力ダム模型実験を行ない、プラグと堅岩との相対剛性が及ぼす影響について検討した。その結果、プラグの有無による堤敷応力分布の差は大きく、堅岩部と同程度の弾性係数のプラグであっても弱層に挿入することで堤敷応力分布は弱層のない場合に大きく近づくこと、また、プラグの相対剛性が高いほど（プラグが硬いほど）弱層下流岩盤の点安全率は上昇することを明らかにした。さらに、岩盤供試体内の応力分布についての結果より、周辺岩盤とプラグとの相対剛性を80倍程度変化させても、プラグ周辺の応力の大きさには目だつた変化がないことを確認した。この結果に基づけば、十分に深いプラグを用いれば、応力集中は緩和され、健全な岩盤に害を与えることはないことを示している。

つぎに、プラグ設計への剛体安定解析の適用性を検討するため、重力ダム模型実験の条件に対する剛体安定解析を行なった。剛体安定解析を行なう際に必要となる弱層上流岩盤－弱層下流岩盤間の荷重分担に関する検討から、堤敷応力分布を台形分布と仮定して弱層上で2分するという

方法では、実験結果の荷重分担を表現することが困難であることが明らかになった。すなわち、弱層位置による基礎岩盤の変形特性の差異およびプラグ深さによる変形抑制効果を考慮した荷重分担の算出方法が必要である。

この結果を受け、荷重分担を予測しやすい条件下で剛体安定解析の適用性を検討することを考え、プラグ設置を考慮した小型供試体に対する単純せん断試験を行なった。単純せん断試験の条件に対して6種類の荷重分担モデルを設定し剛体安定解析を行ったが、実験結果を精度良く表現することはできなかった。この結果から、プラグ設置という着岩面の形状変化によって供試体内の応力分布は複雑となるため、簡単な荷重分担モデルでは、プラグ設置時のせん断強度を評価することは困難であるといえる。

つづいて、3次元弾性有限要素法を用いて、重力ダム模型実験の数値シミュレーションを行なった。解析結果と実験結果の比較から、本解析手法により模型実験の満水状態における現象を表現し得ることを確認した。そこで、本解析手法を用いて、模型実験では実施していない弱層位置や弱層剛性が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響について検討した。岩盤内主応力分布および岩盤内最小点安全率分布の結果に基づき、堤敷内に出現する弱層については堤敷下流端の最小点安全率によって、また、堤敷下流端よりも下流に出現する弱層については、堤敷上流端の引張安全率によって安定性を評価した。その結果、堤敷内の弱層については、堤敷中央より上流の弱層については弱層処理の必要性がないこと、また、堅岩と弱層との相対剛性 E_r/E_f が 1.5 程度の比較的硬い層であっても、堤敷下流端付近に出現する場合には弱層処理の必要性があることを明らかにした。堤敷下流端より下流側に出現する弱層については、 E_r/E_f が 100 以下であれば、弱層処理を施さなくとも堤敷上流端の引張安定性が確保されること、また、弱層が上流端引張に影響を及ぼさなくなるような弱層位置は、堤体下流端より堤敷幅の 1.7 倍程度下流であることを明らかにした。

目 次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 本論文の構成.....	3
第2章 重力ダムの弱層処理設計の現状と従来の研究.....	5
2.1 概説.....	5
2.2 重力ダムの構造的特徴と設計手法.....	5
2.2.1 重力ダムの構造的特徴.....	5
2.2.2 重力ダムの設計3条件.....	7
2.3 弱層について.....	8
2.3.1 弱層の性質.....	8
2.3.2 弱層と堤体との相対位置.....	9
2.4 弱層処理工法.....	10
2.5 置換プラグの設計法の現状.....	11
2.5.1 ダム軸に直角な弱層.....	11
2.5.2 ダム軸に平行な弱層.....	12
2.6 本研究における課題の整理.....	18
2.7 安全率の定義.....	19
第3章 重力ダム模型実験装置の開発と基礎岩盤の荷重伝達機構に関する実験的研究.....	21
3.1 概説.....	21
3.2 重力ダムのモデル化.....	21
3.3 重力ダム模型実験装置と実験方法.....	21
3.3.1 重力ダム模型実験装置.....	21
3.3.2 ダム模型.....	25
3.3.3 荷重方法.....	30
3.3.4 計測装置・システム.....	33
3.4 基本モデル（弱層なしモデル）の実験結果.....	35
3.4.1 水平荷重の荷重に伴う堤敷応力の変化.....	35
3.4.2 満水状態での堤敷応力分布と堤敷点安全率分布に関する実験結果.....	36
3.4.3 満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果.....	37
3.4.4 破壊性状に関する実験結果.....	39
3.5 まとめ.....	45

第4章 弱層および置換プラグが基礎岩盤の安定性に及ぼす影響に関する実験的研究.....	47
4.1 概説.....	47
4.2 弱層モデル実験.....	47
4.2.1 弱層のモデル化.....	47
4.2.2 弱層モデル実験の概要.....	48
4.2.3 弱層モデル実験の満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布に関する実験結果.....	49
4.2.4 弱層モデル実験の満水状態での岩盤内主応力分布に関する実験結果.....	53
4.2.5 弱層モデル実験の破壊性状に関する実験結果.....	54
4.2.6 弱層モデル実験のまとめ.....	59
4.3 プラグ効果実験.....	60
4.3.1 プラグ効果実験の概要.....	60
4.3.2 プラグ効果実験の満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布に関する実験結果.....	61
4.3.3 プラグ効果実験の満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果.....	64
4.3.4 プラグ効果実験の破壊性状に関する実験結果.....	66
4.3.5 プラグ効果実験のまとめ.....	68
4.4 プラグ剛性実験.....	68
4.4.1 プラグ剛性実験の概要.....	68
4.4.2 プラグ剛性実験の満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布に関する実験結果.....	70
4.4.3 プラグ剛性実験の満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果.....	73
4.4.4 プラグ剛性実験のまとめ.....	75
第5章 重カダム模型実験の剛体安定解析と単純せん断試験による置換プラグ効果の検討.....	77
5.1 概説.....	77
5.2 剛体安定解析の概要.....	77
5.3 弱層モデル実験およびプラグ効果実験に対する剛体安定解析の適用.....	78
5.3.1 模型実験の剛体安定解析を行なう上での条件.....	78
5.3.2 剛体安定解析の結果.....	80
5.3.3 剛体安定解析結果と模型実験結果との比較.....	82
5.3.4 模型実験における必要プラグ深さの検討.....	85
5.4 単純せん断試験による剛体安定解析の検討.....	89
5.4.1 概説.....	89
5.4.2 実験方法.....	89
5.4.3 実験結果.....	92
5.4.4 単純せん断試験の剛体解析による検討.....	96
5.4.5 単純せん断試験の剛体安定解析結果.....	98

5.4.6 単純せん断試験のまとめ.....	104
第6章 3次元弾性有限要素法による模型実験シミュレーション.....	107
6.1 概説.....	107
6.2 模型実験シミュレーションの概要.....	107
6.2.1 解析手法.....	107
6.2.2 解析条件.....	107
6.3 数値解析結果と実験結果との比較.....	109
6.3.1 満水状態での堤敷応力分布.....	109
6.3.2 満水状態での岩盤内主応力分布.....	114
6.3.3 満水状態での岩盤内点安全率分布についての解析結果.....	118
6.3.4 実験結果と解析結果の比較のまとめ.....	122
6.4 弱層位置および弱層剛性に関する検討.....	123
6.4.1 解析条件.....	123
6.4.2 堤敷内弱層についての結果.....	123
6.4.3 最下流端弱層および堤体外弱層についての結果.....	124
6.4.4 弱層位置および弱層剛性に関する検討のまとめ.....	126
6.5 数値解析についてのまとめと課題.....	127
第7章 結論.....	129
参考文献	
謝 辞	

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

現在、日本には15m以上のダムが2584個ある¹⁾。世界的に見れば中国、米国、インドに次ぐ第4位のダム保有国である²⁾。明治初期には500個ほどであったものが、第二次世界大戦末期には1200個になり、それから50年でさらに倍以上になったという状況である^{1), 3)}。これら数多くのダムのうち、農業ダムは我が国の農耕文化を、水道ダムは衛生的で安心な文化生活を、発電ダムは現代産業を発展させてきた。ダムは、現在の高度に発展した日本社会を縁の下で支えている重要な土木構造物であるといえる。

我が国が、これほどまでに数多くのダムを建設してきた背景のひとつには、自然条件と社会条件の厳しさがある。我が国は地形が急峻で、地質的に脆弱であることに加えて、世界的に見ても非常に多い降雨量が、梅雨期と台風期に集中するという厳しい自然条件下にある。また、国土の10%を占めるに過ぎない河川氾濫区域内に人口の約50%、資産の75%が集中するという社会条件を有している⁴⁾。このような極めて洪水被害を受けやすい自然・社会条件から、我が国は古来より治水施設の整備に力を注ぎ、なかでも治水効果の非常に高いダムを数多く建設してきたわけである。

最近では、環境問題あるいは「ダムの時代は終わった」という観点からダム建設に反対する声が強い。しかしながら、現在でも、都市への人口集中や産業誘致などによって水需要が増大しているのに加え、レクリエーション用水など環境用水の需要が存在する。また、治水安全度および渇水安全度の向上に対する地元の要求は強い³⁾。これらの要求に応えるに十分な容量を確保し、供給計画を立てなければならないことを考えると、最も確実な方法であるダム建設は今後も必要であるといえる。

ダムは、我々の生命と生活を守る構造物である一方で、多数の人々を死亡させる危険性を秘めた構造物でもある。貯水池は常に膨大な水を蓄えており、仮にダムに壊滅的な破壊が生ずれば、下流域の広い範囲にわたって大被害を及ぼすことになる。例えば、1975年8月、中国河南省で生じたダム災害では、淮川上流の板橋ダム（1950年代初頭完成、中国）で生じた越流が、下流のダムを次々にドミノ倒しに破壊した。その数、実に62ダムにのぼる。この決壊により数千km²もの広さの湖が形成され、85,000人の命が奪われた。避難した人々の中でも145,000人が飢えや伝染病で死亡したといわれる⁵⁾。この史上最悪の事故から明らかなように、ダムは巨大な潜在的危険性を秘めているため、水圧や地震力といった外荷重に対して十分な安全性を有する必要がある。さらに、ダムはいったん建設されると改修や修理が困難であることから、その安全性は恒久的なものでなければならない。

恒久的に安全なダムを建設する上で、基礎岩盤の力学的安定性と水理学的安定性は非常に重要な検討項目である。ダムの堤体自身は貯水池という容器の下流側を堰き止める構造物に過ぎない。貯水池の両岸と底面に難透水性の岩盤があって初めて貯水池が存在するのである。同様に、ダムは岩盤という堅固な土台の上に造られて初めて巨大な水圧を支持することが可能となる。世界のダムの事故事例を見ても、その1/3が基礎岩盤の欠陥に起因しており、かつ近年になって大きな災害をもたらした大

規模なダム事故は、ほとんど基礎の欠陥によるものである^{5)~7)}ことから、ダム設計における基礎処理の重要性が理解されよう。

これに対し、近年の我が国では、既に多くのダムを完成させていることもあり、堅固で遮水性に優れた硬岩により基礎が構成されるサイトにダムを建設することは困難となっている。特に、アジア大陸縁の大陸プレートと海洋プレートの接合部に位置する我が国は、これに起因する地殻運動によって断層破砕帯や変質帯等の弱層が多く、これらを避けてダムの座取りを決定することは極めて困難である。したがって、我が国における今後のダム建設では、弱層を含む基礎岩盤の安全性の正確な評価と合理的な対応が非常に重要となる。

重力ダムの基礎岩盤内に比較的大規模な弱層が存在する場合、弱層部の力学的強度の低さに起因して、ダムの滑動や転倒に対する安定性が低下する。対策としては、フィルダムへのダム形式の変更、フィレットの採用、マットレスの採用、置換プラグ処理などが挙げられる。なかでも、弱層の一部をコンクリートによって置きかえる置換プラグ処理工法は、施工性に優れ、経済的であることから、コンクリートダムの弱層処理における標準的な方法である⁸⁾。

置換プラグ処理の設計では、どの深さまでコンクリートで置換するかが最も重要な問題である。置換深さの検討方法として有名なのは、Shasta ダム（1944 年完成、米国）建設時の研究から提案された Shasta 公式^{9)~11)}である。この公式は、置換え深さを容易に算出できるという点で有意義であり、そのままの形、あるいは個々のダムに応じた修正を加えられながら長期間置換プラグの設計に用いられてきた。しかし、この式は基礎岩盤の安定性という視点が欠けているという問題点が指摘される。すなわち、Shasta 公式は、「弱層の変形性によって堤体内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あるため、この公式によって算定されたプラグ深さで基礎岩盤の安定性が確保されている保証はない^{12), 13)}。

置換プラグ処理の効果と最適なプラグ深さについて、基礎岩盤の力学的安定性という観点から統一的に研究した例はわずかである。弱層による基礎岩盤の耐荷力の低下度は、①弱層と堤体との3次元的な相対位置（出現位置、走向・傾斜）、②弱層の規模、さらには、③弱層と周辺堅岩と堤体コンクリートとの相対剛性によって大きく異なる¹³⁾。これらの影響を総合的に評価することが、弱層の影響および弱層処理の効果の説明の上で必要不可欠である。しかしながら、これらの影響を総合的かつ統一的に評価することは困難であり、置換プラグの設計手法について統一的な検討方法が存在しないのが現状である。

重力ダムの基礎の安定計算では、剛体安定解析、すなわち、仮定したすべり面全体の抵抗力とその上部全体を滑らせようとする力との比（＝せん断摩擦安全率 n ）を求めて基礎の強度をチェックするという方法と、有限要素法等の数値解析によって基礎岩盤内各点に作用する応力を求め、各位置の強度と作用応力との比（局所せん断摩擦安全率 n ）を求めて基礎の強度をチェックするという2つの方法が用いられている¹⁴⁾。置換プラグの設計においてもこれらの方法が用いられているが、それぞれ問題点を有している。剛体安定解析ではプラグ設置時のすべり面の想定方法や荷重分布等について統一的な検討方法が存在しないという問題がある。また、応力解析に基づく方法では、ダムの全ての断面に対して有限要素解析を実施することは煩雑であるし、また、これによって設計されたものが妥当なものであるのかを検討の上では、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。

以上の背景を踏まえ、本研究では、重力ダム基礎岩盤の力学的安定性に対する弱層の影響と置換プラグ処理の効果を把握し、合理的なプラグ設計のための設計規範を確立することを目的とする。この目的に対し、まず、重力ダム模型実験装置の開発を行なった。この装置を用いて、弱層の存在およびプラグの設置を考慮した実験を実施し、堤体と弱層との相対位置、プラグ深さ、プラグと堅岩部との相対剛性などの要因が、基礎岩盤の安定性に及ぼす影響を把握した。模型実験の条件に対し、剛体安定解析と弾性有限要素解析を実施し、実験結果とこれら解析結果とを比較し、解析手法の妥当性・実用性を検討した。模型実験では表現しにくい弱層条件に関して数値解析による検討を行なった。以上の検討を総合し、弱層処理設計に関する考察を行なった。

1.2 本論文の構成

前節に示したように、今後のダム建設を合理的かつ経済的に実施するためには、弱層が基礎岩盤の変形特性や耐荷能力に及ぼす影響を評価する方法を確立し、プラグの効果を把握することで、置換プラグ処理の最適設計手法の提案を行なうことが望まれる。本論文は、模型実験を通じ解析手法の妥当性を検証し、重力ダムにおける弱層処理に関する基本原理の解明を目的とする。

第2章では、重力ダムの構造安定性に関する設計思想を説明する。構造設計の基本となる3条件および設計安全率を論じた後、基礎岩盤内に弱層が存在する場合の考え方について述べる。また、弱層の問題に関して検討を行った過去の研究例を概観する。

第3章および第4章では、重力ダム模型実験を行ない、弱層の影響およびプラグの効果を解明する。

まず第3章では、本研究で開発した重力ダム模型実験装置および実験方法について述べる¹⁵⁾。ダム模型は、重力ダム堤体および基礎岩盤のダム軸直交断面をモデル化したものである。堤体自重と静水圧荷重が作用するダムの基礎岩盤での荷重作用状況を模擬した载荷を行ない、着岩面の応力分布、岩盤内応力分布を計測する。岩盤供試体には石膏と珪藻土の混合物を用いている。この章では、実験装置、载荷方法、計測装置を説明した後、弱層のない均質な岩盤供試体を用いた実験¹⁵⁾から、実験の妥当性を示すとともに、基礎岩盤の荷重伝達機構や破壊性状に関する基本データを示す。

第4章では、第3章で開発した実験装置を用いて弱層の存在およびプラグの設置を考慮した模型実験^{15),16)}を行なう。弱層は堤敷内に現われる弱層を想定し、弱層位置を変化させることで、弱層位置による影響の把握を行なう¹⁵⁾。弱層が存在する場合、周辺の堅岩は弱層方向への変形が許されるため、岩盤内応力分布が弱層のない場合から大きく変化する事、弱層位置によって堤敷応力分布は大きく異なる事、弱層が堤敷下流端近くに存在する場合に特に危険であることを示す。つぎに、弱層に対しプラグを設置した場合の実験¹⁶⁾を行なう。プラグの深さを変化させ、プラグ深さが応力分布に及ぼす影響を把握する。プラグの設置による効果には、接地面積の拡大効果と弱層周辺岩盤の変形抑制効果があることを示す。プラグと周辺岩盤との剛性の差が非常に大きい場合には、プラグ周辺には応力集中が発生する可能性があることから、プラグの剛性を変化させた実験¹⁷⁾を行ない、プラグ剛性が応力分布に及ぼす影響について検討を行なう。プラグの剛性によって堤敷応力分布に差は生じるものの、プラグが十分に深ければ周辺岩盤への応力集中は影響が小さいことを示す。

第5章では、一般に簡易設計手法として用いられる剛体安定解析の妥当性を検討する¹⁶⁾。まず、前章までに行なった実験の条件に対して、剛体安定解析を行ない、応力分布、荷重分担およびすべり面について実験結果との比較を行なうことで仮定の妥当性を検証する。実験結果によれば、弱層下流域でのせん断安定性が重要であることから、荷重分担についてのモデルを設定し、弱層下流域のせん断摩擦安全率を検討することで、安全性を評価することが可能であることを示す。つづいて、剛体安定解析の妥当性を検討するため、単純な荷重条件下でのせん断試験¹⁸⁾を行なう。

第6章では、第3章、第4章で行なった模型実験について、弾性有限要素解析に基づく数値シミュレーションを行なう。解析結果と実験結果を比較し、模型実験の満水状態における挙動を表現する方法として、本解析手法が妥当な方法であることを示す。つづいて、種々の弱層位置、弱層の剛性について数値解析を行ない、これらの要因が基礎岩盤の安全性に及ぼす影響について検討する。

第7章では、本論文を総括するとともに、本論文で得られた成果の重力ダム弱層処理設計への活用について考えを示す。

第2章 重力ダムの弱層処理設計の現状と従来の研究

2.1 概説

本章では、まず重力ダムの構造的特徴と設計手法について述べる。続いて、弱層の力学的性質と重力ダムにおける各種の弱層処理工法について述べる。さらに、本研究の対象とする置換プラグ処理の設計手法の現状と問題点を示し、本研究で解明すべき課題をまとめる。

2.2 重力ダムの構造的特徴と設計手法

2.2.1 重力ダムの構造的特徴

ダムの形式を大きく分類すれば、まず築堤材料からフィルダムとコンクリートダムに、コンクリートダムは構造的特徴から重力ダムとアーチダムに分類される¹⁹⁾。重力ダムは、堤体自重と岩盤のせん断抵抗により水圧に抵抗する構造であり、アーチダムは、アーチ作用を利用して水圧を兩岸の岩盤へ伝達し、岩盤とダム自身の強度で安定を保つ構造である。こうしたダム形式は、サイトの地形や地質、環境、気候、水文、地震、堤体材料の有無等の自然条件のほか、建設目的、規模、工期、技術力、労働力等の社会的、経済的条件等を総合的に勘案して決められる。ダム形式を選定するに際しての主な条件を表 2.1 に示す²⁰⁾。また、各形式のダムを支持する基礎岩盤としての適性の判断目安を表 2.2 に示す²¹⁾。表 2.2 の最左列の岩盤等級は、表 2.3 に示す電力中央研究所の岩盤分類による²²⁾。表 2.2 から分かるように、コンクリートダムはフィルダムよりも堅固な基礎岩盤を必要とする。これは、フィル

表 2.1 ダム形式ごとの形式選択上の留意点²⁰⁾

ダム形式	形式選定に際しての留意点
重力式コンクリートダム	<ul style="list-style-type: none"> ほとんどの形状の河谷で建設可能であるが、比較的 V 字状の溪谷ほど経済的には有利。河床付近の岩盤が良好であれば高標高部が多少不良な岩盤でも建設可能。 地形上、極端な下流下がりや上流上がりの堤体形状にならないこと、下流下がりの低角の連続した破碎帯等がないこと。やせ尾根を基礎としないことが望ましい。 コンクリート骨材が近傍で入手可能であることが望ましい。
アーチ式コンクリートダム	<ul style="list-style-type: none"> 谷幅が狭く急峻な V 字溪谷で、河床のみならず高標高部まで堅硬な岩盤が分布しており、河谷は下流側に開いておらず兩岸の尾根に十分な厚みがあること。兩岸の尾根を切るような河川に平行な連続した断層破碎帯がないことが必要
フィルダム	<ul style="list-style-type: none"> 基本的には基礎地盤の硬軟を問わず建設可能であるが、堤体材料および基礎岩盤の遮水性の確保が重要な要素となる。 サイト近傍で盛立材料が確保できること。大型機械が能率的に作業できるような地形であることが望ましい。 洪水吐きは着岩させる必要があり、堤体には設置できない。したがって、地形・地質的に洪水吐の設置箇所の確保も重要となる。

表 2.2 ダム基礎としての適性についての判断目安²¹⁾

岩盤等級	コンクリートアーチダムとしての適性	コンクリート重力式ダムとしての適性 (堤高>60m)	ロックフィルダムとしての適性 (堤高>60m)
A	きわめて良好である	きわめて良好である	きわめて良好である
B	きわめて良好である	きわめて良好である	きわめて良好である
C _H	おおむね良好である	おおむね良好である	おおむね良好である
C _M	不良ではあるが、硬質岩および中硬質岩の C _H 級に近いものについては検討の余地がある。ただし、軟質岩についてはダム基礎として不適當である。	不良ではあるが、硬質岩および中硬質岩については改良の余地がある。ただしこの場合、軟質岩についてはハイダムの基礎としてはあまり適当でない	耐荷力に関してはおおむね良好である
C _L	きわめて不良である	不良ではあるが、ダム天端付近などの作用力の小さな部分については基礎処理を行なってダム基礎とする場合もある。	このクラス全体としてはダム基礎として適しているとはいえない。しかし岩盤改良の可能なもの、C _M 級に近く水密性のものについては築造が不可能ではない。
D	きわめて不良である	きわめて不良である	不良である

表 2.3 ダム基礎岩盤の分類²²⁾

等級	特 徴
A	きわめて新鮮なもので、造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。亀裂、節理は密着し、これらの面に沿って風化は見られないもの。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した (たとえ 1mm でも) 亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質がみられる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
C _H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱などに汚染され、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すればすこし濁った音を出す。
C _M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。 節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
C _L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。 節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。 節理あるいは亀裂の間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけで崩れ落ちる。剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。

ダムに比べて、非常に剛であるコンクリートダムの堤体は、基礎の変形に追従しにくく、基礎が不等沈下を起こせば堤体内と基礎岩盤内に有害な応力集中が生じるためである。また、図 2.1 のように、堤高に対する堤敷長さは、フィルダム、重力ダム、アーチダムの順に短くなる。堤高に対する堤敷長さが短くなるにつれて着岩面に作用する接地圧は大きくなるので、重力ダムやアーチダムでは基礎岩盤にも耐荷力が要求されることになる。

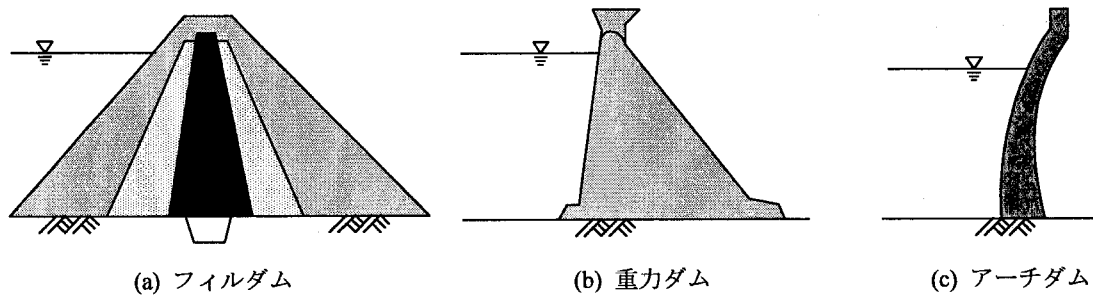


図 2.1 各ダム形式の代表的な断面形状

重力ダムとアーチダムの基礎設計を比較すると、重力ダムは、堤体自重と岩盤のせん断抵抗により水圧に抵抗するため、基礎岩盤のせん断強度が設計上支配的になる。一方、アーチダムは、岩盤とダム自身の強度で安定を保つため、基礎岩盤のせん断強度と変形特性の両者が重要な要素となる。

また、設計手法の面から言えば、アーチダムでは3次元構造物として設計されるのに対し、重力ダムは一般にダム軸直交断面に対し2次的に設計される。

2.2.2 重力ダムの設計3条件

重力ダムは、一般的に上下流方向の鉛直断面に対して2次的に設計される。重力ダムの構造安定を規定する河川管理施設等構造令¹⁹⁾によれば、重力ダムの構造的安定の基本条件は以下の3つである。

条件①ダム堤体の上流面に鉛直方向の引張応力を生じないこと。

条件②ダム堤体と基礎岩盤を含む面（着岩面を含む）においてせん断摩擦安全率 n が所定の値以上であること。

条件③最大主応力が許容値を上回らないこと。

条件①は、転倒に対する安定条件に対応し、一般に *middle third* の条件として知られている。ダムに作用する荷重の合力の作用線が、ダム底面の中央 1/3 以内を通過すれば、堤体上流面には引張応力が発生せず、転倒に対する安定性が確保される²³⁾。もし、堤体上流面で鉛直引張応力による水平クラックが発生すれば、クラックに貯水池の水が流れ込んで 100%の揚圧力が作用する。その結果、上流側の鉛直引張応力はさらに大きくなり、クラックが進展して堤体が転倒する可能性がある。この揚圧力の増大によるクラックの進展と堤体の転倒を防ぐのがこの条件である²³⁾。この条件は、引張応力を制限する条件であることから、最小主応力の許容値を定める規定とみなせる。

条件②は、滑動に対する安定条件である。先にも述べたように、コンクリートダムを築造するような基礎岩盤は、圧壊することはまずないと言ってよく、ほとんどの場合、あるすべり面に沿って滑動して破壊する²⁴⁾。河川管理施設等構造令では、堤体と基礎岩盤の接触面および基礎岩盤内の弱点と考えられる面のせん断抵抗力がせん断力に対して十分な安全率を持つようにすることを定めている¹⁹⁾。すなわち、次式の Henny の式で計算されたせん断摩擦安全率 n が 4.0 以上となるように設計がなされる¹⁹⁾。

$$n = \frac{\tau_0 l + V \tan \phi}{H} \quad (2.1)$$

ここで τ_0 : せん断面のせん断強度

$\tan\phi$: せん断面の内部摩擦係数

l : せん断抵抗を考慮する長さ

V : 単位幅あたりのせん断面内に作用する鉛直力

H : 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力

式(2.1)における強度定数 τ_0 , $\tan\phi$ は, 堤体コンクリート, 基礎岩盤, 着岩面の強度定数のうち, 最も低い値を用いることとされている¹⁹⁾. 現在では, コンクリートの品質向上, 着岩面および打継面の処理方法の開発により, コンクリートおよび着岩面の強度が問題になることはなく, 基礎岩盤の強度定数が重視される²⁵⁾.

ところで, 式(2.1)で定義されるせん断摩擦安全率 n は, 想定せん断面内の平均的な安全率である. 重力ダムに着岩面の応力分布は一様でないので, 例えば $n=4.0$ の場合には, 局所的には安全率が 4.0 を下回る部分必ず存在する. 仮に局所的に安全率が 1.0 を下回って破壊が生ずれば, その破壊が進展していく可能性は高い. そのため, 基礎岩盤の安定性に関しては局所的な安全性を検討するものとして局所せん断摩擦安全率(以下, 点安全率) n' が定義されており, 値としての規定はないものの $n > 2.0$ が目安とされている¹⁹⁾. 点安全率は, 式(2.1)の前提となる式であり次式で定義される.

$$n' = \frac{\tau_0 + \sigma \tan\phi}{\tau} \quad (2.2)$$

ここで τ_0 : せん断面の純せん断強度

$\tan\phi$: せん断面の内部摩擦係数

σ : 局所のせん断面内に作用する垂直応力

τ : 局所のせん断面に作用するせん断応力

条件③は, 条件①の引張応力に対する条件と合わせて, 最大・最小主応力の許容値を規定する条件である. ただし, 条件③の許容圧縮応力の条件は, 堤体コンクリートに対してのみ規定されており, 材令 91 日強度 σ_c に対し, 安全率を 4.0 としている¹⁹⁾.

2.3 弱層について

2.3.1 弱層の性質

大規模な不連続面や連続した不均質部など, 周囲の岩盤に比べて力学的強度が劣る領域が帯状に存在する場合, これを弱層という. 具体的には, 断層破碎帯, シーム, 変質帯, 風化帯などが弱層に相当する. これらの生成過程に着目すれば, 断層とは, 地殻の運動により, ある面を境として両面の岩盤が相対的に移動してできた不連続面である. 断層は幅を持っており, 内部には岩盤のせん断によって生じた粘土(断層粘土)や角礫(断層角礫)を介在している. シームとは, 幅の狭い破碎帯や薄い軟弱層などに対する呼称であり, 構成物質は粘土質物質である. シームは一般に破碎帯が天水の影響により粘土化されて生成する. 風化帯とは, 岩盤が物理的・化学的風化作用によって細片化, 土壌化して形成した軟弱層である. 変質帯とは, 岩盤中の割れ目に沿って浸透してきた熱水溶液や温泉水, あるいは噴気などによって, 岩石の鉱物組成が変化, 溶脱されて岩盤の一部が軟弱化した層である.

これらの弱層は以下のような力学的性質を持つ.

表 2.4 岩盤等級と原位置岩盤試験結果との対比 ²⁶⁾を修正

等級	岩盤の変形係数 D [$\times 10^3$ MPa]	岩盤の静弾性係数 E [$\times 10^3$ MPa]	岩盤の純せん断強度 τ_0 [MPa]	岩盤の内部摩擦角 ϕ [°]
A~B	>4.9	>7.8	3.9 以上	55~65
C _H	2.0~4.9	3.9~7.8	2.0~3.9	40~55
C _M	0.5~2.0	1.5~3.9	1.0~2.0	30~45
C _L ~D	<0.5	<1.5	<1.0	15~38

表 2.5 過去のダム設計で用いられた弱層の弾性係数

	堅岩部の弾性係数 E_r [$\times 10^3$ MPa]	弱層部の弾性係数 E_f [$\times 10^3$ MPa]	E_f/E_r
Shasta ダム ^{9)~11)}	34	4.9~15	1/2~1/5
横山ダム ²⁷⁾	6.4	3.9	1/1.6
湯田ダム ²⁸⁾	15	2.9	1/5
鳴淵ダム ²⁹⁾	1.1~1.3	0.049~0.49	1/2~1/26

- ①周辺堅岩に比べて強度が低く，変形性が大きい。
- ②周辺堅岩に比べて非弾性的である。
- ③周辺堅岩に比べて透水性が大きい場合がある。

表 2.4 は，表 2.3 の電研式岩盤分類と対応する原位置岩盤試験の結果をまとめたものである ²²⁾。弱層の力学的強度は，周辺堅岩との相対的なものであり，個々のダムの形式や地質状況によっても異なるので一概に示すことはできないが，表 2.2 でコンクリートダムの基礎としては不良であるとされる C_Lあるいは D に相当する層は弱層であるといえる。過去の文献から，弱層の力学定数として用いられた値を表 2.5 にまとめて示す ^{9)~11), 27)~29)}。

弱層が重力ダムの耐荷力に及ぼす影響としては，弱層部でのせん断抵抗力の不足による滑動の危険性の増加と，弱層部での変形性の大きさによる不等沈下，堤体内の有害応力，転倒の危険性の増加が挙げられる。

2.3.2 弱層と堤体との相対位置

弱層処理においては，弱層と堤体との位置関係が重要な要素となる。図 2.2 は，重力ダムと弱層の相対位置を模式的に分類したものである。すなわち，弱層は，ダム軸に対しておおむね直角なものとおおむね平行なものに分類される。その中間的なものも当然存在するが，その性質は前二者の特徴を知ることによって明らかになるので，ここでは 2 分類とする。弱層の出現位置については，ダム軸に直角な弱層の場合は，堤敷中央部（河床部），右岸・左岸側に分類され，ダム軸に平行な弱層の場合は，堤敷上流側，堤敷中央，堤敷下流側に分類される。弱層の傾斜に関しては，おおむね水平な弱層と，おおむね鉛直な弱層とに分類される。傾斜の方向に関しては，ダム軸に直角な弱層では，右岸落ち，垂直および左岸落ち，ダム軸に平行な弱層では，下流落ち，垂直，上流落ちに分類される。

弱層と堤体との相対位置を表現する場合，例えば図 2.3 のような弱層を表現する場合には，上記の要因を組み合わせると，「ダム軸に直角方向，右岸側，右岸落ちの低角度弱層」，「ダム軸に平行，堤敷下流端で上流落ちの高角度弱層」と表現されることが多い。

	ダム軸に対する方向	出現位置	傾斜	傾斜の方向
弱層	ダム軸に直角	右岸 河床部 左岸	低角度	右岸落ち 鉛直 左岸落ち
			高角度	
	ダム軸に平行	堤敷上流側 堤敷中央部 堤敷下流側	低角度	下流落ち 鉛直 上流落ち
			高角度	

図 2.2 弱層と堤体との相対位置関係の分類

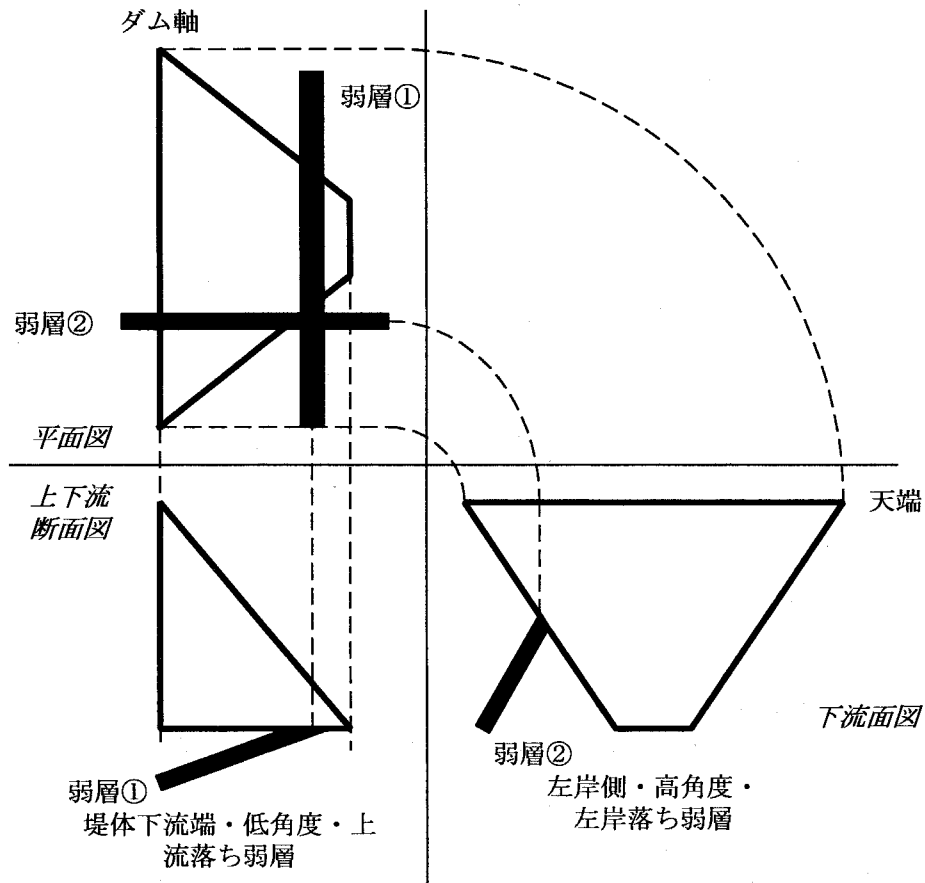


図 2.3 堤体との相対位置に着目した弱層の呼び方

2.4 弱層処理工法

重力ダムの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、フィレットやマットレスの採用、置換コンクリートプラグ処理等が挙げられる。

堤高に対する堤敷長が重力ダムに比べて長いフィルダムは接地圧が低い。また、築堤材料がフレキ

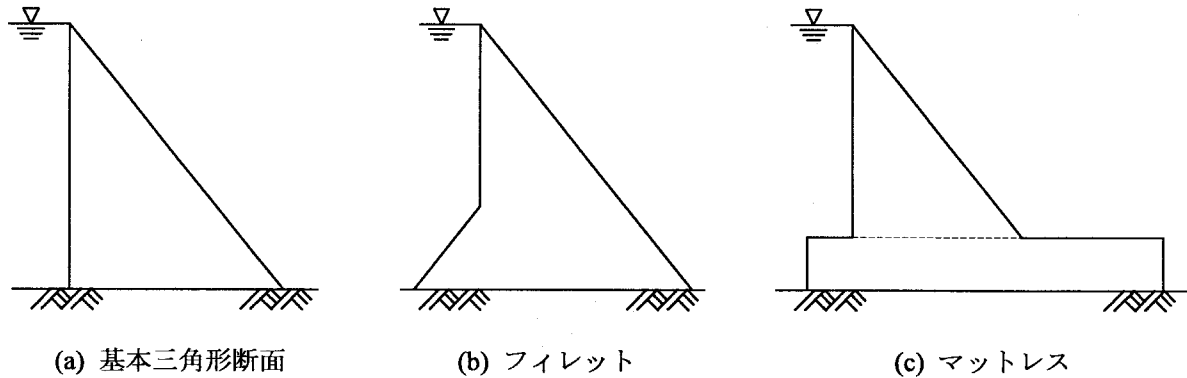


図 2.4 フィレット，マットレスによる堤敷長の拡大

シンプルなため，堤体や周辺岩盤に有害な応力集中が生じにくい。したがって，基礎岩盤に要求される力学強度は同じ高さのコンクリートダムに比して小さくてもよい。例えば御母衣ダム（電源開発株式会社，1961年，131m）は，右岸に幅約10mの断層がダム軸に直角に存在し，この処理が困難であると判断されたことが，ロックフィルダム形式を採用した一要因であるとされている。

図 2.4(b)，(c)に示すフィレットやマットレスは，堤敷長を長くすることで荷重を分散させることを意図した弱層処理法である。基礎岩盤のせん断抵抗力の不足に対し，一般的にはフィレットによって対応するが，不足量が大きい場合にはマットレスが用いられる。

これらに対し，置換コンクリートプラグ処理は，弱層の一部を掘下げて，コンクリートによって置換える工法である。フィレットやマットレスに比べてコンクリート量が少なく済み，経済的で施工性にも優れるため，最も一般的な弱層処理として用いられている³⁰⁾。しかし，フィレットやマットレスが「せん断抵抗長の確保」という明確な意図を持ち，その効果も堤敷沿いのせん断摩擦安全率によって評価が比較的容易であるのに対し，置換プラグ処理の効果は，せん断抵抗力の増加と，有害な変形の抑制という二つの側面があり，画一的に評価することが困難である。そのため，置換プラグ効果の評価方法および設計手法には，統一的な検討方法が存在しないのが現状である。次節では，置換プラグ設計の現状と課題について述べる。

2.5 置換プラグの設計法の現状

2.5.1 ダム軸に直角な弱層

弱層が上下流方向，すなわちダム軸に直角に存在する場合には，ダムの横継目間の各ブロック全体でせん断摩擦安全率 n を検討する。所定の安全率を確保できない場合は，図 2.5 に示すように，プラグコンクリートで置換し，コンクリートの側面部のせん断抵抗で抵抗力の不足分を補う設計がなされる。必要プラグ深さは次式で計算される³¹⁾。

$$d = \frac{n \cdot H - V \cdot \tan \phi}{2\sqrt{1+m^2} \cdot \tau_0 \cdot l} \quad (2.3)$$

ここに， n ：せん断摩擦安全率

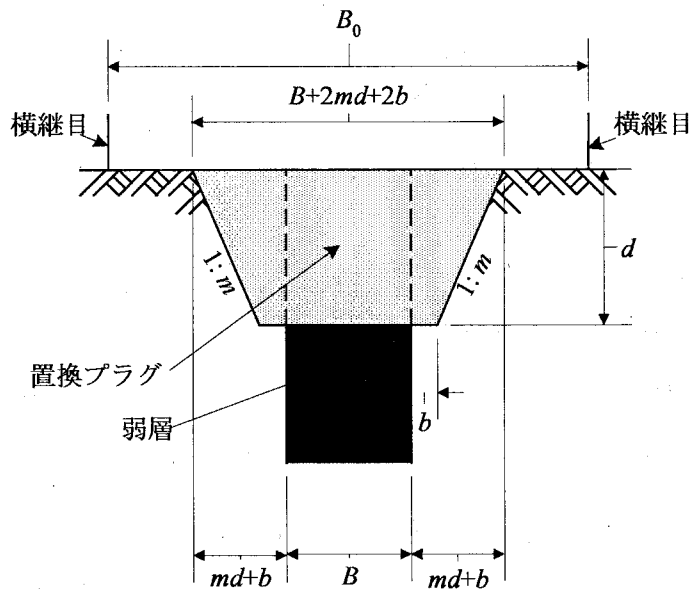


図 2.5 ダム軸に直角な弱層の置換プラグ処理³⁾

H : $(B+2md+2b)$ の区間に作用する水平力 [tf]

V : $(B+2md+2b)$ の区間に作用する鉛直力 [tf]

B, b : 図 2.5 に示すそれぞれの長さ (b は通常 0.5~1.0 m)

τ_0 : 純せん断強度 (岩盤とコンクリートのうち小さい値)

$\tan\phi$: 内部摩擦係数 (岩盤とコンクリートのうち小さい値)

l : プラグの置換長さ

2.5.2 ダム軸に平行な弱層

(1) Shasta 公式

ダム軸に平行な弱層の場合は、従来から Shasta 公式を利用してプラグ深さの検討がなされてきた。これは、Shasta ダム (1944 年, アメリカ) 建設の際に行なわれた一連の研究に基づいている。プラグ深さ d は、堤高 H 、弱層幅 b に対して以下の式で与えられている^{9)~11)}。

$$H \geq 150 \text{ [ft] のとき, } d = 0.002bH + 5 \text{ [ft]}$$

$$H < 150 \text{ [ft] のとき, } d = 0.3b + 5 \text{ [ft]}$$

(2.4)

ただし、粘土夾層に対し、 $d = 0.1H$ [ft]

この式がどのような思想で導出されたかを以下に説明する。重力ダムの底面内に存在する弱層を補強せずにダムを構築した場合、弱層部は堅岩部よりも大きな変形を生じるので、堤体には応力集中が発生する。これに対し、弱層をコンクリートで置換すれば、弱層に相当する部分の変形量は減少する。置換深さが深いほど変形量は小さくなり、いずれは弱層のない均質な基礎岩盤の変形にほぼ等しくなる。このように弱層に相当する部分の変形量が、均質岩盤と同程度になるように補強することが望ましいと考えて解析された結果が上式である。

この解析にあたっては、①弱層の弾性係数は堅岩の 1/2-1/5、②基礎表面に作用する荷重は、等分布

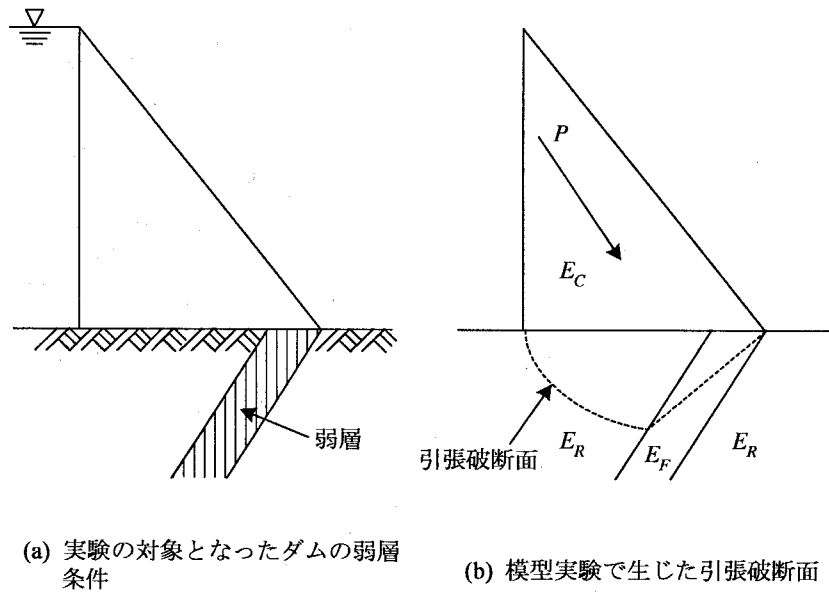


図 2.6 石膏模型による弱層の影響に関する模型実験³²⁾

の垂直荷重のみを考慮し、せん断荷重は作用しないものとする、という条件が設定された¹²⁾。したがって、式(2.4)はかなり限定された条件下での解析結果である。我が国での導入にあたっては、各ダム の条件に応じて式(2.4)が修正、改良された。例えば、横山ダム(1964年)では、堅岩と弱層の弾性係数を測定し、Shasta 公式の元の式にもどって計算してプラグ深さを求めている²⁷⁾。また、湯田ダム(1964年)では、プラグに作用する反力を試算によって求め、堅岩とプラグの接触部に作用するせん断力が岩盤のせん断強度に対し十分安全になることを条件に追加してプラグ深さを決めている²⁸⁾。

(2) Shasta 公式の問題点

Shasta 公式は、堤体コンクリート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はないという問題点を有している。すなわち、Shasta 公式から求められたプラグ深さで基礎岩盤の安定性が確保されているという保証はない。

1959年12月のMalpassetダム(1959年、フランス)の破壊以降、ダム設計の重点が堤体から基礎岩盤へと移行し、プラグ設計においても基礎岩盤の安定性という観点からの検討が行なわれるようになってきた。

(3) 模型実験および数値解析による検討

飯田ら³²⁾は、1964年頃に110m級のダムについて、石膏模型による実験を行なった。その結果、重力ダムの下流端に大規模な弱層が存在した場合には、図2.6のように堤体上流端付近から弱層に向かって引張破断面が形成されやすくなり耐荷力が著しく低下することを明らかにした。

図2.7³³⁾は高さ100mの重力ダムの基礎に幅17.5mの弱層がいろいろな位置や方向に存在する場合について数値解析を行なった結果であり、基礎表面の水平方向直応力の分布を示している。図2.7より、弱層が下流端付近に下流落ちの傾斜で存在する場合には、上流端には大きな水平引張応力が生じており、飯田らの模型実験³²⁾における引張破断面が、この上流端での引張応力の増大によるものであることが確認される。また、プラグの設置によってこの引張応力は減少することが確認できる。

図2.8は、一様な基礎岩盤上に建設された重力ダムの満水状態での堤敷垂直応力、堤敷せん断応力

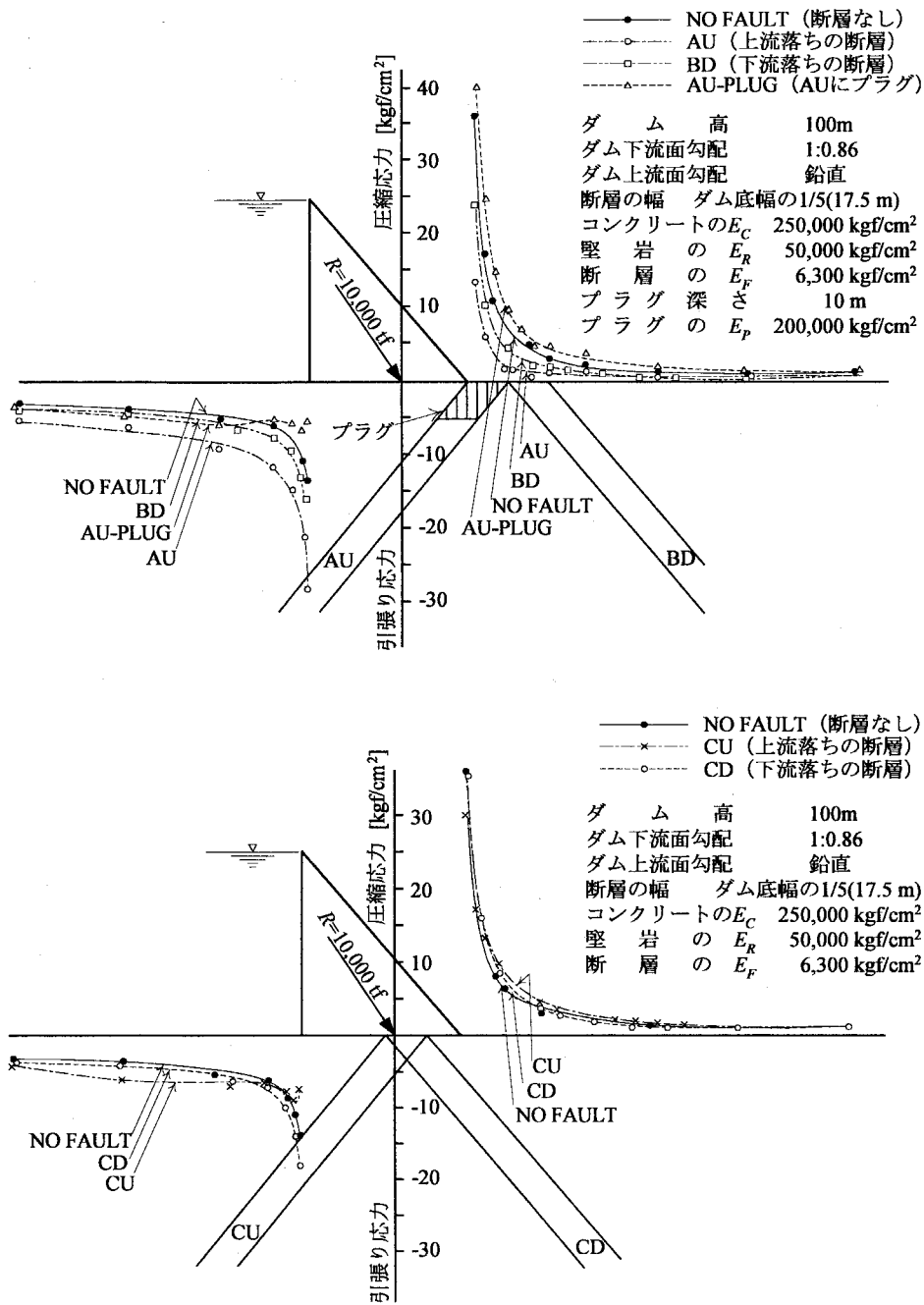


図 2.7 重力ダム基礎表面の水平直応力分布³³⁾

の分布を模式的に示したものである³⁴⁾。Levy の解すなわち無限楔に体積力が作用した場合の水平断面における応力分布は直線分布を示し、図 2.8 のように堤体上流面勾配が鉛直で、middle third の条件をちょうど満足している場合には、着岩面付近での応力集中を無視すれば、垂直応力、せん断応力ともに上流端で 0、下流端で最大となる三角形分布を示す³⁴⁾。図 2.8 のように、基礎岩盤に作用する応力は堤敷沿いに不均等な分布を示し、堤敷下流側に大きな荷重が作用するため、上述の模型実験および数値解析の結果のように、弱層が下流端付近に存在する場合には特に影響が大きくなる。

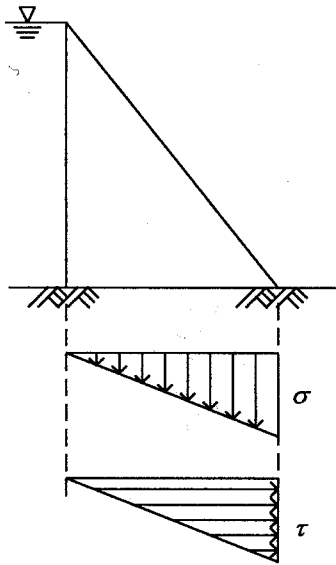
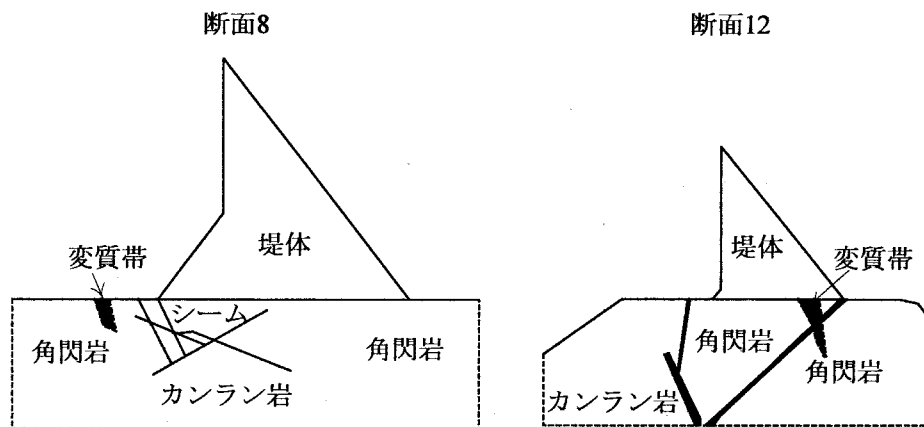


図 2.8 Levy の解に基づく重力ダム着岩面の応力分布³⁴⁾

(4) 基礎岩盤の安定性に着目したプラグ設計

弱層が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響は、弱層の出現位置、傾斜のみならず、ダム高さ、弱層の規模、堤体コンクリートと堅岩と弱層との相対剛性によって大きく異なる。しかしながら、これらの影響因子に関して系統的な検討は行なわれておらず、置換プラグが基礎岩盤の安定性に及ぼす効果が現在においても不明確なため、統一的なプラグ設計手法が存在しないのが現状である。

現在行なわれているプラグ設計手法は、基礎岩盤内にすべり面を想定して、せん断摩擦安全率 n によって検討する剛体安定解析による方法と、FEM 等の数値解析から岩盤内各点の応力を求め、式 (2.2) の点安全率 n によって検討する方法である。例えば、鳴淵ダム (1998 年) では、基礎岩盤が図 2.9 のように複数の岩質で構成されるとともに変質帯やシームを含んでいた。このため、剛体安定解析によ



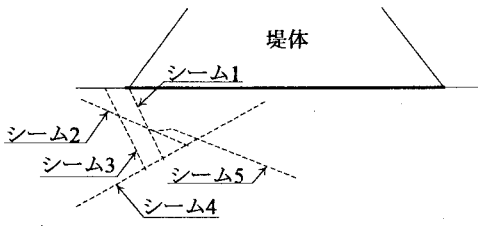
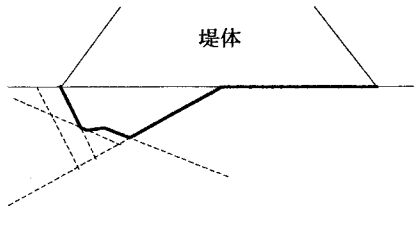
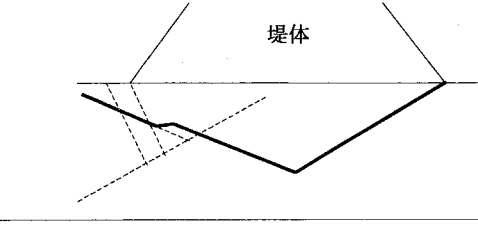
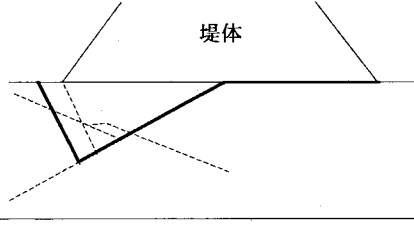
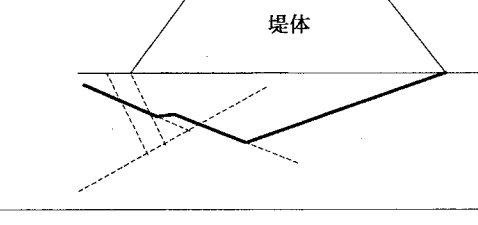
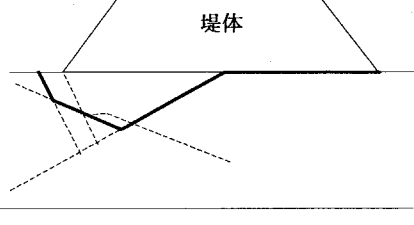
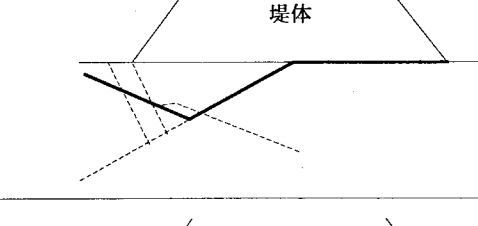
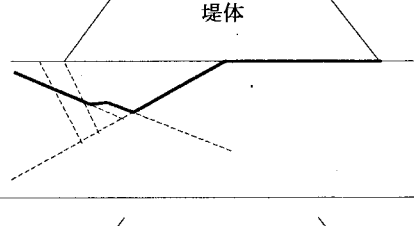
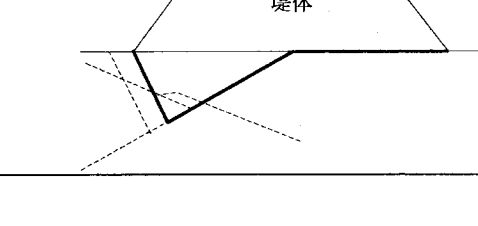
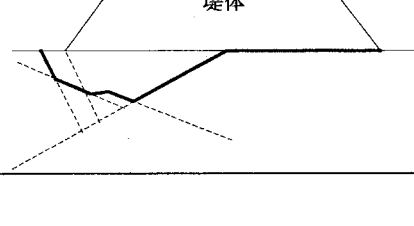
(a) 弱層がダム上流部に存在するケース (b) 弱層がダム下流部に存在するケース

図 2.9 鳴淵ダムの解析断面²⁹⁾

表 2.6 鳴淵ダムの解析に用いられた物性値²⁹⁾

岩種	岩級	γ_0 [kgf/cm ²]	ϕ [°]	E [kgf/cm ²]	γ [gf/cm ³]	ν
角閃岩	C _M	15	45	13000	2.5	0.25
	C _L	5	45	5000	2.3	0.30
カンラン岩	C _M	10	45	11000	2.5	0.25
	C _L	5	30	5000	2.3	0.30
変質帯		3	25	3000	2.0	0.35
シーム・破碎帯		0.5	20	500	1.8	0.45
コンクリート		-	-	210000	2.4	0.17

表 2.7 想定すべり面とせん断摩擦安全率 $n^{29)}$

想定すべり面	安全率	想定すべり面	安全率
	4.6		5.1
	7.1		6.0
	6.4		4.9
	4.6		4.5
	6.0		4.7

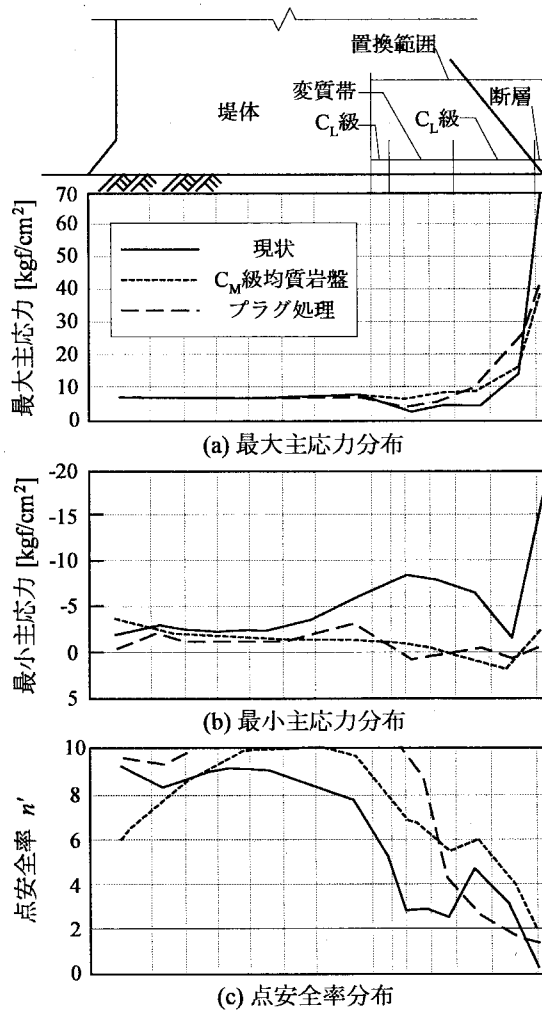


図 2.10 着岩面の最大・最小主応力分布および点安全率分布²⁹⁾

りシームを含む面でのせん断摩擦安全率を検討するとともに、深さ 3.0m のプラグを設置した場合の効果を FEM で得られた応力分布および点安全率分布によって検討した²⁹⁾。FEM で用いられた物性値は表 2.6²⁹⁾に示す通りである。表 2.7²⁹⁾は、図 2.9(a)に示す断面についてシームおよび岩盤を通る様々なすべり面を想定しせん断摩擦安全率 n を算出した結果である。この結果より、いずれの想定すべり面の場合も、せん断摩擦安全率 n は堤敷沿いの想定すべり面以上の値となっていることから、滑動安定性は確保されていると判断されている。また、図 2.10²⁹⁾は、図 2.9(b)に示す弱層が下流端に存在する断面での堤敷の最大・最小主応力分布および点安全率 n' の分布である。応力の絶対値を評価することが困難であることから、基礎岩盤が C_M 級の均質岩盤である場合の結果と比較することで弱層およびプラグの影響を評価している。図 2.10(a), (b)より、プラグなしの場合には弱層下流側での圧縮応力および弱層上流側での引張応力が增大するが、プラグの設置によって C_M 級均質岩盤の場合に近づくことがわかる。また、図 2.10(c)より、プラグ設置によって点安全率が向上することが確認できる。

剛体安定解析では、図 2.11 のように、基礎岩盤内にすべり面を想定し、面上に作用する荷重から、式(2.1)に基づいてせん断摩擦安全率 n を算出して評価する。この方法は比較的簡便であるが、弱層の形状が複雑な場合や、プラグを考慮する場合については、すべり面の設定方法や荷重分担の設定方法

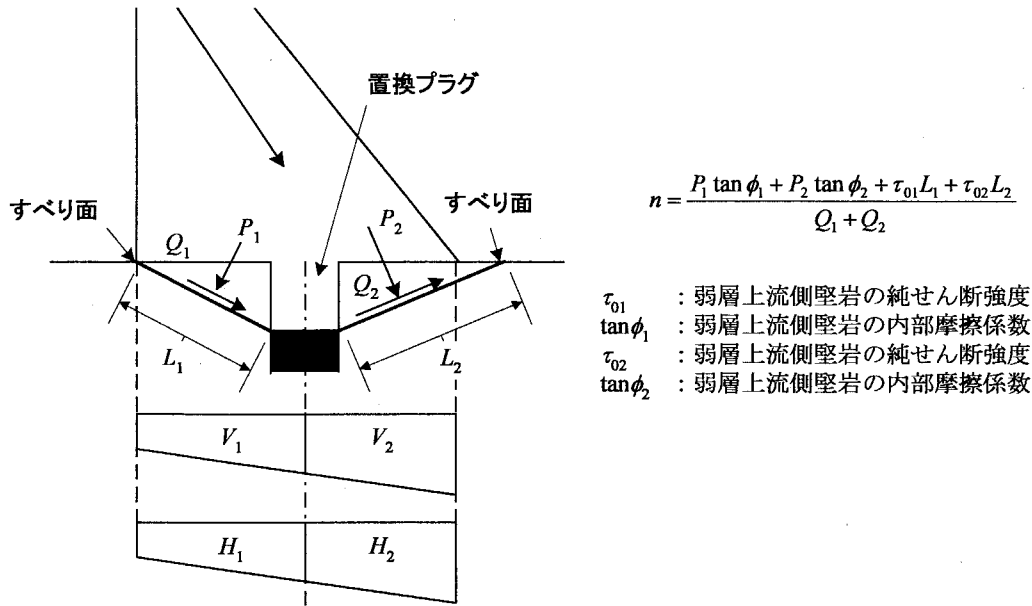


図 2.11 剛体安定解析の概要

に関して統一的手法が存在しない。すべり面に作用する荷重を算出する時、基礎岩盤が均質な場合の応力分布、すなわち、図 2.8 に示したような直線分布の応力分布を用いて算出されることが多いが、弱層やプラグが存在することで、基礎岩盤内の応力分布自体が均質岩盤の場合と大きく異なることを考えれば、基礎岩盤が均質であるという仮定から出発することには疑問が残る。

数値解析による方法では、岩盤各点の応力を求め、式 (2.2) によって評価を行なう。この方法は、各点の応力状態に対して評価を行なうという意味で、より精度の高い評価方法であるといえるが、ダム全ての断面に対して数値解析を行なうのは煩雑であるし、また、設計の結果が妥当なものであるかを検討するためには、比較対象となる規準あるいは統一した検討方法が必要であると考えられる。

(6) プラグ設計における問題の整理

以上の研究例より、合理的なプラグ設計のためには、まず、弱層が基礎岩盤の荷重伝達機構および破壊性状に及ぼす影響を把握する必要がある。ここでは、①ダム高さ、②弱層と堤体との相対位置関係（弱層の出現位置、方向、傾斜、規模）、③弱層と堅岩と堤体との相対剛性、といった影響因子を考慮する必要がある。つぎに、明らかになった弱層の影響に対し、置換プラグが与える効果を把握する必要がある。ここでは、置換プラグの深さによる改良効果のみならず、形状による効果、プラグと周辺堅岩とのインタラクション等についても検討する必要がある。さらに、剛体安定解析については、荷重の設定方法やすべり面の設定方法の妥当性を検討する必要がある。

2.6 本研究における課題の整理

以上を踏まえ、本研究では、まず、弱層の影響および置換プラグの効果を把握する手段として、重力ダム模型実験を行なう。実験では、弱層の影響因子の中で特に影響が大きいと考えられる弱層の出現位置に着目して実験を行ない、弱層の存在および弱層位置が、堤敷応力分布、岩盤内応力分布およ

び破壊性状に及ぼす影響を把握する。つづいて弱層にプラグを設置した実験を行ない、プラグが基礎岩盤の荷重伝達機構や破壊性状に及ぼす影響を把握する。現行のプラグ設計の解析手法である剛体安定解析を模型実験の条件に適用し、荷重の設定やすべり面の設定の妥当性についての検討を行なう。模型実験に平行して弾性有限要素法による数値解析を行ない、応力分布等について模型実験の結果と比較検討を行なう。数値解析によって模型実験の結果を表現しうることを確認したのち、数値解析による検討を行ない、プラグ設計に関する合理的な設計規範の確立を行なう。

2.7 安全率の定義

本研究では、基礎岩盤の安定性の評価指標としてせん断摩擦安全率 n 、点安全率 n' 、最小点安全率 n'_{min} を用いる。せん断摩擦安全率 n と点安全率 n' については、既に式(2.1)、(2.2)によって定義したが、最小点安全率 n'_{min} も合わせてここで整理しておく。

図 2.12(a)に示すように、長さ l (単位奥行) の面に垂直荷重 V (単位奥行)、せん断荷重 H (単位奥行) が作用している場合、この面におけるせん断摩擦安全率 n は、次式によって算出される。

$$n = \frac{\tau_0 l + V \tan \phi}{H} \quad (2.1)$$

ただし、 τ_0 は純せん断強度、 $\tan \phi$ は内部摩擦係数である。

一方、図 2.12 (b) に示すように、面上の垂直応力 σ 、せん断応力 τ の分布が明らかな場合、各位置の局所的な安全率、すなわち点安全率 n' は、次式によって算出される。

$$n' = \frac{\tau_0 + \sigma \tan \phi}{\tau} \quad (2.2)$$

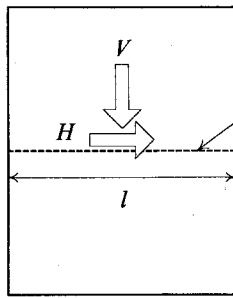
式(2.2)を σ - τ 平面上に表したのが図 2.12(d)である。 (σ, τ) を通り、破壊規準線 $\lambda: \tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ と σ 切片を共有する直線 λ_1 を考えると、 n' は、 λ と λ_1 の傾きの比である。

さらに、図 2.12 (c) に示すように、ある点の最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} が明らかな場合には、その点まわりの全ての面に対する点安全率 n' が計算できる。この時、点安全率 n' の最小値をその点の最小点安全率 n'_{min} とする。最小点安全率 n'_{min} は、次式によって算出される。

$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}} \quad (2.5)$$

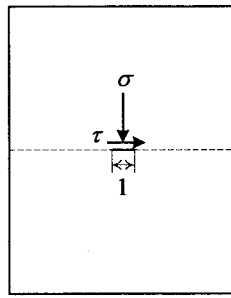
式(2.5)を σ - τ 平面上に表したのが図 2.12(e)である。破壊規準線 $\lambda: \tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi$ の σ 切片を通り、最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} から描かれるモール円に接する直線 λ_2 を考えると、 n'_{min} は λ と λ_2 の傾きの比である。

次章以降で、いくつかの安全率が現われるが、せん断摩擦安全率はダッシュなし (n, n_A, n_{AI})、点安全率はダッシュあり (n') で表示し、特に最小点安全率の場合は n'_{min} で表示する。



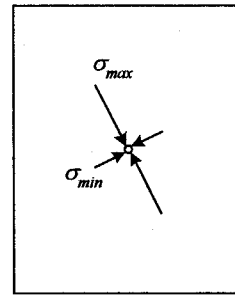
$$n = \frac{\tau_0 l + V \tan \phi}{H}$$

(a) せん断摩擦安全率 n



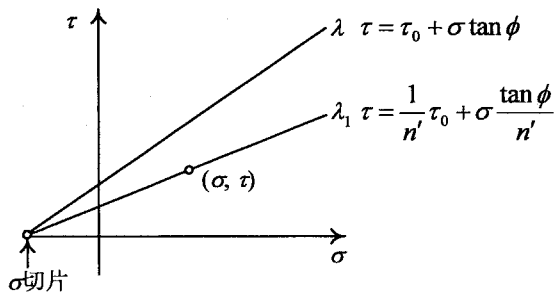
$$n' = \frac{\tau_0 + \sigma \tan \phi}{\tau}$$

(b) 点安全率 n'

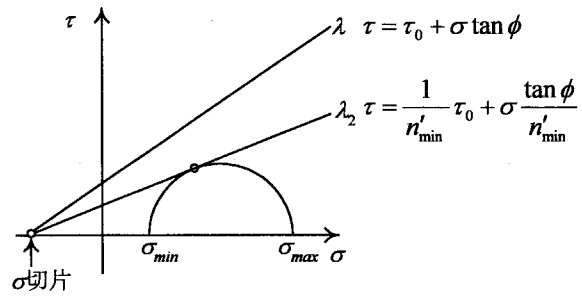


$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}}$$

(c) 最小点安全率 n'_{min}



(d) 点安全率 n' の意味



(e) 最小点安全率 n'_{min} の意味

図 2.12 せん断摩擦安全率 n , 点安全率 n' , 最小点安全率 n'_{min} の関係

第3章 重力ダム模型実験装置の開発と基礎岩盤の荷重伝達機構に関する実験的研究

3.1 概説

本章では、本研究で新たに開発した重力ダム模型実験装置の特徴、供試体、実験方法について説明したのち、第4章で行なう実験全体の基礎データとなる弱層を有さない岩盤モデルの実験結果を示す。

3.2 重力ダムのモデル化

本実験では、弱層を含む基礎岩盤が重力ダムから荷重を受けた場合の荷重伝達機構および破壊性状を把握し、置換プラグの効果を把握することが目的である。重力ダムをモデル化するにあたって以下の点について留意した。

- 1) 重力ダムはダム軸直交断面に対して2次元的に設計される³⁵⁾ことから、本実験においてもこれになり、ダム軸直交断面をモデル化する。
- 2) ダム基礎岩盤は等方均質な人工材料でモデル化する。
- 3) 重力ダムから基礎岩盤表面に作用する荷重は、その分布自体が未知であり、弱層状況によっても分布が変化することから、実験では堤体に相当する物体を基礎岩盤模型上に載せ、この物体に対して堤体自重に相当する鉛直荷重、静水圧荷重に相当する水平荷重を載荷することで、実際のダム基礎岩盤の載荷状況を模擬する。
- 4) 実際のダムでは、上述の堤体自重、静水圧荷重のほか、揚圧力、地震力等が想定されるが、本実験では載荷状態が不確定なこれらの荷重を考慮しない。
- 5) 前章で述べたように、重力ダムの断面形状、すなわちダム高さや堤敷幅のサイズは、基礎岩盤の強度から必然的に決まってくる。そこで、本実験においても、岩盤模型の強度と載荷幅（模型上の堤敷幅）から載荷荷重の大きさを決定する。

3.3 重力ダム模型実験装置と実験方法

3.3.1 重力ダム模型実験装置

重力ダム模型実験装置を図3.1、写真3.1に示す。

(1) 載荷フレーム

載荷フレームは全体のサイズが、高さ1870mm×幅1570mm×奥行1200mm（載荷部は奥行450mm）で、上部構造には断面125mm×65mmの溝形鋼を、ベース部分には断面が200mm×125mmのI字鋼

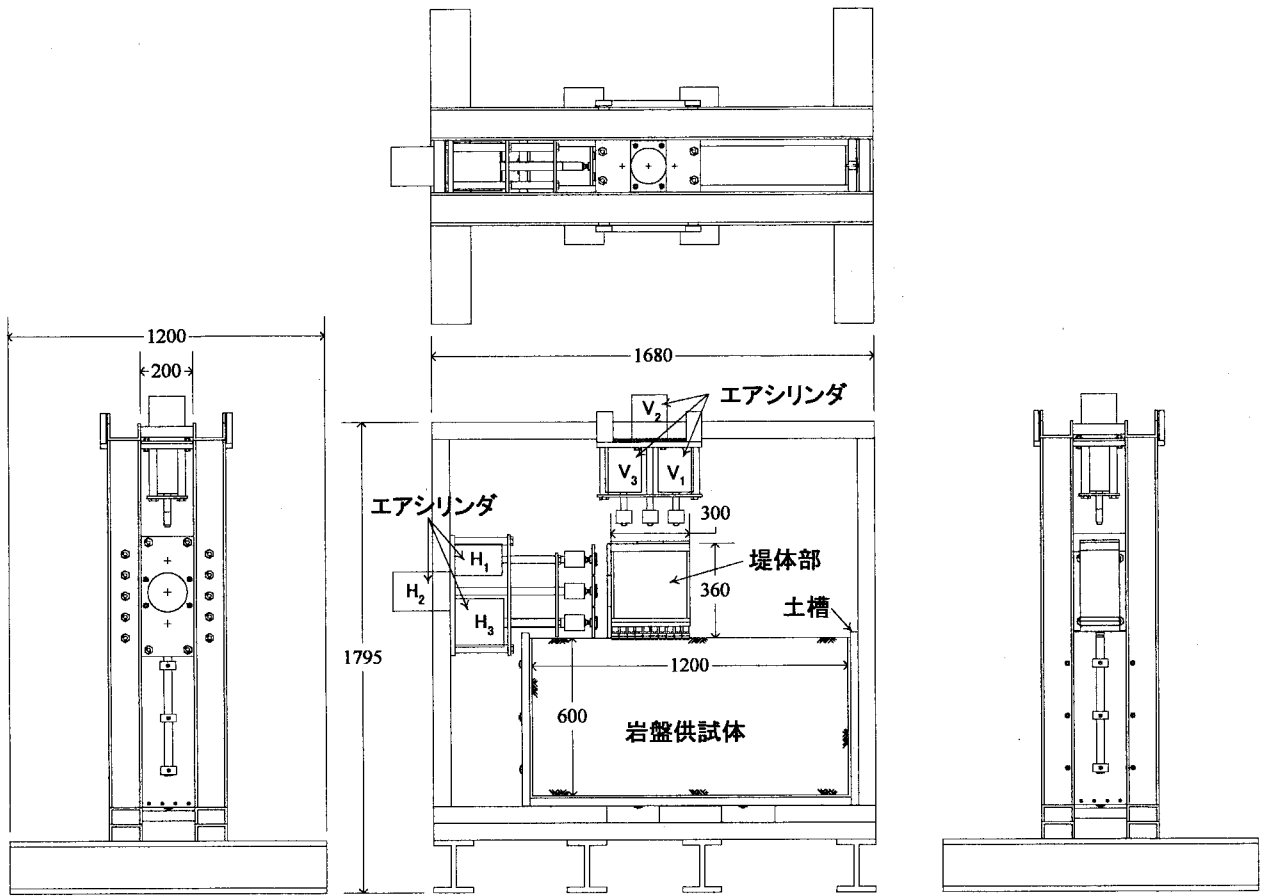


図 3.1 重力ダム模型実験装置全体図 (単位 : mm)

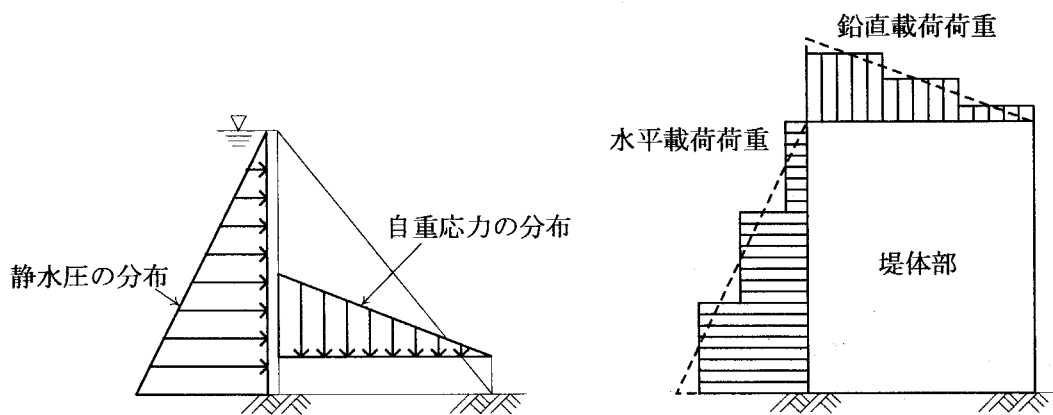
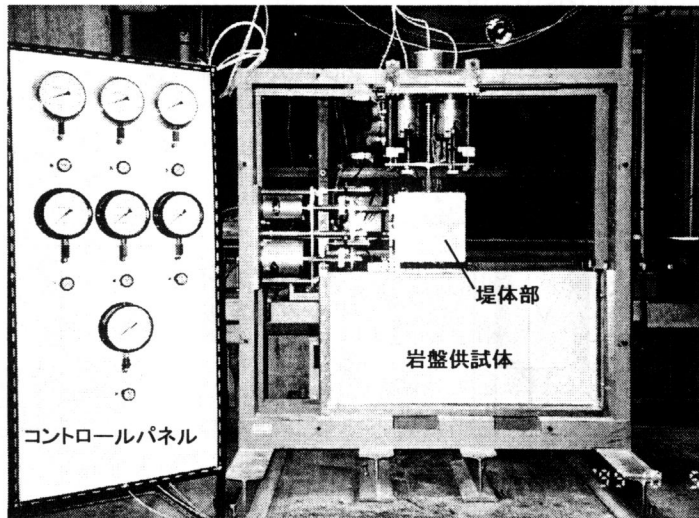
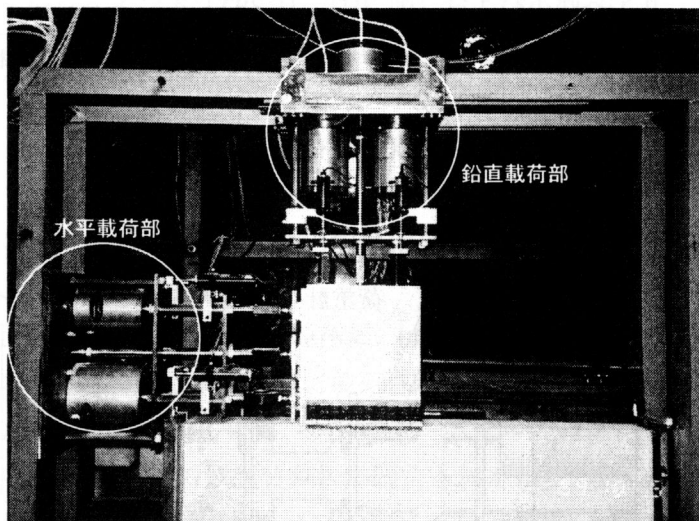


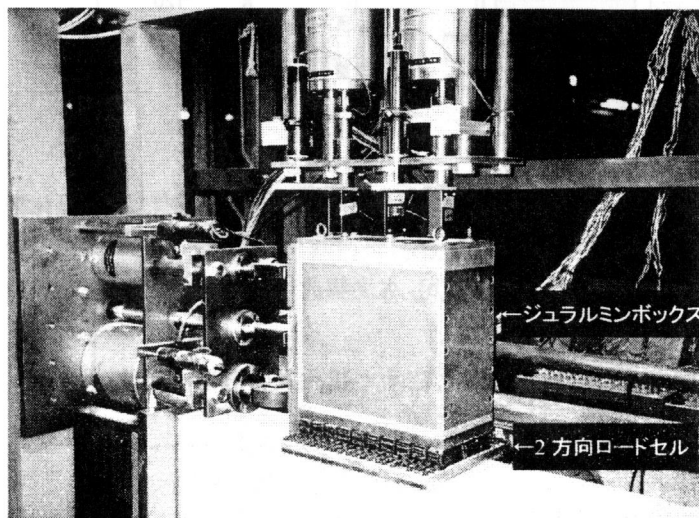
図 3.2 階段状の載荷によるダム荷重の表現



(a) 重力ダム実験装置全体写真

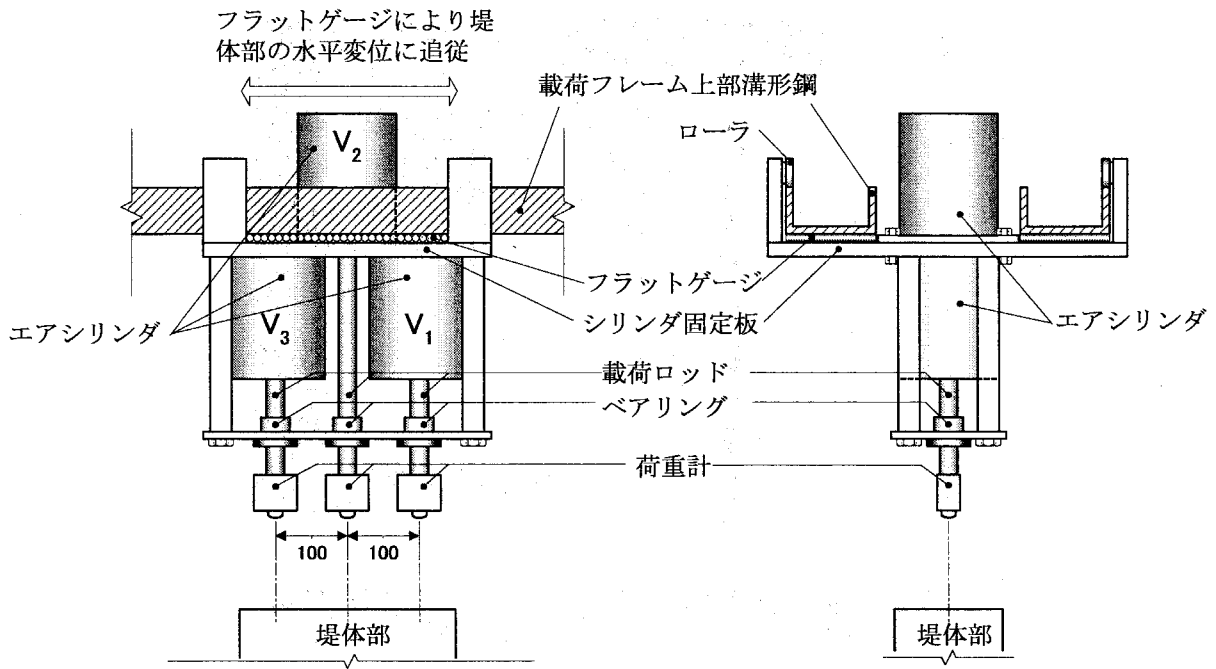


(b) 鉛直载荷部および水平载荷部

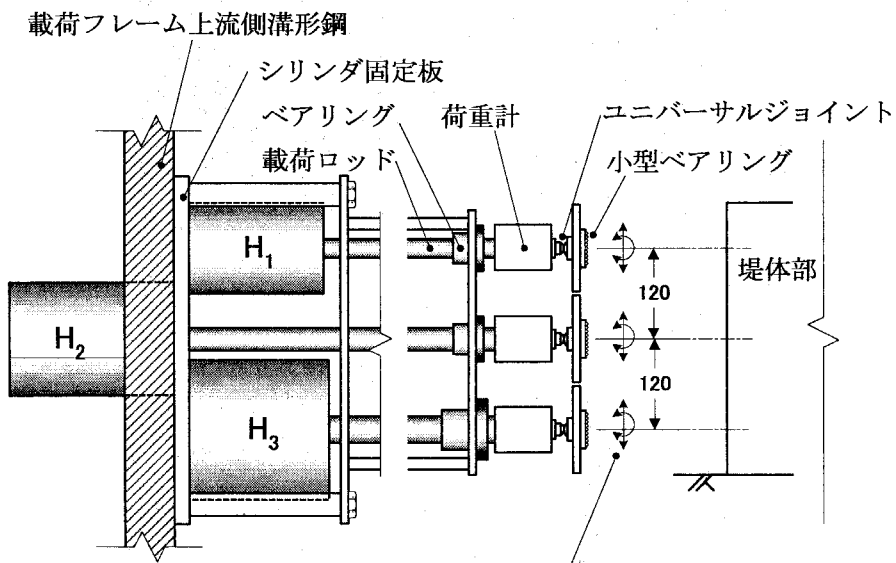


(c) 堤体部

写真 3.1 重力ダム模型実験装置



(a) 鉛直载荷部



ユニバーサルジョイントと小型ベアリングにより堤体部の回転，鉛直変位に対し载荷高さ，载荷方向が変化しない

(b) 水平载荷部

図 3.3 鉛直载荷部および水平载荷部の機構 (単位: mm)

を使用している。

(2) 载荷装置

载荷は，図 3.1, 写真 3.1(b)に示すように，鉛直方向，水平方向それぞれ 3 本ずつのペロフラムシリンダによって行なう。鉛直方向の 3 本のエアシリンダは，復動式エアシリンダ ($V_1=V_2=V_3$, BFDA-112-42: 藤倉ゴム工業株式会社製, 押し時出力 9.6 kN (1.0 MPa)), 水平方向の 3 本のエアシ

リンダは、単動式エアシリンダ (H_1 , BFSAS-100-86, 押し時出力 7.7 kN (1.0 MPa) / H_2 , FCS-125-102, 押し時出力 12kN (1.0 MPa) / H_3 , BFSAS-160-82, 押し時出力 19.7 kN (1.0 MPa) / いずれも藤倉ゴム工業株式会社製) である。各方向の荷重を 3 分割することにより、本来ダム堤体部に作用する三角形分布の自重や水圧荷重を図 3.2 に示すような階段状の荷重によって擬似的に表現する。

各エアシリンダの空気圧は、写真 3.1(a) に示すコントロールパネル上でエアレギュレータを手動で開閉することにより制御される。

鉛直荷重部のエアシリンダは図 3.3(a) に示すように荷重点間隔が 100 mm になるようにシリンダ固定板 (20 mm 鋼板) に固定されている。荷重フレーム上部溝形鋼とシリンダ固定板の間にはフラットゲージ (FT10080-500 : THK 製) が挿入されており、荷重中に堤体が水平変位を生ずれば、鉛直荷重部全体がそれに追従することにより、堤体部に対する荷重位置が一定に保たれる構造となっている。

水平荷重部は図 3.3(b) に示すように、エアシリンダが荷重点間隔 120 mm になるようにシリンダ固定板に固定されており、シリンダ固定板は荷重フレームに固定されている。各エアシリンダの荷重ロッド先端には、ユニバーサルジョイント (TBS-21 : THK 製) および小型ベアリング (LRU38.1 : THK 製) が設置されており、荷重中の堤体の鉛直変位および回転に対して摩擦を生じることなく荷重が可能となっている。

3.3.2 ダム模型

ダム模型部は図 3.4 に示すように岩盤供試体と堤体部で構成される。

(1) 堤体部

図 3.5, 写真 3.1(c) に示す堤体部模型 (以下、堤体部) は、高さ 360mm × 堤敷幅 300mm × 奥行 150mm のジュラルミンボックスで、図 3.5 に示す 6 点に荷重される。底部には堤敷幅 300mm を 10 分割する形で 2 方向ロードセルが取り付けられている。2 方向ロードセルの詳細については後述する。各 2 方向ロードセルの底面には厚さ 8.0mm の鉄製分割板が固定されており、堤体部から岩盤供試体への荷重はこの分割板を通して伝達される。ジュラルミンの弾性係数 (単体) は、 7.15×10^4 MPa である³⁶⁾。

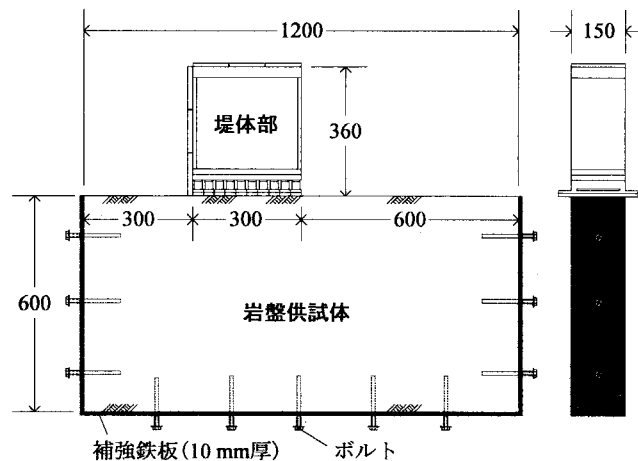


図 3.4 ダム模型 (単位 : mm)

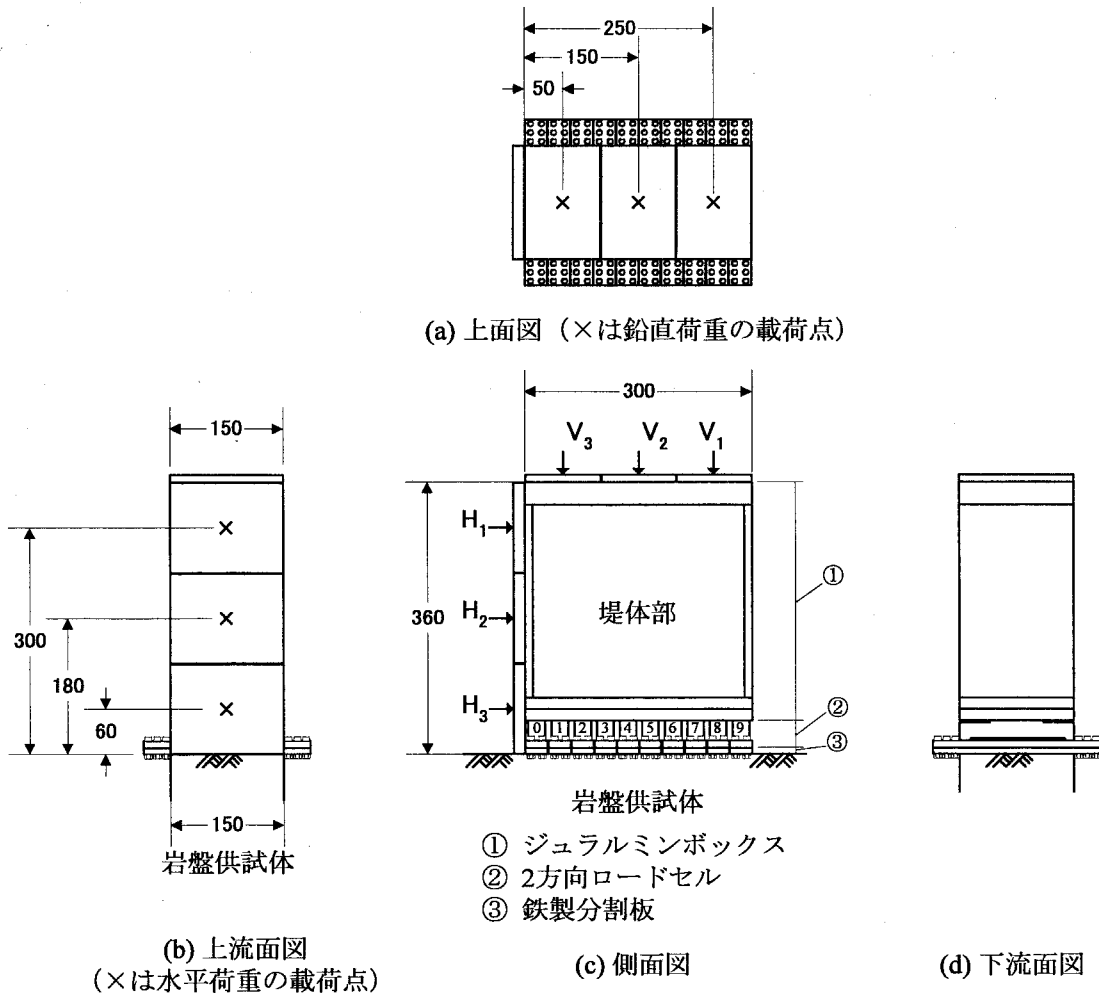


図 3.5 堤体部模型 (単位 : mm)

(2) 岩盤供試体

岩盤供試体は、上下流方向 1200 mm、深さ方向 600 mm、奥行き方向 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。

堅岩部材料には、石膏、珪藻土および水を 2.0:1.0:3.0 (重量比) で配合したものをを用いた。石膏と珪藻土の混合材料は、鋳型、切削が容易で、安価である。また、力学的には、引張りに弱く圧縮に強いということと、低い側圧状態ではかなりもろいということなど、岩盤の一般的特性がこの混合材料でほぼ満足されることなどの利点がある。また、強度が小さく力学的諸性質が材令にあまり影響されないことなども利点である³⁷⁾。図 3.6 は、石膏と珪藻土の配合と力学強度 (一軸圧縮強度 σ_c 、圧裂強度 σ_r 、弾性係数 E 、応力 σ - ひずみ ε 関係) の関係を調査したものである³⁸⁾。図中の P, D, W はそれぞれ石膏、珪藻土、水の重量を表しており、D/P は石膏に対する珪藻土の割合 (重量比)、W/P は石膏に対する水の割合 (重量比) を表す。図のように、石膏と珪藻土の混合材料は、その配合を変化させることで弾性係数と強度を比較的自由に制御することが可能である。本研究では、数種類の配合に対する標準水量試験³⁹⁾と一軸圧縮試験を行ない、シリンダの載荷能力内で破壊する必要性と、岩盤供試

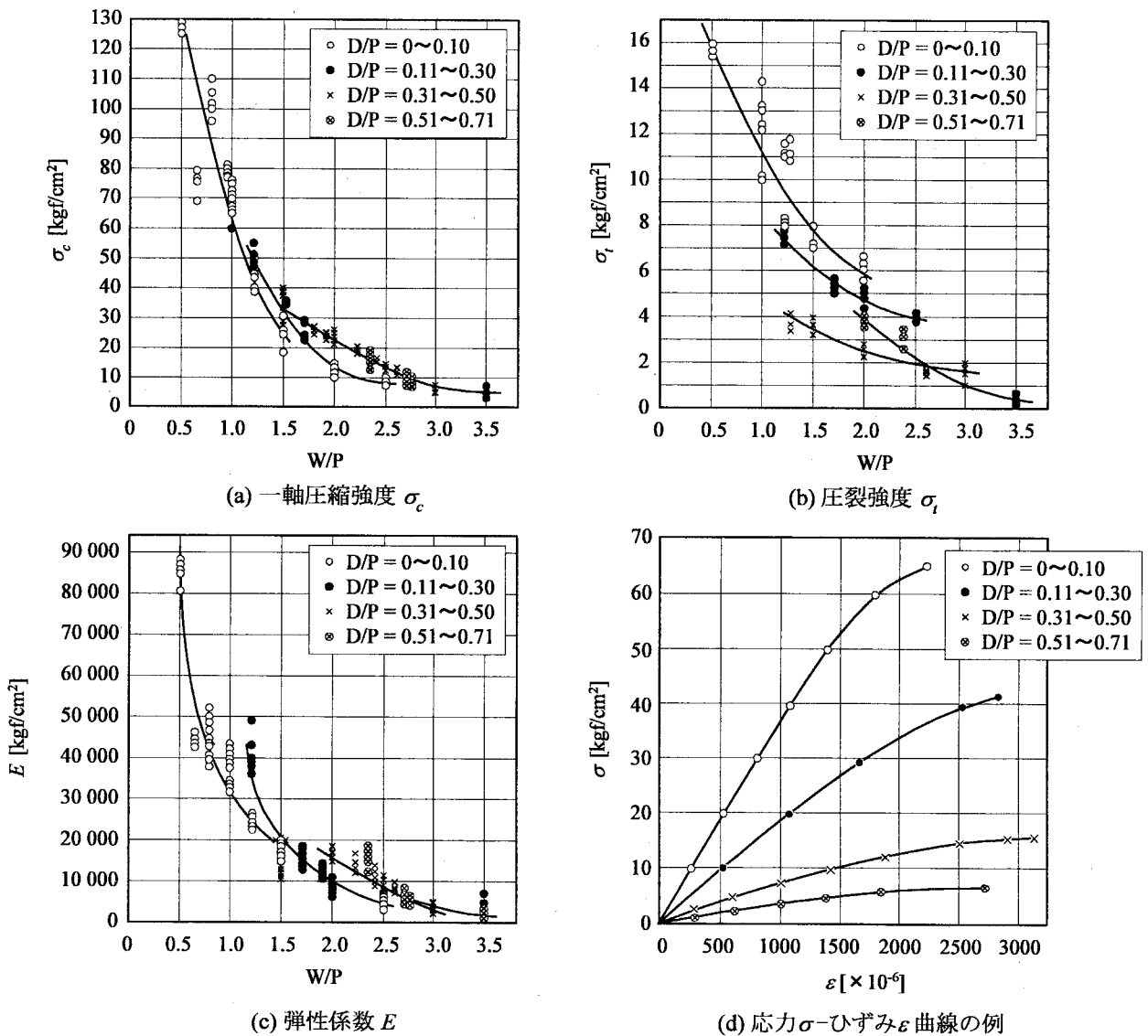


図 3.6 石膏と珪藻土による混合材料の配合と材料物性³⁸⁾

(P: 石膏, D: 珪藻土, W: 水, いずれも重量)

体打設時の作業性の 2 点を考慮して配合比 (石膏 : 珪藻土 : 水 = 2.0 : 1.0 : 3.0) と決定した。

岩盤供試体は、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。

図 3.4 に示すように、岩盤供試体の上・下流側端面および底面は実験準備段階での運搬性を考慮し、10mm 鉄板によって補強する。また、岩盤供試体の上下流端面および底面には、アンカーボルト (M8 六角ボルト) 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。

(3) 岩盤供試体材料の物性値

岩盤供試体材料の材料試験として、一軸圧縮試験と圧裂試験 (Brazilian Test) を行なった。材料試験用の試料は、実験終了後の岩盤供試体からボーリングコアを複数本採取し、直径 $\phi 50$ mm \times 高さ h 100

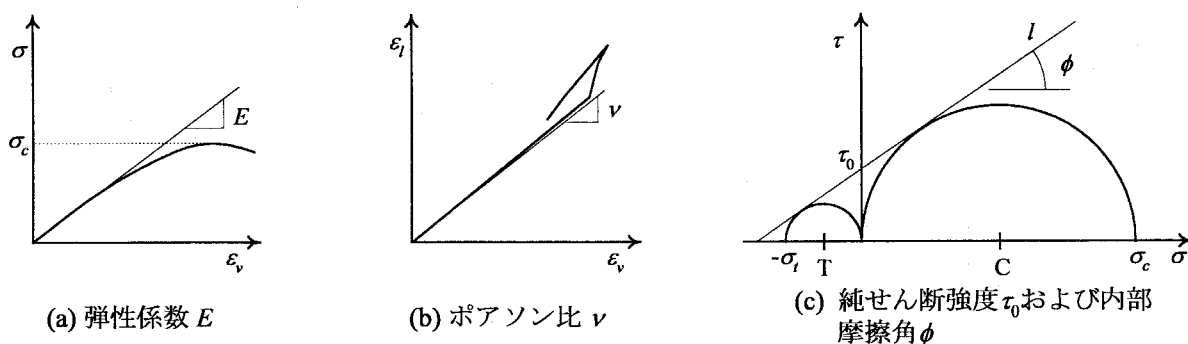


図 3.7 物性値の決定

mm の円柱（一軸圧縮試験用）と直径 ϕ 50 mm × 厚み d 30 mm の円板（圧裂試験用）に整形することによって作製した。

一軸圧縮試験および圧裂試験は、圧縮試験機（MTS、最大載荷能力 245 kN）を用いて行なった。両試験とも速度 1.0 mm/min の変位制御で、計測値のサンプリング間隔は 1 sec 毎である。

試験結果に基づき、物性値は図 3.7 のように決定した。一軸圧縮試験では、試料側面に 2 軸方向ひずみゲージ（PFC-10-11：東京測器研究所製）を 2 枚貼付し、軸方向ひずみ ϵ_v と周方向ひずみ ϵ_l を計測することにより弾性係数 E とポアソン比 ν を求めた。圧裂試験では、最大荷重 P_t 、試料直径 l 、試料厚さ d から次式によって圧裂強度 σ_t を求めた。

$$\sigma_t = \frac{2P_t}{\pi dl} \quad (3.1)$$

試験より得られた一軸圧縮強度および圧裂強度から、純せん断強度および内部摩擦角を図 3.7(c) のように決定した。図 3.7(c)において、円 C は一軸圧縮試験の破壊応力円である。また、圧裂強度は一軸引張強度と一致するとされていることから⁴⁰⁾、圧裂試験の破壊応力円は円 T で表される。破壊規準線は、Mohr の応力円の包絡線、すなわち、円 C と円 T に接する適当な曲線である。本研究では最も簡単な曲線として両円の共通接線 l を仮定し、これを破壊規準線とした。図 3.7(c)に基づけば、純せん断強度 τ_0 、内部摩擦角 ϕ は次式で算出される。

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c \sigma_t} \quad (3.2)$$

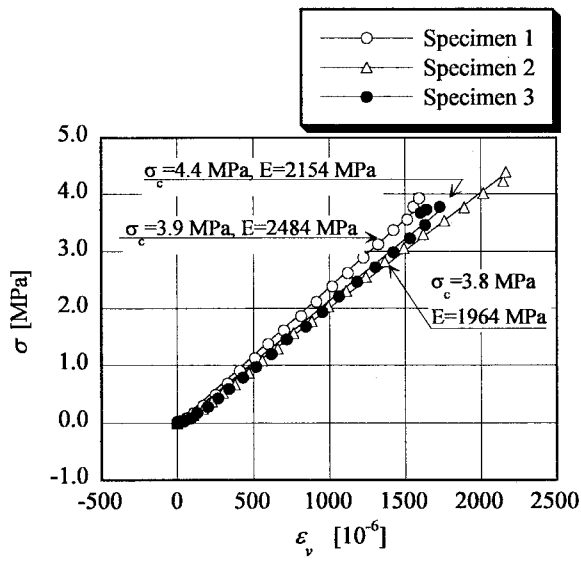
$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad (3.3)$$

図 3.8 に材料試験結果の例を示す。約 150 本の材料試験から得られた岩盤供試体材料の平均的な物性値とばらつきを表 3.1 にまとめる。

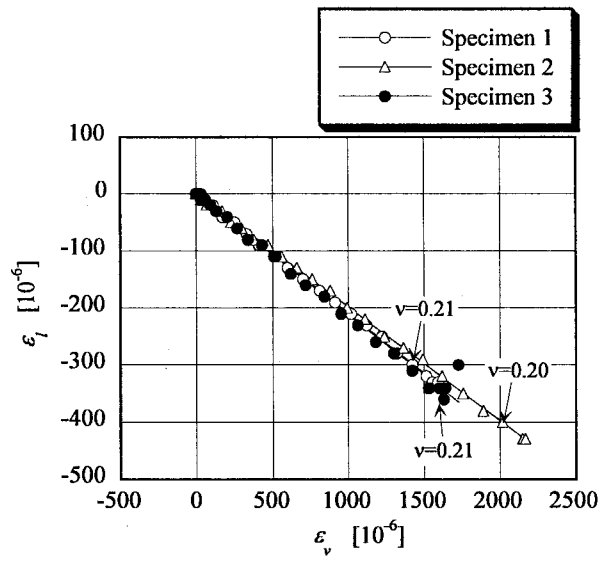
(4) 堤体部と岩盤供試体との接着状況

堤体部と岩盤供試体はエポキシ樹脂系の接着剤（E 250：コニシボンド製）により接着した。いずれの実験ケースにおいても破壊は岩盤供試体側に現われており、接着面の剥離によるものではないことを確認している。

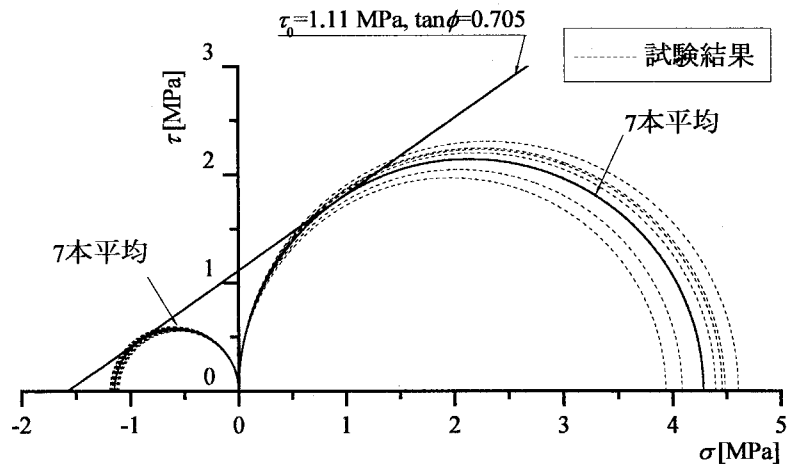
堤体と岩盤供試体との接着にあたっては、接着後、鉛直方向エアシリンダ 3 本で、各 30kgf 計



(a) 鉛直応力 σ -軸ひずみ ε_v 関係



(b) 周ひずみ ε_l -軸ひずみ ε_v 関係



(c) 純せん断強度 τ_0 と内部摩擦角 ϕ

図 3.8 材料試験結果の一例

表 3.1 岩盤供試体堅岩部の物性値

	平均値	標準偏差
一軸圧縮強度 σ_c [MPa]	3.79	0.594
圧裂強度 σ_t [MPa]	0.84	0.218
純せん断強度 τ_0 [MPa]	0.90	
内部摩擦角 ϕ [°]	40.9	
弾性係数 E [MPa]	2.13×10^3	3.77×10^2
ポアソン比 ν	0.25	0.58×10^{-1}

90kgfの鉛直荷重を作用させたまま12時間以上放置することにより十分な接着強度を発現させている。

(5) 岩盤供試体の境界条件

実験時には、岩盤供試体は土槽にセットされる。供試体打設時に埋設したアンカーボルトを土槽に固定することにより、岩盤供試体の上下流端面および底面の変位は拘束される。

岩盤供試体側面（右岸・左岸側端面）は完全フリーである。実際の重力ダムのダム軸直交断面は、岩盤の変形特性に応じてなんらかの拘束圧を受けている。また、重力ダムの構造設計では、上下流方向鉛直断面に対し平面ひずみ条件で検討されるのが一般的である。これらとの対応を考えれば、本実験でも岩盤供試体側面になんらかの拘束を与えるべきであるが、一定拘束圧にせよ変位拘束にせよ実験上これを表現することは困難であること、また、亀裂の発生・進展を観察する必要があること、および供試体側面へのひずみゲージの貼付によるひずみ計測の必要があることから、側面については完全フリーとして実験を行なった。したがって、本実験の岩盤供試体側面の境界条件は平面応力状態に近いと言える。

3.3.3 載荷方法

載荷過程は①初期状態から満水状態までと、②満水状態から破壊まで、の2つに分けて考える。初期状態から満水状態までの過程では、重力ダムの堤体自重および水圧荷重を想定した載荷を行なう。満水状態以降は、水平荷重を増加させて岩盤供試体を破壊させる。

(1) 初期状態から満水状態での載荷手順

堤体自重と静水圧荷重が作用する重力ダムを想定して載荷を行なう。重力ダムの構造を不安定にする荷重としては揚圧力と地震力も重要であるが、これらの荷重はいずれも不確定な荷重であり、実験上の設定が困難である。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ない。

載荷ステップを図3.9に示す。ステップ1からステップ9では、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、堤体コンクリートの段階盛立を模擬する形で載荷する。ステップ10からステップ15では、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]を水位の上昇を模擬する形で載荷する。以下では、鉛直荷重の載荷終了時（ステップ9）を自重状態とよび、水平荷重の載荷終了時（ステップ15）を満水状態と呼ぶことにする。

(2) 満水状態における載荷荷重の設定

前章で述べたように、重力ダムの断面形状は

条件①middle thirdの条件（転倒に対する条件）

条件②せん断摩擦安全率 n が4.0以上（滑動に対する条件）

条件③許容圧縮応力の条件

を満たすように設計される。また、満水状態での重力ダムの着岩面での応力分布は図3.10に示すように台形分布を示す。図3.10のように、高さ h 、堤敷幅 B の三角形断面の重力ダムが満水位である場合の下流端および上流端の垂直応力 σ_d 、 σ_u は力の釣合いおよびモーメントの釣合いから、それぞれ以下の通りである。

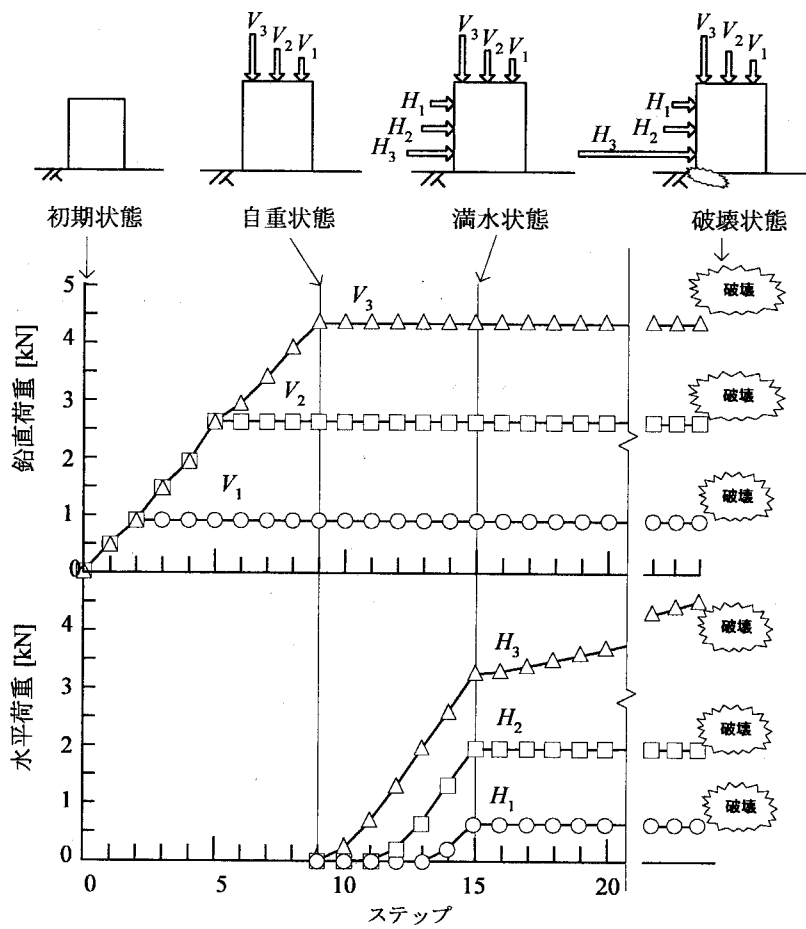


図 3.9 荷重ステップ

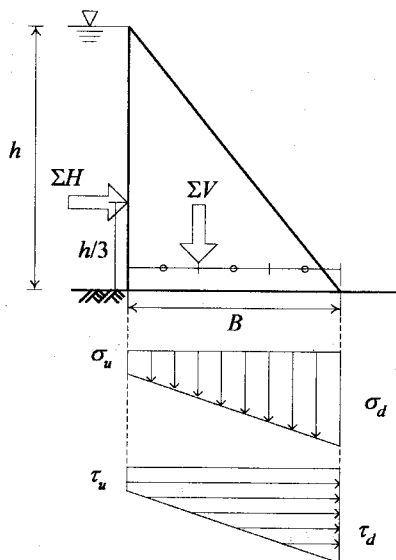


図 3.10 重力ダム着岩面の応力分布

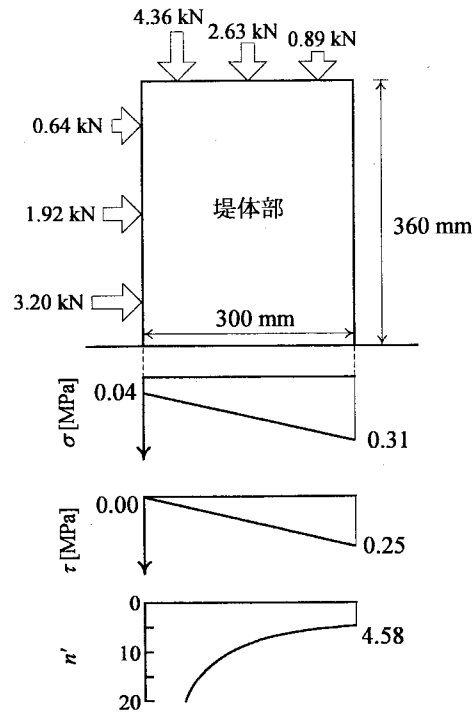


図 3.11 台形分布として算出した堤敷応力分布 σ , τ と堤敷点安全率分布 n'

$$\sigma_d = \frac{2h\Sigma H}{B^2} \quad (3.4)$$

$$\sigma_u = \frac{2\Sigma V}{B} - \frac{2h\Sigma H}{B^2} \quad (3.5)$$

ここに、 ΣV は堤体自重（単位奥行）で、三角形断面の重心点に作用するものとする。また、 ΣH は静水圧荷重（単位奥行）でダム底面から $h/3$ の高さに作用するものとする。

条件①の middle third の条件より、上流端の垂直応力 σ_u に対する条件として

$$\sigma_u > 0 \quad (3.6)$$

また、条件②より、自重 ΣV と水圧荷重 ΣH との関係として

$$n = \frac{\tau_0 \cdot B + \Sigma V \cdot \tan \phi}{\Sigma H} > 4.0 \quad (3.7)$$

ここに、 τ_0 , $\tan \phi$ はそれぞれ岩盤の純せん断強度および内部摩擦係数である。さらに、条件③の許容圧縮応力についての条件より、

$$\sigma_d < \sigma_c \quad (3.8)$$

ここに、 σ_c は岩盤の一軸圧縮強度である。

本実験では、岩盤供試体の強度に対し、式 (3.6) ~ (3.8) を満足するように鉛直荷重 ΣV および水平荷重 ΣH を設定した。

$$(\Sigma V, \Sigma H) = (7.89, 5.74) \text{ [kN]}$$

さらに、その荷重を三角形分布に近くなるように各エアシリンダに配分した。

$$(V_1, V_2, V_3) = (0.89, 2.63, 4.36) \text{ [kN]}$$

$$(H_1, H_2, H_3) = (0.64, 1.92, 3.20) \text{ [kN]}$$

この荷重によって着岩面の応力分布が台形分布を示すとして算出された応力分布 σ , τ , および着岩面の点安全率分布 n は図 3.11 のようになる。

(3) 満水状態から破壊までの荷重手順

満水状態以降は、水平荷重を増加させることで岩盤供試体を破壊させ、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。厳密にこれを表現するためには、着岩面のモーメントを満水状態のままに保ち、せん断応力を堤敷沿いに均等に増加させる必要がある。しかしながら、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ため、荷重高さの一番低いエアシリンダ (H_3) の荷重を増加させた (0.20 kN/ステップ)。しかし、 H_3 荷重の荷重点は着岩面より 60 mm 上方にあるため、荷重にともなってモーメントが変化することは避けられない。また、せん断応力も堤敷沿いに均等に増加しない。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するものとした。

3.3.4 計測装置・システム

主要な計測項目は、以下に示す 4 項目である。

- ① 各エアシリンダからの荷重荷重
- ② 堤体部の鉛直変位および水平変位
- ③ 2 方向ロードセルによる堤敷垂直応力分布および堤敷せん断応力分布
- 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

(1) 荷重荷重および堤体変位の計測

各エアシリンダからの荷重荷重は荷重ロッドに取りつけられたひずみゲージ変換式の荷重計 (V_1, V_2, V_3, H_1 TCLZ-500KA : 東京測器研究所製, 容量 5 kN) (H_2 TCLZ-1000KA : 東京測器研究所製, 10 kN) (H_3 LTZ-2TA : 株式会社共和電業, 容量 20 kN) により計測する。

堤体変位については、エアシリンダ V_1, V_3, H_1 および H_3 の荷重ロッドに接触式変位計 (CDP-50 : 東京測器研究所製) をセットし、荷重中のロッドの変位を計測することで間接的に堤体の鉛直変位および水平変位を計測した。

(2) 堤敷応力分布の計測

堤敷応力分布を計測する 2 方向ロードセル (SLP-5S : 東京測器研究所製, 垂直方向容量 ± 49.0 kN, せん断方向 ± 14.7 kN) は図 3.12 に示すように、堤敷幅 300 mm を 10 分割する形で堤体部底部に固定されている。この 2 方向ロードセルは両端固定桁形式 (門型ロードセル) で、局所的に断面 2 次モーメントを非常に小さくした両端固定梁の平行平板モードによる変形を利用している⁴¹⁾。各 2 方向ロードセル (SLP0-SLP9) によって計測される垂直荷重 ($S_{SLP0}-S_{SLP9}$) およびせん断荷重 ($T_{SLP0}-T_{SLP9}$) を受圧面積 ($A=29.5 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}=4350 \text{ mm}^2$) で除することにより、受圧面に作用する平均的な垂直応力 ($\sigma_{SLP0}-\sigma_{SLP9}$)、せん断応力 ($\tau_{SLP0}-\tau_{SLP9}$) が得られる。

(3) 岩盤内応力分布の計測

岩盤内応力分布を測定するため、岩盤供試体側面に 3 軸方向ひずみゲージ (FRA-6-11 : 東京測器研

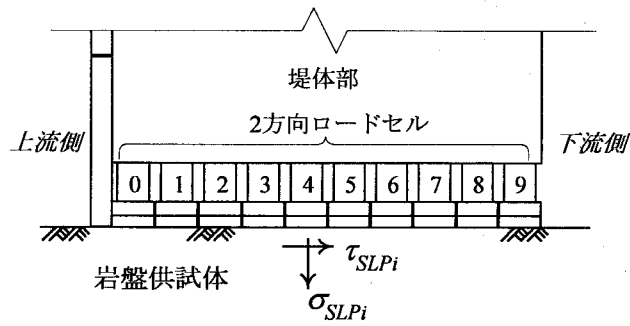


図 3.12 2 方向ロードセルによる堤敷応力分布の計測

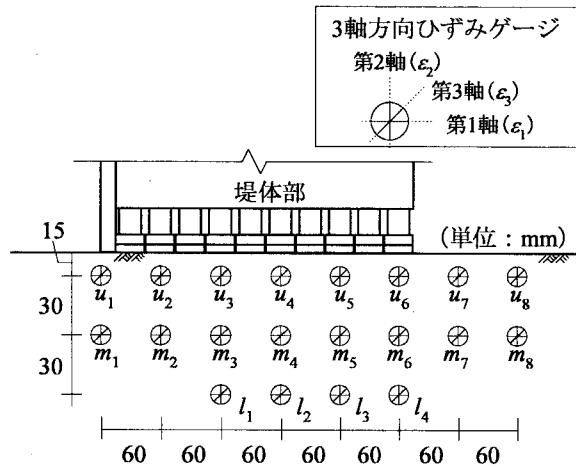


図 3.13 3 方向ひずみゲージの計測位置

研究所製) を貼付しひずみの計測を行なった. 3 軸方向ひずみゲージの貼付位置は, 図 3.13 に示すように堤体部直下の 20 点である.

図 3.13 のような 3 軸方向ひずみゲージでは, 主ひずみの大きさ ϵ_{\max} , ϵ_{\min} と方向 ϕ_p (第 1 軸のゲージからの角度) は, 以下の計算で求められる.

$$\epsilon_{\max} = \frac{1}{2} \left[\epsilon_1 + \epsilon_2 + \sqrt{2 \left\{ (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right\}} \right] \quad (3.9)$$

$$\epsilon_{\min} = \frac{1}{2} \left[\epsilon_1 + \epsilon_2 - \sqrt{2 \left\{ (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 \right\}} \right] \quad (3.10)$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\epsilon_3 - (\epsilon_1 + \epsilon_2)}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \right\} \quad (3.11)$$

ただし, $\epsilon_1 > \epsilon_2$ の場合, ϵ_{\max} の方向は第 1 軸のゲージから時計回りに ϕ_p 回転した方向で, ϵ_{\min} の方向は $\phi_p + 90^\circ$ である. $\epsilon_1 < \epsilon_2$ の場合, ϵ_{\max} の方向は第 1 軸のゲージから時計回りに $\phi_p + 90^\circ$ 回転した方向で, ϵ_{\min} の方向は ϕ_p である.

さらに, 平面応力状態の弾性問題とすれば, 最大主応力 σ_{\max} , 最小主応力 σ_{\min} は次式によって求められる. 本研究では, 圧縮を正に, 引張を負にとる.

$$\sigma_{\max} = -\frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{\max} + \nu\varepsilon_{\min}) \quad (3.12)$$

$$\sigma_{\min} = -\frac{E}{1-\nu^2}(\nu\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}) \quad (3.13)$$

ここで、 E はヤング率、 ν はポアソン比である。本論文では応力は圧縮を正としている。応力の算出にあたって、ヤング率 E およびポアソン比 ν には、岩盤供試体材料の一軸圧縮試験の結果 (表 3.1) を用いた。

(4) 計測制御方法

各計測値はデータロガー (TDS-301: 東京測器研究所製) に収集され、 GPIB 通信によりパーソナルコンピュータに転送される。パーソナルコンピュータ上では、計測ソフトウェア LabVIEW (National Instruments 製) を用いて計測のコントロール、データの表示と保存を行なう。

载荷は荷重制御方式で、データロガー上に表示される各エアシリンダの荷重計の計測値を監視しながらコントロールパネル上のエアレギュレータで空気圧を制御する。载荷ステップ毎にデータをパソコンに取りこみ保存する。

3.4 基本モデル(弱層なしモデル)の実験結果

3.4.1 水平荷重の载荷に伴う堤敷応力の変化

図 3.14(a), (b) は、弱層なしモデルにおける水平荷重の増加に伴う堤敷垂直・せん断応力の変化であり、自重状態からの変化である。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, 2, 4, 7, 9) は図 3.12 に示した 2 方向ロードセルの番号に対応している。垂直応力は圧縮を正、せん断応力は岩盤表面に作用する下流向きの応力を正とする。応力の値は荷重载荷前からの累積量である。

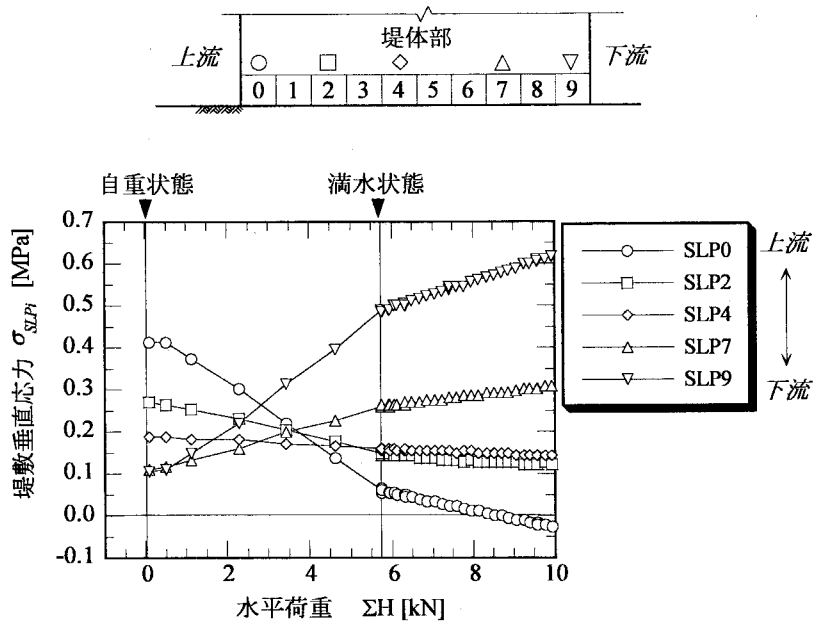
(1) 自重状態～満水状態の変化

図 3.14(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载荷により、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。

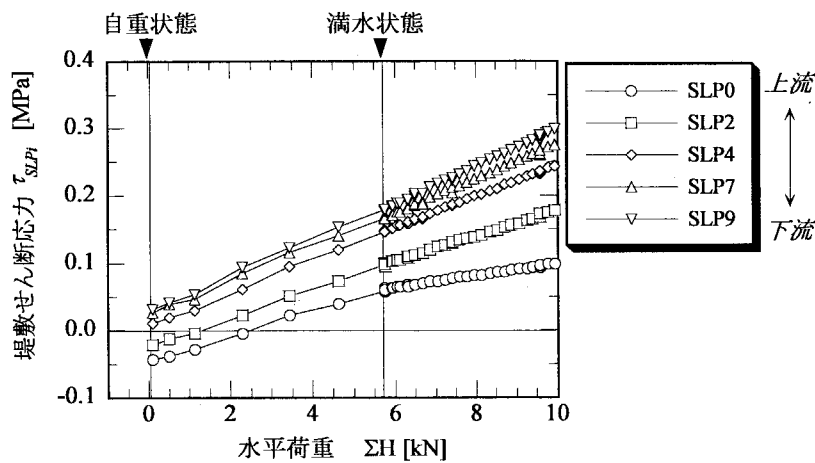
図 3.14(b) より、自重状態における堤敷せん断応力分布は、わずかではあるものの、堤体中央より上流側に負の、下流側には正のせん断応力が発生する。これは、鉛直荷重の载荷によって、堤体直下の岩盤が楔形に押し込まれるためである。水平荷重の増加に対し、せん断応力は全ての位置でほぼ直線的に増加する。その増加勾配は下流端で大きく、上流端に近づくに従って小さくなる。

(2) 満水状態以降の変化

満水状態以降は、最下段 (H_3) の荷重を増加させている。図 3.14(a) より、着岩面のモーメントは徐々に変化し、上流端には引張応力が発生し、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、载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。



(a) 堤敷垂直応力 σ_{SLPi} の変化



(b) 堤敷せん断応力 τ_{SLPi} の変化

図 3.14 弱層なしモデルの水平載荷に伴う堤敷応力の変化

3.4.2 満水状態での堤敷応力分布と堤敷点安全率分布に関する実験結果

図 3.15(a), (b)は、弱層なし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、図 3.11 において堤敷垂直・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 3.15(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、本実験の載荷方法によって、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 3.15(c) は、図 3.15(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、式(2.2)に基づき次式によって算出した。

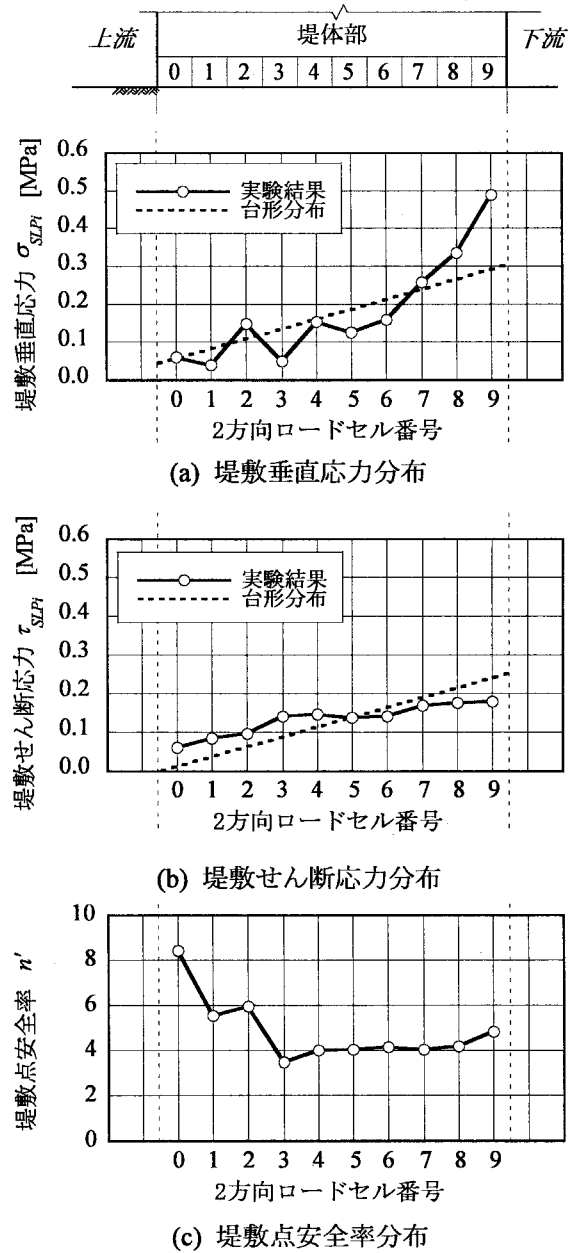


図 3.15 満水状態における堤敷応力分布および堤敷点安全率分布

$$n' = \frac{\tau_0 + \sigma_{SLPi} \tan \phi}{\tau_{SLPi}} \quad (3.14)$$

ここに、 σ_{SLPi} 、 τ_{SLPi} は 2 方向ロードセル $SLPi$ によって測定された堤敷垂直・せん断応力、 τ_0 、 ϕ は岩盤供試体の純せん断強度および内部摩擦角である。図 3.15(c) より、満水状態での堤敷点安全率 n' 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 3.47 である。

3.4.3 満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果

岩盤供試体側面の図 3.13 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

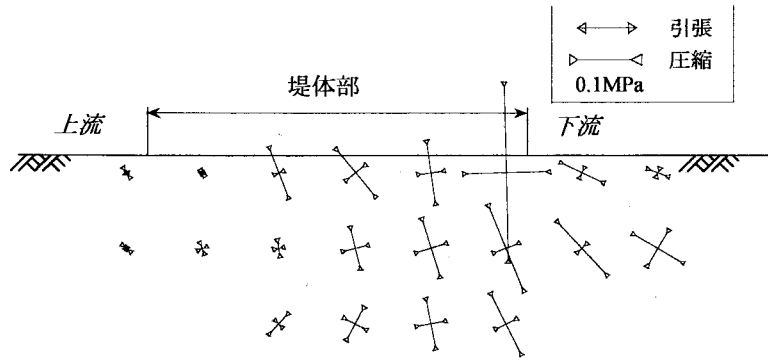
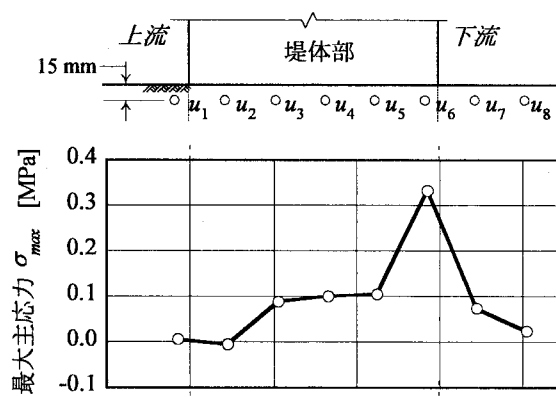
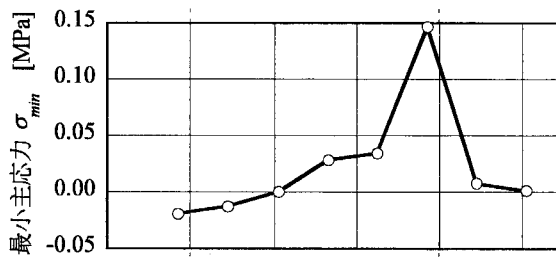


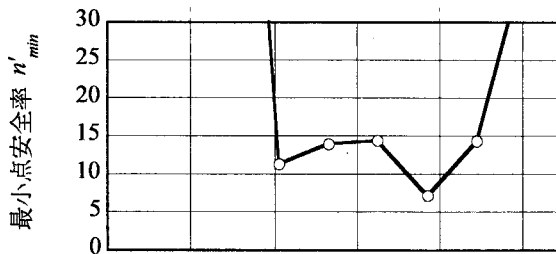
図 3.16 弱層なしモデルの満水状態での岩盤内主応力分布図



(a) 最大主応力分布



(b) 最小主応力分布



(c) 最小点安全率分布

図 3.17 満水状態における着岩面付近（深度 15mm）の岩盤内最大主応力分布，最小主応力分布および最小点安全率分布

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⁴²⁾。

$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}} \quad (2.5)$$

ここに、 σ_{max} 、 σ_{min} は 3 軸方向ひずみゲージの計測値から算出した各位置の最大・最小主応力、 τ_0 、 ϕ は岩盤供試体の純せん断強度および内部摩擦角である。

図 3.16 は、弱層なしモデルの満水状態における主応力分布図である。また、図 3.17(a), (b), (c) は、図 3.13 中の $u_1 \sim u_8$ のひずみゲージより得られた深度 15 mm での最大・最小主応力の分布および式(2.5)によって算出した岩盤側面最小点安全率 n'_{min} の分布を示す。図 3.16 および図 3.17(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ことを確認できる。図 3.17(b)より、堤体上流端付近 (u_1, u_2) 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 u_1 で -0.01 MPa)。図 3.17(c)より最小点安全率 n'_{min} は堤体直下で最小値を示し、その値は 7.1 である。すなわち、下流端に応力集中が生じていることが確認できる。

3.4.4 破壊性状に関する実験結果

図 3.9 の载荷ステップで示したように、本実験では、満水状態から岩盤供試体を破壊させる方法として、3本の水平荷重 (H_1, H_2, H_3) のうち最下段 (H_3) のみを徐々に増加させていく方法を採用している。図 3.18 は、満水状態から水平荷重を増加させていったときの、鉛直荷重と水平荷重の合力の作用位置の変化を示している。図より合力の作用位置は満水状態においてほぼミドルサードの位置にあり、その後の水平荷重の増加に伴って下流側へと移動していく。

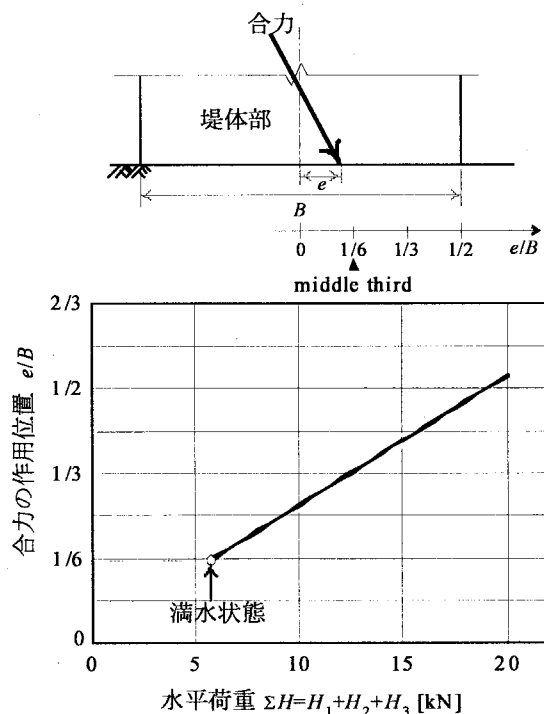


図 3.18 満水状態以降の水平荷重の増加に伴う合力の作用位置の変化

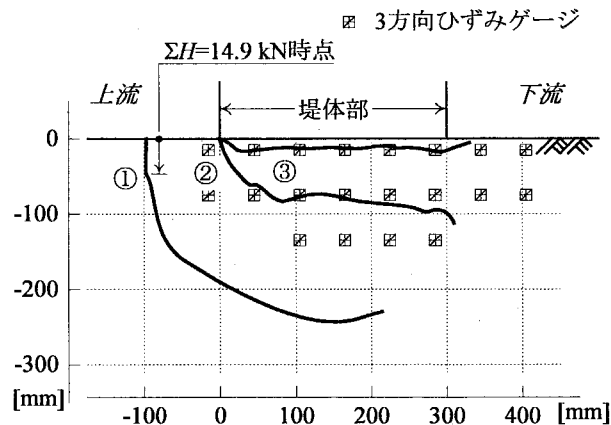


図 3.19 弱層なしモデルに発生した亀裂

(1) 亀裂の発生状況

図3.19は、弱層なしモデルの実験でピーク荷重までに岩盤供試体に発生した亀裂を示す。図3.19中の番号(①～③)は亀裂の発生順序を示している。まず、満水状態($\Sigma H=5.74$)から、水平荷重 H_3 を増加させていったところ、 $\Sigma H=14.9$ kNの時点で、堤体上流端より100mm上流側で表面から鉛直方向にき裂①が発生した。その後の荷重によって亀裂①は下流側へと伸びていき、最終的には $\Sigma H=20.5$ kNの時点で亀裂②、亀裂③を発生して急激に破断した。このように、弱層なしモデルにおける破壊は、亀裂の発生($\Sigma H=14.9$ kN)から完全な破断($\Sigma H=20.5$ kN)までに相当の荷重的な遅れを伴っており、進行的な破壊である。

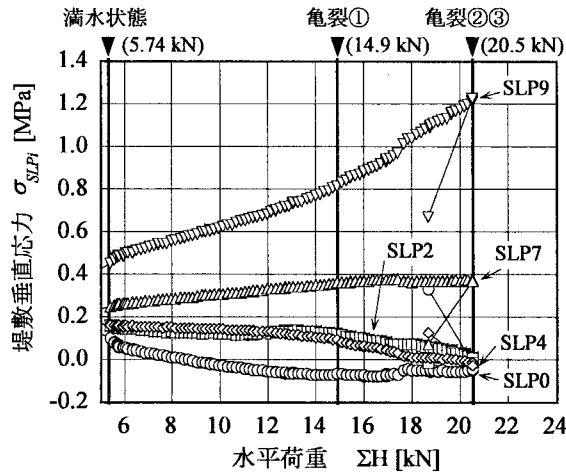
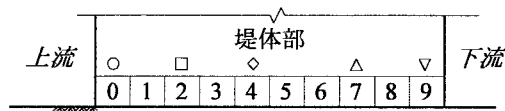
想定せん断面上に一樣な垂直応力、せん断応力を作用させる直接せん断試験では、せん断面上の点安全率が一樣かつ同時に1.0に達し、せん断破壊が生じる。この場合の破壊は、非進行的である。一方、本重力ダム模型実験では、堤敷沿いの垂直応力分布、せん断応力分布は非一樣であり、また荷重に伴って、応力分布が時々刻々変化するため、点安全率が1.0に達した部分から、局所破壊が発生し、徐々に破壊が進行して行く進行的な破壊を生じる。

次章以降の、弱層を含んだモデルの実験、プラグを設置した実験、いずれのモデルにおいても破壊は進行的であった。

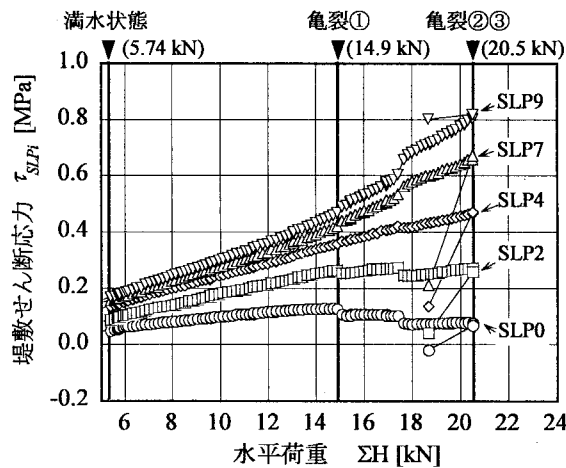
(2) 堤敷応力の計測値と破壊現象との対応

図3.20は、満水状態以降の水平荷重に伴う堤敷垂直応力、堤敷せん断応力の変化を示している。凡例に示す番号は図3.12に示した2方向ロードセルの番号に対応する。まず、満水状態から亀裂①発生時点までの応力変化を見ると、堤敷垂直応力については、堤敷下流側(SLP7,9)(図中には示さないがSLP8を含め)で上昇し、堤敷上流側では減少していく。堤敷上流端(SLP0)は $\Sigma H=9$ kN付近で引張領域に進入し、その後も引張応力が増大していく。堤敷せん断応力については、堤敷いずれの位置においても同様の勾配で上昇していくことが確認できる。堤敷垂直応力、堤敷せん断応力ともに、このエリアでは水平荷重に対して直線的な変化を示す。

一方、亀裂①が発生した $\Sigma H=14.9$ kN付近の応力の変化を見ると、まず、堤敷垂直応力では、上流端周辺(SLP0,2)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。また、堤敷せん断応力



(a) 堤敷垂直応力 σ_{SLP_i}



(b) 堤敷せん断応力 τ_{SLP_i}

図 3.20 満水状態以降の水平載荷に伴う堤敷応力の変化

では、 $\Sigma H = 14.9$ kNの時点で不連続的な変化を示すことが確認できる。この不連続的な変化のあと、上流側 (SLP0, 2) の堤敷せん断応力は減少し、下流側 (SLP4, 7, 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。

$\Sigma H=14.9$ kN以降、堤敷せん断応力が何度か不連続的な変化を示した後、 $\Sigma H=20.5$ kNでは、供試体が急激に破壊したため、水平荷重が除荷している。

図 3.21 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, 2, 4, 7, 9) は図 3.12 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(3.14)で示される堤敷点安全率 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。

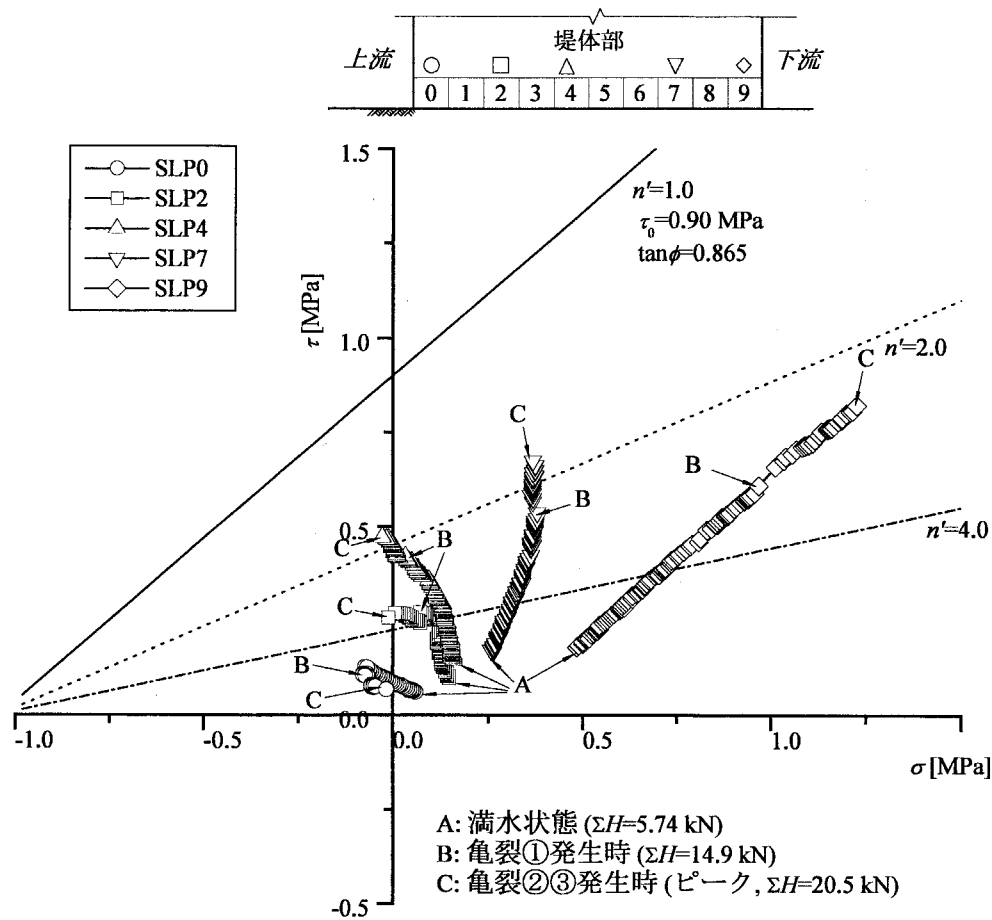


図 3.21 満水状態以降の堤敷応力経路

図中の A, B, C の記号はそれぞれ満水状態, 局所破壊時点 ($\Sigma H = 14.9 \text{ kN}$), 終局破壊時を示す. 図 3.21 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 (SLP7, 9) の応力は右上がり, 堤敷中央 (SLP4) の応力は上方, 堤敷上流端 (SLP0, 2) の応力は左上がりの経路を通る. 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線 ($n' = 1.0$) に達していないものの, 上流端 (SLP0) で応力の除荷が生じるとともに, SLP4, SLP7 の応力の進行方向が変化することが確認できる.

(3) ひずみゲージの計測値と破壊現象との対応

図 3.22 は, 満水状態以降の水平载荷に伴う岩盤側面の応力変化である. ここに示される応力は, 図 3.13 中 u_1, u_4, u_6 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. 最大主応力, 最小主応力は, 载荷前 (初期状態) 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.

図 3.22 より, 満水状態から亀裂①発生までの変化を見ると, 主応力の各成分は計測位置による変化の仕方に差はあるものの, 連続的な変化を示す. 亀裂①の発生した $\Sigma H = 14.9 \text{ kN}$ の時点では, 最大主応力には際立った変化が見られないものの, 最小主応力については, 上流端 u_1 の応力が引張からゼロへと不連続に変化することが確認できる. また, 主応力方向についても $\Sigma H = 14.9 \text{ kN}$ の時点で上流端 u_1 の応力方向が急激かつ不連続な変化を示すことが確認できる.

一方, 図 3.23 に示すように, 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

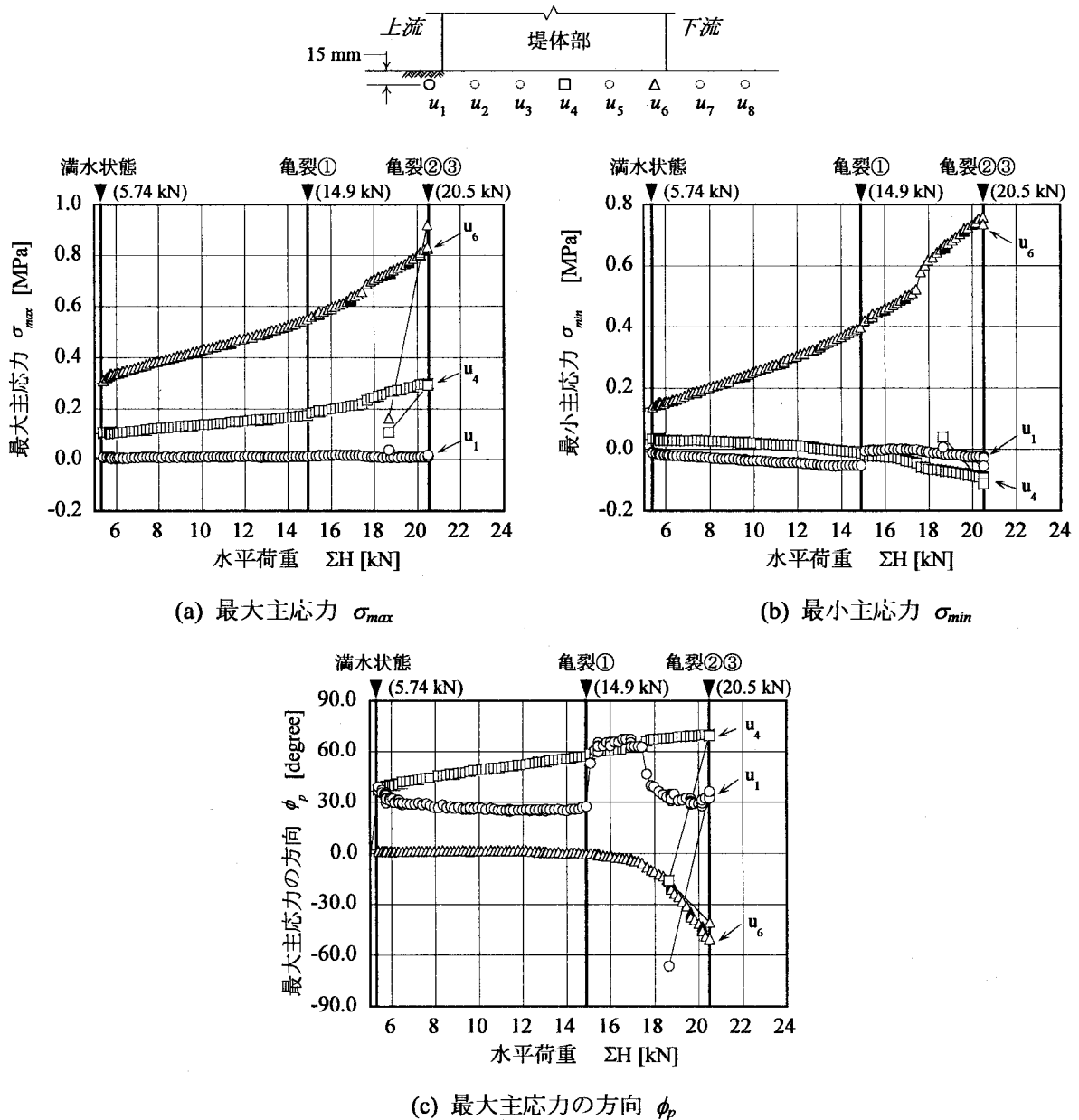


図 3.22 満水状態以降の水平载荷に伴う岩盤内応力の変化（上流端 u_1 ，中央 u_4 ，下流端 u_6 ）

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．

(4) 弱層なしモデルの破壊形態

- 以上に示した破壊の発生状況より， $\Sigma H=14.9$ kN の時点の破壊の発生についての現象をまとめれば，
- ① 亀裂は堤敷上流端の上流側に発生し，その方向は鉛直～下流落ちである．
 - ② 堤敷応力の変化では，上流端付近の引張応力の増大のストップ，上流端付近のせん断応力の不連続な減少と，堤敷下流側へのせん断応力の再配分が生じた．

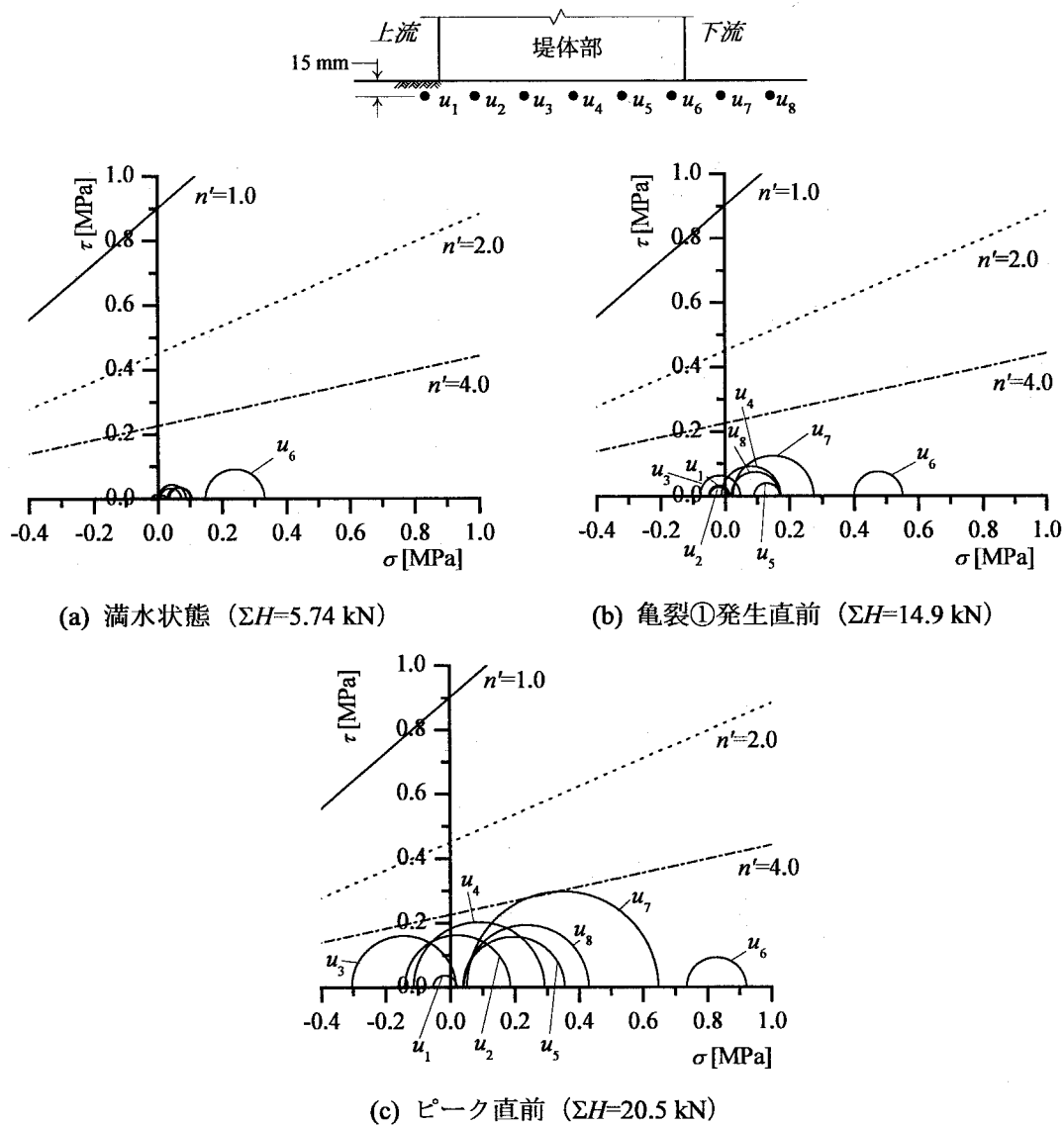


図 3.23 岩盤内応力の Mohr の応力円による表示

③岩盤内応力の変化では、上流端付近の引張応力の解放が生じた。

以上の測定結果より、亀裂①の方向、上流端付近での引張応力の解放から考えて、上流端付近での水平方向の引張破壊によって破壊が生じたものと判断される。

(5) 本実験における破壊現象について

以上に示した弱層なしモデルの破壊現象からわかるように、破壊は進行的である。破壊の判定にあたっては、破壊の発生位置での応力状態が破壊条件に達しているかどうかを確認するのが最も厳密な方法であると考えられるが、ひずみゲージはかならずしも破壊の発生位置に貼付されないこと、また、図 3.23 からわかるように、ひずみゲージの計測値から算出した応力のレベルは小さく、破壊規準線との関係から破壊を判定できるほどの精度では測定が行なわれないことから、これは困難である。一方、実験では、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かつ不連続な変化として感知できることがわかった。そこで、本実験および次章以降の実験における破壊性状についての結果

では、堤敷応力あるいはひずみの変化の不連続な変化から破壊の発生を判定することにした。

次章以降では、水平荷重の増加に対し岩盤供試体に初めて亀裂が発生した時点を局所破壊発生時点と定義し、この時点に着目して耐荷力、破壊形態について結果を整理することにした。局所破壊発生時点の水平荷重を局所破壊強度あるいは局所破壊荷重とする。一方、実験上ピーク水平荷重となる時点のことを終局破壊時点と区別することにする。

3.5 まとめ

本章では、本研究で新たに開発した重力ダム模型実験装置の特徴、供試体、実験方法について説明した後、本実験全体の基礎データとなる弱層なしモデル実験の堤敷応力分布についての結果、岩盤内応力についての結果、岩盤供試体の破壊性状についての結果について述べた。

実験装置に関して重要な点を以下にまとめる。

- 1) 本重力ダム模型実験は、重力ダムの上下流断面をモデル化しており、実際のダムと同様の荷重が基礎岩盤に作用するよう、三角形分布する堤体自重、水圧を表現した載荷荷重を作用させる。
- 2) 注目する点は、堤敷応力分布、岩盤供試体内の応力分布、岩盤供試体の破壊性状である。
弱層なしモデルの実験結果に関して重要な点を以下にまとめる。
 - 1) 満水状態における堤敷応力分布の結果より、実際のダムと同様に、台形分布する荷重分布を表現できていることが確認され、本実験における載荷方法の妥当性が確認された。
 - 2) 破壊性状に関する実験結果より、破壊が進行的であることが確認された。破壊発生の判定には、堤敷応力分布あるいはひずみゲージの計測値の経時変化を用いることを示した。

第4章 弱層および置換プラグが基礎岩盤の安定性に及ぼす影響に関する実験的研究

4.1 概説

本章では、まず、前章に述べた実験装置を用いて、基礎岩盤内への弱層の存在を模擬した重力ダム模型実験を行なう。ここでは、堤敷内に出現する鉛直方向の弱層を想定し、弱層出現位置は堤敷上流端付近、堤敷中央、堤敷下流端付近の3カ所を想定する。弱層を含む岩盤モデルの実験結果と前章で述べた弱層なしモデルの実験結果を比較し、弱層の存在および弱層の出現位置が堤敷応力分布や岩盤内応力分布、破壊性状に及ぼす影響について検討を行なう。この実験を弱層モデル実験と名づける。つぎに、弱層に置換プラグを設置したダム模型実験を行なう。弱層の出現位置は前述の3カ所とし、置換プラグの深さを3種類で変化させる。置換プラグが堤敷応力分布や岩盤内応力分布、破壊性状に及ぼす影響について把握し、置換プラグの効果を明らかにする。この実験をプラグ効果実験と名づける。さらに、置換プラグと堅岩部との相対剛性の影響を調べるため、プラグ部の剛性を変化させた実験を行なう。この実験をプラグ剛性実験と名づける。

4.2 弱層モデル実験

4.2.1 弱層のモデル化

第2章で述べたように、基礎岩盤の荷重伝達機構に影響を及ぼす弱層因子としては、図4.1に示すように①堤体と弱層との相対位置（出現位置、方向、傾斜）、②弱層の規模（幅）、③弱層と周辺堅岩と堤体コンクリートとの相対剛性（ $E_f : E_r : E_d$ ）が挙げられる。これらの弱層因子の中でも、弱層の相対位置による影響は非常に大きいこと、また、模型実験上、弱層位置は比較的容易にコントロールできることから弱層の出現位置に着目した実験を行なった。弱層のモデル化にあたって以下の点に留意した。

①想定する弱層の幾何的条件は、堤敷内に出現するダム軸に平行で鉛直方向の弱層である。

②弱層部は、周辺堅岩よりも強度が低いとともに、弾性係数が小さく、非線形性が顕著である。

これらの弱層の性質を模擬した模型実験例もいくつか存在するが、物性値の設定とコントロールは困難である。また、弱層部と周辺堅岩との境界面の設定、弱層部の側方拘束条件の設定なども、不明確であると同時にコントロールは困難である。

これらを踏まえ、本研究では、弱層部は岩盤内の単なる隙間として表現した。この場合、弱層部は、強度がゼロ、堤体からの荷重分担もゼロ、弱層上流側堅岩と弱層下流側堅岩との荷重のやり取りもなし、という非常に単純化された条件となる。実際のダムサイトではこのような弱層は存在し得ないが、基礎岩盤にとって構造安定上最も過酷な条件を表現したものである。

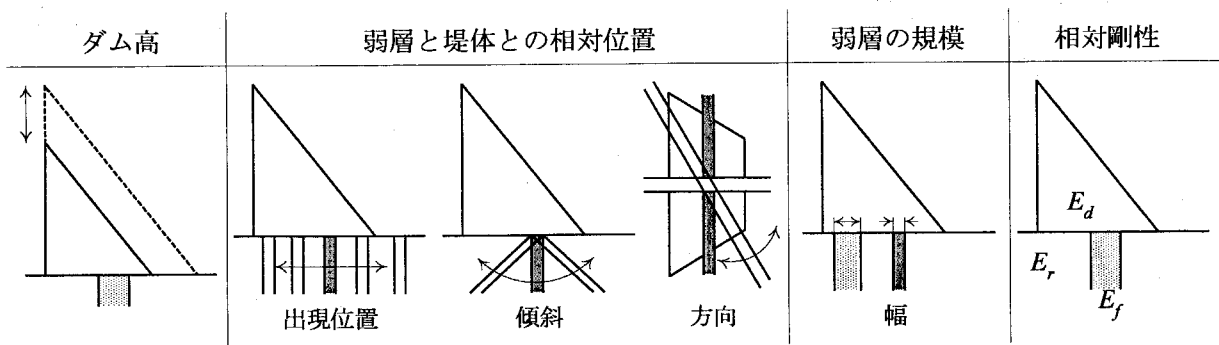


図 4.1 弱層を含むダム基礎岩盤の荷重伝達機構に影響を及ぼす因子

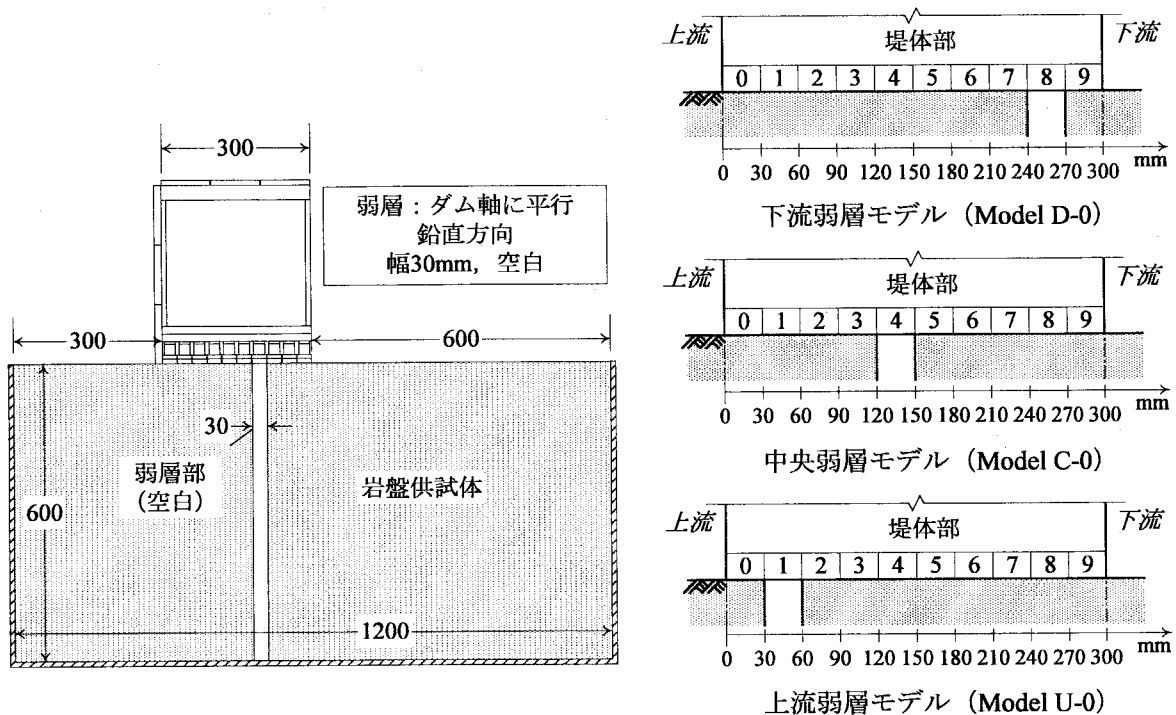


図 4.2 弱層モデルの弱層パターン

4.2.2 弱層モデル実験の概要

図 4.2 に示すように、鉛直方向の弱層が堤敷内に出現する場合を想定する。弱層部は岩盤供試体内の幅 30mm (堤敷幅の 10%) の隙間として表現する。弱層の出現位置は、堤敷下流端付近、堤敷中央、堤敷上流端付近の 3 位置である。以下では、堤敷上流端から 240~270mm の位置に弱層が存在する岩盤モデルを下流弱層モデル (略号 Model D-0)、堤敷上流端から 120~150mm の位置に弱層が存在する岩盤モデルを中央弱層モデル (略号 Model C-0)、堤敷上流端から 30~60mm の位置に弱層が存在する岩盤モデルを上流弱層モデル (略号 Model U-0) と呼ぶことにする。また、これら弱層を含む岩盤モデルをまとめて示す場合には弱層モデルと呼ぶことにする。一方、前章で示した弱層が存在しない岩盤モデルは弱層なしモデル (略号 Model B) と呼ぶことにする。弱層位置は 2 方向ロードセルに対応しており、それぞれ SLP8 (下流弱層モデル)、SLP4 (中央弱層モデル)、SLP1 (上流弱層モデル) の位置に弱層が存在する。

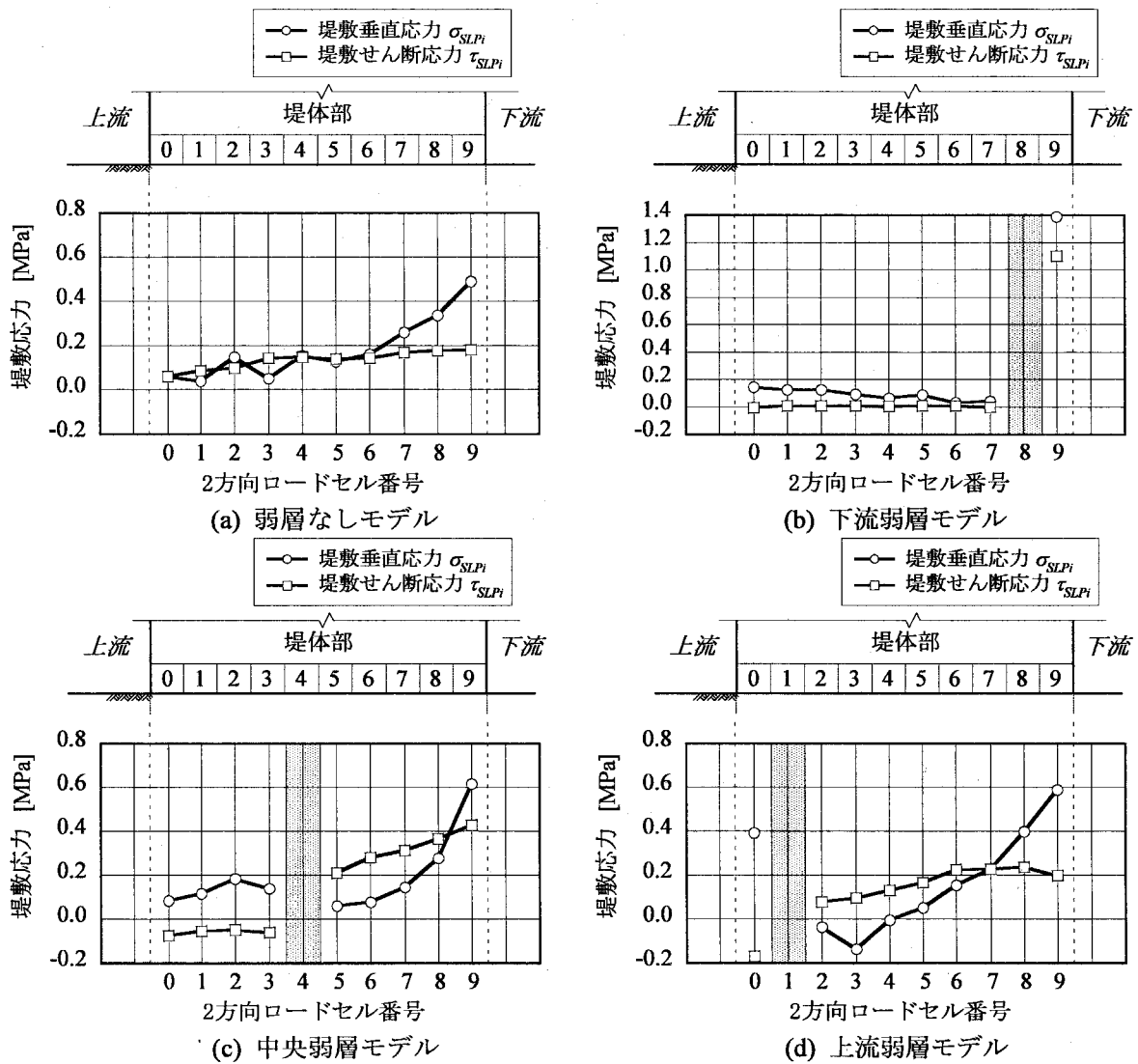


図 4.3 満水状態における堤敷応力分布 (b)は破壊発生直前 ($\Sigma H=4.57$ kN) の値)

4.2.3 弱層モデル実験の満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布に関する実験結果

(1) 弱層モデル実験の満水状態での堤敷応力分布

図 4.3 は、弱層なしモデル (Model B) および弱層モデル (Model D-0, Model C-0, Model U-0) の満水状態における堤敷応力分布をモデルごとに示したものである。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 4.3(b)では破壊発生直前 ($\Sigma H=4.57$ kN) の分布を示している。堤敷垂直応力は圧縮を正とし、堤敷せん断応力は基礎岩盤に対して下流向きに作用する方向を正とする。また、各モデルの応力の値を比較するため、図 4.3(a)~(d)をまとめて、堤敷垂直応力分布と堤敷せん断応力分布とに分けて表示したのが図 4.4 である。

図 4.3(a)より、弱層なしモデルの堤敷垂直応力、堤敷せん断応力は下流上がりの直線的な分布を示す。図 4.3(b)~(d)より、弱層モデルの堤敷応力分布も、弱層なしモデルと同様に堤敷下流端で最大値を示す。図 4.4 より、下流弱層モデルの下流端における応力値は、堤敷垂直応力が弱層なしモデルの 2.8 倍、堤敷せん断応力が弱層なしモデルの 5.5 倍となっており、下流端に著しい応力集中を生じてい

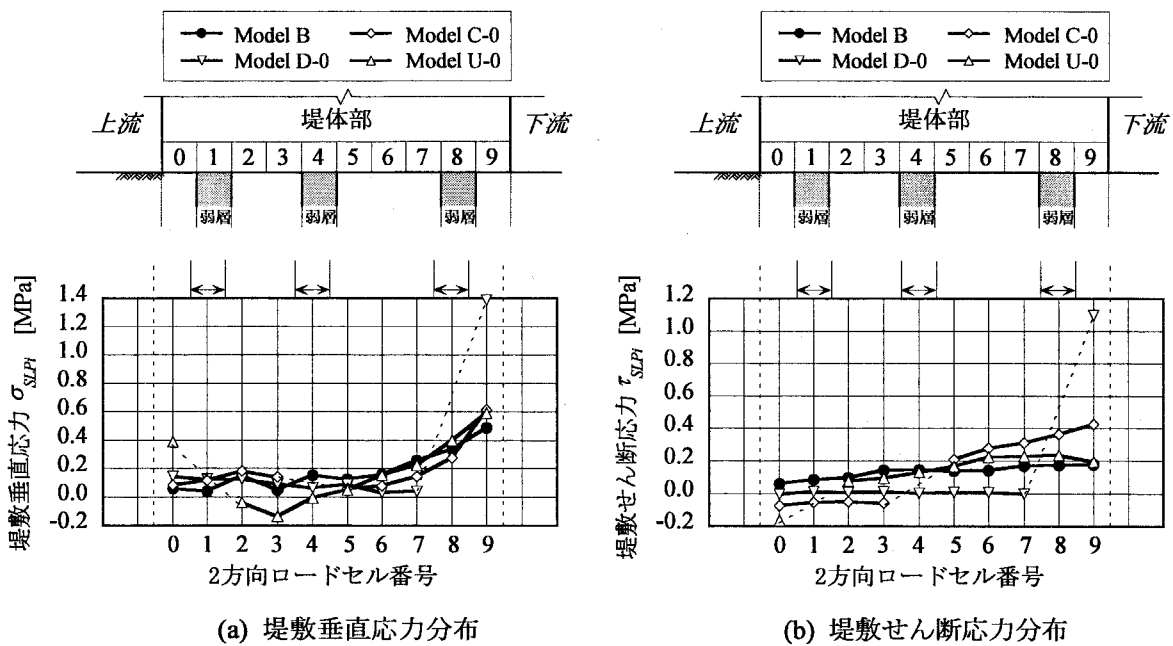


図 4.4 弱層モデルの満水状態における堤敷応力分布 (Model D-0 は破壊発生直前 ($\Sigma H=4.57$ kN) の値)

ることが確認できる。また、下流弱層モデルの弱層上流側ではほとんど応力が発生していない。図 4.4 より、中央弱層モデルおよび上流弱層モデルの下流端における応力値は、堤敷垂直応力が弱層なしモデルの 1.2 倍、堤敷せん断応力が弱層なしモデルの 2.0 倍 (中央弱層モデル) 1.0 倍 (上流弱層モデル) となっており、下流弱層モデルのような応力集中は生じていない。図 4.3(c), (d) より中央弱層モデルおよび上流弱層モデルの堤敷垂直応力分布は、弱層直下流の垂直応力が弱層上流側の垂直応力よりも小さいという点で、弱層なしモデルの堤敷垂直応力分布と形状が異なっている。また、図 4.3(c), (d) より中央弱層モデルおよび上流弱層モデルの堤敷せん断応力分布では、弱層上流側のせん断応力が負の値を示している。負のせん断応力とは、すなわち岩盤表面に上流向きのせん断応力が発生していることを意味している。

(2) 弱層位置による堤敷応力分布の差異についての詳細な検討

図 4.3, 図 4.4 に示した満水状態での堤敷応力分布から、弱層の有無、および弱層位置によって堤敷応力分布が大きく異なることが分かった。しかしながら、弱層位置が堤敷応力分布形状に及ぼす影響については、これらの図から読み取ることはできない。また、中央弱層モデルと上流弱層モデルの弱層上流側に負のせん断応力が発生する理由は不明である。そこで、自重状態すなわち鉛直荷重載荷直後の堤敷応力分布と、自重状態から満水状態までの水平荷重による応力分布の変化とに分割して検討する。

図 4.5 は、自重状態での堤敷応力分布を図 4.4 と同様の形式で示している。まず、図 4.5(a)には、自重状態での垂直応力分布を示す。弱層なしモデルは、自重状態における垂直応力分布が、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となる。これに対し、弱層モデルでは、弱層なしモデルに比べて堤体両端部の応力が高く、弱層の両側 (直上流および直下流) で小さくなる傾向が見られる。中央弱層モデルで弱層両側の応力が低くなるのは、弱層の存在によって弱層周辺岩盤は弱層方向への変形が許されるからである。弱層両側が分担しないため、その分堤体両端部の応力が高くなる。一方、

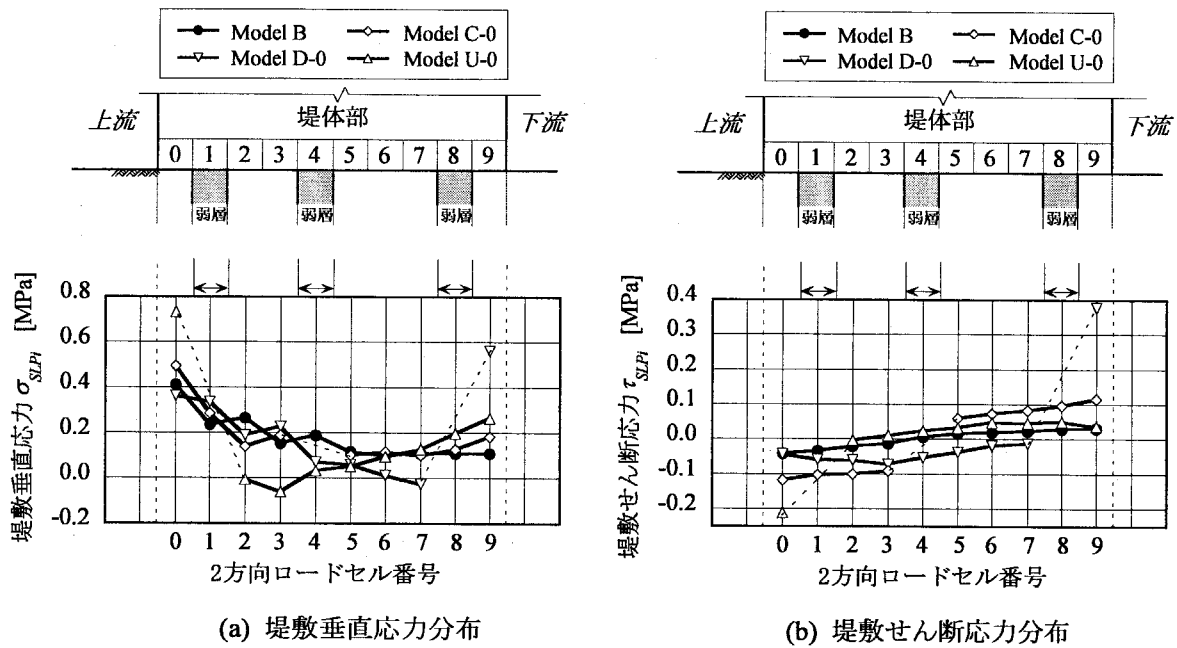
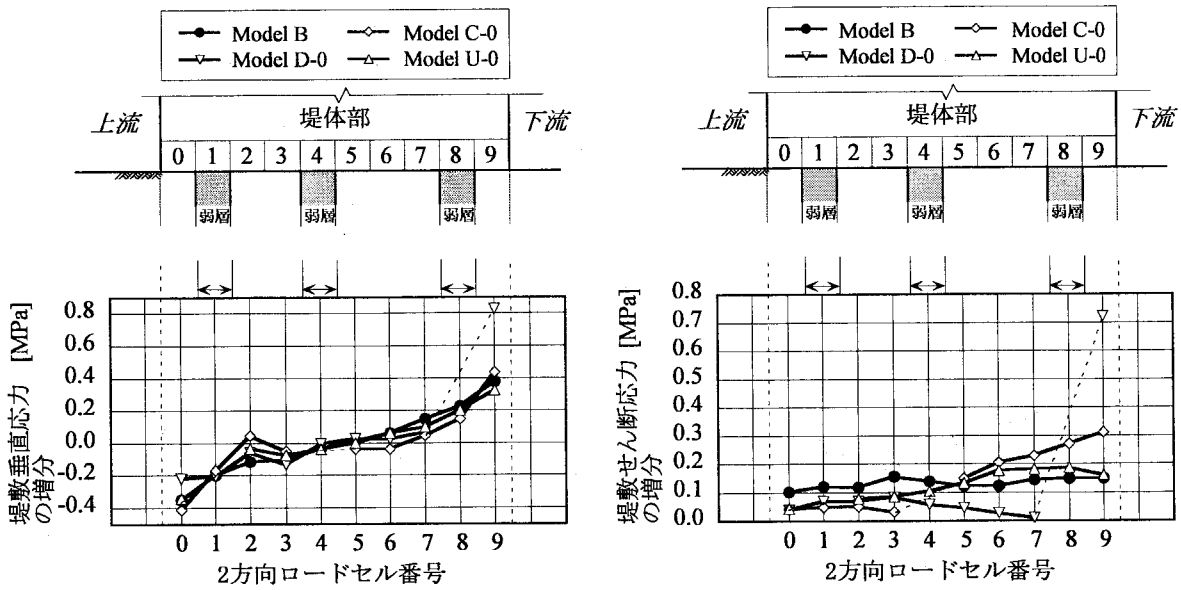


図 4.5 弱層モデルの自重状態における堤敷応力分布

堤体端部に弱層が存在するモデル（下流弱層モデル，上流弱層モデル）では，荷重を支持すべき堤体端部に剛性の低い領域が存在することになるために，より大きな垂直応力が発生する。

つぎに，図 4.5(b)より，自重状態でのせん断応力分布を見る．弱層なしモデルの自重状態におけるせん断応力分布は，堤体中央で $\tau=0$ を通る下流上がり（右上がり）の直線分布となる．堤敷中央より上流側で負，下流側で正のせん断応力が発生するのは，鉛直荷重の载荷により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．これに対し，弱層モデルでは，弱層部を境に上流側で負，下流側で正の値を示し，発生するせん断応力の大きさも弱層なし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，内側（弱層方向）へと大きく変形するために大きなせん断応力が発生すると考える．以上に示した自重状態での結果より，鉛直荷重に対する弱層の影響としては，弱層が存在することで弱層周辺堅岩の弱層方向への変形が大きくなり，弱層周辺で荷重分担が小さくなるとともに堤体両端部での荷重分担が大きくなるという点が挙げられる．

図 4.6 は，自重状態から満水状態までの堤敷応力の変化量の分布，すなわち，水平荷重のみによる堤敷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 ($\Sigma H=4.57$ kN) の分布を用いている．図 4.6(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，いずれの岩盤モデルにおいてもほぼ同等であり，弱層の存在および弱層位置の影響は小さいと言える．図 4.6(b)より，水平荷重の载荷に対す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 4.4(b)の中央弱層モデルおよび上流弱層モデルで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の载荷（図 4.5 の段階）によって生じたものであり，自重状態以降の水平荷重に対しては，堤敷全体で正のせん断応力が発生することが確認できる．岩盤モデル毎に比較すると，弱層なしモデルでは，せん断応力の変化量は堤敷沿いにほぼ均等である．すなわち，水平荷重は堤敷沿いにほぼ均等に分担されている．



(a) 堤敷垂直応力の増分の分布 (b) 堤敷せん断応力の増分の分布

図 4.6 弱層モデルにおける自重状態から満水状態までの堤敷応力の変化量の分布

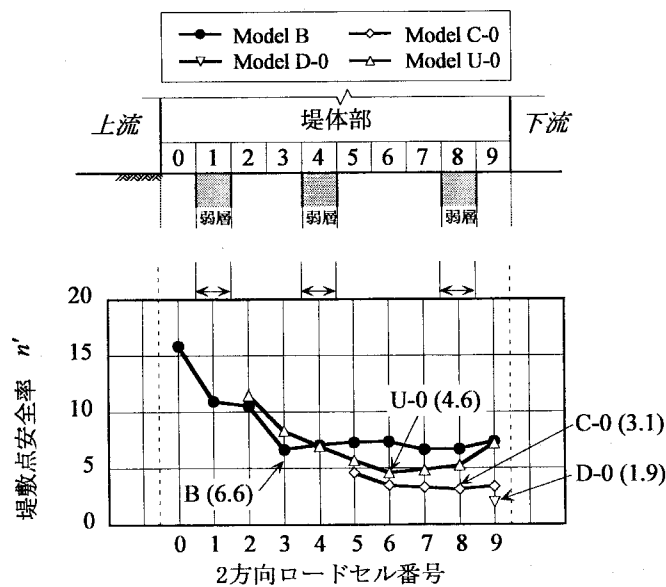


図 4.7 弱層モデルの満水状態における堤敷点安全率分布

一方、弱層モデルでは、弱層下流側で弱層なしモデルより大きく、上流側で小さくなる傾向が確認できる。また、この傾向は、弱層位置が下流側に行くにしたがって顕著である。

(3) 弱層モデル実験の満水状態での堤敷点安全率分布

図 4.7 は、図 4.4 の堤敷応力分布から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。堤敷点安全率 n' は次式により算出した。

$$n' = \frac{\tau_0 + \sigma_{SLPi} \tan \phi}{\tau_{SLPi}} \quad (3.14)$$

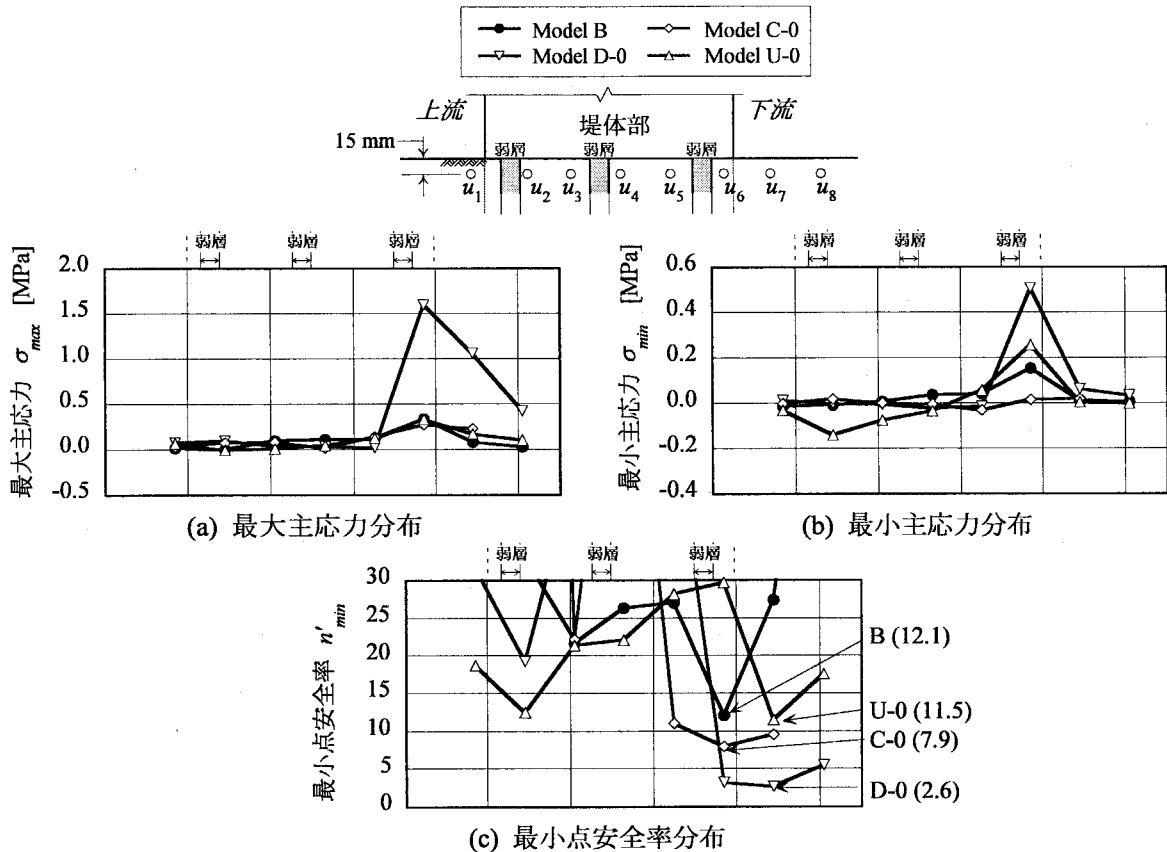


図 4.8 弱層モデルの着岩面付近における主応力分布および最小点安全率分布 (Model B, C-0, U-0 は満水状態($\Sigma H=5.74$ kN)での結果, Model D-0 は破壊直前 ($\Sigma H=4.57$ kN) の結果)

ここに、 σ_{SLPi} , τ_{SLPi} は 2 方向ロードセル $SLPi$ によって測定された堤敷垂直・せん断応力、 τ_0 , ϕ は岩盤供試体の純せん断強度および内部摩擦角である。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。図 4.7 において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しない。図 4.7 より、弱層モデルの堤敷点安全率は、弱層下流側で弱層なしモデルよりも低い値を示す。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、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小さく、弱層が上流端に近づくに従って大きくなることを確認できる。

4.2.4 弱層モデル実験の満水状態での岩盤内主応力分布に関する実験結果

図 4.8(a), (b)は、各弱層モデルの実験において図 3.13 中の $u_1 \sim u_8$ に貼ったひずみゲージより得られた深度 15 mm での最大・最小主応力の分布を示す。下流弱層モデルは破壊発生直前 ($\Sigma H=4.57$ kN) での分布である。

図 4.8(a)より、最大主応力分布については、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の最大値は弱層なしモデルのそれと同程度である。

図 4.8(b)より、最小主応力分布について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。石井ら¹²⁾は、堤敷下流端に弱層が存在する場合には、堤体上流端付近に大きな引張応力が発生しやすいことを指摘したが、図 4.8(b)の下流弱層モデルの結果を見る限りそのような結果は得られていない。石井らの研究成果¹²⁾は、弱層が堤体下流端よりも下流に存在する場合について実験を行なった結果であり、本実験のように、堤敷幅の 10%程度でも堤敷内に弱層が存在する場合には、上流端における引張応力は問題とならないといえる

図 4.8(c)は、図 4.8(a), (b)の主応力分布より算出した岩盤内最小点安全率 n'_{min} の分布である。岩盤内最小点安全率の算出にあたっては次式を用いた。

$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}} \quad (2.5)$$

ここに、 σ_{max} 、 σ_{min} は 3 軸方向ひずみゲージの計測値から算出した各位置の最大・最小主応力、 τ_0 、 ϕ は岩盤供試体の純せん断強度および内部摩擦角である。図 4.8(c)より、岩盤側面最小点安全率分布に関して弱層位置の観点から一定の傾向を見出すことはできない。しかし、図 4.8(c)において、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が確認できる。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。

4.2.5 弱層モデル実験の破壊性状に関する実験結果

(1) 各弱層モデルの破壊の発生状況

前章で示した弱層なしモデルと同様に、弱層モデルの破壊は進行的であった。図 4.9 は、各弱層モデルに発生した破壊面形状を示す。図中に示される番号は、亀裂の発生した順序を示す。

まず、下流弱層モデルでは、水平荷重が満水状態 ($\Sigma H=5.74$ kN) に至る以前 ($\Sigma H=4.57$ kN) に堤敷下流端において亀裂①が発生した。その後、 $\Sigma H=8.69$ kN の時点で堤敷上流端より上流側で鉛直方向に亀裂②が発生し、亀裂の先端から下流方向に岩盤供試体底面に至る大規模な破壊を急激に生じた。

中央弱層モデルでは、 $\Sigma H=14.4$ kN の時点で弱層から堤敷沿いに下流方向に亀裂①が発生し、その後、 $\Sigma H=17.2$ kN の時点で亀裂②を発生して急激に破断した。

上流弱層モデルでは、 $\Sigma H=14.7$ kN の時点で堤敷上流端より弱層につながる亀裂①が発生した後、エアシリンダ H_3 の最大荷重まで水平荷重を増加させたが、これ以上の破壊は発生しなかったため、実験を終了した。

(2) 各弱層モデルの堤敷応力経路と破壊現象との対応

図 4.10~4.13 は、各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 4.10) では自重状態から終局破壊までの応力経路を、中央弱層モデル (図 4.11) では満水状態から終局破壊までの応力経路を、上流弱層モデル (図 4.12) では満水状態からエアシリンダ H_3 の最大荷重到達までの応力経路を示している。図中の記号 A, B, C は、各弱層モデルに対し次の状態を示している。

下流弱層モデル

A : 自重状態

B : 局所破壊発生時 (亀裂①発生時)

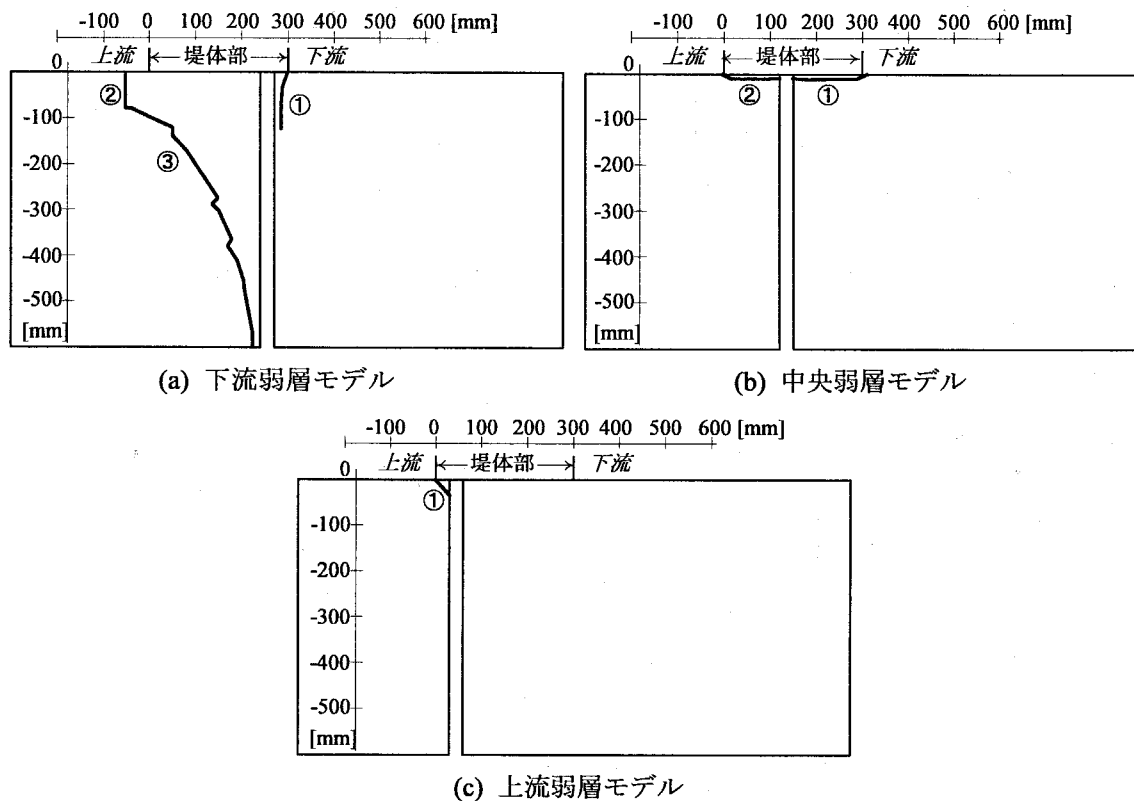


図 4.9 弱層モデルの破壊面形状

C : 終局破壊時 (亀裂③発生時)

中央弱層モデル

A : 満水状態

B : 局所破壊発生時 (亀裂①発生時)

C : 終局破壊時 (亀裂②発生時)

上流弱層モデル

A : 満水状態

B : 局所破壊発生時 (亀裂①発生時)

C : 最大荷重時 (H_3 荷重最大荷重時)

図中には前章図 3.21 と同様に点安全率 $n' = 1.0, 2.0, 4.0$ の直線を示した。図 4.10~図 4.12 より、いずれのモデルにおいても局所破壊発生時には $n' = 2.0$ 程度にしか達していないという結果となった。

図 4.10 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、点安全率は 1.9 と比較的低い値を示している。また、B 時点以降に図 4.9(a) の亀裂①が観察されていることから、堤敷下流端において応力集中による岩盤の圧壊が発生したと推測される。図 4.9(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られる。

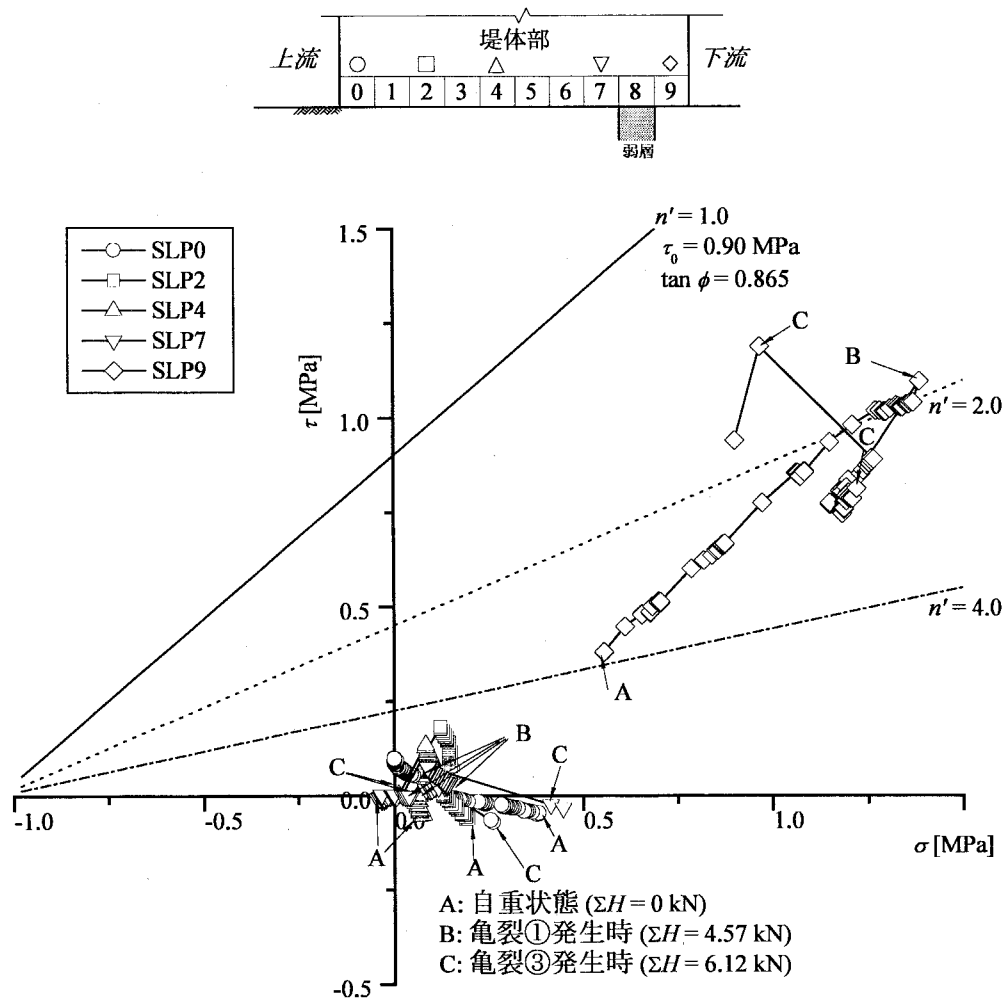


図 4.10 下流弱層モデルの自重状態以降の堤敷応力経路

図 4.11 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, 7）の応力状態は破壊規準線（ $n' = 1.0$ ）には達していないが，その後 $n' = 2.0$ の線に沿うように応力が上昇している．この堤敷応力履歴からは必ずしも明らかではないが，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 4.9(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 4.12 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．

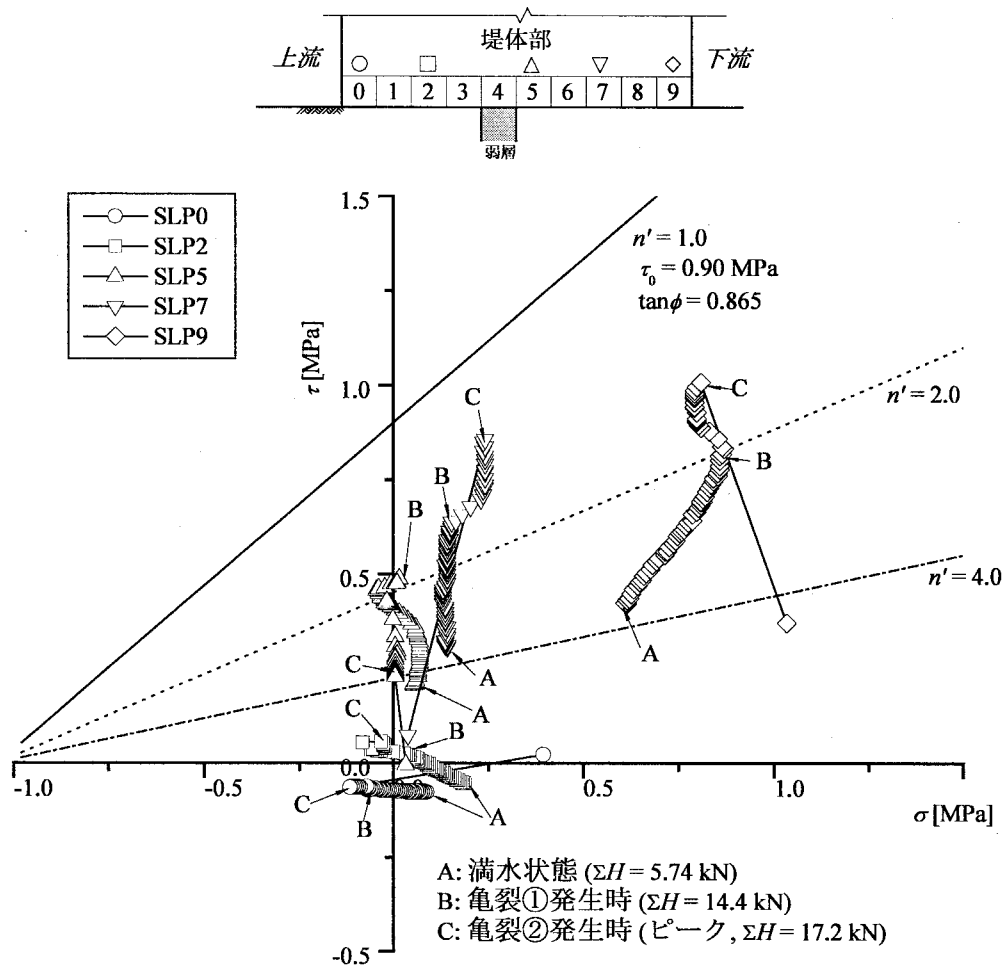


図 4.11 中央弱層モデルの満水状態以降の堤敷応力経路

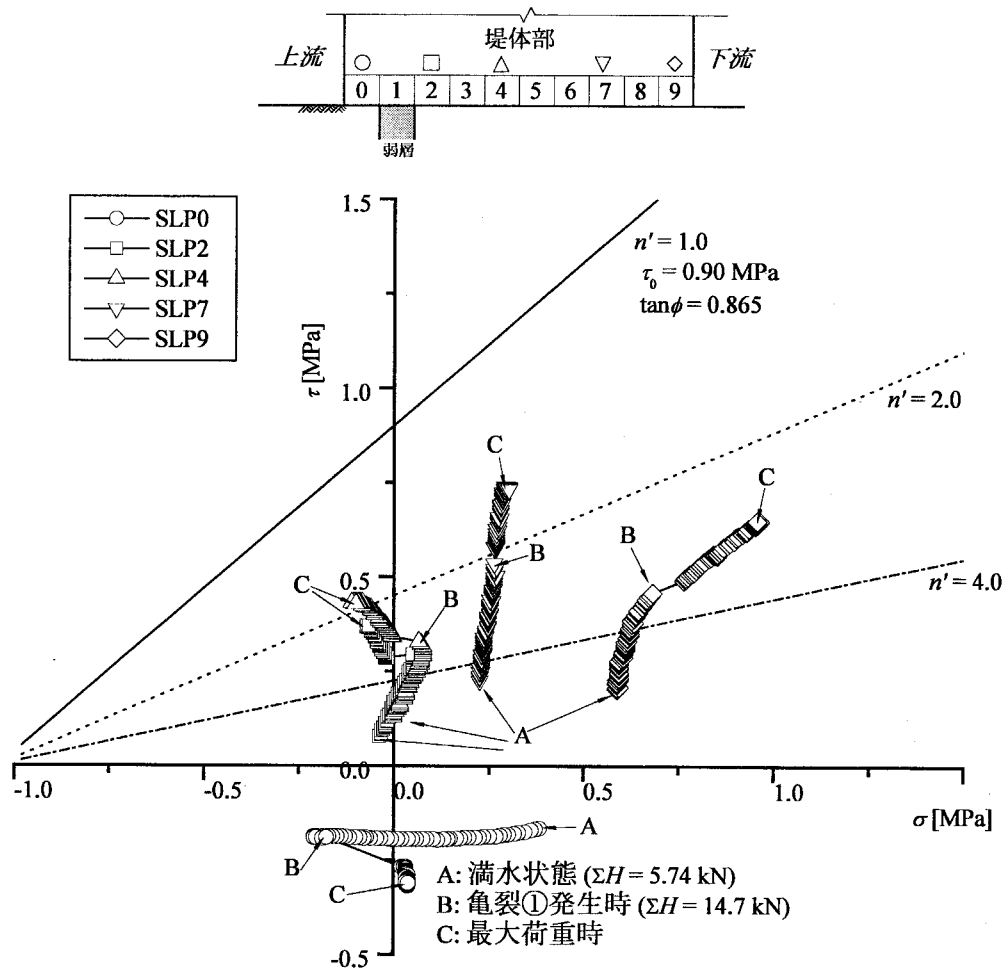


図 4.12 上流弱層モデルの満水状態以降の堤敷応力経路

(3) 弱層の有無および弱層位置による基礎岩盤の耐荷力および破壊形態の比較

いずれのモデルにおいても、初めて亀裂が発生してから終局的な破壊に至るまでには荷重的な遅れを伴っており、どの段階を基礎岩盤の耐荷力と定義するかは問題となる。上流弱層モデルのように、亀裂は発生するものの進行せずに実験を終了したケースもある。しかしながら、実際のダムを考えれば、亀裂が発生すればそこから貯水池の水が浸入し揚圧力が増大することによって一挙に破壊が進行する可能性は高く、ダムの設計においては基礎岩盤内に亀裂が発生すること自体を抑制する必要があると考える。そこで、本研究では、初めて亀裂の発生する局所破壊時点を基礎岩盤の破壊と捉え、その時点での水平荷重の大きさを基礎岩盤の破壊強さとして結果の整理を行なうこととした。

図 4.13 は、弱層位置と局所破壊発生時の水平荷重との関係を示したものである。図 4.13 より、下流弱層モデルは、満水状態以前に破壊が生じており、基礎岩盤の耐荷力が弱層なしモデルよりも著しく低下することが確認できる。一方、中央弱層モデルおよび上流弱層モデルに関しては、弱層なしモデルとほぼ同等の破壊強さとなっており、弱層による破壊強度への影響が小さいと言える。

表 4.1 は、各モデルの局所破壊時の水平荷重と亀裂の発生位置および応力計測結果から推定される破壊モードをまとめたものである。表 4.1 より、下流弱層モデルおよび中央弱層モデルでは弱層下流

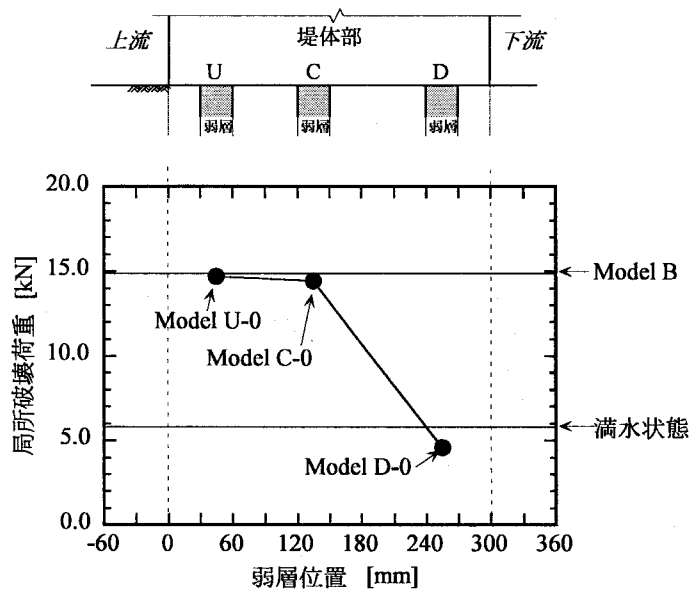


図 4.13 弱層位置と局所破壊発生時の水平荷重との関係

表 4.1 実験各ケースの局所破壊発生時の破壊位置，水平荷重および破壊モード

実験ケース	弱層なしモデル	下流弱層モデル	中央弱層モデル	上流弱層モデル
局所破壊発生位置	上流端	下流端	弱層下流	上流端
推定破壊モード	引張	せん断 (圧壊)	せん断 (すべり)	引張
局所破壊時の水平荷重 [kN]	14.9 kN	4.57 kN	14.4 kN	14.7 kN

域での破壊が生じるのに対し，上流弱層モデルでは弱層なしモデルと同様に堤敷上流端付近からの引張破壊が生じている．このことから，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下流弱層モデルと中央弱層モデルでは，弱層下流域で圧壊あるいはせん断破壊が生じるのに対し，上流弱層モデルでは弱層下流側の堤敷面積が広く，下流岩盤での応力が分散されるために，弱層なし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．

4.2.6 弱層モデル実験のまとめ

弱層モデル実験では，堤敷内に鉛直方向の単一弱層が存在する場合を想定し，弱層位置を変化させた重力ダム模型実験を行なった．堤敷応力分布，岩盤内応力分布および破壊性状についての実験結果より，弱層の有無および弱層位置が基礎岩盤の応力分布や破壊性状に及ぼす影響について検討した．得られた知見を以下にまとめる．

- 1) 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．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．
- 2) 各弱層モデルの満水状態での堤敷点安全率 n' 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。

- 3) 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。
- 4) 各弱層モデルの満水状態での岩盤側面最小点安全率 n'_{min} 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。
- 5) 破壊性状に関しては、局所破壊発生時を基礎岩盤の破壊ととらえて、その時点での水平荷重、破壊位置および破壊形態について比較した。破壊強さについては、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。破壊形態については、弱層下流岩盤への荷重伝達がスムーズに行われる弱層なし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。

4.3 プラグ効果実験

4.3.1 プラグ効果実験の概要

ここまでに示した弱層なしモデル実験および弱層モデル実験の結果より、弱層の存在によってダム基礎岩盤の着岩面応力分布が変化すること、この変化は弱層周辺岩盤の弱層方向への変形によるものであることが明らかになった。また、弱層の出現位置による影響に関しては、弱層が堤体下流端付近に存在する場合には、弱層なしの場合と比べて弱層下流側岩盤への応力集中が著しく、耐荷力の低下も著しいことが明らかになった。これに対し、堤敷中央よりも上流側に弱層が存在する場合には、堤敷応力分布に乱れは見られるものの、基礎岩盤の耐荷力は弱層がない場合とほぼ等しい。

この結果を踏まえ、弱層に置換プラグを設置したダム模型実験を行なう。弱層位置は前節までに用いた3箇所とし、置換プラグの深さを3種類で変化させる。この実験により、置換プラグが堤敷応力分布や岩盤内応力分布、破壊性状に及ぼす影響について把握し、置換プラグの効果を明らかにする。

図 4.14 は、プラグ効果実験におけるプラグ部の設置状況を示している。プラグ部は、弱層部と同じ幅 (30 mm) の鋼鉄角棒で、深さ $d=10, 30, 60$ mm の3種類を用意した。プラグ部は2方向ロードセルの下にネジで固定される。したがって、プラグ部は堤体部と一体となって挙動し、プラグ部がすべり摩擦のみによって堤体部からの荷重に抵抗するような状況、あるいは載荷中にプラグ部が堤体部との境界で切断されるような状況は考慮しない。また、プラグ部と岩盤供試体との境界面、すなわちプラグ部の上流側・下流側側面はエポキシ樹脂系接着剤によって接着する。

表 4.2 に実験パターンを示す。弱層の出現位置は前章で用いた3箇所である。岩盤モデル名は、表に示すように、弱層位置-プラグ深さ (例: Model D-30, 下流岩盤モデルのプラグ深さ 30mm) の形で表す。前章では、弱層なしモデル (Model B), 弱層モデルと名づけたが、本章では、弱層モデルをプラグなしモデル、プラグを設置したモデルをプラグモデルと呼ぶことにする。

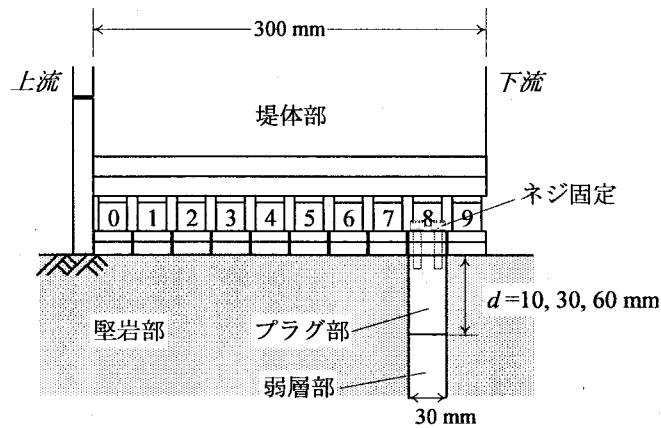


図 4.14 プラグの設置状況

表 4.2 プラグ効果実験のパターンとモデル名

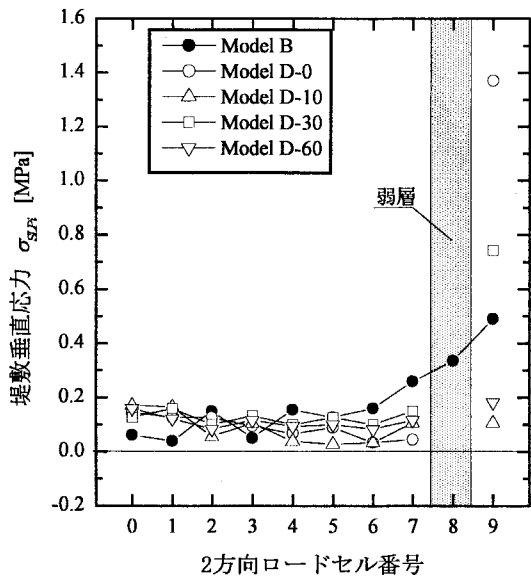
プラグ 深さ [mm]	弱層なしモデル Model B	下流弱層モデル Model D	中央弱層モデル Model C	上流弱層モデル Model U
	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 プラグ	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 プラグ	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 プラグ
0	Model B	Model D-0	Model C-0	Model U-0
10		Model D-10	Model C-10	Model U-10
30		Model D-30	Model C-30	-
60		Model D-60	Model C-60	Model U-60

4.3.2 プラグ効果実験の満水状態での堤敷応力分布および堤敷点安全率分布に関する実験結果

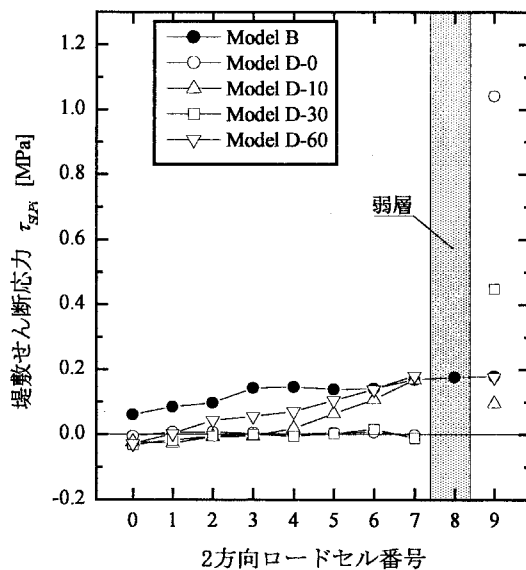
図 4.15 は、各ケースの満水状態での堤敷垂直応力分布、堤敷せん断応力分布を弱層位置ごとに示したものである。前章と同じく、堤敷垂直応力は圧縮を正に、堤敷せん断応力は着岩面に作用する下流向きへのせん断応力を正としている。なお、下流弱層モデル (Model D-0) では、自重状態から満水状態までの過程で堤敷下流端に破壊が発生したため、図 4.15 では破壊発生直前 ($\Sigma H = 4.57 \text{ kN}$) の値を示している。

図 4.15(a), (b)より、下流弱層モデルについては、プラグなしモデル (Model D-0) の場合、下流端に著しい応力集中が生じるのに対し、プラグの設置によって下流端における垂直応力、せん断応力の集中が解消されることが確認できる。下流弱層モデルでは、プラグなしの場合に堤敷下流端に集中する荷重の一部がプラグ側面で分担されるため、下流端の応力集中が解消される。このようなプラグによる荷重分担効果はプラグが深くなるほど顕著に現われると考えられるが、図 4.15(a), (b)では、プラグが深くなっても、必ずしも下流端の応力は小さくなっておらず、プラグの深さの増大による効果は確認できない。

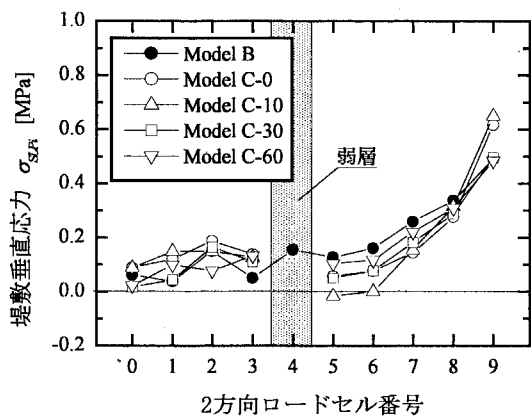
図 4.15(d), (f)より、中央弱層モデル、上流弱層モデルではプラグの影響はせん断応力分布に顕著に現われている。プラグを設置しない場合 (Model C-0, Model U-0) には弱層上流岩盤に負のせん断応力が発生するのに対し、プラグの設置によって正の方向へと移動することが確認できる。また、これに応じて弱層下流岩盤の正のせん断応力はプラグの設置により低下し、弱層なしモデル (Model B) の



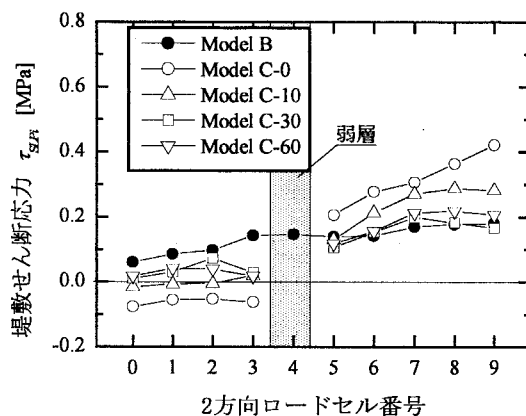
(a) 下流弱層モデル堤敷垂直応力分布



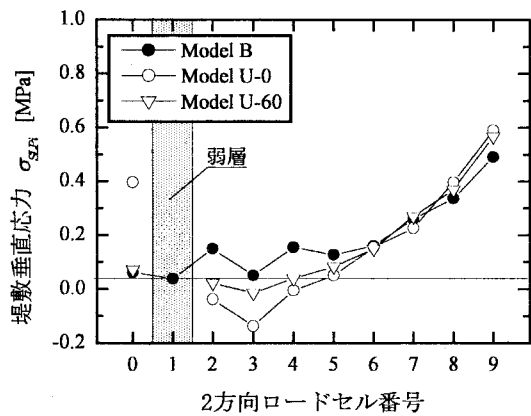
(b) 下流弱層モデル堤敷せん断応力分布



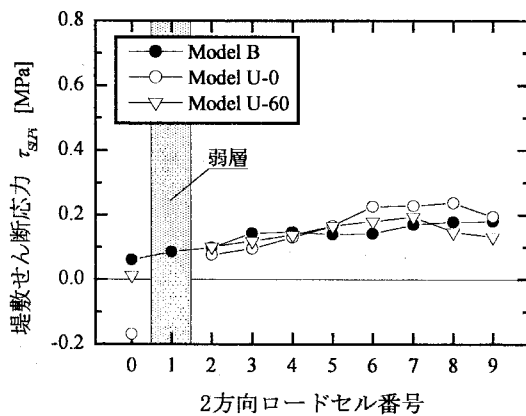
(c) 中央弱層モデル堤敷垂直応力分布



(d) 中央弱層モデル堤敷せん断応力分布



(e) 上流弱層モデル堤敷垂直応力分布



(f) 上流弱層モデル堤敷せん断応力分布

図 4.15 プラグモデルの満水状態における堤敷応力分布

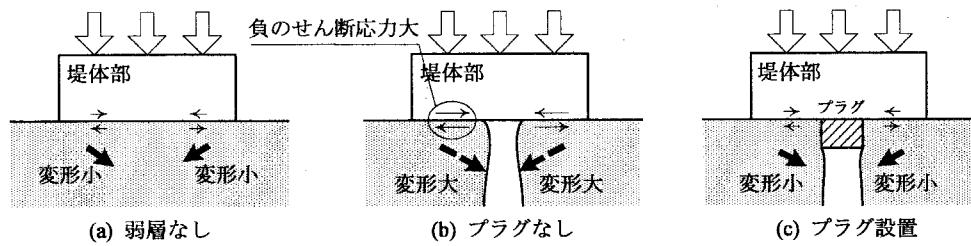


図 4.16 弱層周辺岩盤の変形により弱層上流岩盤に生じる負のせん断応力とプラグによる変形抑制効果

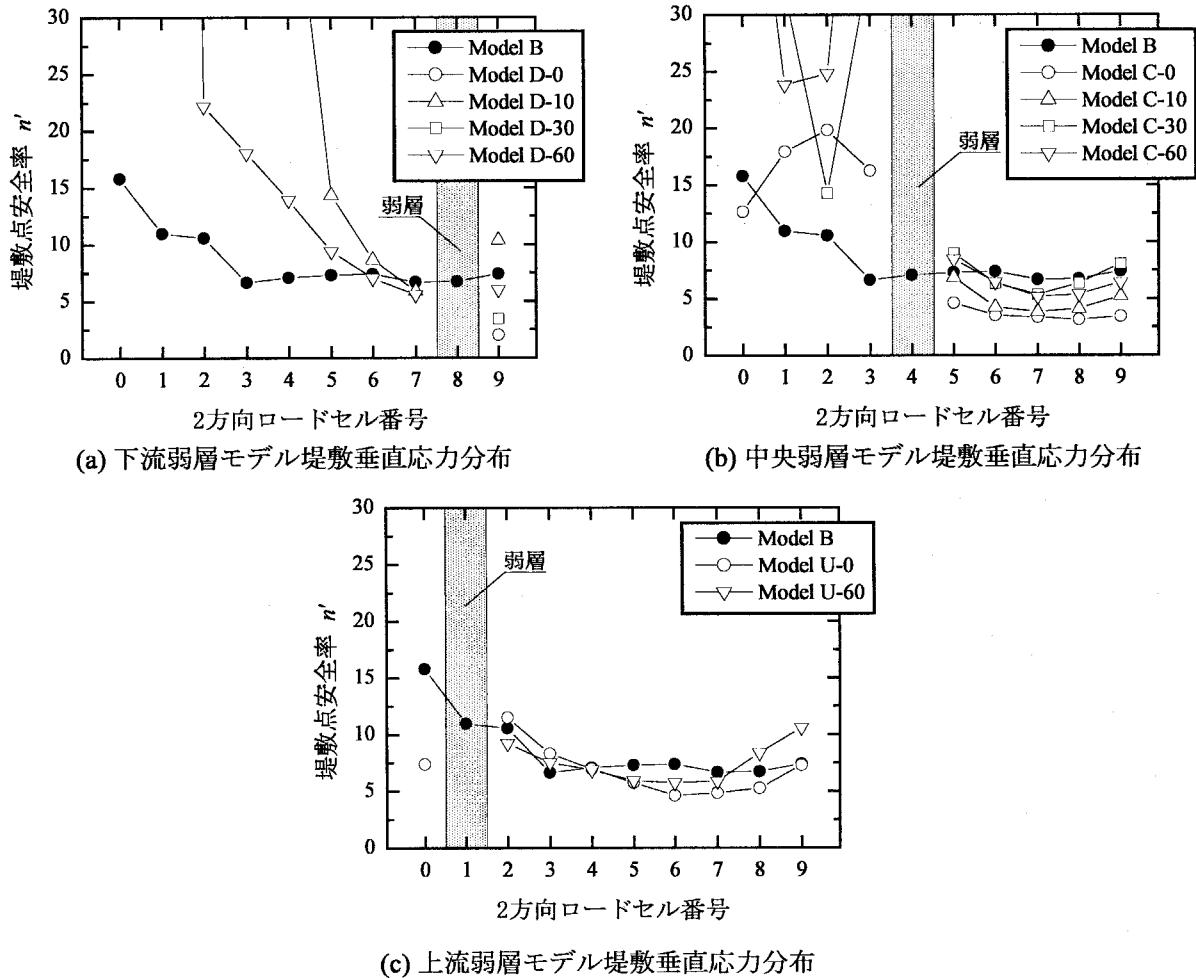


図 4.17 プラグモデルの満水状態における堤敷点安全率分布

堤敷応力分布に近づいている。これらの傾向はプラグが深くなるに従って顕著に現われている。

これら堤敷応力分布に対するプラグの効果は何であろうか。前章では、弱層の存在による堤敷応力分布の乱れは、弱層周辺岩盤の弱層方向への変形によるものと説明した。すなわち、図 4.16(a), (b)に示すように、弱層を含む場合、弱層周辺岩盤は弱層方向への変形が許されるため、堤体部からの鉛直荷重分担が減少するとともに、弱層方向への変形によって堤敷には内側向きにせん断応力が発生する。これに対し、プラグを設置した場合には、図 4.16(c)に示すように、弱層周辺岩盤の変形が抑えられる。その結果、弱層上流側岩盤に発生する負のせん断応力が小さくなるとともに、弱層下流側岩盤のプラ

表 4.3 堤敷点安全率 n' の最小値とその出現位置

プラグ深さ [mm]	弱層なしモデル Model B	下流弱層モデル Model D	中央弱層モデル Model C	上流弱層モデル Model U
	上流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 下流	上流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 下流	上流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 下流	上流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 下流
0	6.62 (SLP3)	2.01 (SLP9)	3.13 (SLP8)	4.60 (SLP6)
10	—	5.86 (SLP7)	3.82 (SLP7)	—
30	—	3.45 (SLP9)	5.34 (SLP7)	—
60	—	5.52 (SLP7)	5.13 (SLP7)	5.74 (SLP6)

スのせん断応力が小さくなるものと考えられる。プラグ深さが深くなれば変形を抑制する領域が広くなり、しだいに弱層なしモデルの変形状況に近づいていくものと考えられる。このように、置換プラグの効果のひとつとして、弱層周辺岩盤の変形抑制効果が挙げられる。

図 4.17 は、満水状態における堤敷点安全率 n' の分布を示している。この図より、堤敷点安全率の最小値とその出現位置をまとめたのが表 4.3 である。表より、いずれの弱層モデルにおいても、プラグの設置により堤敷点安全率の最小値が上昇していることが確認できる。すなわち、プラグの設置によって堤敷のせん断安定性が向上することが確認できる。

4.3.3 プラグ効果実験の満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果

図 4.18 は、岩盤供試体側面 20 点に貼付した 3 軸方向ひずみゲージの計測値から算出した各モデルの満水状態における主応力分布を示す。

図 4.18(b)より、下流弱層モデルプラグなしの場合、堤敷下流端に著しい応力集中が発生していることが確認できる。図 4.18(d)より、中央弱層プラグなしの場合には、弱層下流の岩盤に鉛直方向の引張応力が発生しているが、これは、堤体部の水平変位によって弱層下流側岩盤が弱層面に沿って引っ張られているためである。

図 4.18(c)より、下流弱層へのプラグの設置の影響を見ると、堤敷下流端への応力集中が解消されるとともに、プラグ周辺部で水平方向の圧縮応力が発生していることが確認できる。図 4.18(e)より、この現象は中央弱層モデルの場合にも同様に生じており、プラグの設置によって、岩盤の弱層方向への変形が抑制されるため、岩盤内に水平方向の圧縮応力が発生している。

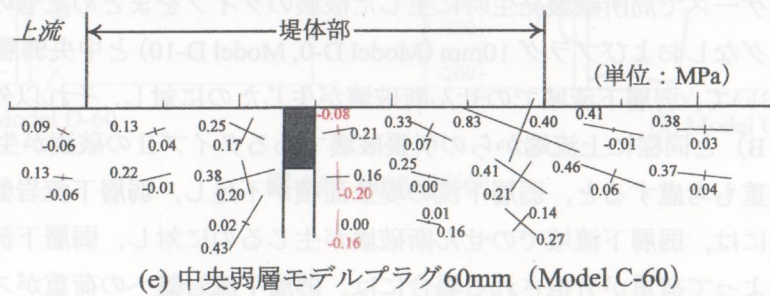
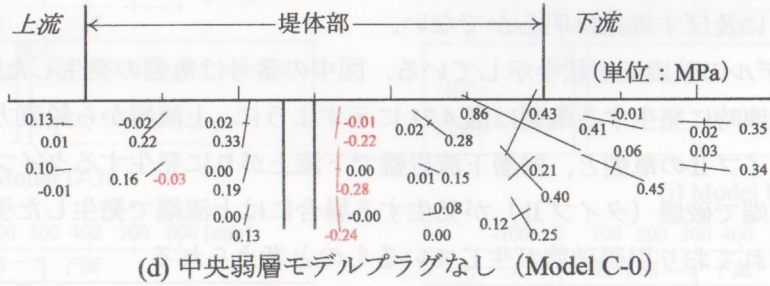
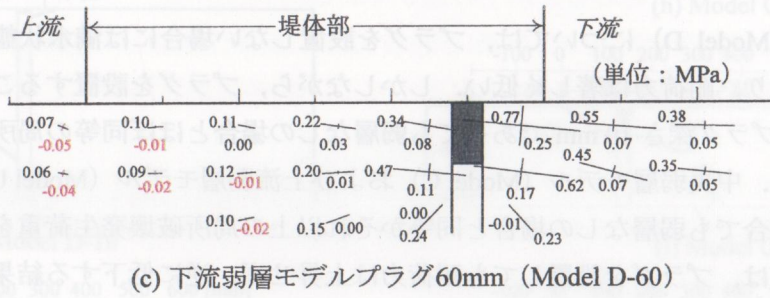
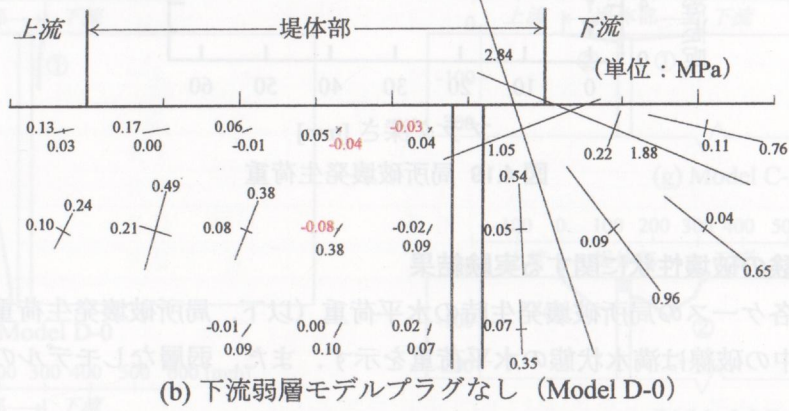
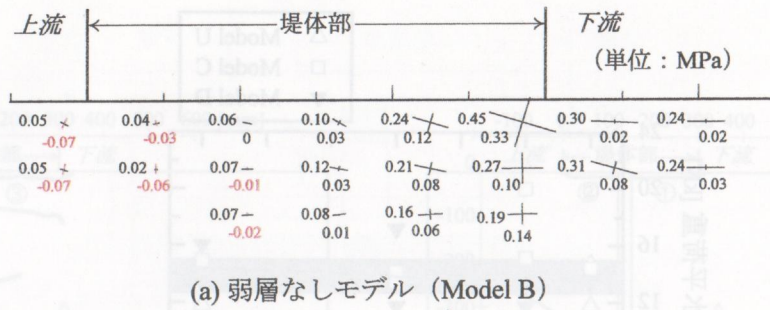


図 4.18 満水状態での岩盤内応力分布

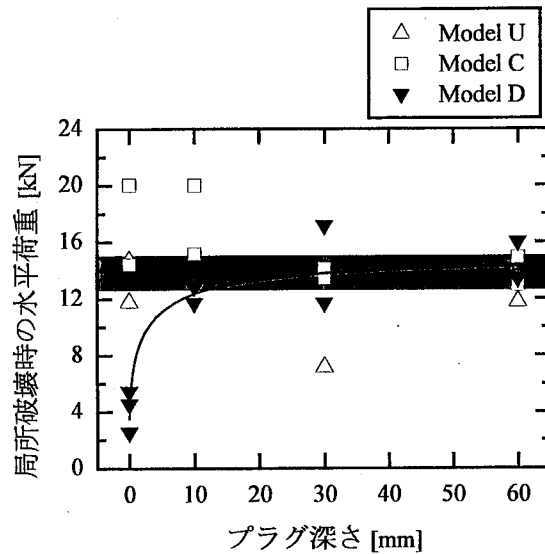


図 4.19 局所破壊発生荷重

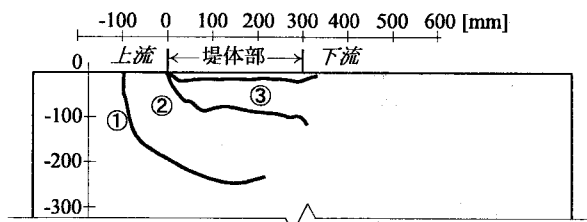
4.3.4 プラグ効果実験の破壊性状に関する実験結果

図 4.19 は、実験各ケースの局所破壊発生時の水平荷重（以下、局所破壊発生荷重）についてまとめたものである。図中の破線は満水状態の水平荷重を示す。また、弱層なしモデルの局所破壊発生荷重を帯で示している。

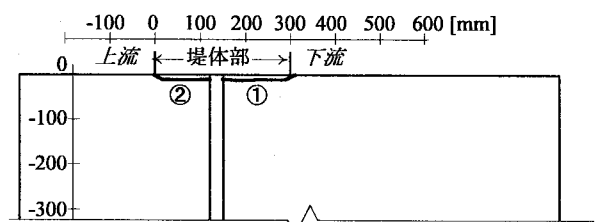
下流弱層モデル（Model D）については、プラグを設置しない場合には満水状態以前に堤敷下流端に破壊が発生しており、耐荷力は著しく低い。しかしながら、プラグを設置することで明らかに耐荷力が上昇しており、プラグ深さ 10 mm であっても弱層なしの場合とほぼ同等の局所破壊発生荷重となることが確認できる。中央弱層モデル（Model C）および上流弱層モデル（Model U）については、プラグを設置しない場合でも弱層なしの場合と同等かそれ以上の局所破壊発生荷重を示している。これらのモデルに対しては、プラグを設置しても耐荷力は上昇せず、逆に低下する結果も見られ、プラグが基礎岩盤の耐荷力に及ぼす効果は明らかでない。

図 4.20 は、各モデルの破壊面形状を示している。図中の番号は亀裂の発生した順序を示している。図 4.20 より、局所破壊時に発生する亀裂は図 4.21 に示すように、上流端から鉛直方向あるいは下流落ち方向に発生するタイプ II の亀裂と、弱層下流岩盤で下流上がりに発生するタイプ I の亀裂の 2 種類に分類できる。上流端で破壊（タイプ II）が発生する場合には上流端で発生した引張応力が急激に解放されるのが観測されており引張破壊が生じているものと考えられる。

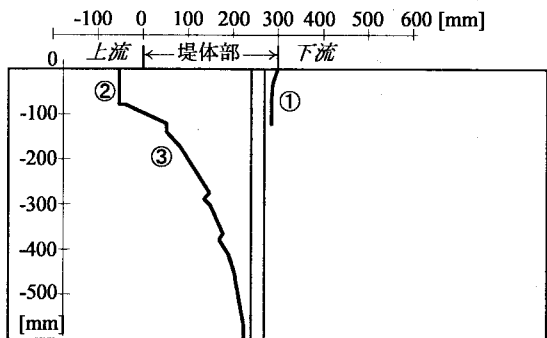
表 4.4 は、実験各ケースで局所破壊発生時に生じた破壊のタイプをまとめたものである。表より、下流弱層モデルプラグなしおよびプラグ 10mm (Model D-0, Model D-10) と中央弱層プラグなし (Model C-0) の 1 ケースにおいて、弱層下流域でのせん断破壊が生じたのに対し、それ以外のモデルでは弱層なしの場合 (Model B) と同様に上流端からの引張破壊であるタイプ II の破壊が生じた。図 4.19 に示した局所破壊発生荷重も考慮すると、弱層下流の堤敷面積が不足し、弱層下流岩盤へ荷重がスムーズに伝達されない場合には、弱層下流域でのせん断破壊が生じるのに対し、弱層下流の堤敷面積が十分に広いか、プラグによって荷重が分担される場合には、弱層下流岩盤への荷重がスムーズに伝達されるために、弱層なしモデルと同様に堤敷上流端からの引張破壊が生じるものと考えられる。



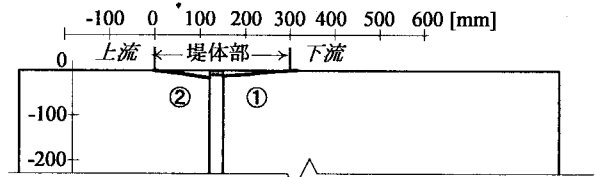
(a) Model B



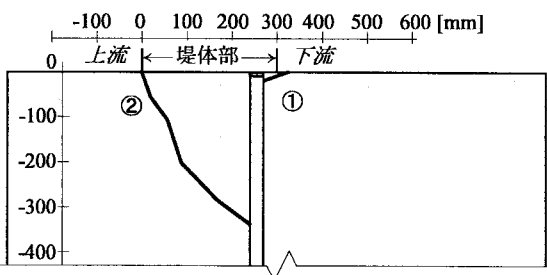
(f) Model C-0



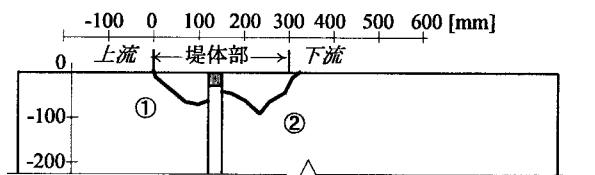
(b) Model D-0



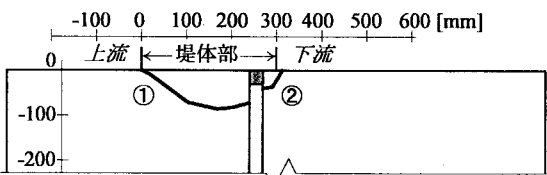
(g) Model C-10



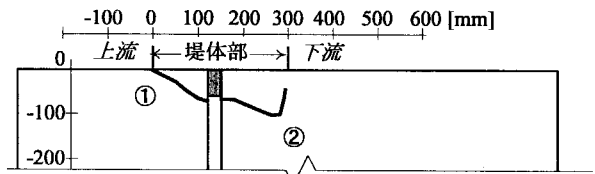
(c) Model D-10



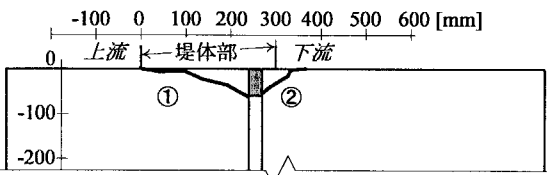
(h) Model C-30



(d) Model D-30



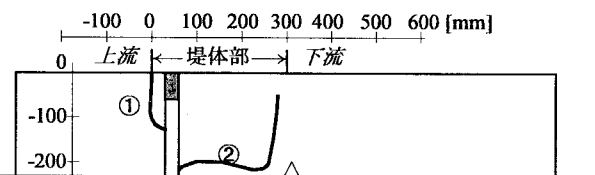
(i) Model C-60



(e) Model D-60



(j) Model U-0



(k) Model U-60

图 4.20 破壞面形状

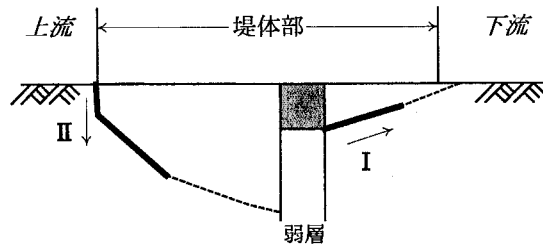


図 4.21 局所破壊発生時に生じる亀裂のタイプ

表 4.4 実験各ケースの局所破壊発生時に生じた亀裂

プラグ深さ [mm]	弱層なしモデル Model B	下流弱層モデル Model D	中央弱層モデル Model C	上流弱層モデル Model U
	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9	上流 堤体部 下流 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9
0	II II	I I I	I II	II II
10	—	I I	II II	—
30	—	II II	II II	—
60	—	II II	II II	II

4.3.5 プラグ効果実験のまとめ

プラグ効果実験の結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 満水状態での堤敷応力分布に関する結果より、いずれの弱層位置においてもプラグを設置することで堤敷応力分布が弱層なしモデルのそれに近づくことが確認された。特に、下流弱層モデルでは、プラグを設置することで堤敷下流端への応力集中を 1/2 以下に抑えられることが確認された。
- 2) 置換プラグの効果としては、プラグ側面が荷重の一部を分担する効果、すなわち、プラグを設置することで堤体荷重を伝達する面積が拡大する効果（接地面積の拡大効果）と、弱層部に剛性の高いプラグが挿入されることにより弱層周辺岩盤の弱層方向への変形が抑えられる効果（周辺岩盤の変形抑制効果）の二つがあると考えられる。
- 3) 破壊性状に関する結果より、弱層下流の堤敷面積が狭く、弱層下流岩盤へ荷重がスムーズに伝達されない場合には、弱層下流域でのせん断破壊が生じる。これに対し、弱層下流の堤敷面積が十分に広い場合、プラグによって荷重の一部が分担される場合には、弱層下流岩盤への荷重がスムーズに伝達されるために、弱層なしモデルと同様に堤敷上流端からの引張破壊が生じる。堤敷上流端から引張破壊を生じたケースの破壊発生時の水平荷重は弱層位置およびプラグ深さに拘わらず弱層なしモデルとほぼ同等であった。すなわち、プラグは弱層下流岩盤のせん断破壊に対しては有効であるが、堤敷上流端からの引張破壊に対しては効果が薄いといえる。

4.4 プラグ剛性実験

4.4.1 プラグ剛性実験の概要

プラグ効果実験より、プラグの効果のひとつとして、弱層周辺岩盤の弱層方向への変形を抑制する

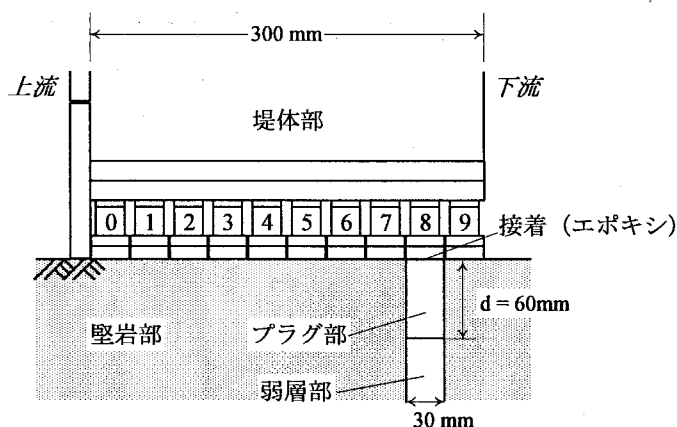


図 4.22 プラグ剛性実験のプラグ設置状況

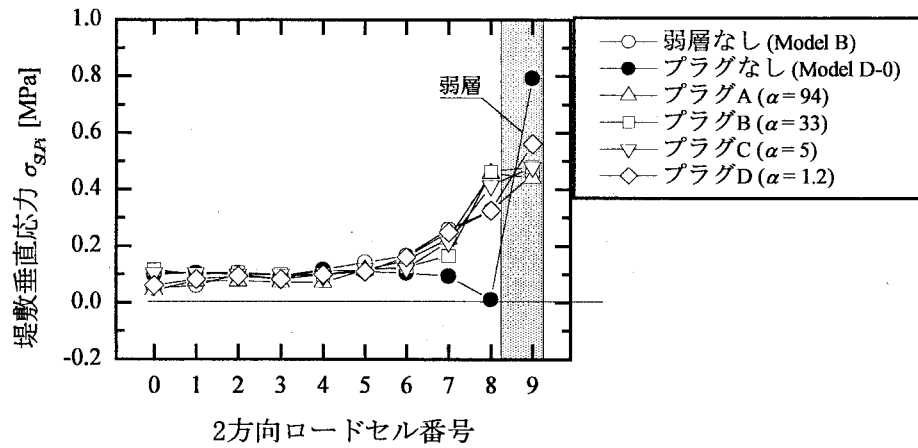
表 4.5 プラグの種類と相対剛性

	材料	弾性係数 E_p [MPa]	ポアソン比 ν	相対剛性 E_p/E_r
プラグ A	鉄	200,000	0.29	93.9
プラグ B	ジュラルミン	71,000	0.33	33.3
プラグ C	石膏 : 水 = 1.0 : 0.42	10,470	0.25	4.9
プラグ D	石膏 : 珪藻土 : 水 = 1.0 : 0.5 : 1.42	2,656	0.21	1.2

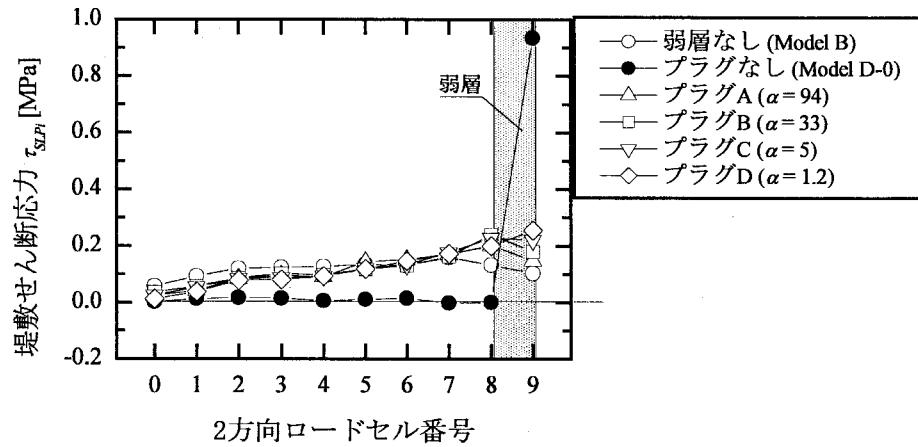
効果が指摘された。すなわち、弱層による堤敷応力分布の乱れは、岩盤の弱層方向への変形によるもので、プラグの挿入により岩盤の変形が抑制されれば、弱層のない場合の堤敷応力分布に近づく。このプラグによる岩盤の変形抑制効果は、プラグの剛性が高いほど効果が大きいと考えられるが、一方で、プラグと基礎岩盤との剛性の差が大きければ、プラグと岩盤との接触面付近には大きな応力集中が発生し、健全な岩盤を傷める可能性が懸念される。そこで、プラグと堅岩部の弾性係数の比を変化させた重力ダム模型実験（プラグ剛性実験）を行ない、プラグの相対剛性が堤敷応力分布特性に及ぼす影響、およびプラグ周辺の応力集中に与える影響について検討した。

前述のプラグ効果実験の結果より、弱層の影響およびプラグの効果は、下流弱層モデルにおいて最も顕著に現われることが確認されたため、プラグ剛性実験では、弱層位置を下流弱層モデルに限定した。プラグ深さについては、プラグ効果実験より 30 mm 以上の深さであれば岩盤の耐荷力は弱層がない場合と同程度であることを確認している。したがって、本研究で用いる深さ 60 mm のプラグは十分深いことになるが、今回はプラグ周辺の応力分布が重要な計測項目であり、ひずみゲージの計測スペースの都合からプラグ深さは 60 mm と設定した。弱層、プラグの配置を図 4.22 に示す。

プラグと堅岩部との相対剛性に関しては、堅岩部材料は変化させず、プラグの材料を変えることで 4 種類の弾性係数を持つプラグを用意した。プラグと堅岩部との弾性係数の比 E_p/E_r を、プラグの相対剛性 α と定義する。プラグ材料には表 4.5 に示すように、鉄（プラグ A, $\alpha=94$ ）、ジュラルミン（プラグ B, $\alpha=33$ ）、石膏（プラグ C, $\alpha=5$ ）、石膏と珪藻土の混合物（プラグ D, $\alpha=1.2$ ）を用いた。プラグ部－堅岩部、プラグ部－堤体部の境界はエポキシ系接着剤によって接着した。



(a) 堤敷垂直応力分布



(b) 堤敷せん断応力分布

図 4.23 プラグ剛性実験の満水状態における堤敷応力分布

4.4.2 プラグ剛性実験の満水状態での堤敷応力分布に関する実験結果

図 4.23 は、満水状態における堤敷垂直応力および堤敷せん断応力の分布であり、比較のため、弱層なしモデル (Model B) の結果およびプラグなしモデルの結果 (Model D-0) も同図に示す。プラグの剛性が堅岩部の剛性とほぼ等しい ($\alpha=1.2$) の場合でも、プラグを設置しない場合と比較すれば相当に応力集中が解消されており、プラグを設置することの重要性が確認される。図 4.24 は、図 4.23 の下流端における垂直応力、せん断応力とプラグの相対剛性 α の関係を示したものである。この図から、プラグの相対剛性が高いほど下流端の応力は小さくなる傾向が確認できる。

着岩面に作用する垂直荷重・せん断荷重が弱層上流岩盤－弱層部 (プラグ部)－弱層下流岩盤間でどのように分担されるかを調べるため、荷重分担率を算出した。荷重分担率は、次式によって算出した。

$$s_v[\%] = \frac{\sum_{i=0}^7 S_{SLPi}}{\sum_{i=0}^9 S_{SLPi}} \times 100, \quad s_f[\%] = \frac{S_{SLP8}}{\sum_{i=0}^9 S_{SLPi}} \times 100, \quad s_l[\%] = \frac{S_{SLP9}}{\sum_{i=0}^9 S_{SLPi}} \times 100 \quad (4.1)$$

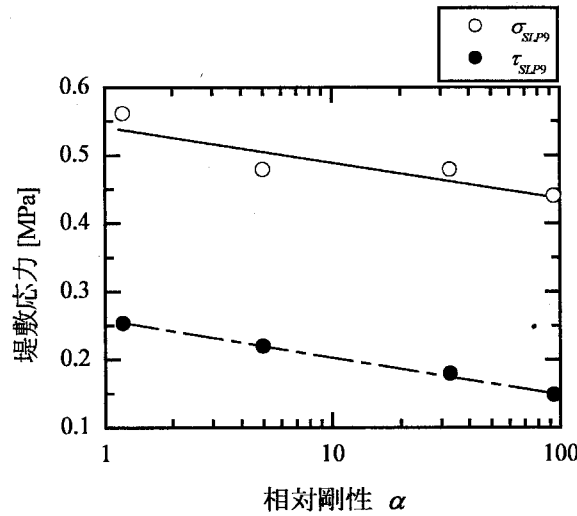
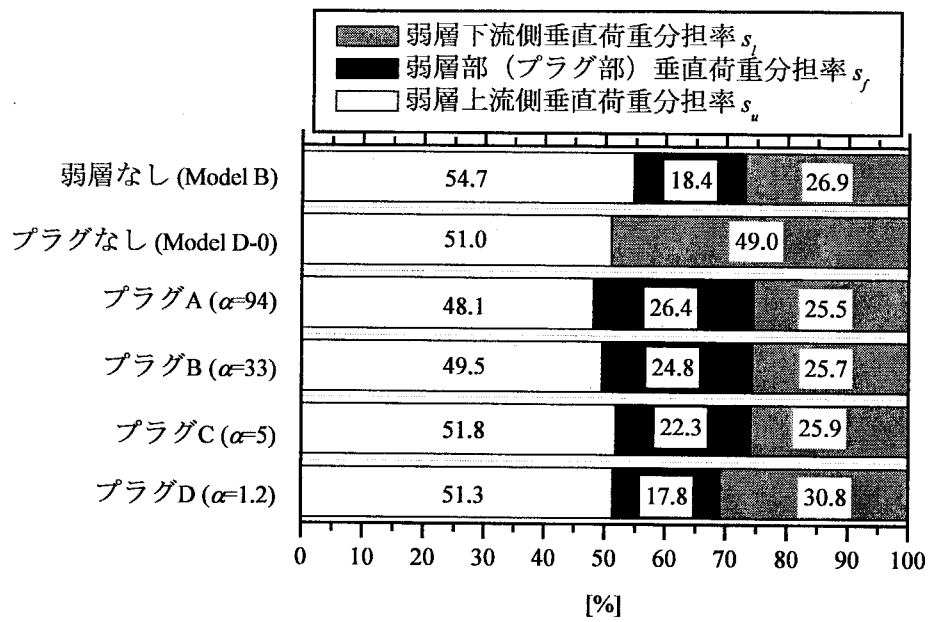


図 4.24 満水状態での下流端応力とプラグの相対剛性との関係

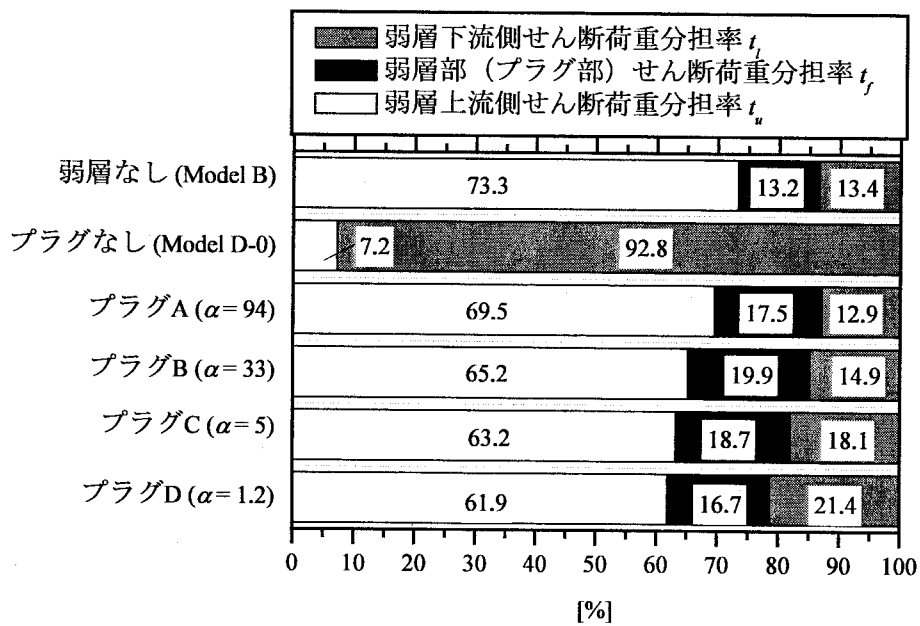
$$t_u[\%] = \frac{\sum_{i=0}^7 T_{SLPi}}{\sum_{i=0}^9 T_{SLPi}} \times 100, \quad t_f[\%] = \frac{T_{SLP8}}{\sum_{i=0}^9 T_{SLPi}} \times 100, \quad t_l[\%] = \frac{T_{SLP9}}{\sum_{i=0}^9 T_{SLPi}} \times 100 \quad (4.2)$$

ここに、 s_u , s_f , s_l はそれぞれ弱層上流岩盤，弱層部（プラグ部），弱層下流岩盤の垂直荷重分担率， t_u , t_f , t_l は，それぞれ弱層上流岩盤，弱層部（プラグ部），弱層下流岩盤のせん断荷重分担率である。 S_{SLPi} , T_{SLPi} は，それぞれ番号 i の 2 方向ロードセルの垂直荷重計測値とせん断荷重計測値である。この実験では，SLP8 が弱層部（プラグ部）に相当し，SLP0～SLP7 が弱層上流側に，SLP9 が弱層下流側に相当する。各実験ケースの垂直・せん断荷重分担率を図 4.25 に示す。図 4.25 において，弱層なしモデル（Model B）の弱層部荷重分担率 s_f , t_f は，弱層部に相当する部分の荷重分担率を示している。図 4.25(a) より，垂直荷重分担率については，プラグの相対剛性が上昇するに従って，プラグ部の荷重分担率が上昇する一方，弱層両側岩盤の荷重分担率はともに減少する傾向が確認できる。これは，不均一な岩盤表面に鉛直荷重が作用した場合には変形は剛性の高い層によって決定されるため，剛性の高い部分に荷重が集中するという現象を示している。図 4.25(b) より，せん断荷重分担率については，プラグの相対剛性が上昇してもプラグ部の荷重分担率はほとんど変化せず，弱層下流側岩盤の荷重分担率の減少は弱層上流側岩盤に分担されるという結果を示している。これは，硬軟 2 層の岩盤にせん断荷重が作用した場合，载荷側（上流側）に相対的に柔らかい層があれば，せん断荷重は柔らかい部分に集中するというを示していると考えられる。これらの結果より，プラグ部分に着目すれば，プラグが硬いほど，プラグ部に作用する垂直荷重の分担率は増加するが，せん断荷重の分担率は変わらないことが確認される。

各ケースの満水状態での安定性を評価するため，図 4.23 の堤敷応力分布から各位置の堤敷点安全率 n を算出した。堤敷点安全率の算出には式 (3.14) を用いた。プラグ部の強度については，石膏で作製したプラグ C, D の場合は石膏の強度で破壊し，鉄，ジュラルミンで作製したプラグ A, B については，プラグと堤体部との接着面が破壊すると考えられる。しかし，接着面の強度が明らかでないことから，ここではプラグ部の点安全率は堅岩部の強度定数を用いて計算した。堤敷点安全率 n の分布を



(a) 垂直荷重分担率



(b) せん断荷重分担率

図 4.25 弱層上流岩盤, プラグ部, 弱層下流岩盤間の荷重分担率

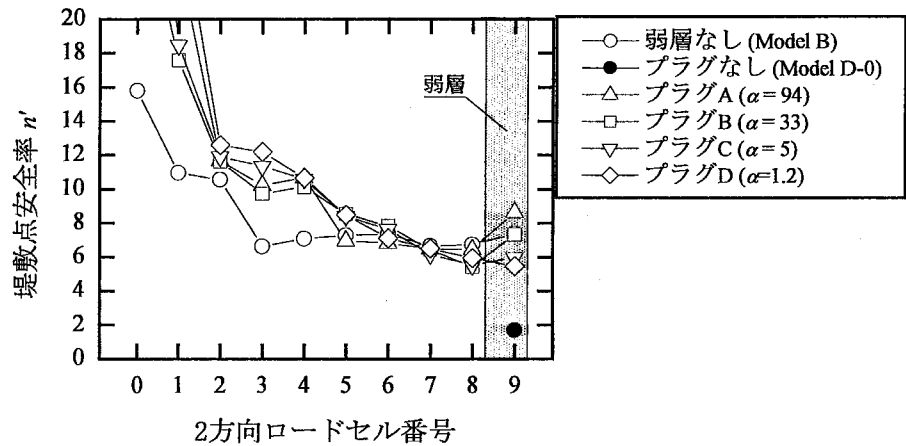


図 4.26 プラグ剛性実験の満水状態における堤敷点安全率分布

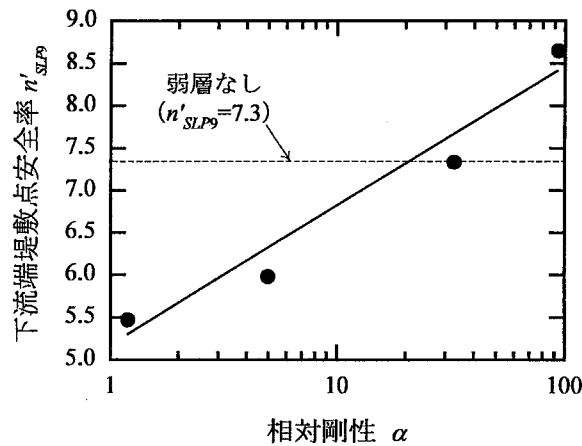
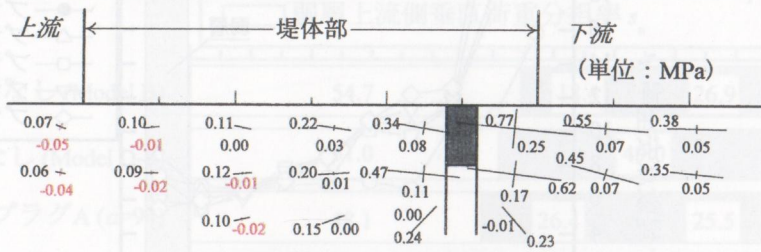


図 4.27 プラグの相対剛性と満水状態での下流端堤敷点安全率との関係

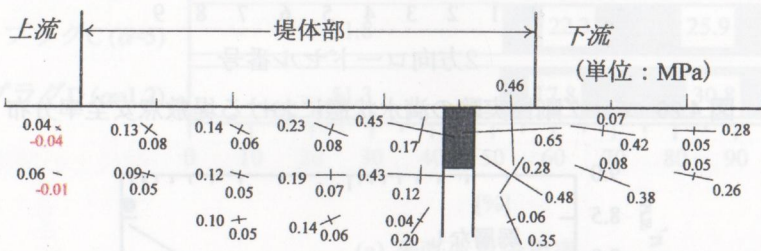
図 4.26 に示す。また、堤敷下流端 (SLP9) での点安全率 n'_{SLP9} とプラグの相対剛性 α の関係を図 4.27 に示す。図 4.27 より、相対剛性の上昇に伴い堤敷下流端の点安全率は上昇し、 $\alpha > 33$ 以上では、弱層がない場合以上の点安全率を示す。また、図 4.26 よりプラグ部の点安全率については、プラグ強度を堅岩部の強度と仮定しても弱層がない場合とほとんど差がない。このことは、いずれのプラグにおいても満水状態ではプラグがせん断される可能性が低いことを示している。

4.4.3 プラグ剛性実験の満水状態での岩盤内応力分布に関する実験結果

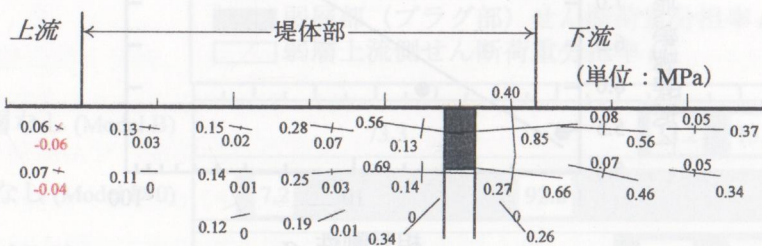
図 4.28 は岩盤供試体側面 20 点に貼付した 3 軸方向ひずみゲージの計測値から算出した満水状態での岩盤供試体の主応力分布である。プラグの相対剛性による差に着目すると、プラグ A ($\alpha=94$) とプラグ D ($\alpha=1.2$) の間には約 100 倍の剛性比があるにも関わらず、図 4.28(a)と(d)の間では主応力の大きさにそれほど大きな差は見られず、プラグ部と堅岩部との相対剛性の差による応力集中の度合いについては一定の傾向を見出すことはできない。これは、プラグの深さが十分に深いために、プラグ周辺の応力集中が緩和されている、または、応力集中がプラグのごく近傍のみで生じていて本実験のひずみ計測位置ではこれを感じることができない、などの理由が考えられる。



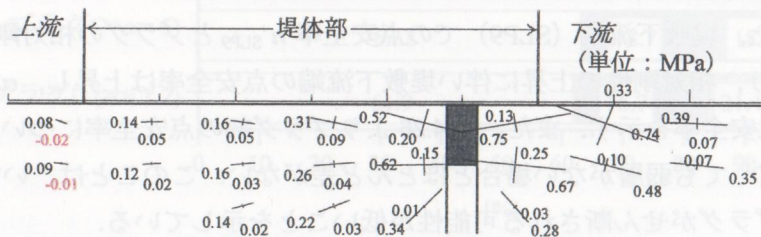
(a) プラグA ($\alpha=94$)



(b) プラグB ($\alpha=33$)



(c) プラグC ($\alpha=5$)



(d) プラグD ($\alpha=1.2$)

図 4.28 満水状態での岩盤内応力分布

4.4.4 プラグ剛性実験のまとめ

プラグ剛性実験から明らかになったことを以下にまとめる。

- 1) プラグの有無による堤敷応力分布の差は大きく、堅岩部と同程度の弾性係数のプラグであっても弱層に挿入することで堤敷応力分布は弱層のない場合に大きく近づく。
- 2) プラグの相対剛性が高いほど（プラグが硬いほど）弱層下流岩盤に作用する垂直応力、せん断応力は減少し、点安全率 n は上昇する。弱層上流岩盤－プラグ部－弱層下流岩盤間の荷重分担は、垂直荷重の荷重分担率については、プラグが硬いほどプラグの分担する垂直荷重が増大し、両側の堅岩部の分担率は減少する。一方、せん断荷重の荷重分担率については、プラグが硬いほど弱層上流岩盤の分担するせん断荷重は増加し、プラグの分担するせん断荷重の割合の変化は小さい。
- 3) 岩盤供試体内の応力分布については、プラグ周辺の堅岩には水平方向に大きな応力が発生することは確認されたが、プラグの剛性の差による応力集中については確認できなかった。このことは、十分に深いプラグを用いれば、応力集中は緩和され、健全な岩盤に害を与えることはないということを示しているといえる。一方、浅いプラグを用いた場合には、応力集中による堅岩の損傷、プラグの切断等の害が生じる可能性がある。今後はさらに浅いプラグの場合についても検討を行なう必要がある。

第 5 章 重力ダム模型実験の剛体安定解析と単純せん断試験による置換プラグ効果の検討

5.1 概説

重力ダム基礎岩盤の簡易設計では、岩盤内（着岩面を含む）にすべり面を想定し、その面でのせん断摩擦安全率 n によってすべり安定性を検討する方法が用いられる。この検討方法を剛体安定解析という。

本章では、模型実験の条件に対して剛体安定解析を行ない、弱層位置やプラグ深さが基礎岩盤のせん断安定性に及ぼす影響について検討する。さらに、前章までに行なった実験結果と剛体安定解析結果を比較し、解析方法の妥当性と適用範囲について検討するとともに、解析方法に若干の修正を加え、本模型実験の必要プラグ深さについて言及する。

5.2 剛体安定解析の概要

図 5.1 に示すように、堤体部から弱層上流岩盤には垂直荷重 V_u 、せん断荷重 H_u が、弱層下流岩盤には垂直荷重 V_l 、せん断荷重 H_l が作用している場合を考える。弱層部は荷重を分担しないものとする。堤体上流端 a から角度 α で弱層まで到達する面 ak とプラグ底端 j から角度 θ で地表面まで到達する面 je をすべり面と想定すると、それぞれのすべり面に作用する垂直荷重とせん断荷重の組み合わせ (P_u, Q_u) 、 (P_l, Q_l) は力の釣合いから

$$\left. \begin{aligned} P_u &= V_u \cos \alpha - H_u \sin \alpha \\ Q_u &= V_u \sin \alpha + H_u \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} P_l &= V_l \cos \theta + H_l \sin \theta \\ Q_l &= -V_l \sin \theta + H_l \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

となる。また、すべり面の長さ $L_u = ak$ 、 $L_l = je$ は

$$L_u = \overline{ak} = \frac{\overline{am}}{\cos \alpha} \quad (5.3)$$

$$L_l = \overline{je} = \frac{\overline{ne}}{\cos \theta} \quad (5.4)$$

である。すべり面 ak 、 je 上の純せん断強度を τ_0 、内部摩擦係数を f とすると、 $akije$ で構成される想定すべり面全体のせん断摩擦安全率 n は、式(2.1)より (P_u, Q_u, L_u) 、 (P_l, Q_l, L_l) を用いて、以下の式によって算出される。

$$n = \frac{(L_u + L_l)f + (P_u + P_l)\tau_0}{Q_u + Q_l} \quad (5.5)$$

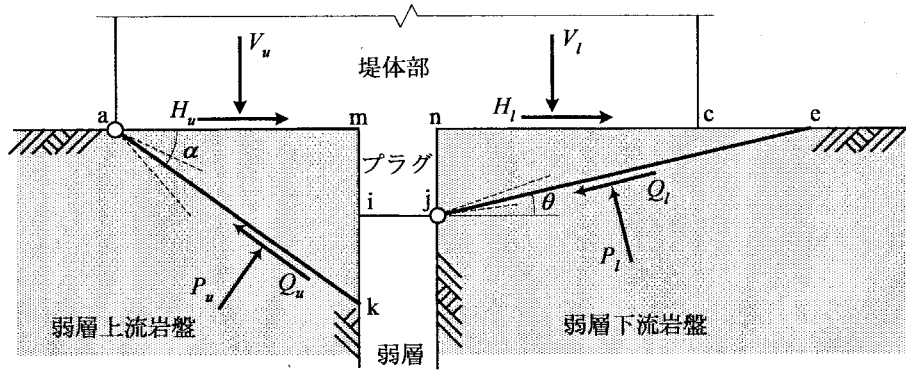


図 5.1 剛体安定解析の概要

この n を種々の α , θ について求め、その最小値 $n_A = \min(n)$ を、改めてこのモデルのせん断摩擦安全率 n_A とする。

日本では、せん断摩擦安全率 n_A は 4.0 以上となるように重力ダムの設計がなされる。

5.3 弱層モデル実験およびプラグ効果実験に対する剛体安定解析の適用

5.3.1 模型実験の剛体安定解析を行なう上での条件

(1) 想定外力

堤体部に作用する作用する外力は、模型実験における満水状態での荷重状態 $(V_1, V_2, V_3) = (0.89, 2.63, 4.36)$ [kN], $(H_1, H_2, H_3) = (0.64, 1.92, 3.20)$ [kN] を想定する。堅岩部の自重は考慮しない。

(2) 弱層上流・下流岩盤の荷重分担

弱層上流・下流岩盤に作用する垂直荷重、水平荷重 (V_u, H_u) (V_l, H_l) は次のようにして求めた。図 5.2(a), (b) のように、弱層なしの場合の堤敷垂直・せん断応力分布は、梁理論に基づけば台形分布を示し、力の釣合いとモーメントの釣合いから求めることができる。一方、弱層が存在する場合については、本模型実験では弱層部は全く荷重を分担しないため、図 5.2(c), (d) のように弱層部に相当する垂直荷重、せん断荷重を弱層中心線で 2 分割し、弱層上流岩盤、下流岩盤に分担させる。その結果、弱層上流岩盤には垂直荷重 $V_u = V_a + V_b$ 、せん断荷重 $H_u = H_a + H_b$ 、弱層下流岩盤には垂直荷重 $V_l = V_c + V_d$ 、 $H_l = H_c + H_d$ が作用することになる。

(3) 想定すべり面

想定すべり面は、図 5.1 と同様に、弱層上流岩盤では、堤敷上流端 a より、水平面からの角度 α 傾いた面を考え、角度 α を $0 \sim 90^\circ$ の範囲で変化させる。弱層下流岩盤では、プラグ底端 j より、水平面からの角度 θ 傾いた面を考え、角度 θ を変化させた。弱層下流岩盤において、破壊面が堤敷内に現れるとは考えにくいことから、 θ は 0° を最小とし、堤敷下流端 c を通る場合を最大とした。プラグを設置しない場合すなわちプラグ深さ 0 mm の場合には、弱層下流岩盤のすべり面は堤敷沿い nc に想定した。また、弱層なしの場合には堤敷沿い ac にすべり面を想定する。

(4) 弱層およびプラグ条件

図 5.3 に示す条件について検討を行った。すべり面の純せん断強度 τ_0 および内部摩擦係数 f は表

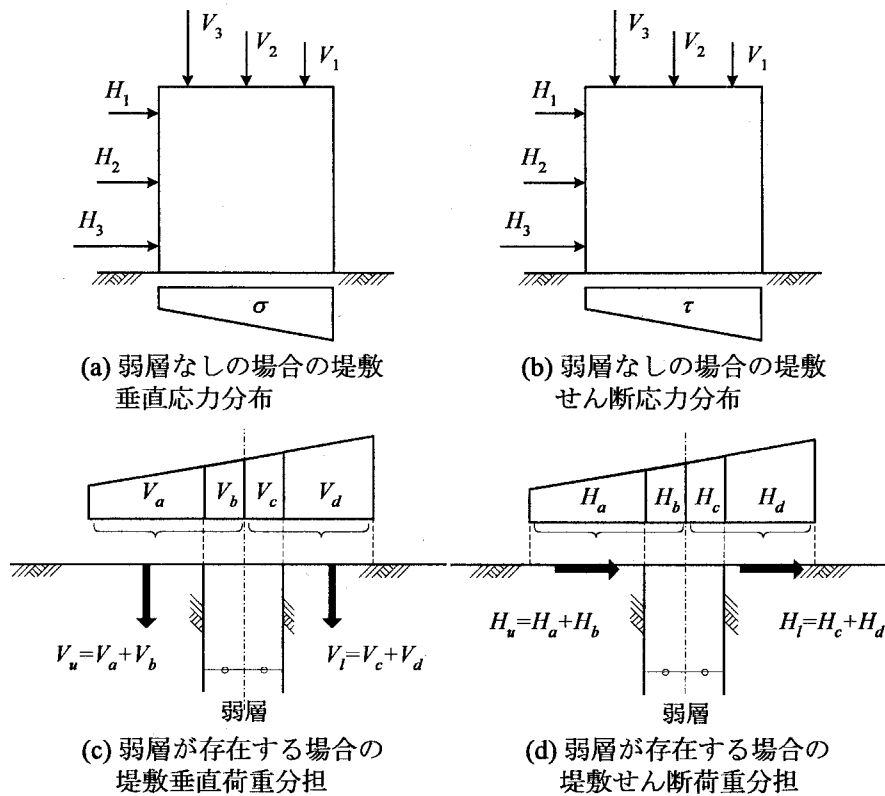


図 5.2 弱層上流・下流岩盤の荷重分担

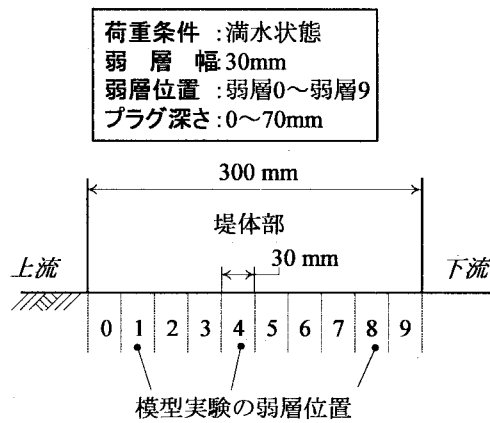


図 5.3 剛体安定解析の検討条件

3.1 に示した岩盤供試体堅岩部の材料試験結果の値を用いた。弱層は、模型実験と同様に、幅 30 mm で鉛直方向の弱層を対象とし、弱層位置は、堤敷上流端から下流端まで 30 mm 間隔で 10 ケースの検討を行った。模型実験での弱層位置である上流弱層モデル、中央弱層モデル、下流弱層モデルはそれぞれ図 5.3 における弱層 1、弱層 4、弱層 8 に相当する。プラグ深さは 0 mm (プラグなし) から 10 mm 毎、70 mm まで検討した。基礎岩盤の広がり、上流、下流、深さ方向に無限に広がるものとした。

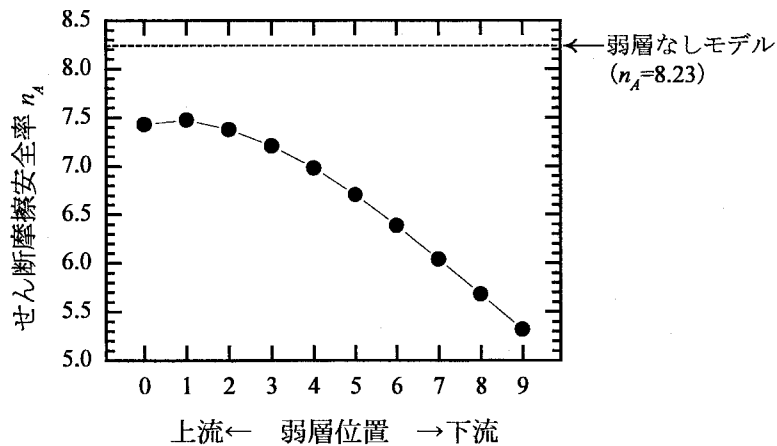


図 5.4 剛体安定解析による弱層位置とせん断摩擦安全率の関係

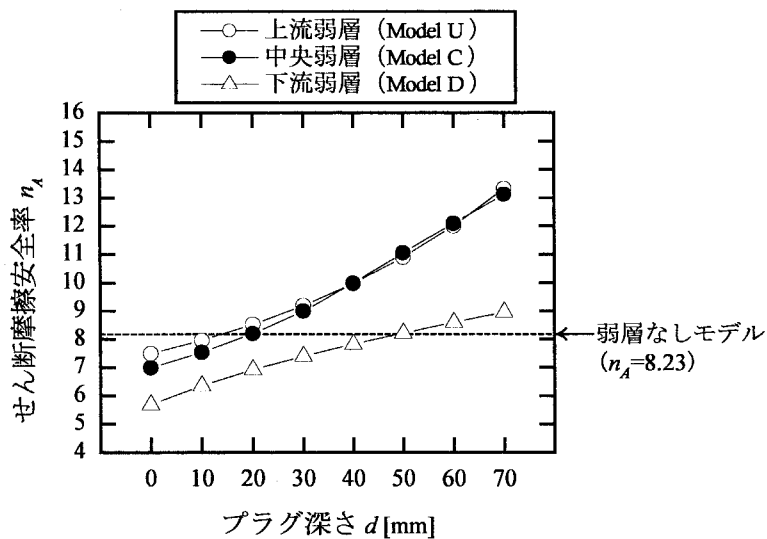


図 5.5 剛体安定解析によるプラグ深さ-せん断摩擦安全率関係

5.3.2 剛体安定解析の結果

(1) 弱層位置とせん断摩擦安全率の関係

図 5.4 は、プラグを設置しない場合の、弱層位置とせん断摩擦安全率 n_A の関係を示している。 $n_A = 8.23$ における破線は、弱層なしの場合のせん断摩擦安全率である。図 5.4 より、堤敷内の弱層では、弱層が堤敷下流端に近づくほどせん断摩擦安全率が低下することが確認できる。第 4 章の実験結果から、堤敷下流端に弱層が存在する場合には耐荷力が低いことが確認されており、剛体安定解析の結果はこの実験結果を表現し得ている。

(2) プラグ深さとせん断摩擦安全率の関係

図 5.5 は、模型実験での弱層位置、すなわち、上流弱層、中央弱層、下流弱層に対して、プラグを設置した場合の、プラグ深さ d とせん断摩擦安全率 n_A の関係を示している。図 5.5 より、プラグが深くなるに従いせん断摩擦安全率は上昇し、いずれは弱層なしの場合のせん断摩擦安全率を上回る。プラグの設置によってせん断摩擦安全率が弱層なしの場合と同等になれば、せん断安定性に対するプラグの効果は十分であるといえる。そこで、せん断摩擦安全率が弱層のない場合と同等になるプラグ深さを必要プラグ深さと定義する。

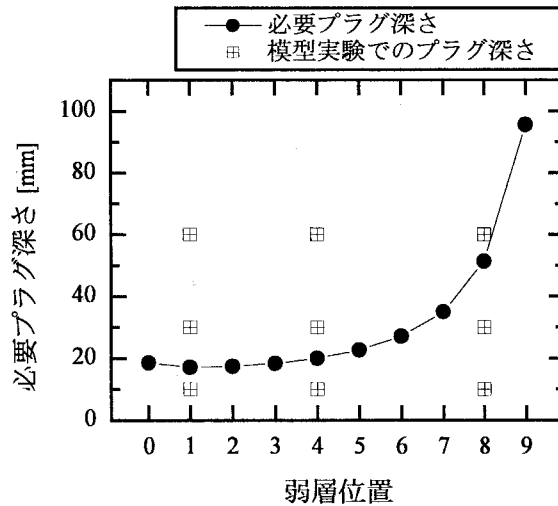


図 5.6 剛体安定解析による各弱層位置での必要プラグ深さ

表 5.1 模型実験各ケースのせん断摩擦安全率 n_A とその時のすべり面


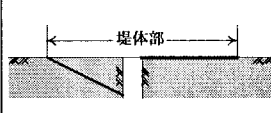


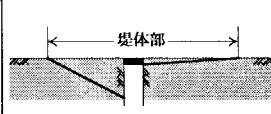







	上流弱層 (Model U)	中央弱層 (Model C)	下流弱層 (Model D)
プラグなし	 $n_A=7.5$ $\alpha=20.5^\circ$	 $n_A=7.0$ $\alpha=26.6^\circ$	 $n_A=5.7$ $\alpha=30.4^\circ$
プラグ 10 mm	 $n_A=8.0$ $\alpha=21.6^\circ$ $\theta=2.4^\circ$	 $n_A=7.5$ $\alpha=27.5^\circ$ $\theta=3.8^\circ$	 $n_A=6.3$ $\alpha=31.5^\circ$ $\theta=15.9^\circ$
プラグ 30 mm	 $n_A=9.2$ $\alpha=24.1^\circ$ $\theta=7.1^\circ$	 $n_A=9.0$ $\alpha=29.7^\circ$ $\theta=11.3^\circ$	 $n_A=7.4$ $\alpha=33.0^\circ$ $\theta=25.2^\circ$
プラグ 60 mm	 $n_A=12.0$ $\alpha=28.8^\circ$ $\theta=14.0^\circ$	 $n_A=12.1$ $\alpha=33.3^\circ$ $\theta=16.8^\circ$	 $n_A=8.6$ $\alpha=34.4^\circ$ $\theta=32.4^\circ$

図 5.6 は、模型実験の各弱層位置での必要プラグ深さを示したものである。図 5.6 より、弱層が堤敷下流端に近づくほど必要プラグ深さは深くなる事が確認できる。第 5 章で行なった模型実験のプラグ深さ (10, 30, 60 mm) と照らし合わせると、上流、中央弱層ではプラグ深さ 30, 60 mm の場合にせん断安定性が確保されていること、下流弱層ではプラグ深さ 60 mm でせん断安定性が確保されることになる。

剛体安定解析によって得られた模型実験各ケースのせん断摩擦安全率 n_A とその時の想定すべり面を表 5.1 にまとめて示す。

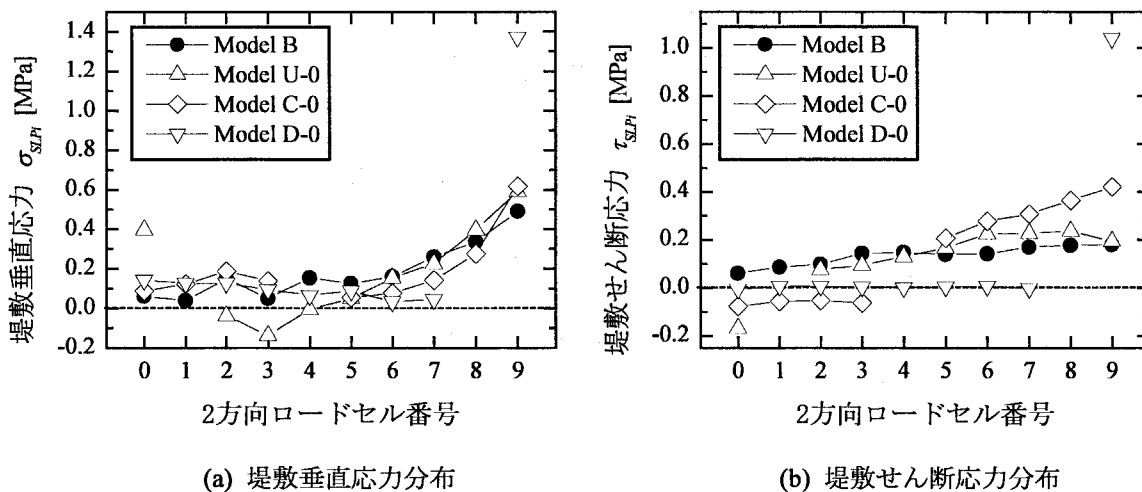


図 5.7 弱層モデルの満水状態における堤敷応力分布

5.3.3 剛体安定解析結果と模型実験結果との比較

前節で行なった剛体安定解析による検討では、①堤敷応力分布は弱層やプラグの有無に拘わらず台形分布とし、②弱層に作用すべき荷重を弱層中心位置で2分して上下流岩盤に振り分け、③すべり面を弱層上流岩盤では上流端から下流落ち方向に、弱層下流岩盤ではプラグ底端から下流上がりに想定して、満水状態におけるすべり面全体のせん断摩擦安全率 n_A の算出を行った。ここでは、実験結果と比較することで、応力分布、荷重分担、すべり面の仮定の妥当性を検討する。

(1) 応力分布の仮定の妥当性に関する検討

図 5.7 に示すように、プラグなしモデル (Model D-0, C-0, U-0) の満水状態での堤敷応力分布は、弱層なしの場合とは大きく異なり、また、弱層位置によっても異なる。しかしながら、プラグを設置した場合には、いずれの弱層位置でも堤敷応力分布は弱層なしの場合に近づくことが確認された。したがって、満水状態の堤敷応力分布に関し、プラグなしモデルに対しては、台形分布を仮定することはできないが、プラグモデルについて検討する際には台形分布と仮定することが可能であると言える。

(2) 荷重分担の仮定の妥当性に関する検討

満水状態での堤敷応力分布に関する実験結果から、弱層上流岩盤と弱層下流岩盤の荷重分担を算出し、台形分布と仮定した応力分布を弱層位置で2分して計算した場合の荷重分担との比較を行なった。図 5.8 は、弱層下流岩盤の鉛直荷重分担率 α_V および水平荷重分担率 α_H を、弱層位置を横軸として表示したものである。実験結果からの荷重分担の算出にあたっては、図 5.9 に示すように、プラグ部の鉛直荷重は弱層上流岩盤と弱層下流岩盤に等しく作用するものとし、プラグ部の水平荷重は弱層下流岩盤のみに作用するものとした。すなわち、弱層が2方向ロードセル番号 i の直下に存在する場合、弱層下流岩盤の鉛直荷重分担率 α_V および水平荷重分担率 α_H は次式によって算出した。

$$\alpha_V = \frac{\sum_{k=i+1}^9 V_{SLPk} + \frac{V_{SLPi}}{2}}{V_1 + V_2 + V_3} \quad (5.6)$$

$$\alpha_H = \frac{\sum_{k=i+1}^9 H_{SLPk} + H_{SLPi}}{H_1 + H_2 + H_3} \quad (5.7)$$

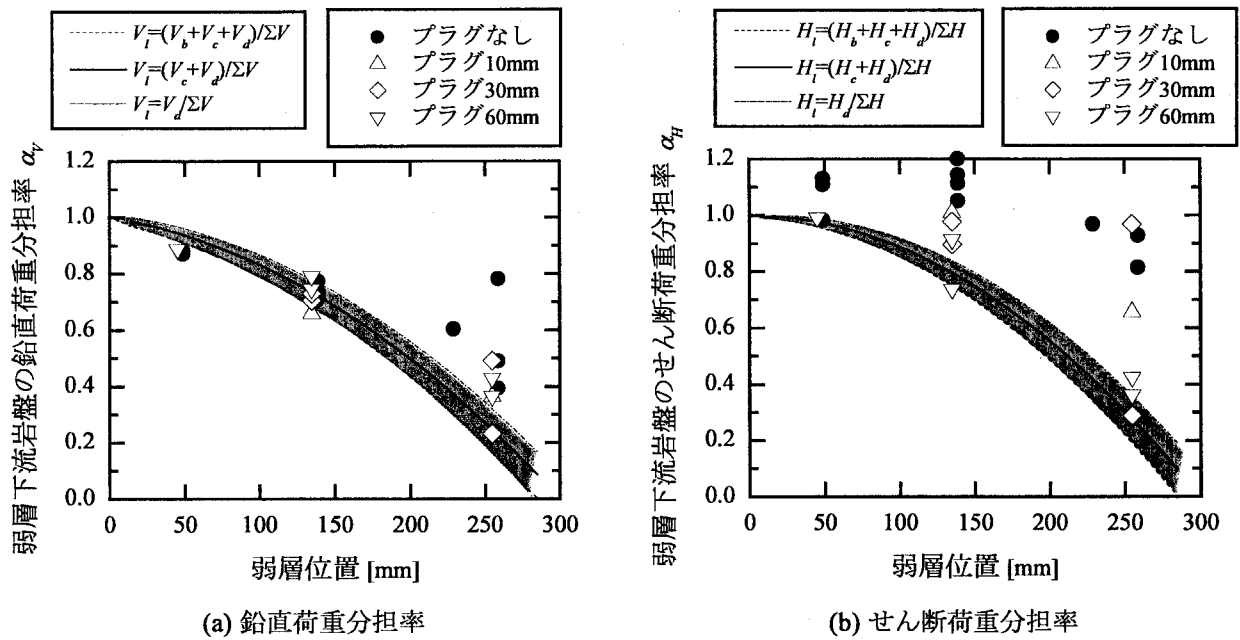


図 5.8 弱層下流岩盤の荷重分担率

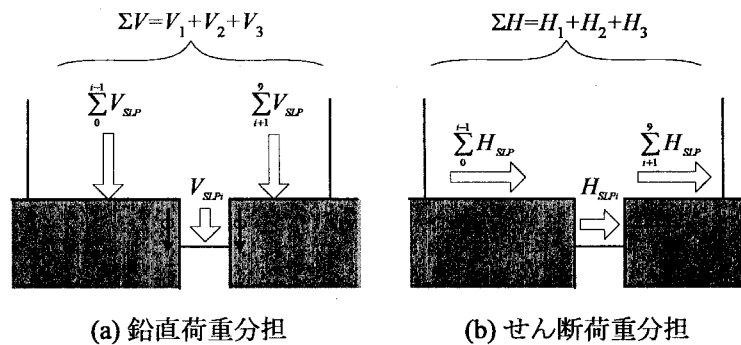


図 5.9 実験結果からの荷重分担率の算出方法

ここで、 V_{SLPk} , H_{SLPk} は、それぞれ番号 k の 2 方向ロードセルで計測された堤敷垂直荷重および堤敷せん断荷重である。 i は弱層部に相当する 2 方向ロードセルの番号である。 V_1, V_2, V_3 は鉛直載荷荷重、 H_1, H_2, H_3 は水平載荷荷重である。 図 5.2 より、台形分布と仮定した応力分布からの荷重分担の算出では、弱層部に作用すべき荷重を 1) 弱層中心で分割した場合 ($V_i = V_c + V_d, H_i = H_c + H_d$)、2) 弱層の上流端で分割した場合 ($V_i = V_b + V_c + V_d, H_i = H_b + H_c + H_d$)、3) 弱層の下流端で分割した場合 ($V_i = V_d, H_i = H_d$) の荷重分担率を算出し、図 5.8 には帯として表示した。

図 5.8(a)より、プラグなしモデルの鉛直荷重分担率は、中央弱層モデルでは台形分布からの計算値とほぼ一致するが、上流弱層モデルでは計算値よりも低く、下流弱層モデルでは計算値よりも高い。これは、荷重を支持すべき堤敷端部に弱層が存在するためであり、面積が狭い方、すなわち上流弱層モデルでは弱層上流岩盤に、下流弱層モデルでは弱層下流岩盤に過大な荷重が作用する。下流岩盤モデルでは特にこの影響が大きい。プラグを設置した場合には、プラグによる変形抑制効果により下流弱層モデルの鉛直荷重分担率は減少し、台形分布からの計算値に近づくことが確認できる。

図 5.8(b)において、プラグなしモデルのせん断荷重分担率が一部で 100%以上となっているが、これ

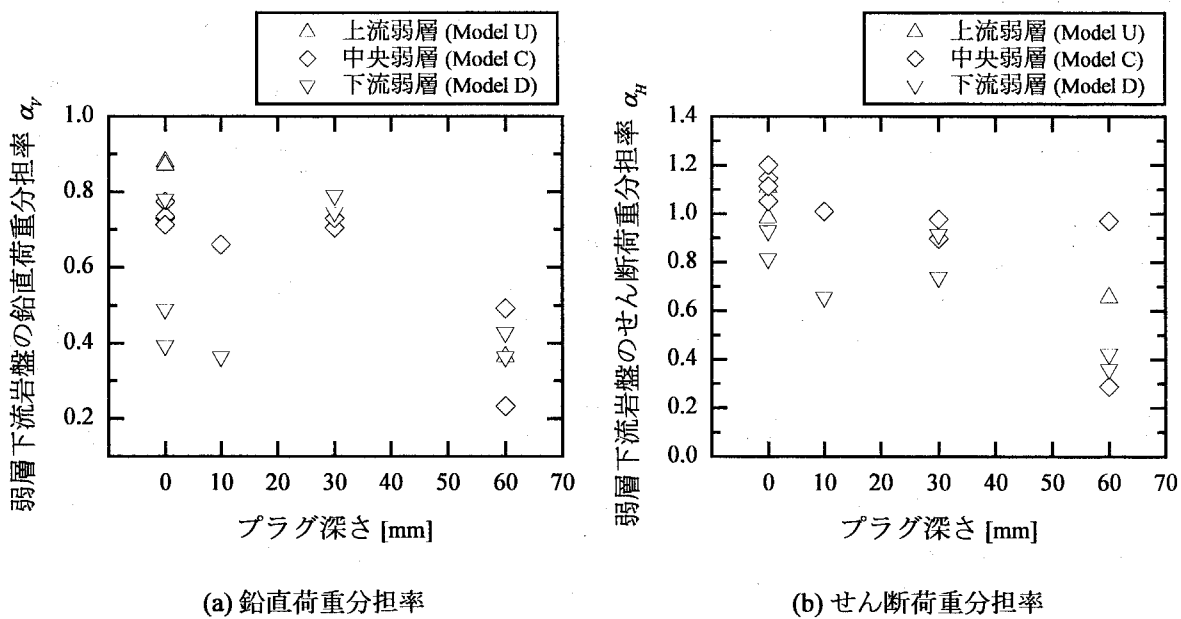


図 5.10 プラグ深さによる弱層下流岩盤の荷重分担率 (実験結果)

は、弱層周辺岩盤が鉛直荷重によって弱層方向へと変形し、弱層上流の堤敷に負のせん断応力が発生するためである。プラグの設置により、せん断荷重分担率は減少し、台形分布からの計算値に近づくが、プラグ深さによってバラツキが見られる。以上より、弱層が存在しプラグを設置しない場合の荷重分担率が、台形分布からの計算値と大きく異なるのは、弱層の有無および弱層位置によって、外力に対する基礎岩盤全体の変形特性に差が生じるためである。一方、プラグの設置により台形分布からの計算値に近づくのは、プラグによる変形抑制効果によって、基礎岩盤の変形性状が、弱層のない場合に近づくためである。したがって、弱層モデルあるいはプラグモデルの荷重分担を算出するためには、前節で行なったように台形分布と仮定した応力分布を弱層位置で2分するという方法では不十分であり、弱層による基礎岩盤全体の変形特性の差異およびプラグの深さに応じた変形抑制効果を考慮する必要がある。

図 5.10 は、中央弱層モデルおよび下流弱層モデルの実験結果から、満水状態での弱層下流岩盤の鉛直荷重分担率 α_v 、せん断荷重分担率 α_H を、プラグ深さとの関係で示したものである。図より、今回の実験結果にはバラツキが大きく、弱層位置による変形特性の差異およびプラグ深さによる変形抑制効果を評価することは困難である。

(3) すべり面の仮定の妥当性に関する検討

本章第 2 節では、弱層上流岩盤、下流岩盤にそれぞれすべり面を想定し、すべり面全体としてのせん断摩擦安全率を算出した。これに対し、実験では上流端からの引張破壊が生じたものが多く、想定している破壊形態が異なるため、剛体安定解析結果と実験結果を一概に比較することは出来ない。しかしながら、たとえば、上流弱層モデルでは、剛体安定解析では 30 mm 以下のプラグが必要であると算出されたのに対し、前章の実験ではプラグなしであっても弱層が無い場合とほぼ同等の耐荷力を示している。また、下流弱層モデルプラグ無しの場合、剛体安定解析では満水状態でせん断摩擦安全率 $n_A=6.0$ と算定されたが、実験では満水状態以前に破壊が生じるなど、実験結果と剛体安定解析との間

表 5.2 局所破壊発生時の弱層下流岩盤せん断摩擦安全率 n_{AI}

		上流弱層	中央弱層	下流弱層
プラグ 深さ [mm]	0	2.6, 2.9	1.8, 1.5	1.4
	10	—	1.5	1.8
	30	—	2.8, 2.4	3.0, 4.4
	60	4.4	3.6, 4.2	6.0, 5.8



には差が見られる。これは、1) 前項で述べたように、剛体安定解析で想定した弱層上流・下流岩盤の荷重分担が、実験で生じた荷重分担と異なること、2) 必要プラグ深さを「弱層無しモデルと同等のせん断摩擦安全率 ($n_A = 8.23$) を有するプラグ深さ」としたが、堤敷上流端での引張破壊を考慮すれば弱層無しモデルの破壊に対する安全率（せん断、引張を含む）自体がさらに低い値となり得ること、3) 剛体安定解析によるせん断摩擦安全率 n_A が想定すべり面全体の平均的な安全率であるため、これによって所定の安全率を確保していても、下流弱層モデルの実験における堤敷下流端のように応力集中によって局所的に点安全率 n が 1.0 を下回る可能性があることによる。

5.3.4 模型実験における必要プラグ深さの検討

実験における局所破壊発生に関する結果によれば、堤敷上流端での引張によって破壊する場合には、弱層位置やプラグ深さに拘わらず、弱層が無い場合とほぼ同等の耐荷力を示すこと、一方、弱層下流の堤敷面積が狭く、弱層下流岩盤への荷重伝達がスムーズに行かない場合には、弱層下流におけるせん断破壊が発生し、弱層無しの場合よりも耐荷力が低下する。この結果を踏まえれば、弱層無しモデルと同等の耐荷力を有するためには、弱層下流岩盤でのせん断安定性を確保すれば良い。表 5.2 は、実験各ケースの局所破壊時点での弱層下流岩盤におけるせん断摩擦安全率 n_{AI} を示している。なお、せん断摩擦安全率 n_{AI} の算出では、2方向ロードセルの計測値から弱層下流岩盤に作用する荷重を求め、プラグ底端より角度 θ のすべり面を想定した。表 5.2 において太字で示すのは弱層下流岩盤でせん断破壊が実際に生じたケースである。表 5.2 より、局所破壊発生時に弱層下流岩盤のせん断摩擦安全率 n_{AI} が 1.0 に近いのは、弱層下流域でのせん断破壊を生じた下流弱層モデルのプラグなし (Model D-0) とプラグ 10 mm (Model D-10)、中央弱層モデルのプラグなし (Model C-0) とプラグ 10 mm (Model C-10) である。一方、上流端から引張破壊を生じたモデルでは弱層下流域でのせん断安定性は確保されていたことが確認できる。そこで、以下では、弱層なしモデルの局所破壊発生時の荷重 ($\Sigma H = 14.9$ kN) に対して、弱層下流岩盤のせん断摩擦安全率 n_{AI} が一定以上であるようなプラグ深さが本実験における必要プラグ深さであると考えてプラグ深さについての検討を行なう。

前々項で述べたように、弱層下流岩盤の荷重分担率はプラグ深さによって異なる。しかしながら、今回の実験結果から変形抑制効果を定量的に評価することが困難であるため、プラグを設置しない場合の荷重分担を用いて必要プラグ深さについて検討する。この検討は、プラグによる変形抑制効果を考慮しない場合の検討であるため、弱層下流岩盤にとっては最も過酷な条件下での検討に相当する。

図 5.11, 5.12 は、実験各ケースの水平荷重の増加に伴う弱層下流岩盤の鉛直荷重分担率、せん断荷重分担率の変化を示している。図 5.11 には、応力分布を台形分布仮定し、弱層に作用するべき荷重を弱層中心で 2 分して計算した鉛直荷重分担率を破線によって示す。図 5.11 より、満水状態以降の鉛直

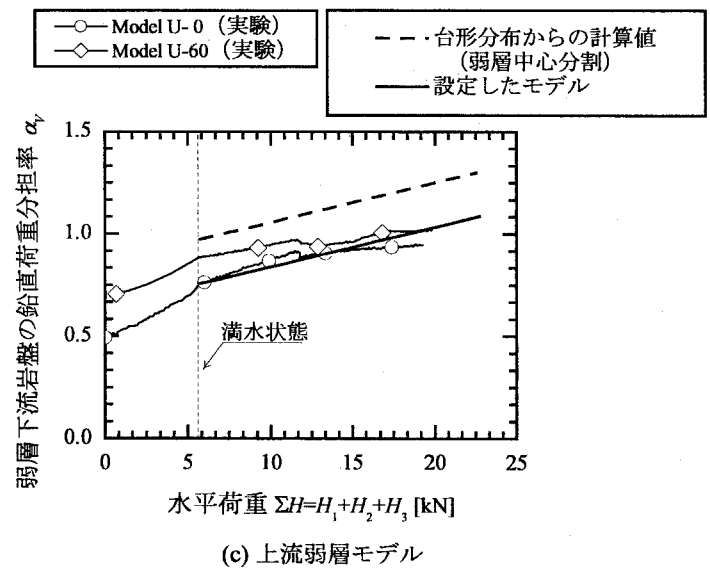
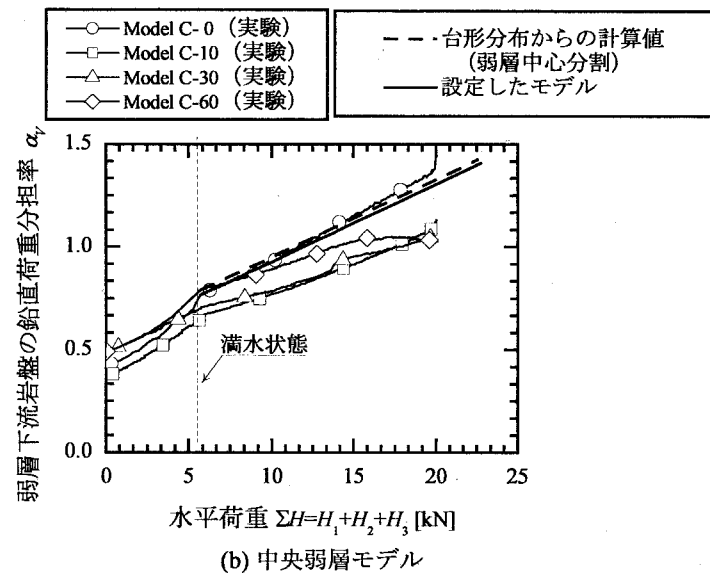
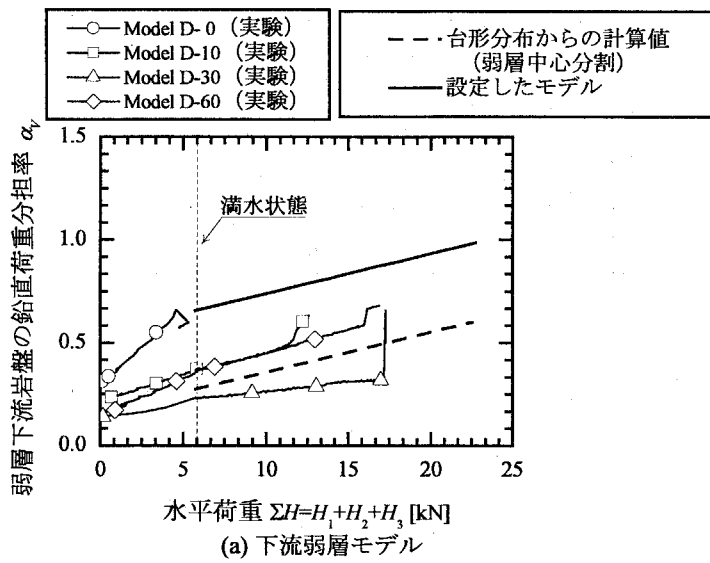
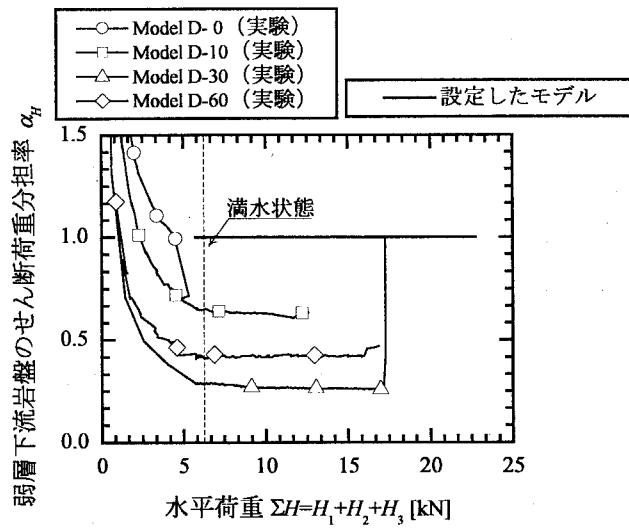
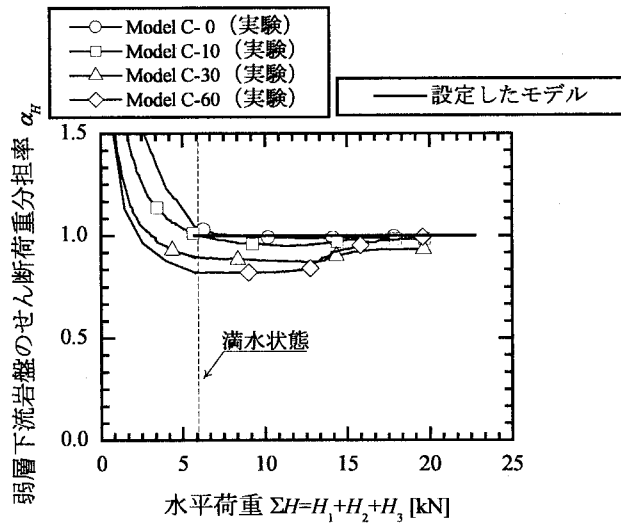


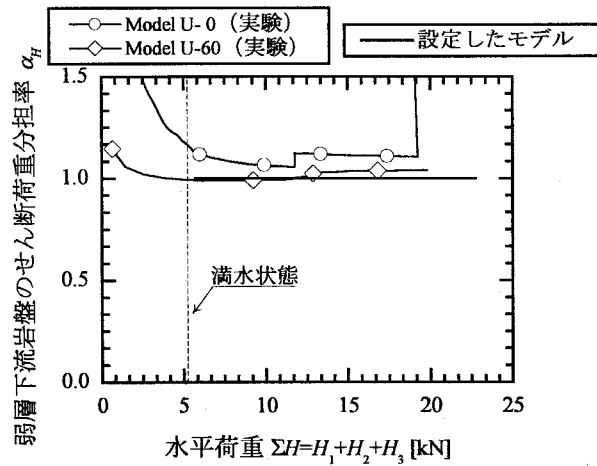
図 5.11 鉛直荷重分担率の実験値と設定したモデル



(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 5.12 せん断荷重分担率の実験値と設定したモデル

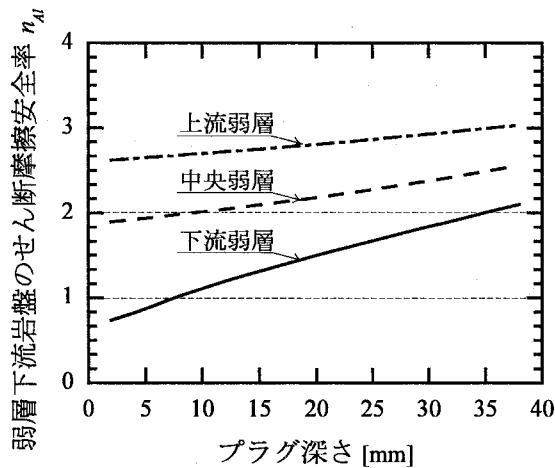


図 5.13 弱層なしモデル局所破壊荷重時 ($\Sigma H=14.9$ kN) における弱層下流岩盤のせん断摩擦安全率 n_{A1} の算出結果

表 5.3 必要プラグ深さに関する石井らの実験結果との比較

弱層位置・幅, プラグ深さは堤敷幅 B を基準に表示

	石井ら ¹²⁾ の光弾性実験	本実験
実験条件 (弱層位置・幅, 相対剛性) E_r : 堅岩部の弾性係数 E_c : 堤体部の弾性係数 E_f : 弱層部の弾性係数 E_p : プラグの弾性係数	 $E_c/E_r = 1.0, E_p/E_r = 1.0, E_f/E_r = 0.1$	 $E_c/E_r = 33.6, E_p/E_r = 93.9, E_f/E_r = 0$
必要プラグ深さの条件	満水状態での応力分布が弱層なしモデルと同等になるプラグ深さ	破壊荷重が弱層なしモデルと同等になるプラグ深さ
必要プラグ深さ d	弱層 A : $d \leq 0.19B$ 弱層 B : $d = 0.25B \sim 0.38B$	Model D : $d = 0.03B \sim 0.11B$ Model C : $d \leq 0.03B$ Model U : $d = 0B$

荷重分担率の増加勾配は, プラグ深さに拘わらず台形分布を弱層中心で分割した場合の勾配にほぼ等しい. また, 図 5.12 より, いずれのモデルにおいても, せん断荷重分担率は, 満水状態以降ほとんど変化しないことが確認できる. これらを踏まえて, 上流弱層, 中央弱層および下流弱層モデルの満水状態以降の荷重分担率を図 5.11, 5.12 における実線のように仮定して, 弱層下流岩盤のせん断摩擦安全率 n_{A1} を算出した.

図 5.13 は, 弱層なしモデル (Model B) の局所破壊荷重時 ($\Sigma H = 14.9$ kN) における, 各弱層モデルの弱層下流岩盤のせん断摩擦安全率 n_{A1} である. 図より, 下流弱層モデルの場合, 8 mm 以上 (堤敷幅の 2% 以上) のプラグ深さであれば $n_{A1} > 1.0$ が確保されること, 一方, 中央弱層モデル, 上流弱層モデルではプラグを設置しなくとも $n_{A1} > 1.0$ が確保されることが確認できる. 表 5.2 より, 実験で下流岩盤のせん断破壊は $n_{A1} > 1.8$ でも生じていることから, $n_{A1} > 2.0$ でせん断安定性が確保されているとするならば, 下流弱層モデルでは 32 mm 以上, 中央弱層モデルでは 8 mm 以上のプラグが必要であり, 上流弱層モデルではプラグ設置の必要がないことになる.

以上の必要プラグ深さの検討では, 満水状態での荷重分担率として実験結果を用いており, また,

実験における満水状態以降の水平荷重の増加方法は、実物ダム現象とは直接は結びつかない。したがって、本検討は、あくまでも必要プラグ深さを規定するための方法論を示したものと位置付けられ、得られた必要プラグ深さ（32 mm, 8 mm）は本模型実験に限定される。

石井ら¹²⁾の光弾性実験から示された必要プラグ深さと、本研究で実験結果に基づいて剛体安定解析から得られた必要プラグ深さを表 5.3 に示す。実験の条件が異なるので単純な比較はできないが、石井ら¹²⁾の研究では、満水状態での着岩面の応力分布が弱層なしの場合と同じになるようにプラグ深さを求めているのに対し、本研究は破壊荷重が弱層なしの場合と同じになるようにプラグ深さを求めており、石井ら¹²⁾の研究の方が条件が厳しいこと、また本研究の方が弱層幅が狭いことを考えれば、お互い比較的整合性のある結果であると言える。表 5.3 から分かるように、石井ら¹²⁾の研究によれば、弱層が堤体下流端よりも下流に存在する場合には、より深いプラグが必要という結果が得られており、本研究でも今後、このような弱層に対する検討を行なう必要がある。

5.4 単純せん断試験による剛体安定解析の検討

5.4.1 概説

第3章、第4章で行なった重力ダム模型実験の結果、置換プラグの効果のひとつに、プラグ凸部による基礎岩盤のせん断強度の増強効果が確認された。このプラグによるせん断強度の増強効果を評価するため、本章前節まででは、模型実験の条件に対する剛体安定解析を行なった。その中で問題となった点は、

- 1) 重力ダム模型実験では、水平荷重の増加に対して図 5.14 のように堤敷垂直応力が変化する。そのため、いずれは上流端での引張破壊が発生する。引張破壊によって生じたモデルに関しては、プラグによるせん断安定性の増強の程度を確認することが不可能である。
- 2) 弱層が存在する場合およびプラグを設置した場合の堤敷応力分布は複雑であり、弱層なしの場合の堤敷応力分布（台形分布）から推定することは困難である。

これらの問題は、重力ダム模型実験での载荷状態が複雑で、着岩面に作用する荷重分布が岩盤モデルによって異なるためである。そこで、本節では、さらに単純な载荷条件下で基礎岩盤のせん断強度を検討することを考えた。すなわち、図 5.14(b)のように、垂直拘束圧一様一定の下で、せん断強度を検討する。この場合には、せん断にともなってモーメントは変化しないし、破壊時にはせん断のみが生じると仮定できる。このように、プラグを考慮した小型供試体を用いて単純せん断試験を行ない、プラグ設置がせん断抵抗力の増強に及ぼす効果を把握する。また、単純せん断試験の条件に対して剛体安定解析を適用し、試験結果の評価を試みる。

5.4.2 実験方法

基本サイズが 100mm×100mm×120mm の小型供試体を、図 5.15 に示す岩石用の一面せん断試験機にセットし、垂直拘束圧一定でせん断する。この一面せん断試験機は、油圧サーボ方式で、荷重制御、変位制御のいずれも可能である。载荷能力は、垂直方向、せん断方向最大 196kN である。

写真 5.1 に供試体の概観を示す。下部は石膏と珪藻土の混合物であり、重力ダム模型実験における

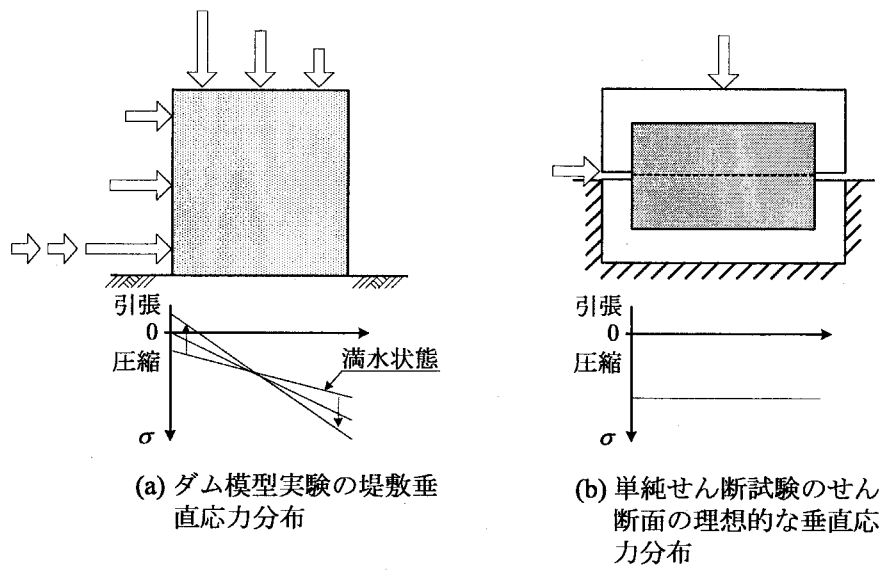


図 5.14 重力ダム模型実験と単純せん断試験の堤敷応力分布の差異

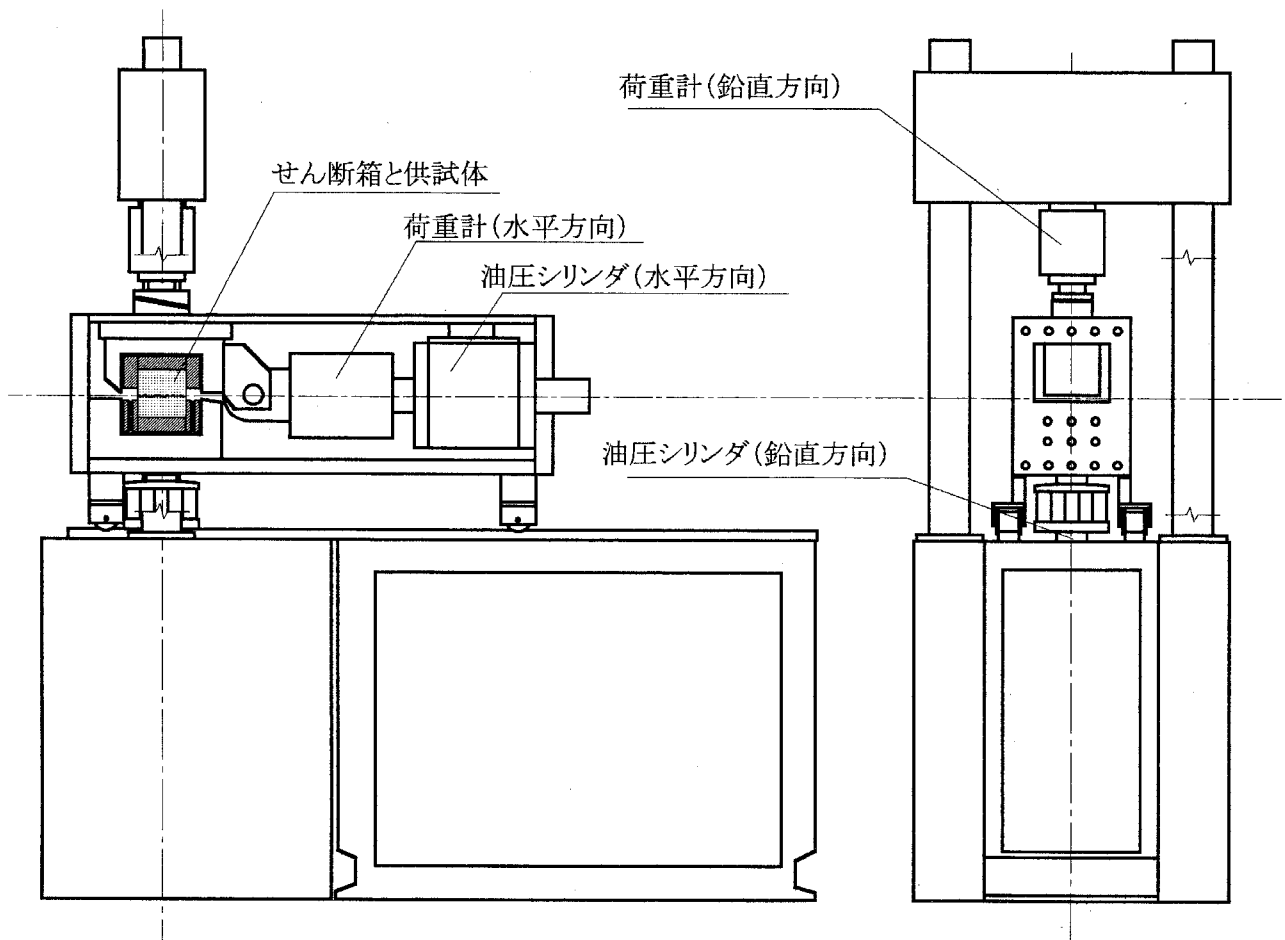


図5.15 単純せん断試験で用いた岩石用一面せん断試験装置

写真 5.1 単純せん断試験の供試体例 (Model SU)

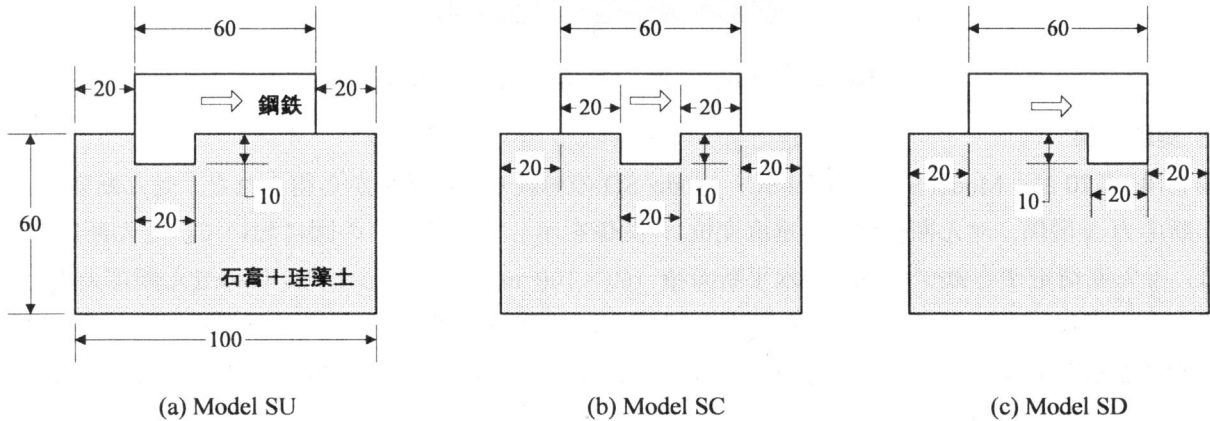
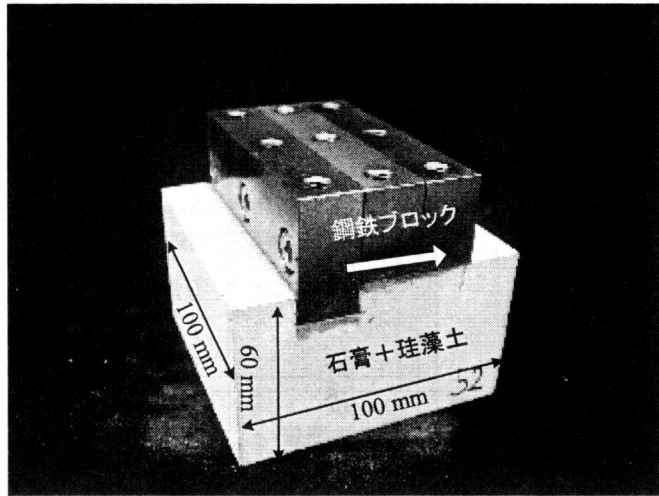


図 5.16 単純せん断試験の実験パターン (単位 : mm)

岩盤供試体に相当する。その配合は重力ダム模型実験と同じく石膏 : 珪藻土 : 水 = 2.0 : 1.0 : 3.0 である。上部は鋼鉄ブロックであり、重力ダム模型実験における堤体部およびプラグ部に相当する。石膏部と鋼鉄部はエポキシ系接着剤によって接着される。用いる接着剤は重力ダム模型実験で堤体部と岩盤供試体とを接着したのと同じである。

供試体パターンを図 5.16 に示す。プラグ部の深さは 10mm と固定し、プラグ位置を荷重の上流側 (Model SU)、中央 (Model SC)、下流側 (Model SD) の 3 位置で変化させた。

せん断する際の垂直拘束圧 σ_v は、0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 MPa の 5 種である。この垂直拘束圧は、重力ダム模型実験の堤敷垂直応力計測結果を参考に範囲を設定している。実験では、せん断速度 0.1mm/min の変位制御とし、せん断応力がピークを迎えるのを確認して荷重をストップした。

供試体は、図 5.17 に示すように、鋼鉄ブロック上部に治具を固定した後、カセット式のせん断箱に入れてせん断試験機にセットする。せん断箱と荷重装置との間には、摩擦によるダイレイタンスー発生を防ぐため、ベアリングを介している。

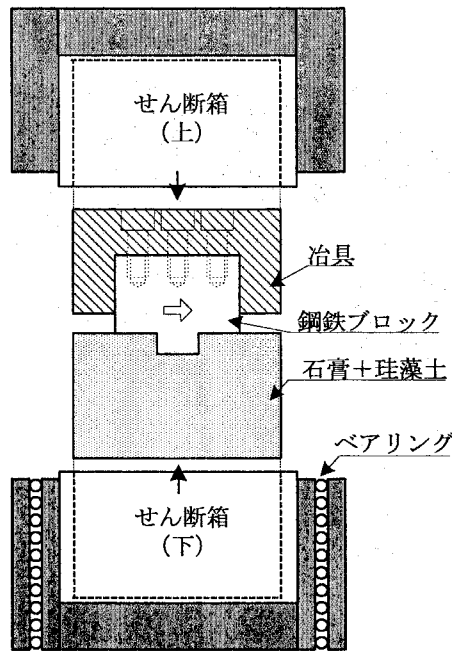


図 5.17 単純せん断試験用冶具とせん断箱

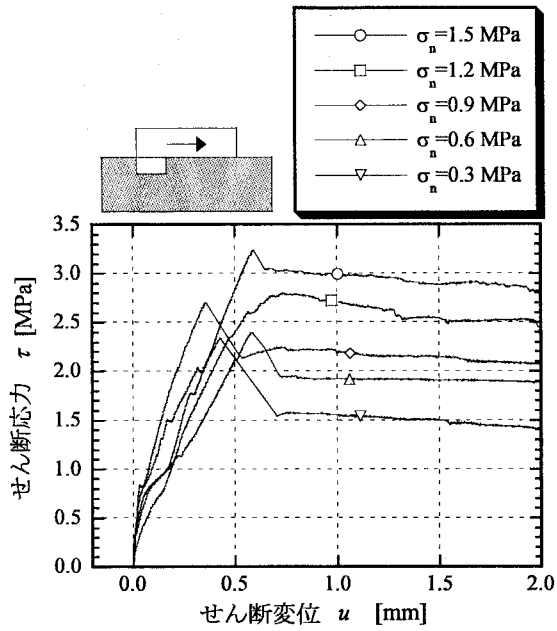
5.4.3 実験結果

図 5.18～5.20 は、Model SU, Model SC, Model SD の単純せん断試験から得られた、せん断変位 u -せん断応力 τ 関係、せん断変位 u -垂直変位 v 関係を示している。この図において、せん断応力 τ とは、せん断荷重 T を鉄ブロックの水平断面積 ($60 \times 100 \text{ mm}^2$) で除した見かけのせん断応力のことを指す。いずれの図においても、せん断応力がピークに達した直後にデータが飛んでいるのは、試験機の剛性と制御精度の低さによるものであるが、本論文では、ピークせん断応力のみを議論するので特に問題にはならない。

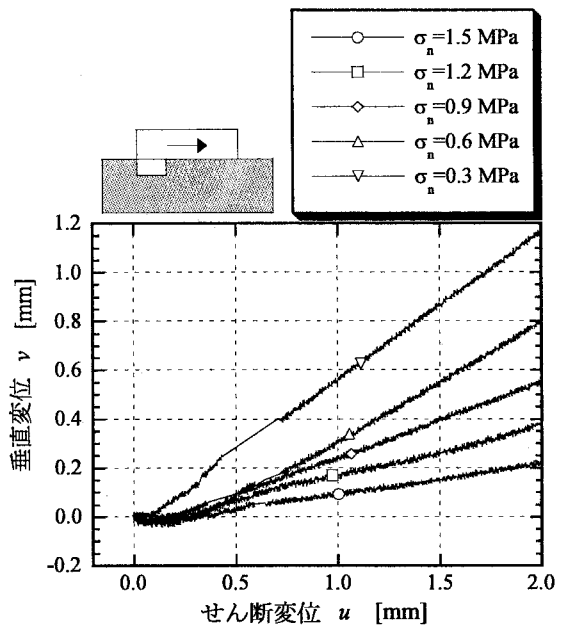
図 5.18～5.20 のせん断変位-せん断応力関係からピークせん断応力 τ_p (以下、せん断強度) を抽出した。図 5.21 は、Model SU, SC, SD のせん断強度 τ_p を示す。図中に「プラグなし」として示すのは、石膏供試体の一軸圧縮強度および圧裂強度から求めたせん断強度線である。鋼鉄と石膏供試体の接着強度は石膏供試体の強度にほぼ等しいことを確認している。

図 5.21 より、プラグの設置位置によらず、せん断強度はほぼ同等であることが確認できる。また、プラグなしの場合と比べると、純せん断強度 τ_0 は 2.2～2.4 倍となり、プラグによって、せん断強度は相当に上昇することが確認できる。

写真 5.2 は、Model SU, SC, SD の破壊状況の例である。写真から分かるように、破壊面は鋼鉄表面に沿う部分と、くさび形に破壊する部分によって構成される。破壊面状況はプラグ位置ごとにほぼ同様であった。図 5.22 は、実験後の供試体からくさび形に破壊した部分の破壊面出現位置を計測した結果である。図 5.22 より、くさび形破壊面の出現状況は垂直拘束圧との間に特別な傾向は確認できない。また、前節に行なった重力ダム模型実験の剛体安定解析では、垂直拘束圧の作用している部分にはくさび形の先が出現しないとして解析を行ったが、図 5.22 からわかるように、単純せん断試験では垂直拘束圧の作用している部分にくさび形の先が出現している。

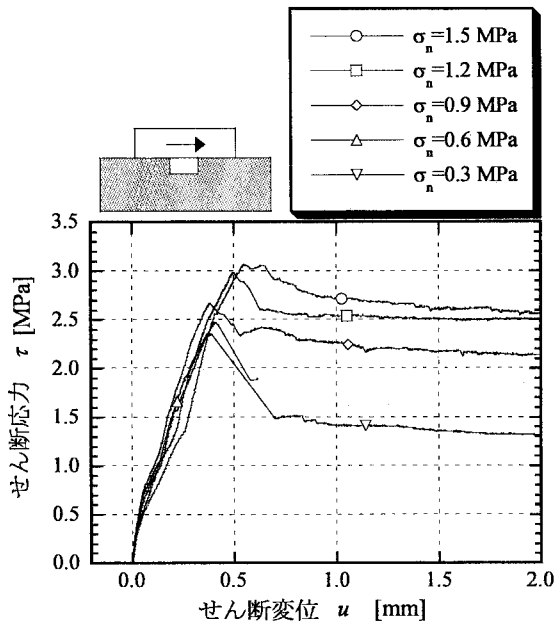


(a) せん断変位-せん断応力関係

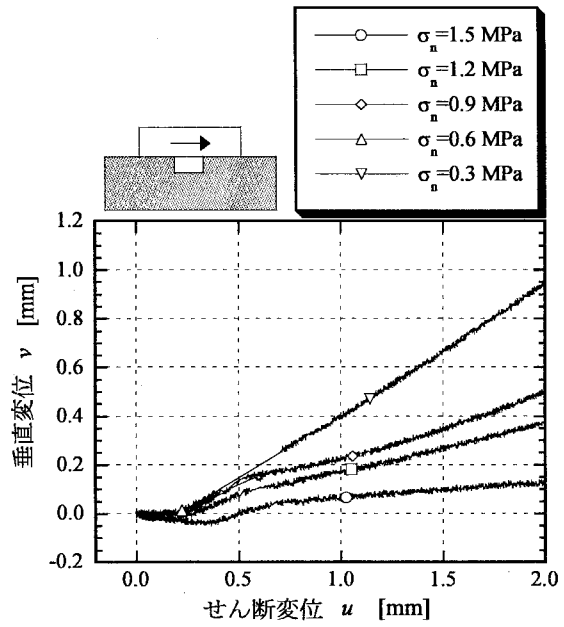


(b) せん断変位-垂直変位関係

図 5.18 Model SU の単純せん断試験結果

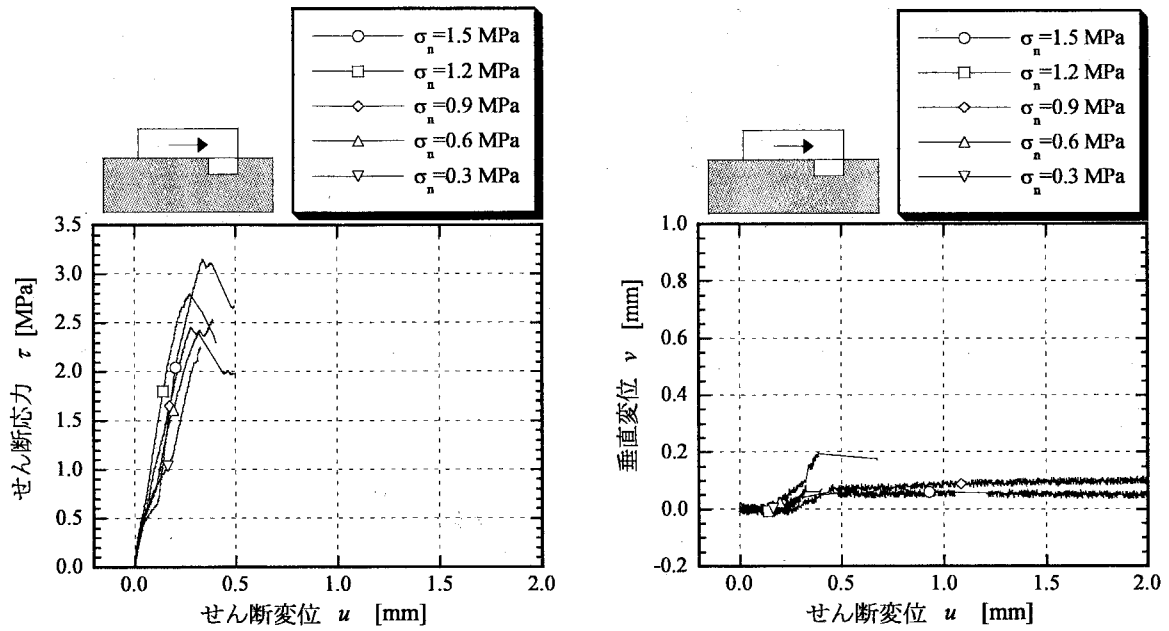


(a) せん断変位-せん断応力関係



(b) せん断変位-垂直変位関係

図 5.19 Model SC の単純せん断試験結果



(a) せん断変位-せん断応力関係 (b) せん断変位-垂直変位関係

図 5.20 Model SD の単純せん断試験結果

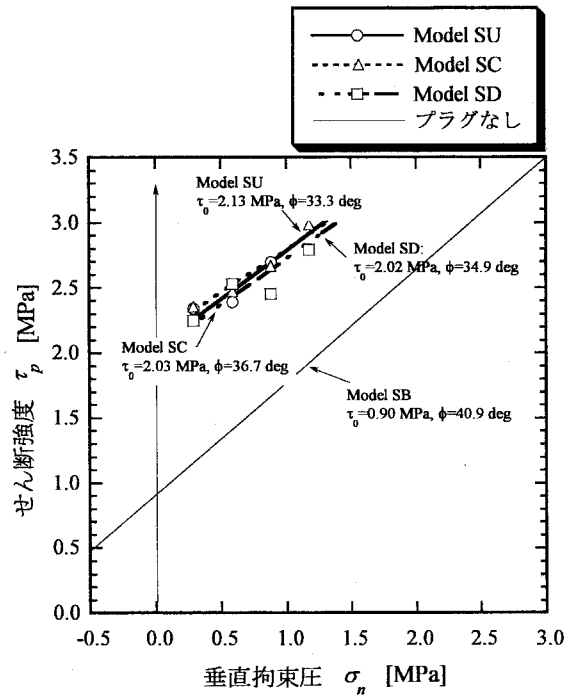
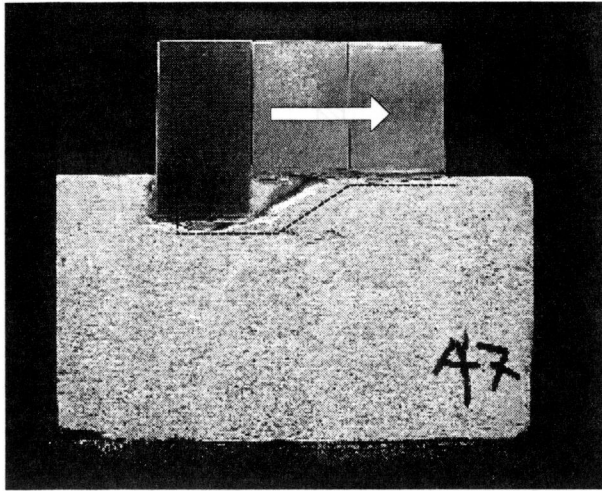
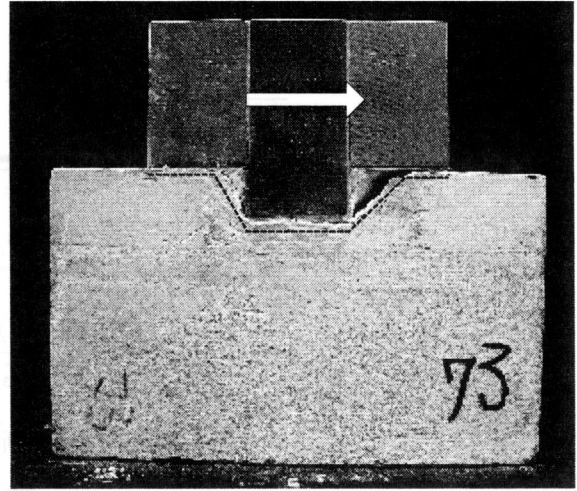


図 5.21 単純せん断試験から得られた各供試体のせん断強度

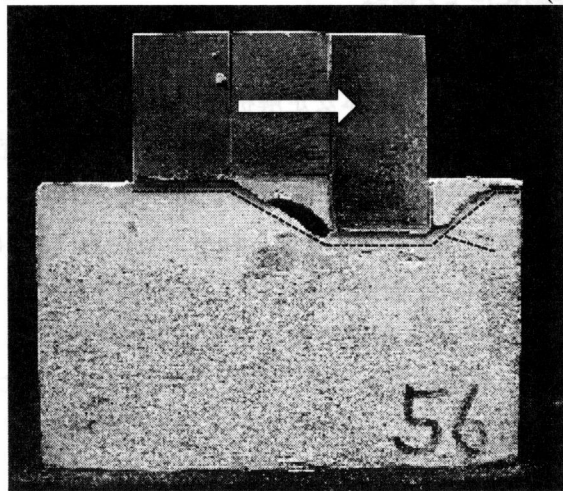
写真 5.2 単純せん断試験によって発生した破壊面



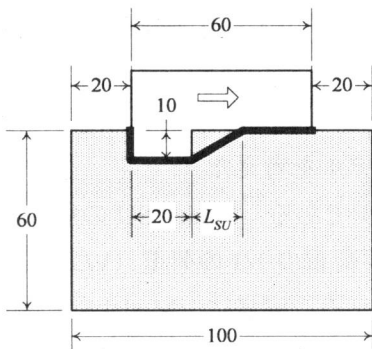
(a) Model SU



(b) Model SC

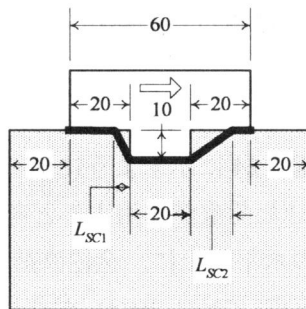


(c) Model SD



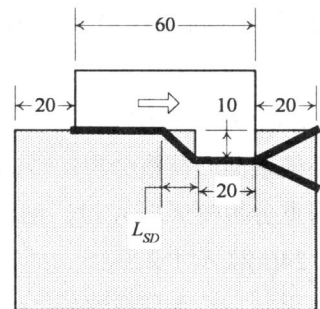
σ_n [MPa]	L_{SU} [mm]
0.3	13.4
0.6	13.6
0.9	19.4
1.2	16.4
1.5	15.0

(a) Model SU



σ_n [MPa]	L_{SC1} [mm]	L_{SC2} [mm]
0.3	5.6	14.8
0.6	4.6	15.2
0.9	9.0	19.4
1.2	9.2	16.6
1.5	7.0	17.4

(b) Model SC



σ_n [MPa]	L_{SD} [mm]
0.3	15.0
0.6	18.6
0.9	16.8
1.2	18.4
1.5	14.6

(c) Model SD

図 5.22 単純せん断試験における破壊面の出現状況 (単位: mm)

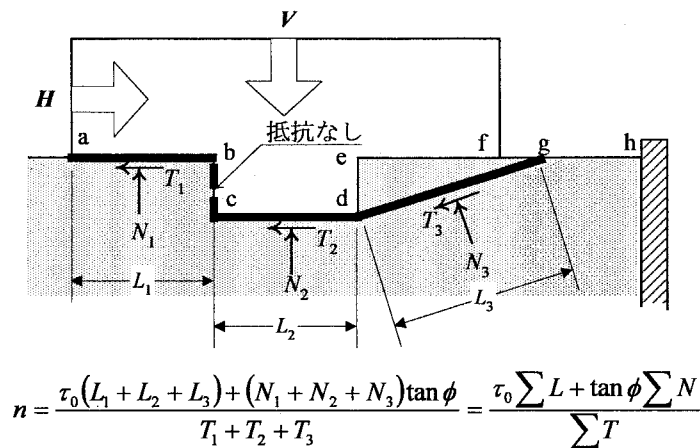


図 5.23 単純せん断試験の剛体安定解析の概要

5.4.4 単純せん断試験の剛体解析による検討

(a) 単純せん断試験の剛体安定解析の概要

Model SU, SC, SD の条件について、剛体安定解析を行ない、実験結果との比較を行なった。ここで行なう剛体安定解析の概要を図 5.23 を用いて説明する。プラグ部上流面すなわち図 5.23 の bc 面はせん断荷重 H の载荷に対して引張が作用する。石膏材料は引張に対する抵抗力は小さく、ピーク荷重に達する以前に bc 面は引張破壊で分離すると考えられることから、bc 面は無抵抗であると仮定する。プラグ部下流側のくさびを形成する dg 面については、g の位置を e と h の間で自由に変化させた。点 g の移動に対してのせん断摩擦安全率 n が最小となるような角度を探索した。せん断摩擦安全率 n の算出は、例えば図 5.23 のような条件に対しては、式(2.1)に基づいて、つぎのように行なった。

$$n = \frac{\tau_0 \sum L + \tan\phi \sum N}{\sum T} \quad (5.8)$$

ここに、 τ_0 , $\tan\phi$ は石膏材料の純せん断強度および内部摩擦係数、 $\sum L$ は想定すべり面の長さの総和、 $\sum N$ はすべり面に作用する垂直荷重（単位奥行）の総和、 $\sum T$ はすべり面に作用するせん断荷重（単位奥行）の総和である。

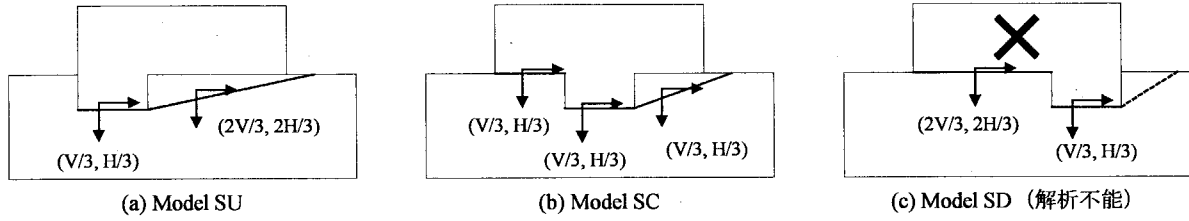
(b) 荷重分担モデル

各破壊面の荷重分担については、図 5.24 に示すように何種類かのモデルを考えた。

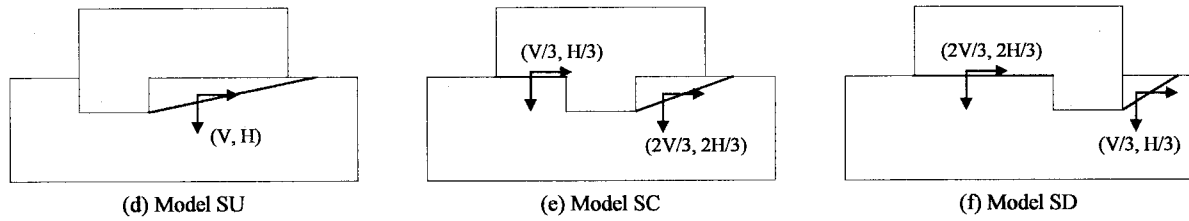
荷重分担モデル A は、面積比に応じた荷重が作用すると考えるモデルである。Model SU の場合、図 5.24(a) に示すように、プラグ底面の水平面上に、全鉛直荷重、全水平荷重の 1/3 の荷重 ($V/3, H/3$) が作用し、くさび形部分には残りの荷重 ($2V/3, 2H/3$) が作用すると考える。同様に、Model SC では図 5.24(b) のように、プラグ上流側の水平面に ($V/3, H/3$)、プラグ底面に ($V/3, H/3$)、くさび形部分に ($V/3, H/3$) の荷重が作用すると考える。この荷重分担モデル A の場合、Model SD について計算を行なえない。なぜならば、プラグ上流側の水平面には ($2V/3, 2H/3$)、プラグ底面に ($V/3, H/3$) の荷重が作用するとすれば、くさび形部分に荷重が作用しないことになるからである。くさび形部分に荷重が作用しないとすれば、プラグがない場合となんら変わらなくなる。

荷重分担モデル A'、および荷重分担モデル A'' では、プラグ底面には荷重が作用せずかつ無抵抗であると考える。これら二つのモデルのうち、荷重分担モデル A' では、図 5.24(e), (f) に示すように、プ

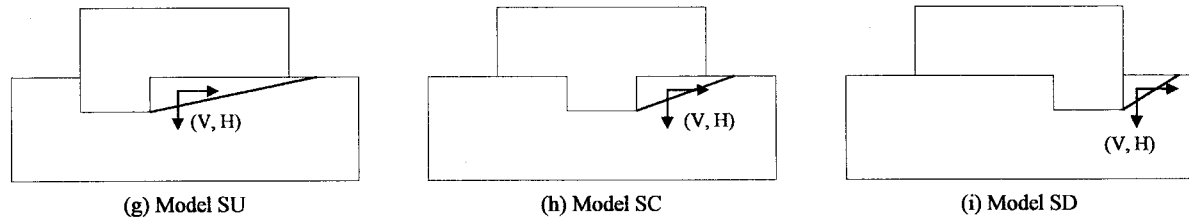
荷重分担モデルA：面積比荷重モデル



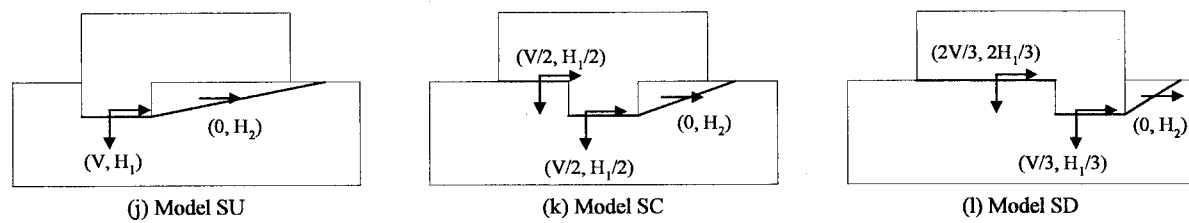
荷重分担モデルA'：面積比荷重、プラグ部荷重前面引きうけモデル



荷重分担モデルA''：プラグ前面全荷重分担モデル



荷重分担モデルB： $n_{\text{水平面}} = n_{\text{くさび}}$ 、水平荷重分配モデル



荷重分担モデルB'： $n_{\text{水平面}} = n_{\text{くさび}}$ 、鉛直・水平荷重分配モデル

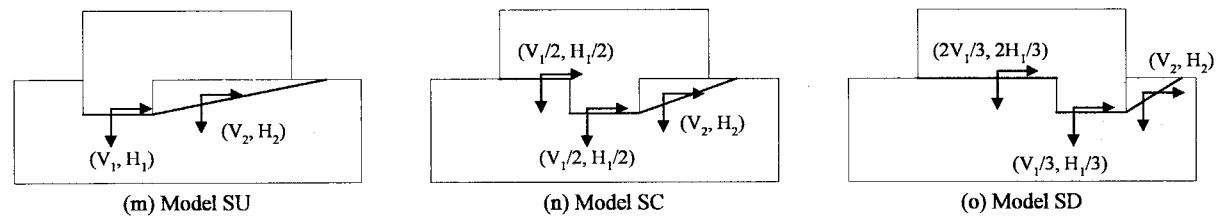


図 5.24 剛体安定解析で用いた荷重分担モデル

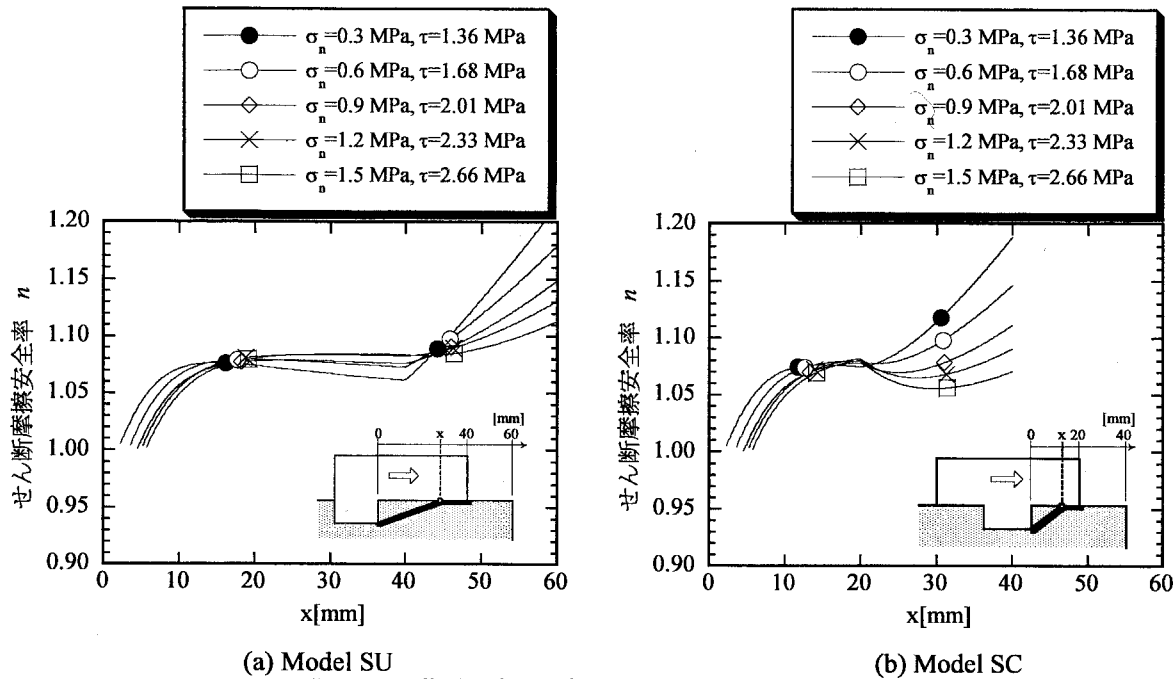


図 5.25 荷重分担モデル A による剛体安定解析結果

ラグ上流の水平面は、面積比に応じた荷重を分担し、残りの荷重をくさび形部分が分担すると考える。一方、荷重分担モデル A'' では、図 5.24(g), (h), (i) に示すように、プラグ上流の水平面も荷重を分担せずかつ無抵抗と考え、くさび形部分に全荷重 (V, H) が作用すると考える。

以上の、荷重分担モデル A, A' および A'' は、想定破壊面上に一定割合の荷重が作用する荷重分担モデルである。一方、荷重分担モデル B, B' は、荷重分担の割合を変化させる。すなわち、想定破壊面を水平面部分とくさび形部分とに分け、水平面部分について算出されたせん断摩擦安全率 $n_{\text{水平面}}$ と、くさび形部分について算出されたせん断摩擦安全率 $n_{\text{くさび}}$ とが等しくなるように荷重が分配されると仮定する。荷重分担モデル B では、図 5.24(j), (k), (l) に示すように、鉛直荷重については、水平面で均等に分担すると考え、水平荷重については、水平面が全水平荷重 H のうち H1 を、くさび形部分が H2 を ($H=H1+H2$) 分担すると考える。すなわち、水平荷重のみが $n_{\text{水平面}} = n_{\text{くさび}}$ となるように分配されると考える。一方、荷重分担モデル B'' では、鉛直荷重と水平荷重の両方が $n_{\text{水平面}} = n_{\text{くさび}}$ となるように分配されると考える。ただし、荷重分担モデル B'' では、鉛直荷重と水平荷重の割合は同じ、すなわち、図 5.24(m), (n), (o) の記号を使えば、 $V_1 : V_2 = H_1 : H_2$ で分配されると考える。

5.4.5 単純せん断試験の剛体安定解析結果

図 5.25～図 5.29 は、図 5.24 で示した 5 種類の荷重分担モデルを用いて剛体安定解析を行った結果である。これらの図で、横軸 x はくさび形の出現位置のプラグ下流端からの距離 [mm] である。したがって、Model SU では $0 < x < 60$ [mm]、Model SC では $0 < x < 40$ [mm]、Model SD では $0 < x < 20$ [mm] である。x の変化に対して、せん断摩擦安全率 n の最小値が 1.0 となるようなせん断応力を求めたのが図 5.25～5.29 である。各図の凡例に示される τ の値 [MPa] が垂直拘束圧 σ_n の時のせん断応力すなわちせん断強度である。

図 5.25 より、荷重分担モデル A では、くさび形の出現位置 x が 0 に近いほど、すなわちくさび形の

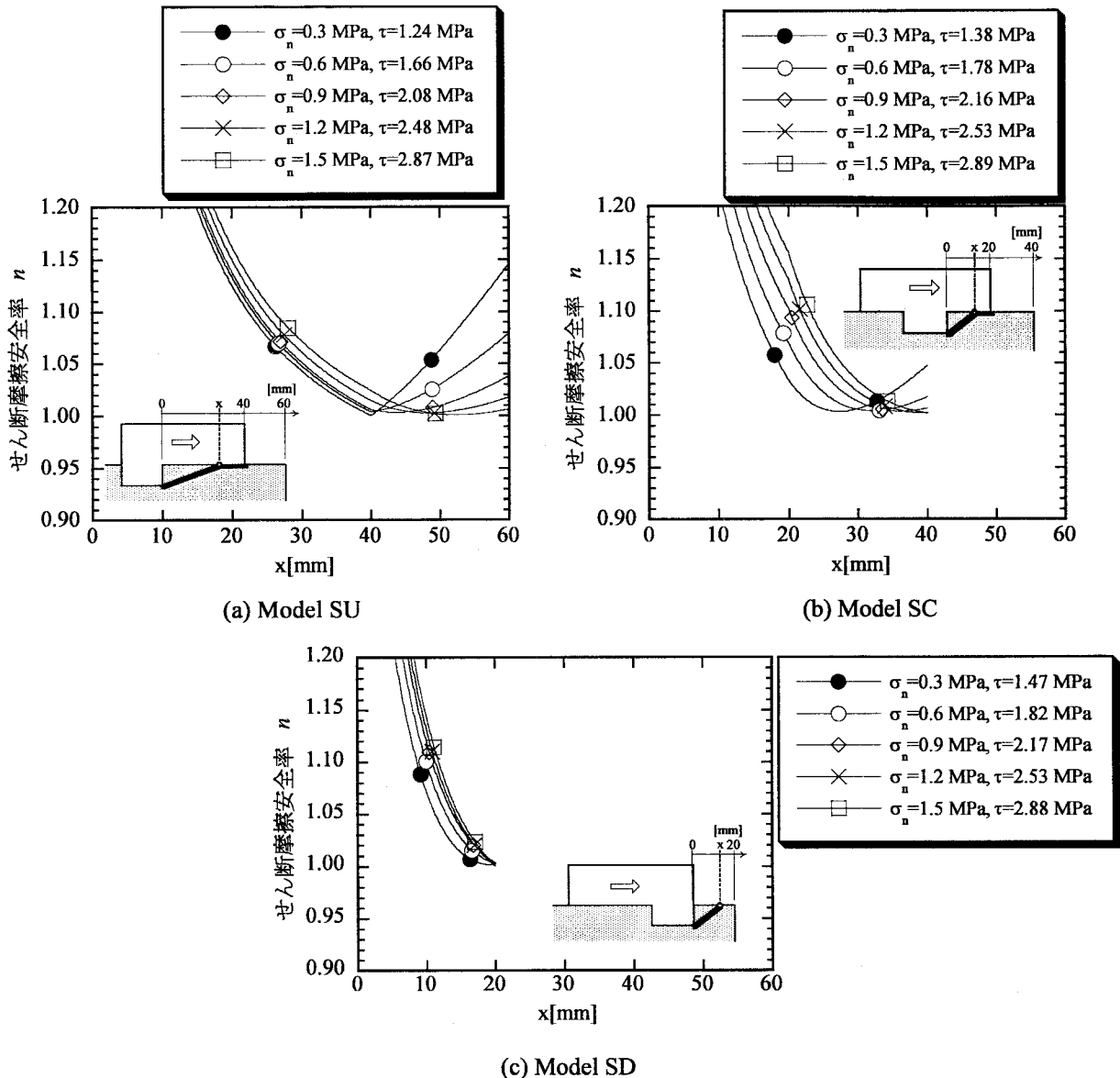
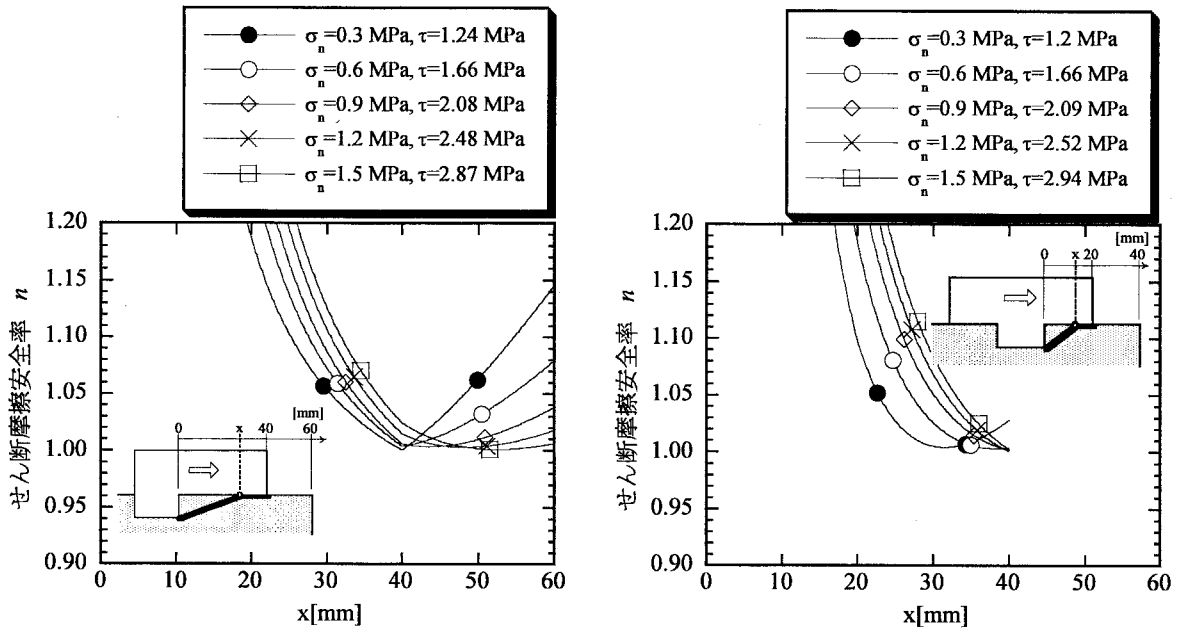


図 5.26 荷重分担モデル A' による剛体安定解析結果

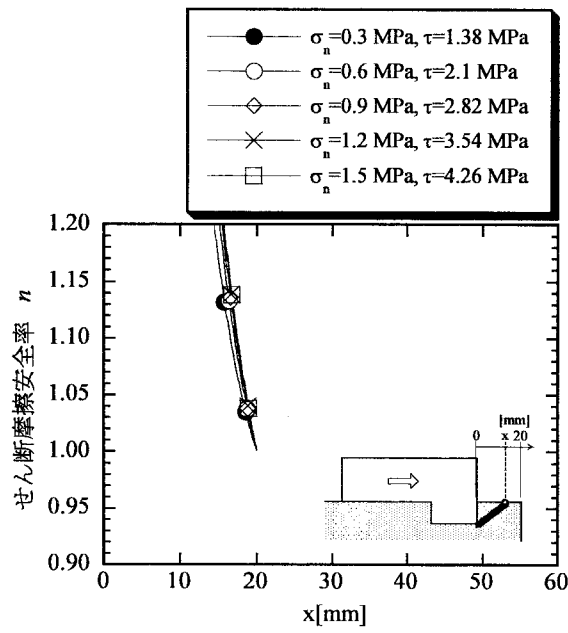
急な角度なほどせん断摩擦安全率が小さいという結果となっている。これは、破壊面が水平面で構成されたほうがせん断摩擦安全率は低いことを示している。一方、図 5.26～5.29 より荷重分担モデル A', A'', B, B' では、 x が大きくなるほどせん断摩擦安全率が小さくなる。Model SU では、鋼鉄ブロック下流端あるいはその下流側 ($x > 40$ mm) で最小値 (1.0) を示す。Model SC も鋼鉄ブロック下流端あるいはその下流側 ($x > 20$ mm) で最小値 (1.0) を示す。Model SD は、石膏供試体下流端 ($x = 20$ mm) で最小値 (1.0) を示している。

図 5.22 に示した実験でのくさび形の出現位置と、図 5.25～5.29 に示した剛体安定解析でせん断摩擦安全率の最小値 (1.0) となる x とを比較する。Model SD では実験結果も剛体安定解析結果も石膏供試体下流端 ($x = 20$ mm) でくさび形が出現することになり一致する。しかしながら、Model SU および Model SC では、実験結果では $x = 13.4 \sim 19.6$ mm の位置にくさび形が出現するのに対し、剛体安定解析では、 $x \geq 40$ mm (Model SU), $x \geq 20$ mm (Model SC) となっており、剛体安定解析の結果は実験結果を表現できていない。



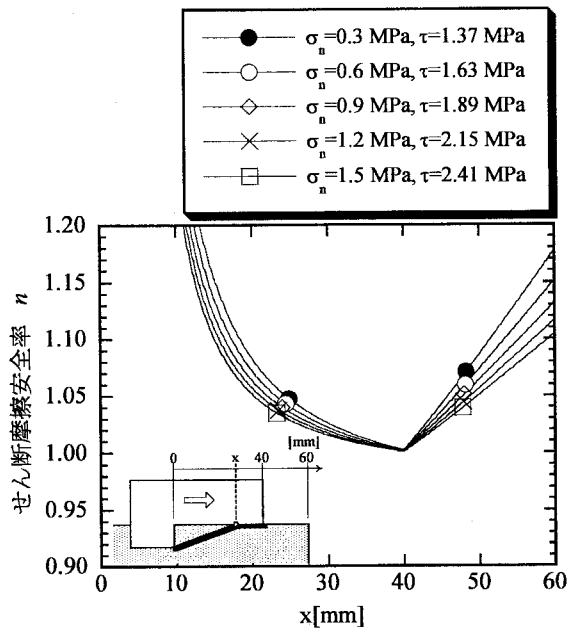
(a) Model SU

(b) Model SC

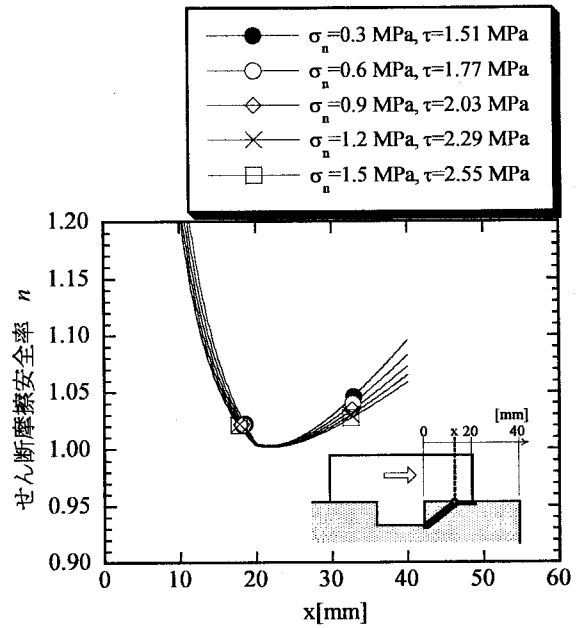


(c) Model SD

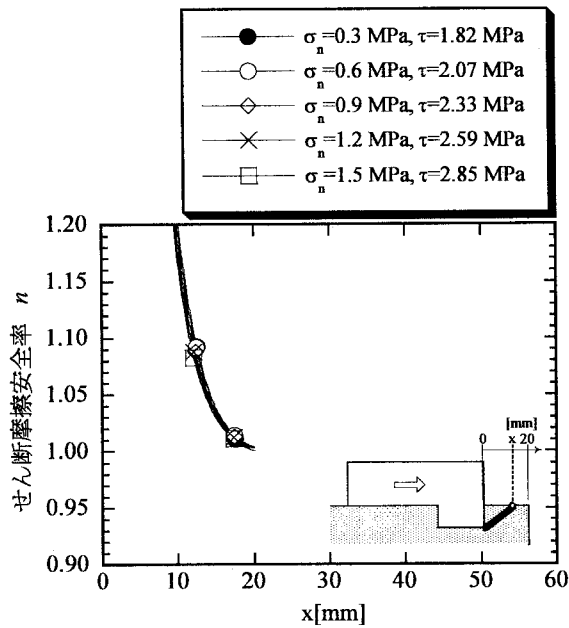
図 5.27 荷重分担モデル A''による剛体安定解析結果



(a) Model SU

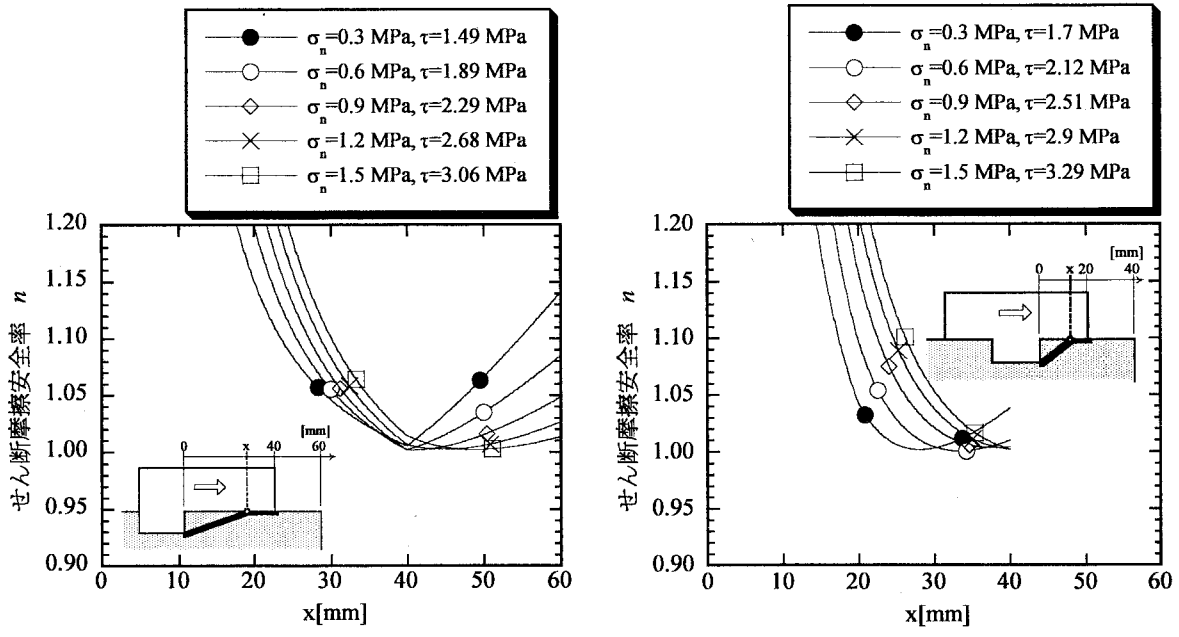


(b) Model SC



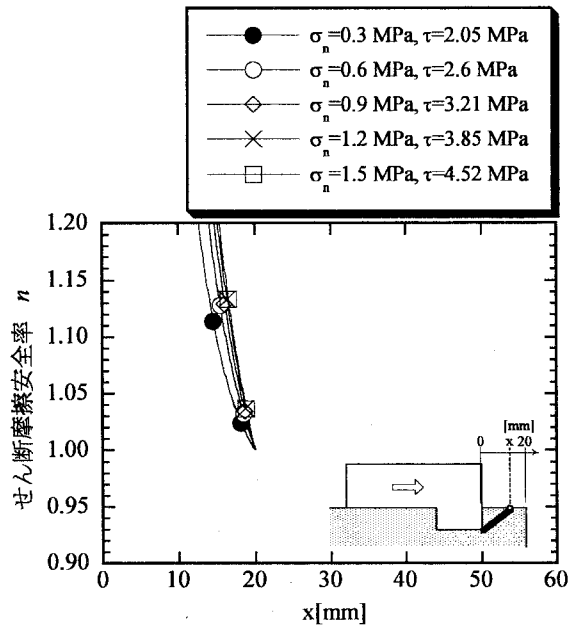
(c) Model SD

図 5.28 荷重分担モデル B による剛体安定解析結果



(a) Model SU

(b) Model SC



(c) Model SD

図 5.29 荷重分担モデル B'による剛体安定解析結果

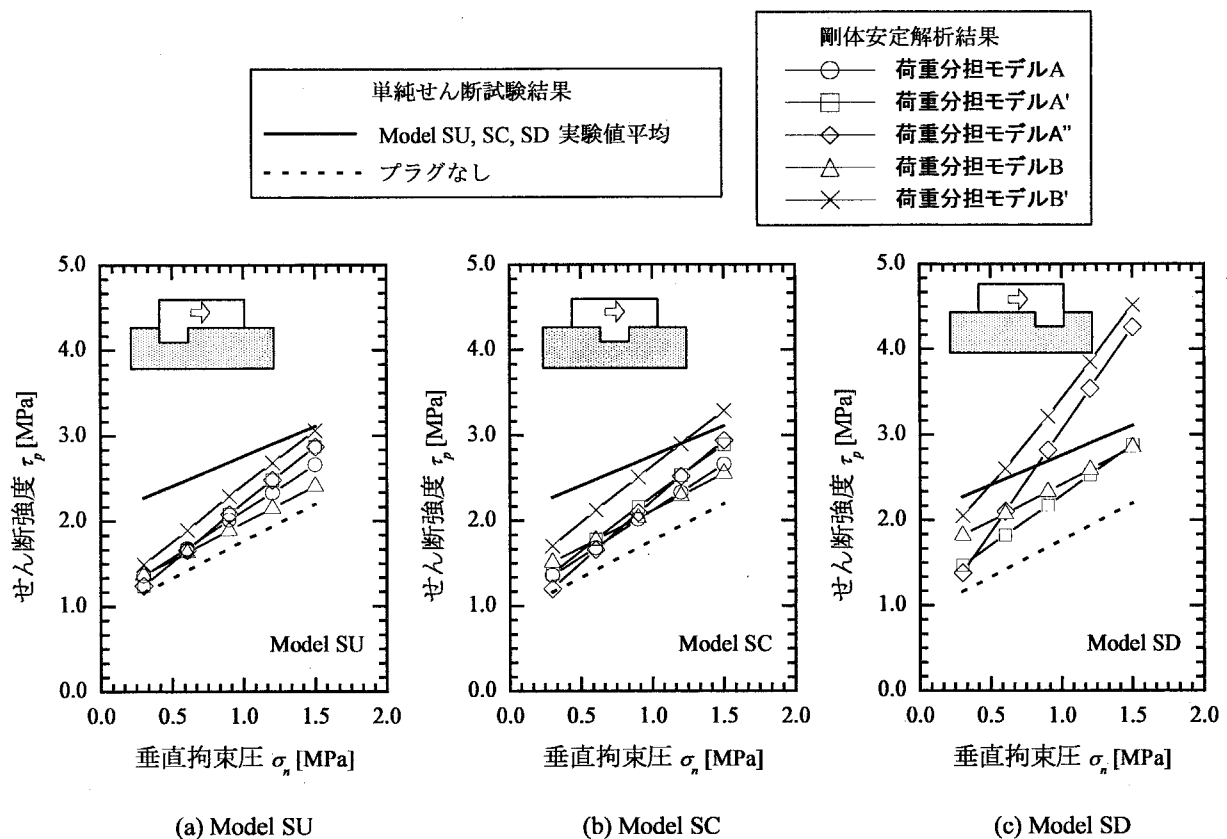


図 5.30 剛体安定解析結果と実験結果との比較（せん断強度）

図 5.30 は、実験で得られた各モデルのせん断強度 τ_p と、図 5.25～5.29 の剛体安定解析から得られたせん断強度（せん断摩擦安全率 n の最小値=1.0 となるせん断応力）とを比較したものである。図 5.21 で示したように、Model SU、Model SC および Model SC のせん断強度はほぼ等しいので、図 5.30 では全ての実験値の平均としてせん断強度線を描いている。図 5.30 より、荷重分担モデル A', B は、プラグ位置によってせん断強度がほとんど変わらないという実験結果を表現し得ている。一方、荷重分担モデル A'' および B' は、プラグ位置によってせん断強度が異なる。値について、実験結果と剛体安定解析結果を比較すると、Model SU および Model SC では、低拘束圧で剛体安定解析結果はいずれの荷重分担モデルも実験結果よりもかなり低いせん断強度となっている。一方、Model SD については、荷重分担モデル A'' および B' は高拘束圧で剛体安定解析結果は実験結果よりもかなり高い値となる事が確認できる。

ここで、プラグ位置に拘わらずせん断強度がほぼ等しいことに着目すれば、これらの3つのプラグモデルは図 5.31 に示すモデルと同等であると考えられる。そこで、図 5.31 のように破壊面を想定して剛体安定解析を行った。荷重分担モデルは、水平面に全ての鉛直荷重 V と水平荷重の一部 H_1 が作用し、くさび部分には水平荷重 H_2 が作用するモデル（荷重分担モデル E）とした。荷重分担モデル B および B' と同様に、水平面のせん断摩擦安全率 $n_{\text{水平面}}$ とくさび形部分のせん断摩擦安全率 $n_{\text{くさび}}$ が等しくなるように水平荷重 H_1 と H_2 の配分が決定されるものとする。

図 5.32 は、荷重分担モデル E による剛体安定解析結果を、他 5 種の荷重分担モデルによる剛体安定解析結果および実験結果と比較したものである。図 5.32 より、荷重分担モデル E は、実験結果を精度

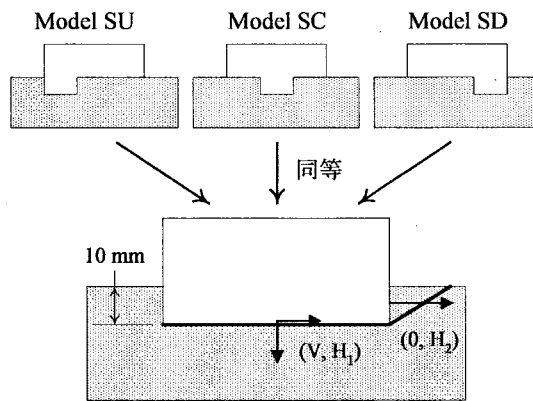


図 5.31 荷重分担モデル E

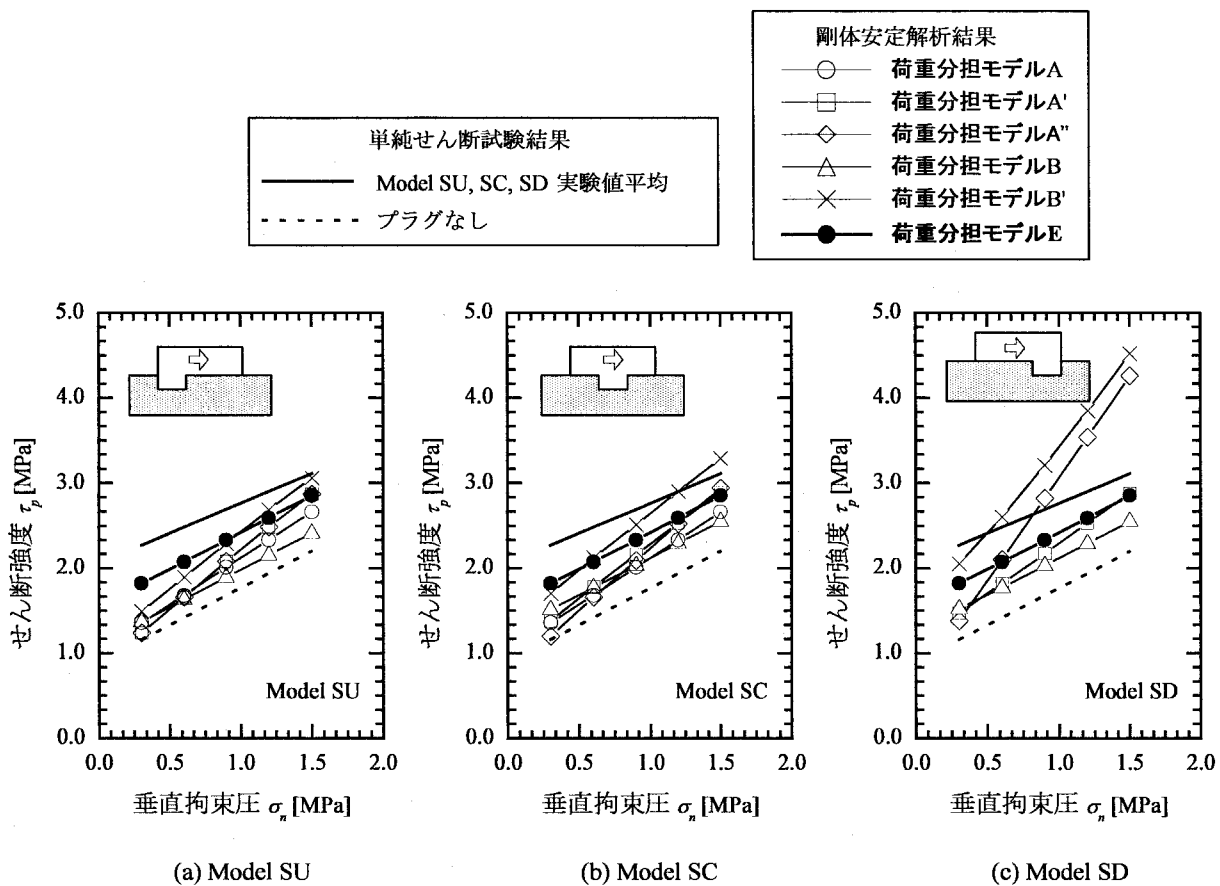


図 5.32 荷重分担モデル E によるせん断強度と実験結果

よく表現しているとは言えないものの、他の 5 種の荷重分担モデルに比べれば、低拘束圧におけるせん断強度の高さをよく表現している。また、せん断強度線の勾配も実験結果とほぼ等しい。

5.4.6 単純せん断試験のまとめ

本節では、プラグによる基礎岩盤のせん断強度の増強効果を明らかにすることを目的として、小型供試体を用いた単純せん断試験を行なった。また、単純せん断試験の剛体安定解析を行ない、実験結果の評価を行った。実験および剛体安定解析から得られた結果は以下の通りである。

- 1) せん断断面幅 60mm に対して、深さ 10mm のプラグを設置することで岩盤供試体のせん断強度は増加する。
- 2) 単純せん断条件下では、プラグの設置位置に拘わらず、せん断強度はほぼ等しい。
- 3) 深さ 10mm のプラグによって純せん断強度は、プラグなしの場合の 2.2~2.4 倍になった。内部摩擦角は、プラグなしの場合に 40.6° だったのに対し、プラグを設置した場合は $33.3^\circ\sim 36.7^\circ$ に減少した。
- 4) 単純せん断試験の破壊性状に関する結果より、プラグ前面のくさび形部分の先端は、鋼鉄ブロックに覆われた領域、すなわち垂直拘束圧の作用する領域にも出現した。この点は、重力ダム模型実験の剛体安定解析では考慮しなかった点である。
- 5) 6 種類の荷重分担モデルを設定して単純せん断試験の剛体安定解析を行った。その結果、供試体についてはプラグの設置位置を考慮せず、根入れが 10mm のブロックと考え、荷重分担モデルについては、水平面部分とくさび形部分でせん断摩擦安全率が等しくなるように荷重が分配されると考えた場合に、最も単純せん断試験から得られたせん断強度を精度よく表現しうることがわかった。

今回の実験は、着岩面の形状のみが複雑で、岩盤部は均質な力学特性をもち、かつ荷重条件は垂直拘束圧が一様分布という単純な条件下でのせん断試験であった。しかし、このような単純な条件下であっても、剛体安定解析の結果は実験結果を精度よく表現することができなかった。これは、プラグが存在する場合の供試体内の応力分布は複雑であり、今回用いた荷重分担モデルのように単純ではないためであると考えられる。

第6章 3次元弾性有限要素法による模型実験シミュレーション

6.1 概説

本章では、第3章、第4章で行なった重力ダム模型実験の数値シミュレーションを行なう。模型実験各パターンの満水状態をシミュレートし、堤敷応力分布、岩盤内応力分布、岩盤内最小点安全率分布について実験結果との比較を行なう。つづいて、種々の弱層位置、弱層の剛性について数値解析を行ない、弱層の影響について詳細に検討する。

6.2 模型実験シミュレーションの概要

6.2.1 解析手法

解析手法には、3次元弾性有限要素解析を用いる。重力ダム模型実験で繰り返し載荷・除荷（初期状態⇔満水状態）を行なった。その際の堤敷応力、岩盤側面ひずみの計測値の変化から、下流弱層モデルプラグなし（Model D-0）以外については、満水状態までの範囲であれば岩盤供試体が弾性的挙動を示すことを確認している。

6.2.2 解析条件

解析モデルのサイズは、図 6.1 に示すように、重力ダム模型実験と同じである。拘束条件は、模型実験の条件を再現した。すなわち、岩盤供試体の奥行方向（図 6.1 の Y 方向）は、完全フリーとした。実験では、岩盤供試体の上下流端面と底面をアンカーボルトにより土槽に固定した。しかし、実験時の観察から、供試体上流端面の拘束は不十分であることが明らかになった。そのため、本解析では上流端面はフリーとした。供試体下流端面と底面は完全固定である。解析メッシュの例（Model B, Model C-0, Model C-60）を図 6.2 に示す。図 6.2 に示すように、要素の形状・大きさは解析パターンによらず一定のものを用いた。プラグ設置を考慮し、地表面付近の分割を細かくしている。模型実験では、弱層部を空白の隙間として模擬したことから、解析では、図 6.2(b), (c) に示すように、弱層部に相当する要素を除去したメッシュを用いて解析を行った。入力パラメータ（弾性係数、ポアソン比）を表 6.1 に示す。堤体部にはジュラルミンの物性値を、プラグ部には鋼鉄の物性値を、岩盤供試体堅岩部には第3章で行なった材料試験（一軸圧縮試験）の結果を用いている。荷重条件は、模型実験での満水状態に相当する鉛直荷重、水平荷重を集中荷重として載荷する。解析パターンは、表 6.2 に示すように模型実験と同様で、弱層なしモデル（Model B）、弱層位置3カ所（Model D, Model C, Model U）、プラグ深さ3種類（10mm, 30mm, 60mm）である。

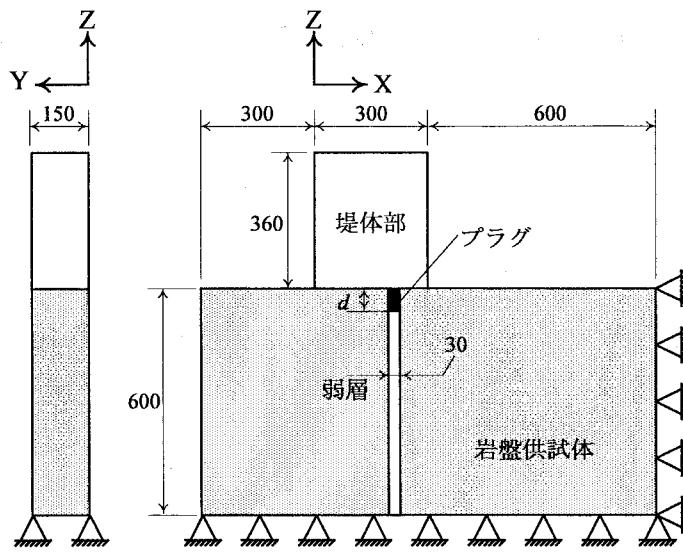


図 6.1 解析モデル (単位: mm)

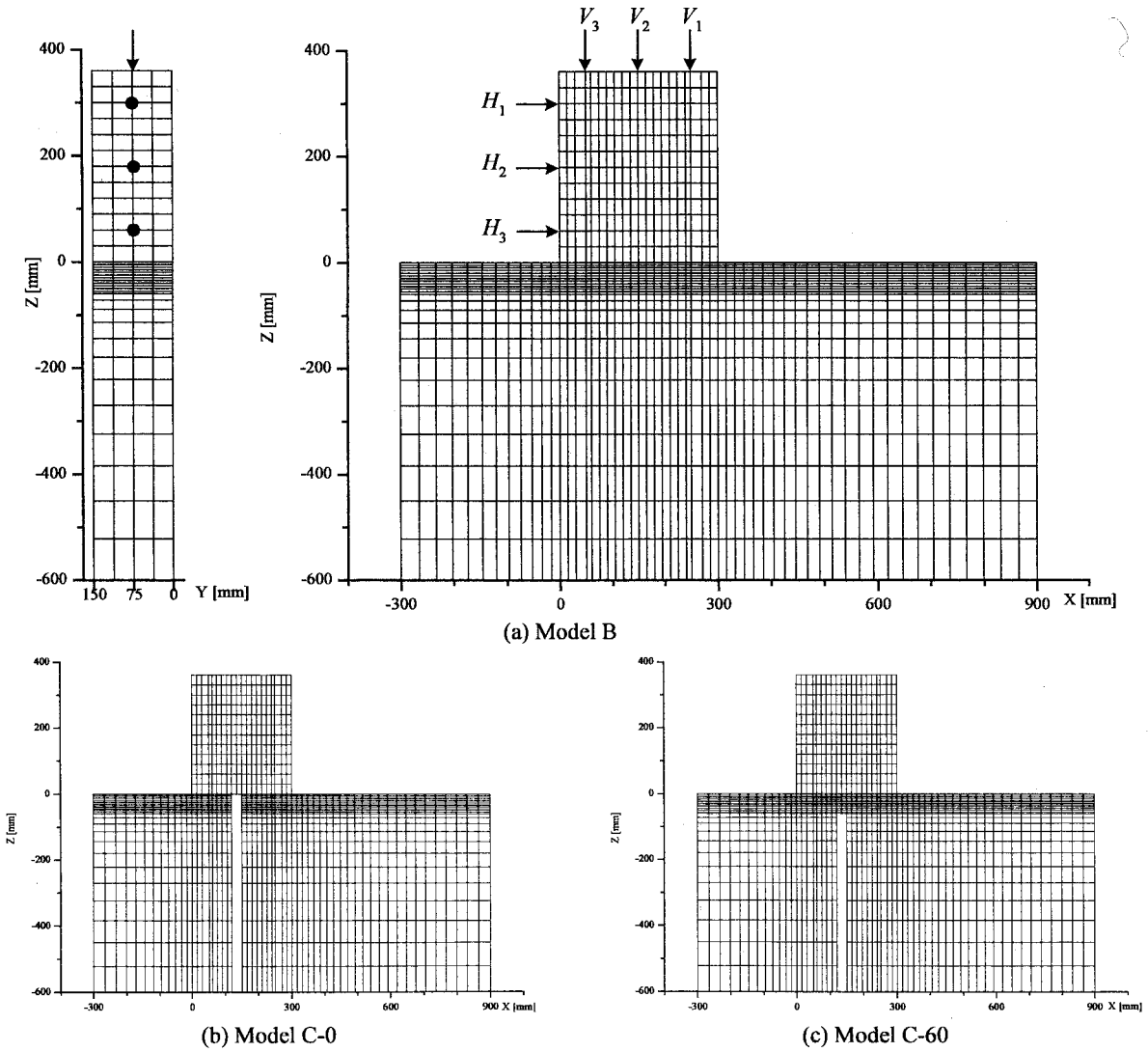


図 6.2 解析メッシュ

表 6.1 入力パラメータ

	弾性係数 E [MPa]	ポアソン比 ν
堤体部	7.15×10^4	0.35
プラグ部	2.10×10^5	0.35
堅岩部	2.13×10^3	0.25

表 6.2 解析パターン

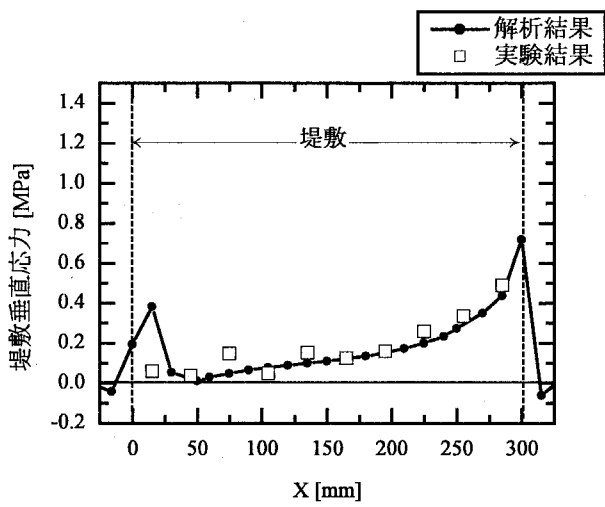
プラグ深さ [mm]	弱層なしモデル Model B	下流弱層モデル Model D	中央弱層モデル Model C	上流弱層モデル Model U
0	Model B	Model D-0	Model C-0	Model U-0
10		Model D-10	Model C-10	Model U-10
30		Model D-30	Model C-30	Model U-30
60		Model D-60	Model C-60	Model U-60

6.3 数値解析結果と実験結果との比較

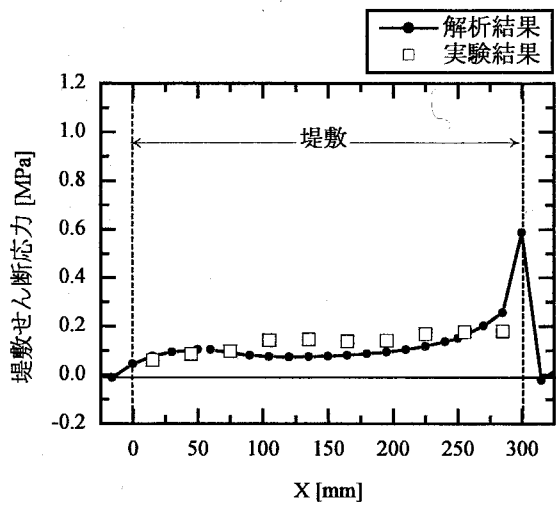
6.3.1 満水状態での堤敷応力分布

図 6.3 は、弱層なしモデル (Model B) の満水状態における堤敷応力分布について、実験結果と解析結果を比較したものである。ここで、解析結果の堤敷垂直応力、堤敷せん断応力は、着岩面 ($Z=0$ mm) の鉛直直応力 σ_{ZZ} 、せん断応力 τ_{ZX} であり、奥行方向 (Y 方向) について平均した値を表示している。図 6.3 より、弱層なしモデルについては、実験結果と解析結果が比較的良く一致することが確認できる。

図 6.4~図 6.6 は、弱層モデルプラグなし (Model D-0, Model C-0, Model U-0) の満水状態における堤敷応力分布について、実験結果と解析結果を比較したものである。弱層なしモデルと弱層モデルを比較することで、各弱層が堤敷応力分布に及ぼす影響について検討する。図 6.4 に示すように、下流弱層モデルの実験結果では、堤敷垂直応力、堤敷せん断応力ともに、下流端に著しい応力集中が生じる。解析結果においても、下流端の堤敷垂直応力、堤敷せん断応力は弱層なしモデルよりも高い値となっており、実験結果の傾向を表現できているといえる。ただし、下流端の応力集中の度合いについては、解析結果は実験結果ほど顕著ではない。図 6.5(a)、図 6.6(a)より、中央弱層モデルと上流弱層モデルの堤敷垂直応力分布についての実験結果では、弱層直上流では弱層なしモデルよりも高く、弱層直下流では弱層なしモデルよりも低い。これに対し解析結果では、実験結果とは逆に弱層直上流では弱層なしモデルよりも低く、弱層直下流では弱層なしモデルよりも高くなっている。図 6.5(b)、図 6.6(b)より、中央弱層モデルと上流弱層モデルの堤敷せん断応力分布についての実験結果では、弱層上流域で負のせん断応力が生じる。解析結果においても弱層上流域のせん断応力は弱層なしモデルの場合よりも低い値を示すものの、実験結果に見られるように、負を示すほど低くはない。弱層モデルの実験から、弱層の有無による堤敷応力分布の差異として、1)下流弱層モデルの下流端における著しい応力集中の発生、2)中央弱層モデルと上流弱層モデルの弱層上流域における負のせん断応力の発生、の2点が挙げられる。図 6.4~図 6.6 より、解析結果は実験結果における上述2つの特徴を傾向としては表現しているものの、弱層の有無による差異は顕著ではない。

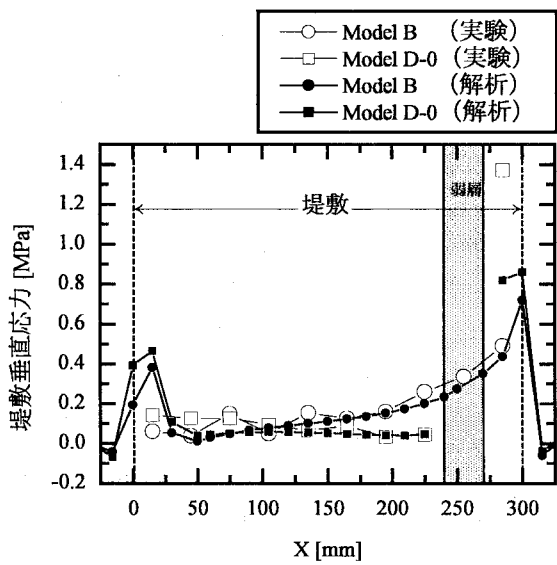


(a) 堤敷垂直応力分布

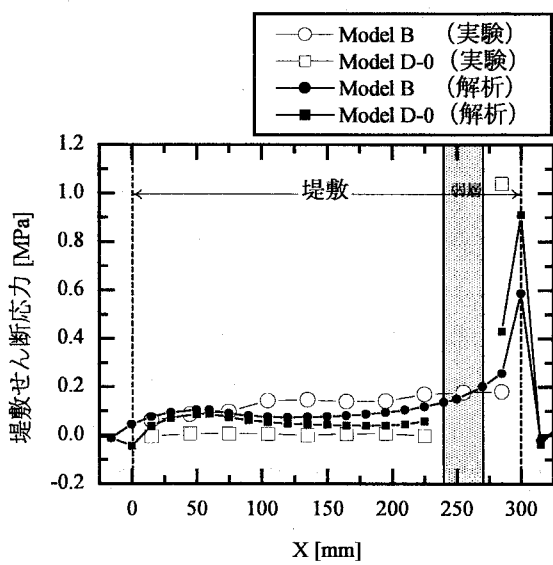


(b) 堤敷せん断応力分布

図 6.3 満水状態における堤敷応力分布 (Model B)

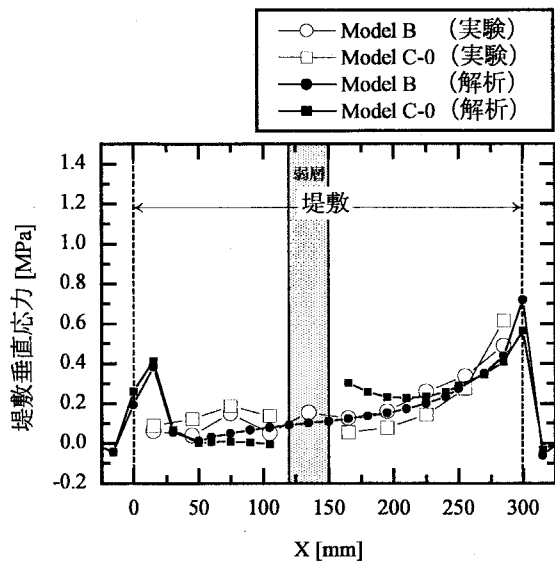


(a) 堤敷垂直応力分布

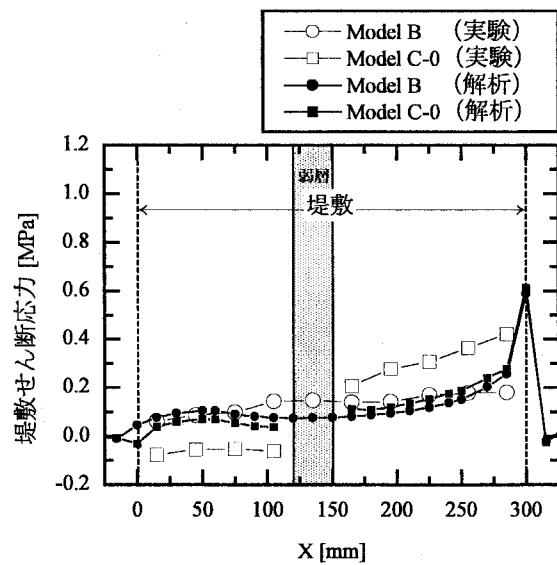


(b) 堤敷せん断応力分布

図 6.4 満水状態における堤敷応力分布 (Model D-0)

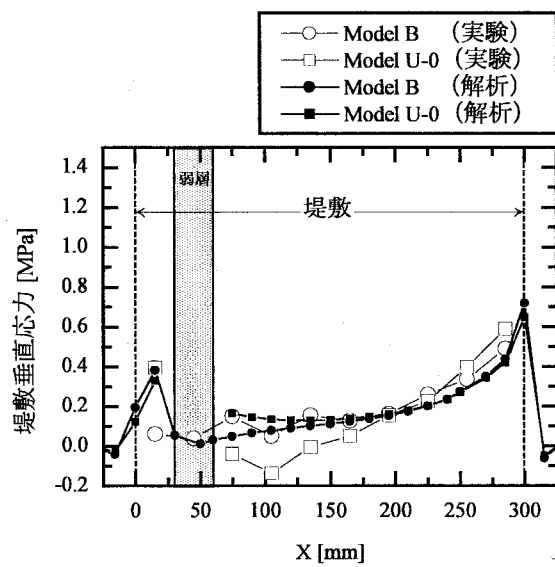


(a) 堤敷垂直応力分布

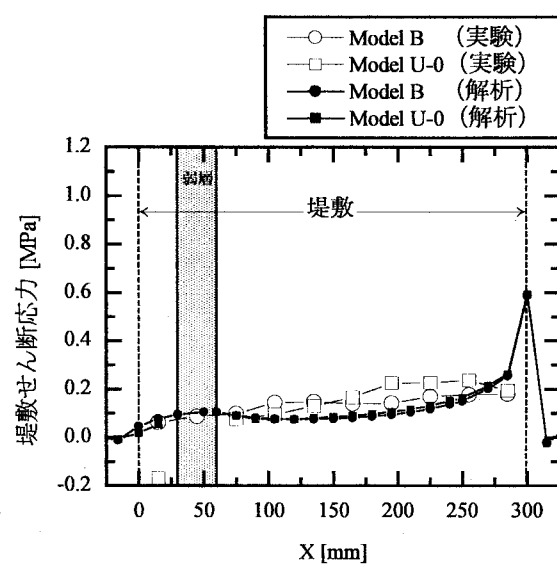


(b) 堤敷せん断応力分布

図 6.5 満水状態における堤敷応力分布 (Model C-0)



(a) 堤敷垂直応力分布



(b) 堤敷せん断応力分布

図 6.6 満水状態における堤敷応力分布 (Model U-0)

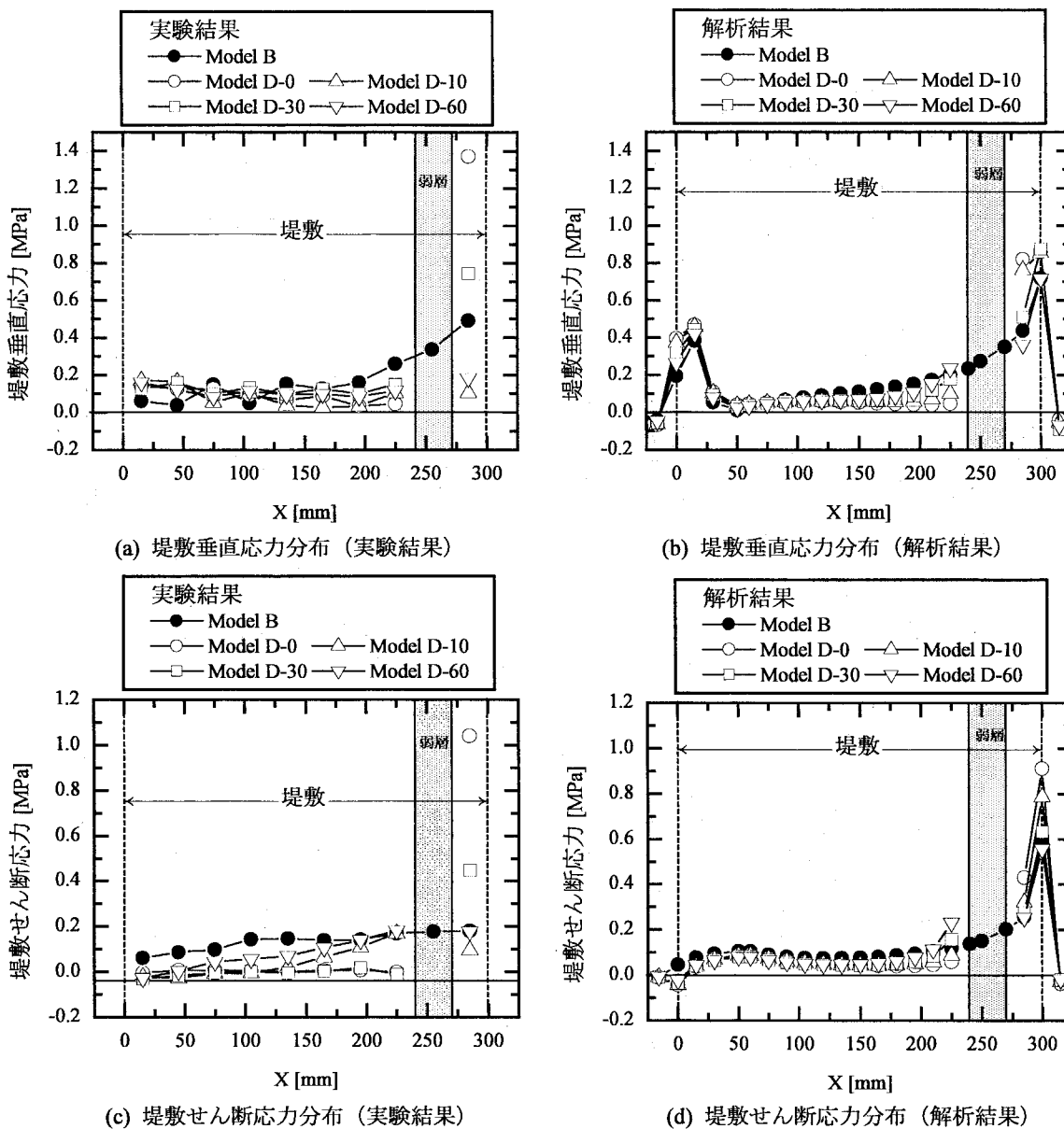
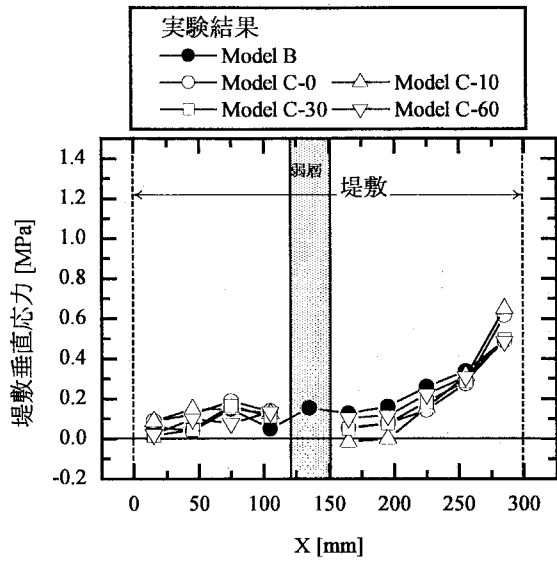
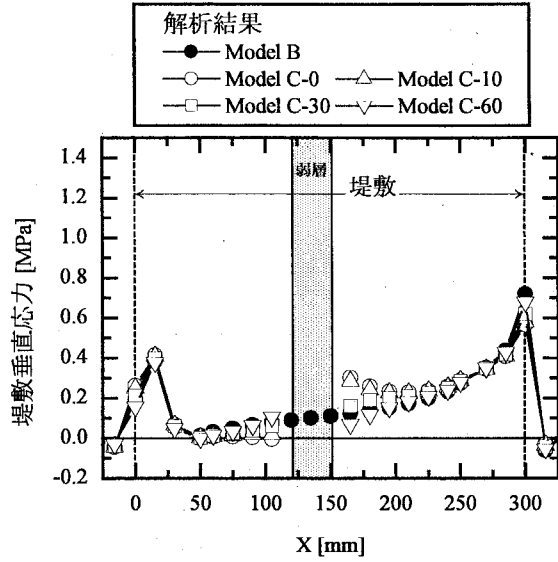


図 6.7 満水状態における堤敷応力分布 (Model D)

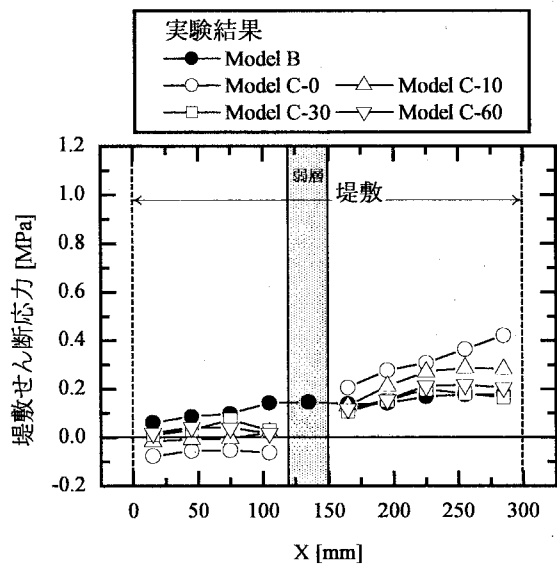
図 6.7～図 6.9 は、弱層にプラグを設置した場合の満水状態における堤敷応力分布である。各図(a), (c) は実験結果を、(b), (d)は解析結果を示している。図 6.7(a), (c)より、下流弱層モデルの実験結果では、プラグにより下流端の応力集中が抑制される。図 6.7(b), (d)より、解析結果においてもプラグにより下流端の応力の値が減少しており、実験結果と同様の傾向である。また、プラグ深さが深くなるにしたがって、弱層なしモデルの分布に近づくことが確認できる。図 6.8(a), (c)、図 6.9(a), (c)より、中央弱層モデルおよび上流弱層モデルの実験結果では、プラグにより堤敷応力分布が弱層なしモデルの分布に近づく。図 6.8(b), (d)、図 6.9(b), (d)より、解析結果では、プラグなしの場合でも、弱層なしの場合との差は弱層近傍に限られる。プラグを設置した場合には、弱層近傍の応力が弱層なしの場合に近づくことが確認できる。



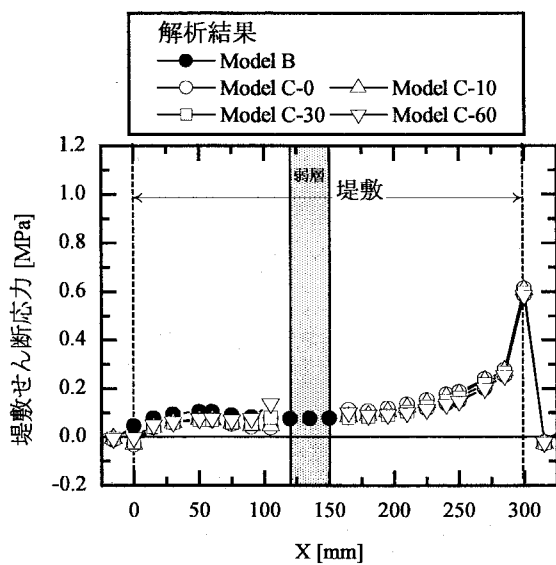
(a) 堤敷垂直応力分布 (実験結果)



(b) 堤敷垂直応力分布 (解析結果)



(c) 堤敷せん断応力分布 (実験結果)



(d) 堤敷せん断応力分布 (解析結果)

図 6.8 満水状態における堤敷応力分布 (Model C)

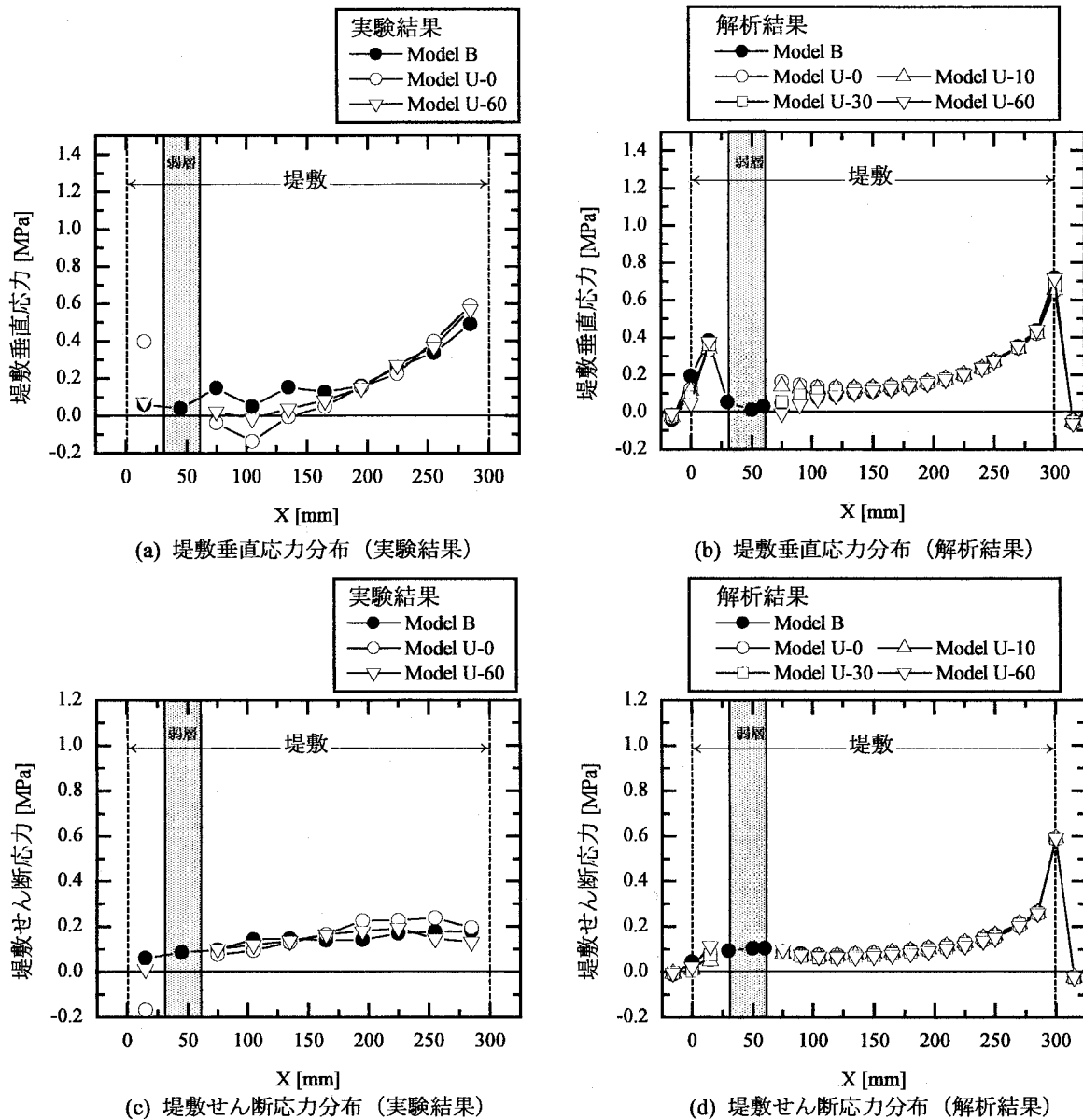


図 6.9 満水状態における堤敷応力分布 (Model U)

6.3.2 満水状態での岩盤内主応力分布

図 6.10～図 6.12 は、各モデルの満水状態における岩盤内最大・最小主応力分布を示している。主応力はダム模型中心面上 ($Y=75\text{mm}$) での値を表示している。図 6.10(b)より、下流弱層モデルプラグなしの場合には、堤敷下流端部分に著しい応力集中が発生していることが確認できる。図 4.18(b)の実験結果においても堤敷下流端部分には著しい応力集中が発生しており、実験結果と解析結果とが一致する。図 6.10(c)～(e)よりプラグが深くなるにしたがって下流岩盤の応力集中が解消され、弱層上流岩盤からの応力がスムーズに伝達されるようになることが確認できる。図 6.11(b), 図 6.12(b)より、中央弱層モデルプラグなし (Model C-0), 上流弱層モデルプラグなし (Model U-0) では、弱層直下流の応力が弱層なしモデルより少々大きいほかは、弱層なしモデルとほぼ同様の分布を示している。また、図 6.11(c)～(e), 図 6.12(c)～(e)より、プラグを設置した場合の主応力分布の変化も、プラグのごく近傍に限られることがわかる。

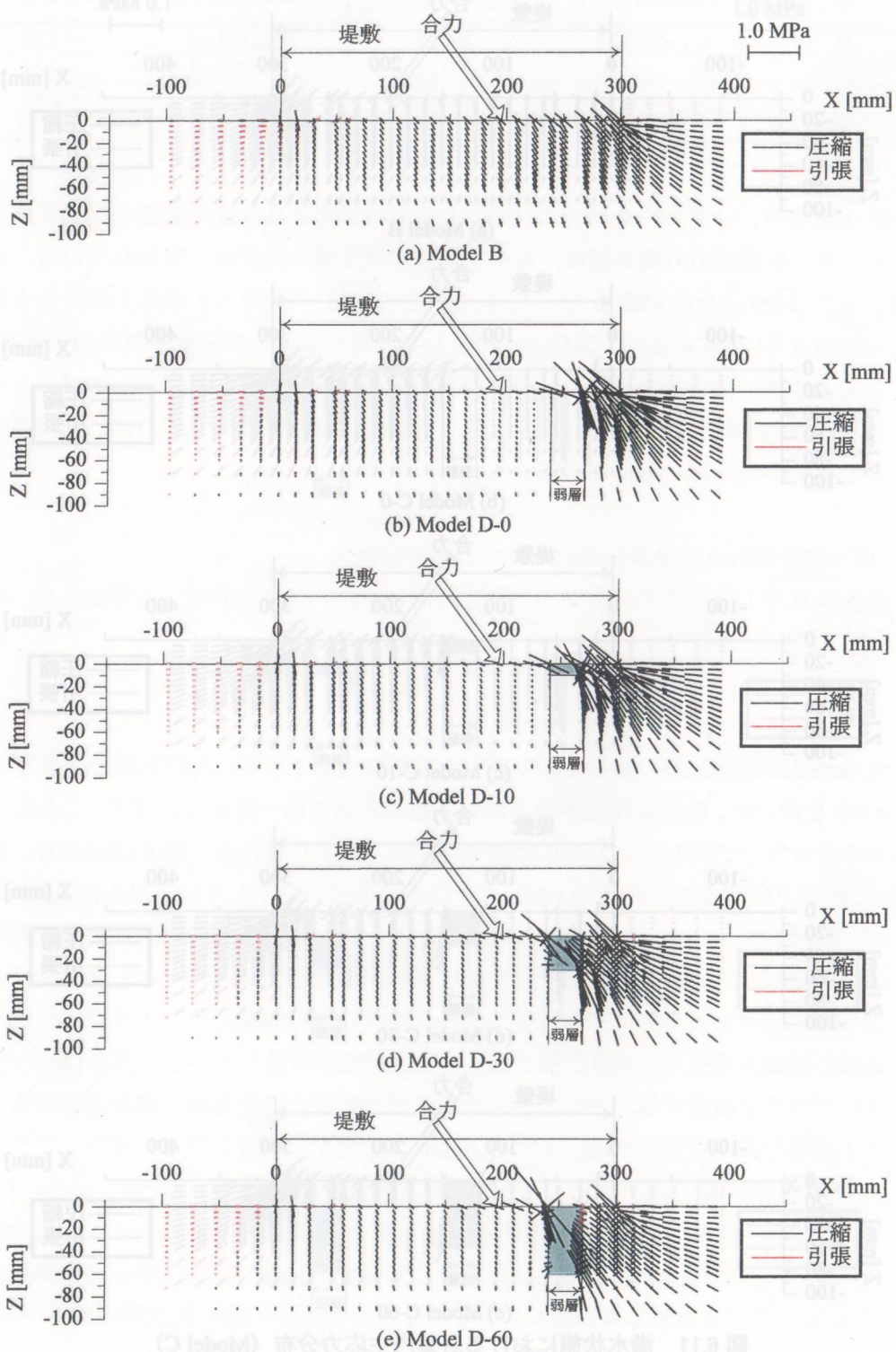
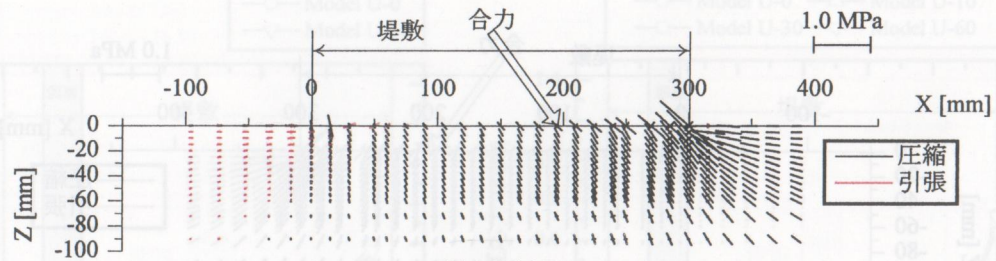
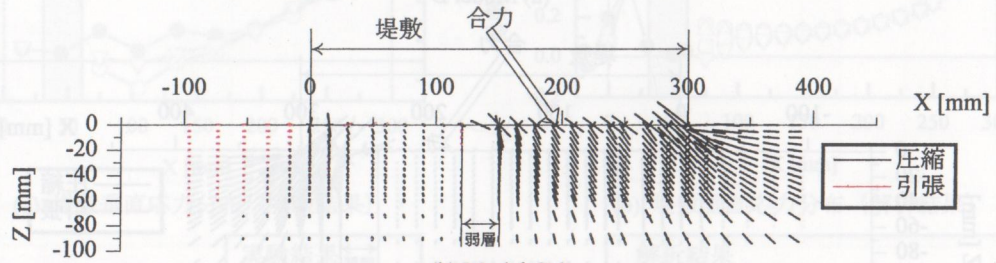


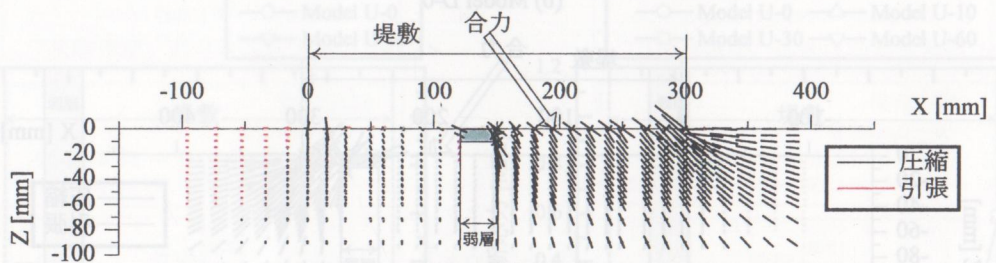
図 6.10 満水状態における岩盤内主応力分布 (Model D)



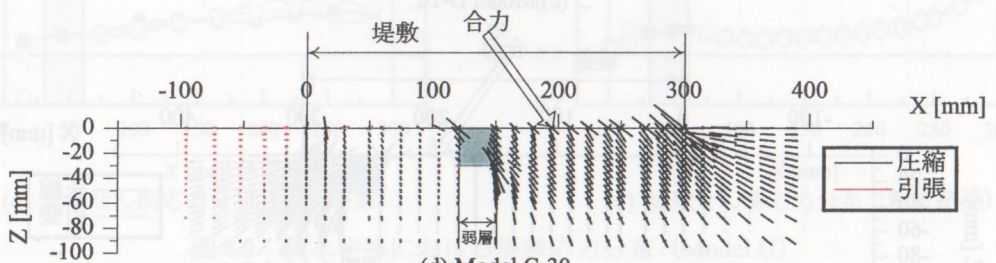
(a) Model B



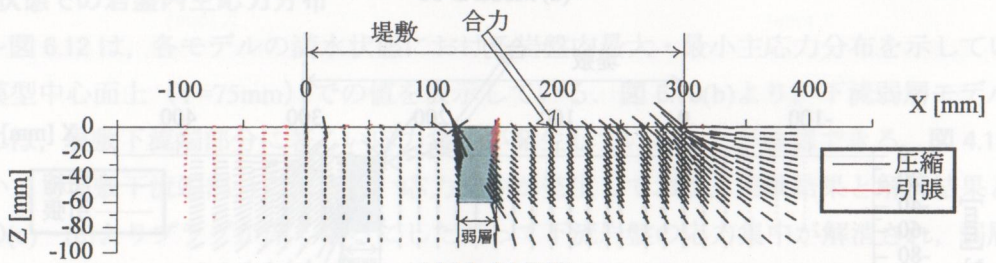
(b) Model C-0



(c) Model C-10



(d) Model C-30



(e) Model C-60

図 6.11 満水状態における岩盤内主応力分布 (Model C)

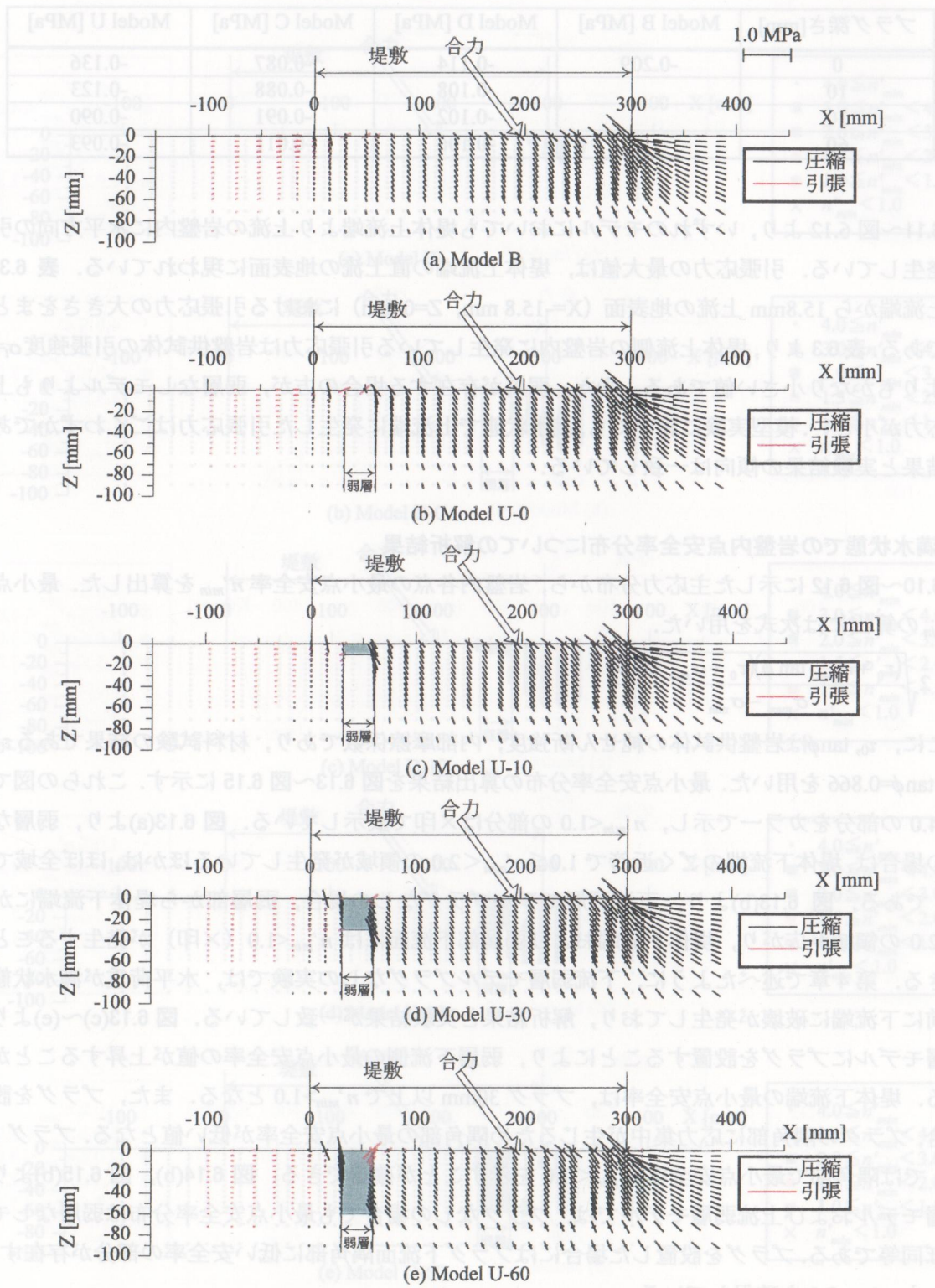


図 6.12 満水状態における岩盤内主応力分布 (Model U)

表 6.3 堤体上流端の地表面に発生する引張応力 (解析結果, 満水状態)
岩盤供試体の引張強度 $\sigma_T=0.84$ MPa

プラグ深さ[mm]	Model B [MPa]	Model D [MPa]	Model C [MPa]	Model U [MPa]
0	-0.209	-0.114	-0.087	-0.136
10		-0.108	-0.088	-0.123
30		-0.102	-0.091	-0.090
60		-0.106	-0.011	-0.093

図 6.11～図 6.12 より, いずれのモデルにおいても堤体上流端より上流の岩盤内に水平方向の引張応力が発生している. 引張応力の最大値は, 堤体上流端の直上流の地表面に現われている. 表 6.3 は, 堤体上流端から 15.8mm 上流の地表面 ($X=-15.8$ mm, $Z=0$ mm) における引張応力の大きさをまとめたものである. 表 6.3 より, 堤体上流側の岩盤内に発生している引張応力は岩盤供試体の引張強度 $\sigma_T=0.84$ MPa よりもかなり小さい値である. また, 弱層が存在する場合の方が, 弱層なしモデルよりも上流端引張応力が小さい. 模型実験においても, 満水状態で上流端に発生した引張応力はごくわずかであり, 解析結果と実験結果の傾向は一致している.

6.3.3 満水状態での岩盤内点安全率分布についての解析結果

図 6.10～図 6.12 に示した主応力分布から, 岩盤内各点の最小点安全率 n'_{min} を算出した. 最小点安全率 n'_{min} の算出には次式を用いた.

$$n'_{min} = 2 \sqrt{\frac{(\tau_0 + \sigma_{max} \tan \phi)(\tau_0 + \sigma_{min} \tan \phi)}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}} \quad (2.5)$$

ここに, τ_0 , $\tan \phi$ は岩盤供試体の純せん断強度, 内部摩擦係数であり, 材料試験の結果である $\tau_0=0.90$ MPa, $\tan \phi=0.866$ を用いた. 最小点安全率分布の算出結果を図 6.13～図 6.15 に示す. これらの図では, $n'_{min}<4.0$ の部分をカラーで示し, $n'_{min}<1.0$ の部分は×印で表示している. 図 6.13(a)より, 弱層なしモデルの場合は, 堤体下流端のごく近傍で $1.0 \leq n'_{min} < 2.0$ の領域が発生しているほかは, ほぼ全域で $n'_{min} \geq 4.0$ である. 図 6.13(b)より, 下流弱層モデルプラグなしの場合, 弱層部から堤体下流端にかけて $n'_{min}<2.0$ の領域が広がり, 堤体下流端および弱層部下流面には $n'_{min}<1.0$ (×印) が発生することが確認できる. 第 4 章で述べたように, 下流弱層モデルプラグなしの実験では, 水平荷重が満水状態に至る以前に下流端に破壊が発生しており, 解析結果と実験結果が一致している. 図 6.13(c)～(e)より, 下流弱層モデルにプラグを設置することにより, 弱層下流側の最小点安全率の値が上昇することが確認できる. 堤体下流端の最小点安全率は, プラグ 30mm 以上で $n'_{min}>1.0$ となる. また, プラグを設置した場合, プラグの隅角部に応力集中が生じるため隅角部の最小点安全率が低い値となる. プラグ 10mm, 30mm では隅角部で最小点安全率 $n'_{min}<1.0$ を示すことが確認できる. 図 6.14(b), 図 6.15(b)より, 中央弱層モデルおよび上流弱層モデルでは, プラグなしの場合でも最小点安全率分布は弱層なしモデルとほぼ同等である. プラグを設置した場合にはプラグ下流面隅角部に低い安全率の部分が存在するが, いずれも $n'_{min}>2.0$ を確保している.

図 6.16 は, 各モデルの堤体下流端での最小点安全率を比較したものである. 弱層なしモデルの堤体下流端での最小点安全率は $n'_{min}=1.16$ である. 図 6.16 より, 下流弱層モデルではプラグなしでは $n'_{min}=0.76$ であるが, プラグの設置により堤体下流端の最小点安全率は上昇し, プラグ 60mm では弱層

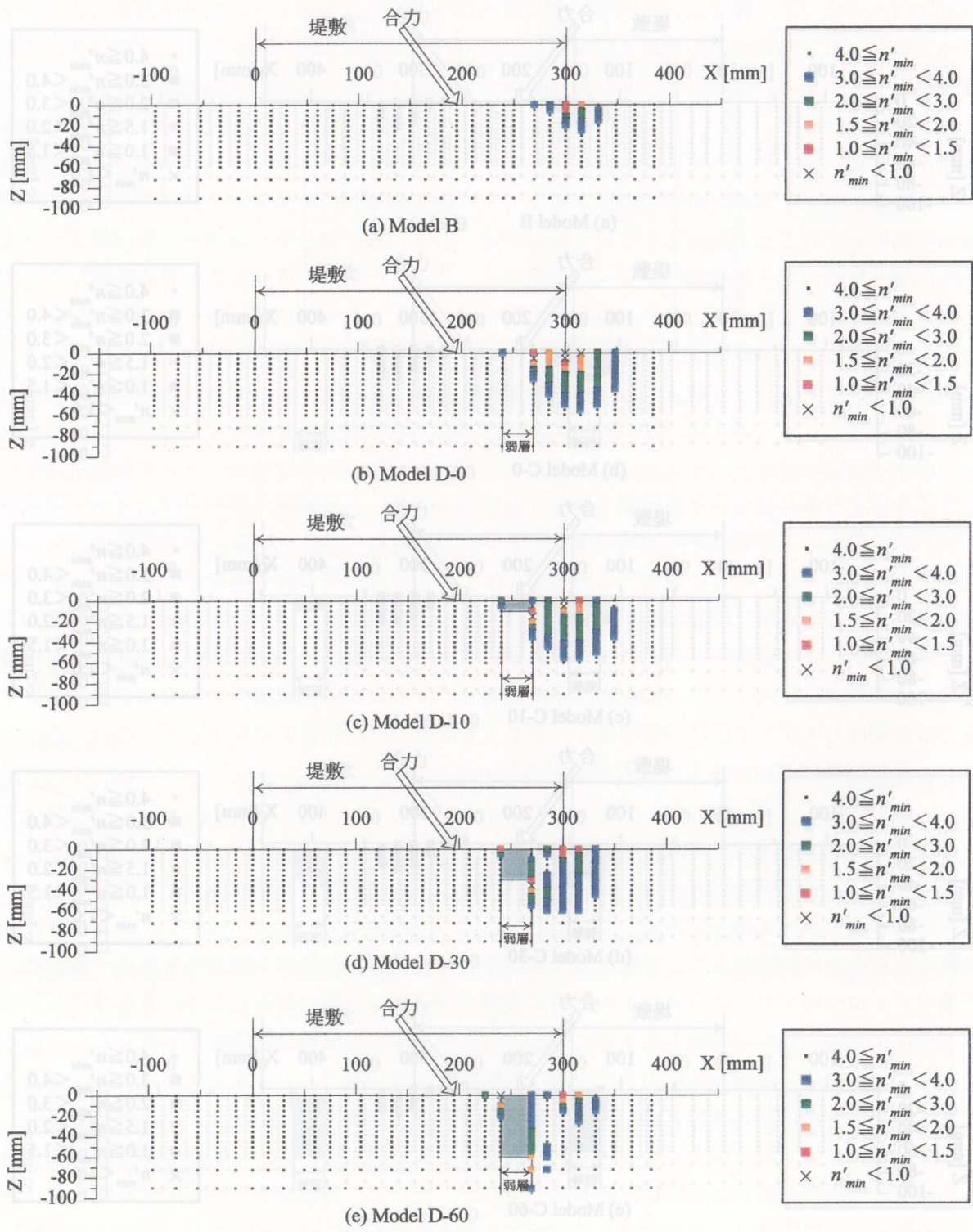


図 6.13 満水状態における岩盤内最小点安全率分布 n'_{min} (Model D)

図 6.13 堤体上流端の地表面に発生する引張応力 (解析結果, 満水状態)

影響供試体の引張強度 $\sigma_{t0} = 0.34 \text{ MPa}$

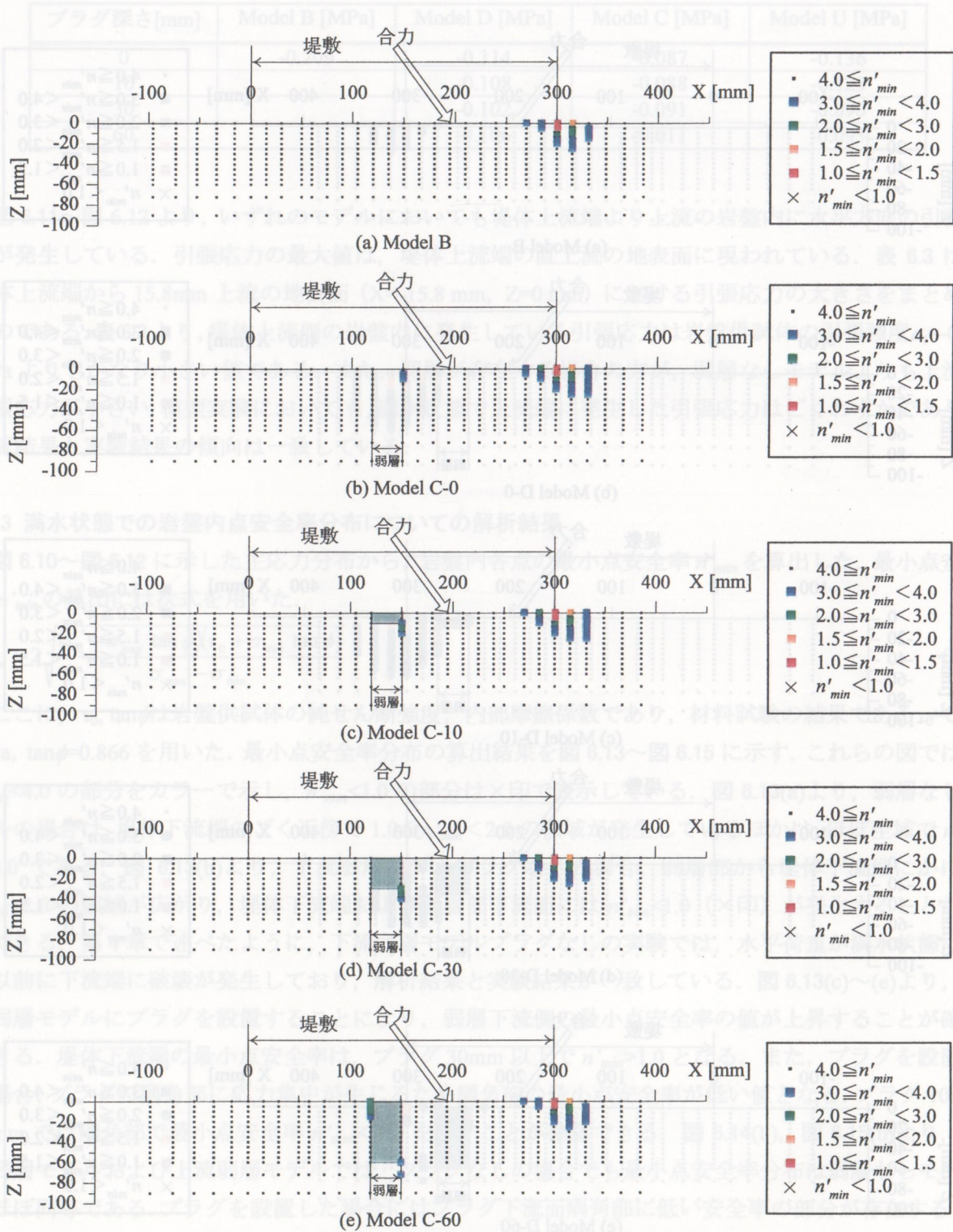


図 6.14 満水状態における岩盤内最小点安全率分布 n'_{min} (Model C)

図 6.16 は、各モデルの堤体下流端での最小点安全率は $n'_{min} = 1.16$ である。図 6.16 より、下流弱層モデルではプラグなしでは $n'_{min} = 0.76$ であるが、プラグの設置により堤体下流端の最小点安全率は上昇し、プラグ 60mm では弱層

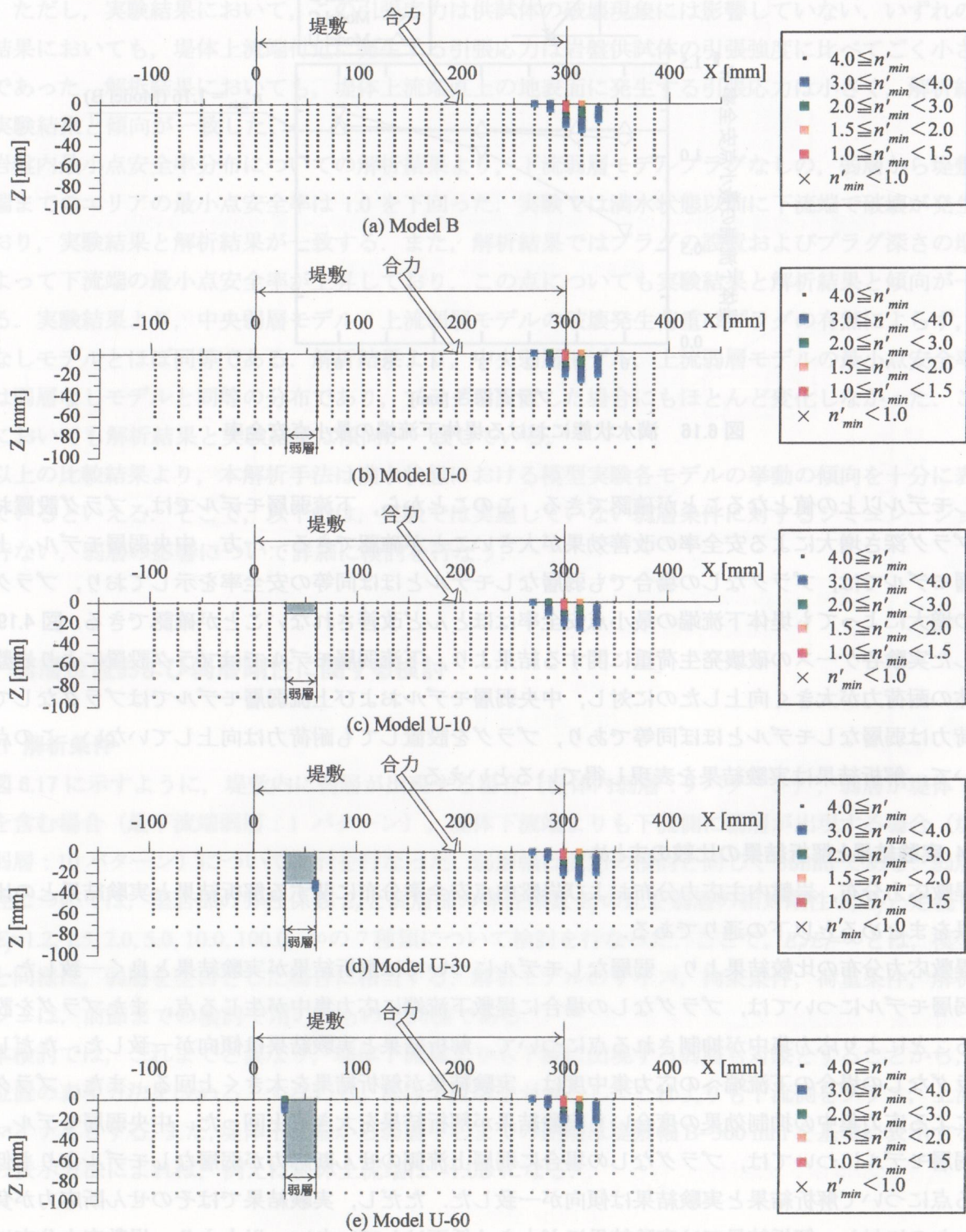


図 6.15 満水状態における岩盤内最小点安全率分布 n'_{min} (Model U)

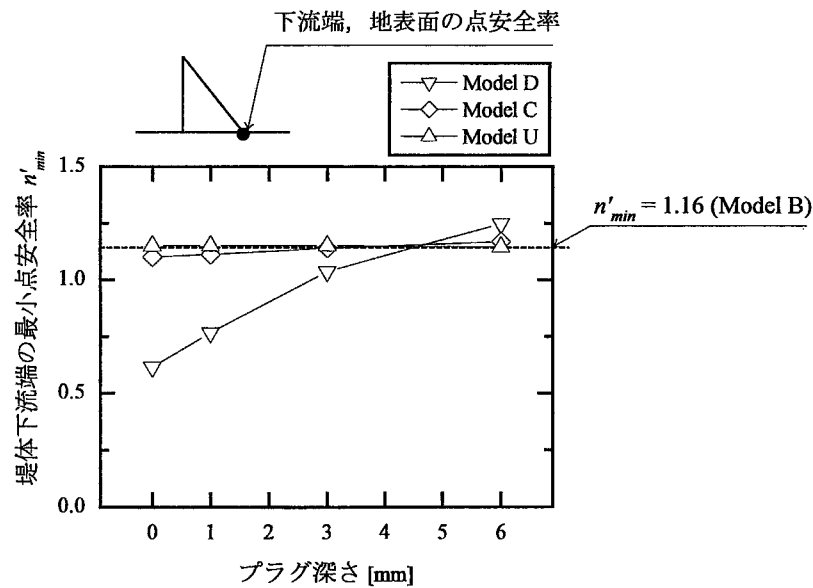


図 6.16 満水状態における堤体下流端の最小点安全率

なしモデル以上の値となることが確認できる。このことから、下流弱層モデルでは、プラグ設置およびプラグ深さ増大による安全率の改善効果が大きいことが確認できる。一方、中央弱層モデル、上流弱層モデルでは、プラグなしの場合でも弱層なしモデルとほぼ同等の安全率を示しており、プラグ深さの増大によっても堤体下流端の最小点安全率はほとんど改善されないことが確認できる。図 4.19 に示した実験各ケースの破壊発生荷重に関する結果より、下流弱層モデルではプラグ設置により岩盤供試体の耐荷力が大きく向上したのに対し、中央弱層モデルおよび上流弱層モデルではプラグなしでも耐荷力は弱層なしモデルとほぼ同等であり、プラグを設置しても耐荷力は向上していない。この点において、解析結果は実験結果を表現し得ているといえる。

6.3.4 実験結果と解析結果の比較のまとめ

堤敷応力分布、岩盤内主応力分布および岩盤内点安全率分布に関する解析結果と実験結果との比較結果をまとめると以下の通りである。

堤敷応力分布の比較結果より、弱層なしモデルについては解析結果が実験結果と良く一致した。下流弱層モデルについては、プラグなしの場合に堤敷下流端に応力集中が生じる点、またプラグを設置することにより応力集中が抑制される点について、解析結果と実験結果は傾向が一致した。ただし、プラグなしの場合の下流端への応力集中度は、実験結果が解析結果を大きく上回る。また、プラグ設置による応力集中の抑制効果の度合いも実験結果が解析結果を大きく上回った。中央弱層モデル、上流弱層モデルについては、プラグなしの場合に弱層上流側のせん断応力が弱層なしモデルよりも低くなる点について解析結果と実験結果は傾向が一致した。ただし、実験結果ではそのせん断応力が負に達したのに対し、解析結果では実験結果ほど大きく低下はしていない。以上より、堤敷応力分布については、解析結果と実験結果は傾向が一致するが、弱層の有無、弱層位置およびプラグ設置による堤敷応力分布の変化は実験結果の方が解析結果より大きく変化するという結果となった。

岩盤内主応力分布についての比較結果より、下流弱層モデルの場合に下流端部に応力集中が生じる

という点で解析結果と実験結果は傾向が一致した。中央弱層モデル、上流弱層モデルの実験結果では、弱層直下流の岩盤内に鉛直方向の引張応力が発生したが、解析結果ではこの引張応力は発生しなかった。ただし、実験結果において、この引張応力は供試体の破壊現象には影響していない。いずれの実験結果においても、堤体上流端付近に発生する引張応力は岩盤供試体の引張強度に比べてごく小さな値であった。解析結果においても、堤体上流端直上の地表面に発生する引張応力は小さく、解析結果と実験結果と傾向が一致した。

岩盤内最小点安全率分布についての解析結果より、下流弱層モデルプラグなしの、弱層から堤敷下流端までのエリアの最小点安全率は 1.0 を下回った。実験では満水状態以前に下流端で破壊が発生しており、実験結果と解析結果が一致する。また、解析結果ではプラグの設置およびプラグ深さの増大によって下流端の最小点安全率が上昇しており、この点についても実験結果と解析結果と傾向が一致する。実験結果より、中央弱層モデル、上流弱層モデルの破壊発生荷重はプラグの有無によらず、弱層なしモデルとほぼ同等である。解析結果より、中央弱層モデル、上流弱層モデルの最小点安全率分布は弱層なしモデルと同等の分布であり、プラグを設置した場合にもほとんど変化しなかった。この点においても解析結果と実験結果は傾向が一致している。

以上の比較結果より、本解析手法は満水状態における模型実験各モデルの挙動の傾向を十分に表現しているといえる。そこで、以下では、実験では実施していない弱層条件に対するシミュレーションを行ない、弱層の影響について詳細に検討を行なう。

6.4 弱層位置および弱層剛性に関する検討

6.4.1 解析条件

図 6.17 に示すように、堤敷内に弱層が出現する場合（堤体内弱層：9 パターン）、弱層が堤体下流端を含む場合（最下流端弱層：1 パターン）、堤体下流端よりも下流側に弱層が出現する場合（堤体外弱層：10 パターン）について検討を行なった。弱層幅は前節の検討と同じく 30mm である。弱層の剛性については、堅岩部の弾性係数 E_r と弱層部の弾性係数 E_f の比を弱層の相対剛性 E_r/E_f と定義し、 $E_r/E_f=1.2, 1.5, 2.0, 5.0, 10.0, 100.0, \infty$ の 7 種類について検討を行なった。ここで、 $E_r/E_f=\infty$ とは、模型実験と同様に、弱層を空白とした場合に相当する。解析モデルのサイズ、拘束条件、荷重条件、解析メッシュは、前節までの検討で用いたものと同様である。

本検討では、これまでと異なり、堤体下流端よりも下流に出現する弱層も対象とすることから、弱層位置の表現方法を改める。すなわち、堤体下流端をゼロとし、これよりも下流側をプラス、上流側をマイナスとする。また、堤体下流端から弱層中心までの距離は堤敷幅 $B=300$ mm を基準に表示する。この表示方法によれば、例えば堤体上流端は $-1.0B$ になる。

6.4.2 堤敷内弱層についての結果

前節に述べた模型実験シミュレーションから、堤敷内に弱層が出現する場合、岩盤内最小点安全率の最小値は堤体下流端に出現することが確認された。そこで、堤敷内弱層に関しては、堤体下流端の安全率によって、その安全性を評価する。

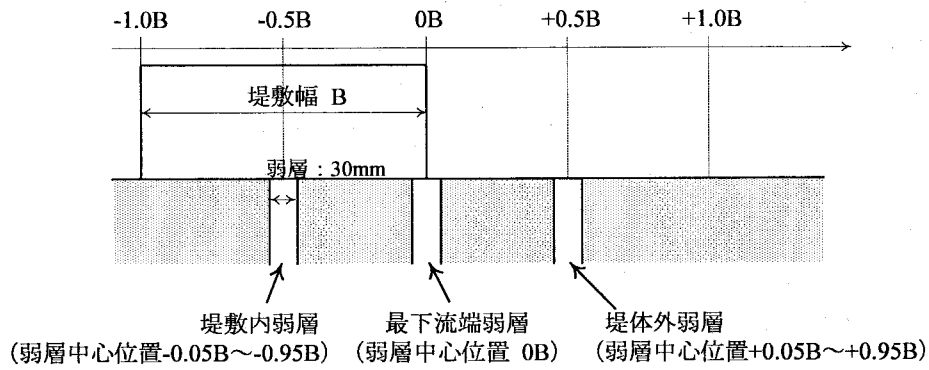


図 6.17 検討に用いた弱層位置

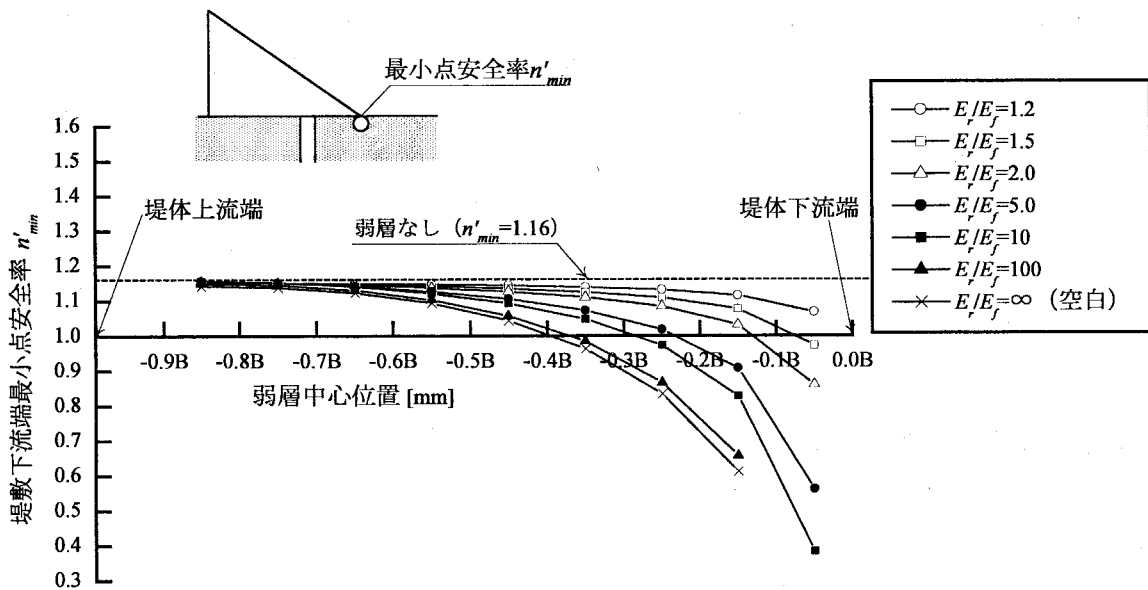


図 6.18 弱層位置と堤体下流端最小点安全率（堤体内弱層）

図 6.18 は、堤敷内弱層についての解析結果であり、満水状態における堤体下流端の最小点安全率 n'_{min} と弱層中心位置の関係を示す。図 6.18 より、弱層位置が下流端に近づくにつれて堤体下流端の最小点安全率は低下する。また、弱層の相対剛性が大きいほど堤体下流端の最小点安全率は低くなる。弱層の相対剛性 $E_r/E_f = \infty$ （弱層部が空白）の結果より、弱層中心位置が $-0.4B$ よりも下流にある場合、堤体下流端の最小点安全率 n'_{min} は 1.0 を下回る。逆に言えば、弱層中心位置が $0.4B$ よりも上流側にある場合には、弱層処理を施さなくとも基礎岩盤の安定性は確保される。 $E_r/E_f = 1.2$ の結果より、 $E_r/E_f = 1.2$ では、いずれの弱層位置でも n'_{min} が 1.0 を上回る。一方、 $E_r/E_f = 1.5$ では、弱層が堤体下流端に存在する場合に n'_{min} が 1.0 を下回る。このことから、 $E_r/E_f = 1.5$ という周辺岩盤との変形性の差が小さい層であっても、それが堤体下流端付近に存在する場合には弱層としての取り扱いが必要であることがわかる。

6.4.3 最下流端弱層および堤体外弱層についての結果

図 6.19 は、弱層が堤体下流端を含む場合（最下流端弱層）および弱層が堤体下流端よりも下流側に出現する場合の、満水状態における岩盤内主応力分布図を示す。図 6.19 の結果は、弱層が空白 ($E_r/E_f = \infty$) の場合の結果である。比較のため、弱層なしモデルの結果、堤敷内弱層の結果も示している。図

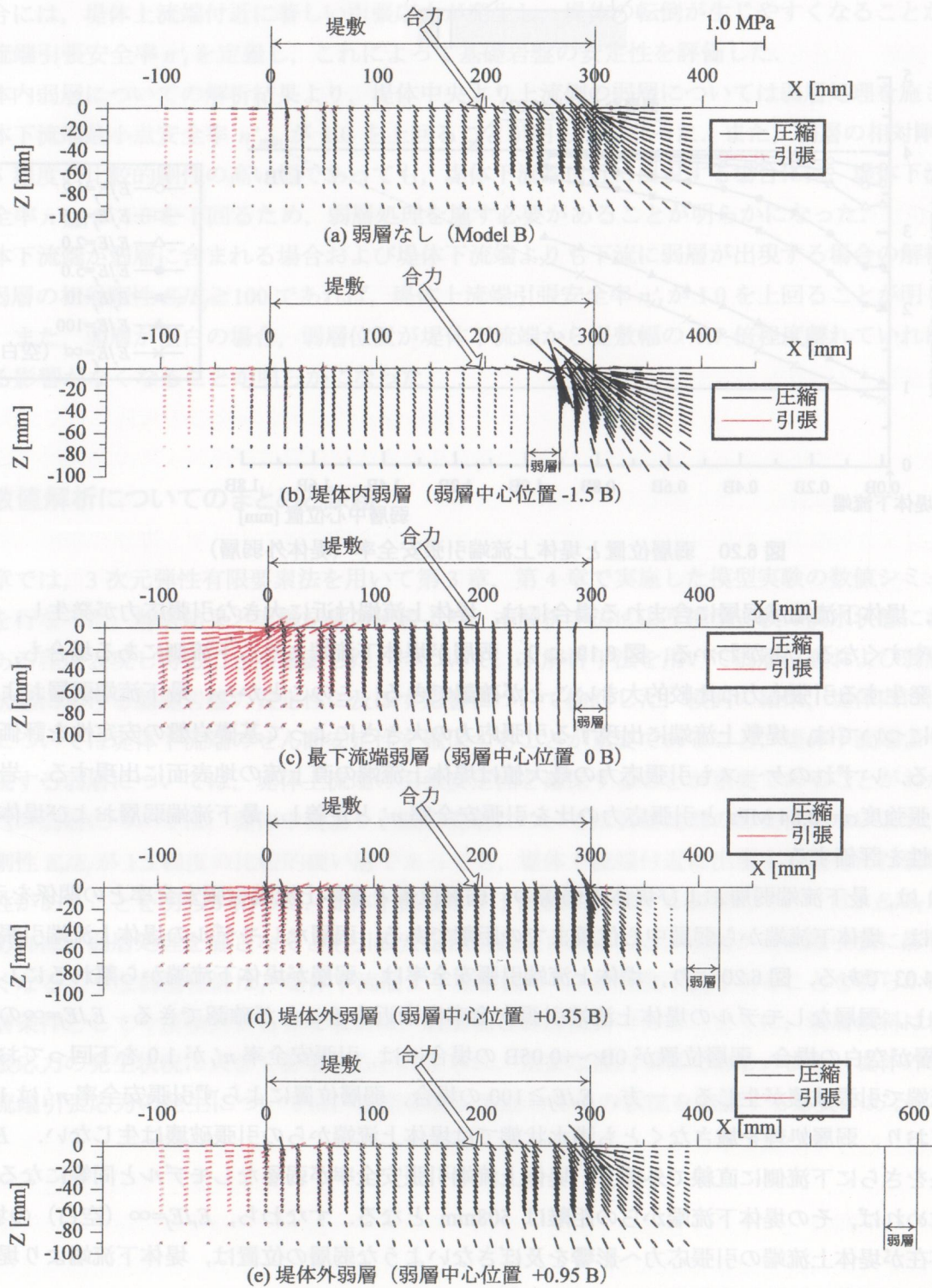


図 6.19 弱層位置と岩盤内主応力分布 (満水状態, $E_r/E_f = \infty$)

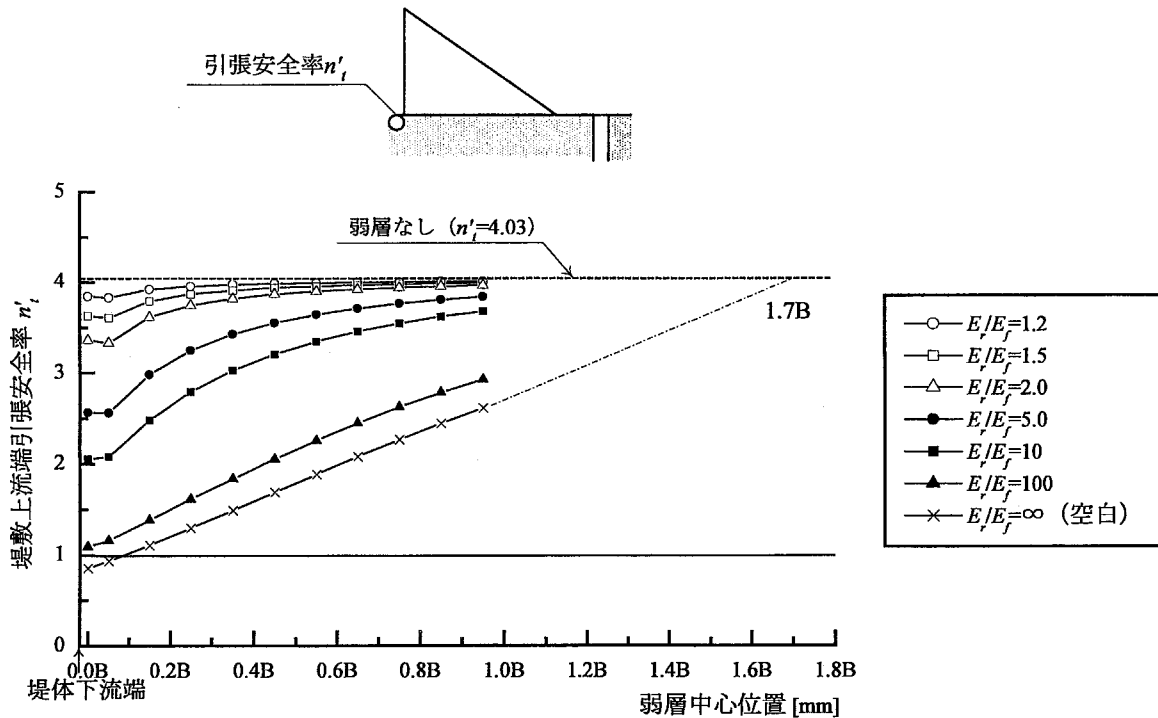


図 6.20 弱層位置と堤体上流端引張安全率 (堤体外弱層)

6.19 より，堤体下流端が弱層に含まれる場合には，堤体上流端付近に大きな引張応力が発生し，堤体が転倒しやすくなることがわかる．図 6.19 より，弱層が堤体下流端よりも下流側にある場合も，堤体上流端に発生する引張応力は比較的大きいことが確認できる．このことから，最下流端弱層および堤体外弱層については，堤敷上流端に出現する引張応力の大きさによって基礎岩盤の安定性を評価する必要がある．いずれのケースも引張応力の最大値は堤体上流端の直上流の地表面に出現する．岩盤供試体の引張強度 $\sigma_r=0.84$ MPa と引張応力の比を引張安全率 n_i' と定義し，最下流端弱層および堤体外弱層の安全性を評価する．

図 6.20 は，最下流端弱層および堤体外弱層の，弱層位置と堤体上流端引張安全率との関係を示す．図の横軸は，堤体下流端から弱層中心位置までの距離である．弱層なしモデルの堤体上流端引張安全率は $n_i'=4.03$ である．図 6.20 より，堤体上流端引張安全率は，弱層が堤体下流端から離れるにしたがって上昇し，弱層なしモデルの堤体上流端引張安全率に漸近することが確認できる． $E_r/E_f=\infty$ の結果より，弱層が空白の場合，弱層位置が $0B \sim +0.05B$ の場合には，引張安全率 n_i' が 1.0 を下回っており，堤体上流端で引張破壊が生じる．一方， $E_r/E_f \geq 100$ の場合，弱層位置によらず引張安全率 n_i' は 1.0 を上回っており，弱層処理を施さなくとも満水状態では堤体上流端からの引張破壊は生じない． $E_r/E_f=\infty$ の結果をさらに下流側に直線で外挿し，堤体上流端引張安全率が弱層なしモデルと同等になる弱層位置を求めれば，その堤体下流端からの距離は 508mm となる．すなわち， $E_r/E_f=\infty$ (空白) の場合，弱層の存在が堤体上流端の引張応力へ影響を及ぼさないような弱層の位置は，堤体下流端より堤敷幅の 1.7 倍程度下流であると言える．

6.4.4 弱層位置および弱層剛性に関する検討のまとめ

弱層位置および弱層剛性を考慮した数値解析を行ない，弱層位置が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響

について検討した。堤体内に出現する弱層については、堤体下流端の最小点安全率 n'_{min} によって安定性の評価を行った。堤体下流端が弱層に含まれる場合および弱層が堤体下流端よりも下流側に出現する場合には、堤体上流端付近に著しい引張応力が発生し、堤体の転倒が生じやすくなることから、堤体上流端引張安全率 n'_i を定義し、これによって基礎岩盤の安定性を評価した。

堤体内弱層についての解析結果より、堤体中央より上流側の弱層については弱層処理を施さなくとも堤体下流端最小点安全率 n'_{min} が 1.0 を上回ることが明らかになった。また、弱層の相対剛性 E_r/E_f が 1.5 程度の比較的剛性の高い層であっても、堤体下流端付近に出現する場合には、堤体下流端最小点安全率 n'_{min} が 1.0 を下回るため、弱層処理を施す必要があることが明らかになった。

堤体下流端が弱層に含まれる場合および堤体下流端よりも下流に弱層が出現する場合の解析結果より、弱層の相対剛性 $E_r/E_f \geq 100$ であれば、堤体上流端引張安全率 n'_i が 1.0 を上回ることが明らかになった。また、弱層が空白の場合、弱層位置が堤体下流端から堤敷幅の 1.7 倍程度離れていれば、弱層による影響がなくなることが明らかになった。

6.5 数値解析についてのまとめと課題

本章では、3次元弾性有限要素法を用いて第3章、第4章で実施した模型実験の数値シミュレーションを行なった。解析結果と実験結果の比較より、本解析手法により模型実験の満水状態における現象をある程度表現し得ることを確認した。つづいて、本解析手法を用いて弱層位置および弱層剛性が満水状態における基礎岩盤の安定性に及ぼす影響について検討した。検討の結果、堤体内に出現する弱層については堤体下流端のせん断安定性を確保することが重要であること、堤体下流端よりも下流に出現する弱層については、堤体上流端の引張安定性を確保することが重要であることがわかった。堤体内の弱層については、堤体中央より上流の弱層については弱層処理の必要性がないこと、弱層の相対剛性 E_r/E_f が 1.5 程度の比較的硬い層であっても、堤体下流端付近に出現する場合には弱層処理の必要性があることを明らかにした。堤体下流端より下流側に出現する弱層については、 E_r/E_f が 100 以下であれば、弱層処理を施さなくとも引張安定性が確保されること、弱層が上流端引張に影響を及ぼさなくなるような弱層位置は、堤体下流端より堤敷幅の 1.7 倍程度下流であることを明らかにした。

弱層条件として今後検討が必要な項目は、弱層幅と弱層傾斜である。とくに、弱層傾斜は堤体上流端引張応力の発生状況に大きく影響すると考えられ、重要な検討項目である。また、堤体外弱層による上流端引張応力の発生については、模型実験を実施してその状況を確認する必要がある。

第7章 結論

本研究では、重力ダムにおける置換プラグの合理的な設計規範の確立を目的として、弱層・プラグを考慮した重力ダム模型実験と模型実験に対する剛体安定解析ならびに3次元有限要素解析を実施した。各章で得られた結果を以下にまとめる。

第1章では、本研究の背景として、今後の我が国におけるダム建設の必要性、ダム設計における基礎処理の重要性、弱層処理の一つである置換コンクリートプラグ処理の概要とプラグ設計の現状について述べた。置換プラグ処理は一般的な弱層処理方法として用いられているが、その効果は必ずしも明らかではなく、統一的な設計手法が存在しないのが現状である。本研究では、重力ダム模型実験、剛体安定解析および数値解析を通して、弱層・プラグが基礎岩盤の力学安定性に及ぼす影響を解明し、合理的なプラグ設計手法を確立することを目的としている。

第2章では、重力ダムの弱層処理設計の現状と置換プラグ処理に関する過去の研究について説明したのち、本研究で解明すべき課題をまとめた。本研究で解明すべき課題とは、①弱層と堤体との相対位置関係、弱層と堅岩と堤体との相対剛性が基礎岩盤の力学安定性（応力分布・破壊性状）に及ぼす影響の把握、②置換プラグ設置の力学的効果の解明、③置換プラグの深さや剛性が基礎岩盤の力学安定性に及ぼす影響の把握、④剛体安定解析手法のプラグ設計への適用性の検討である。

第3章では、本研究で開発した重力ダム模型実験装置、実験方法について説明した。つづいて、本模型実験の基礎となる弱層なしモデルの実験結果について説明した。

重力ダムでは、堤体に作用する荷重は既知であっても、着岩面に作用する荷重の分布は地質構造その他の要因で異なる。本研究の重力ダム模型実験では、岩盤供試体に堤体模型を載せ、この堤体模型に堤体自重および水圧荷重を模擬した分布荷重を作用させることで、実際の重力ダム基礎岩盤と同様の載荷状況を表現した。弱層なしモデルの堤敷応力分布の計測結果から、弱層なしモデルの満水状態における堤敷応力分布は台形分布を示した。この応力分布は、弾性理論に基づいて計算された着岩面の応力分布とほぼ一致しており、本模型実験の載荷方法の妥当性が示された。

第4章では、まず、基礎岩盤内の弱層を想定した実験を行ない、弱層が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響を把握した（弱層モデル実験）。つぎに弱層モデル実験の弱層に置換プラグを設置した場合の実験を行ない、置換プラグによる荷重伝達機構や耐荷力の変化について検討した（プラグ効果実験）。つづいて、プラグの剛性を変えた実験を行ない、プラグと周辺堅岩との相対剛性が基礎岩盤の安定性に及ぼす影響について検討した（プラグ剛性実験）。

弱層モデル実験では、堤敷内に鉛直方向の単一弱層が存在する場合を想定し、弱層位置を変化させた重力ダム模型実験を行なった。堤敷応力分布、岩盤内応力分布および破壊性状についての実験結果より、弱層の有無および弱層位置が基礎岩盤の応力分布や破壊性状に及ぼす影響について検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 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。特に、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。

- 2) 各弱層モデルの満水状態での堤敷点安全率 n' 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。
- 3) 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。
- 4) 各弱層モデルの満水状態での岩盤側面最小点安全率 n'_{min} 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。
- 5) 破壊性状に関しては、局所破壊発生時を基礎岩盤の破壊ととらえて、その時点での水平荷重、破壊位置および破壊形態について比較した。破壊強さについては、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。破壊形態については、弱層下流岩盤への荷重伝達がスムーズに行われる弱層なし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。

つぎに、弱層モデル実験で用いた弱層にプラグを設置した実験を行なった。ここでは、置換プラグの深さを変化させ、プラグ深さが基礎岩盤の荷重伝達機構や耐荷力に及ぼす影響を把握した。得られた知見を以下に列挙する。

- 1) 満水状態での堤敷応力分布に関する結果より、いずれの弱層位置においてもプラグを設置することで堤敷応力分布が弱層なしモデルのそれに近づくことが確認された。特に、下流弱層モデルでは、プラグを設置することで堤敷下流端への応力集中を 1/2 以下に抑えられることが確認された。
- 2) 置換プラグの効果としては、プラグ側面が荷重の一部を分担する効果、すなわち、プラグを設置することで堤体荷重を伝達する面積が拡大する効果（接地面積の拡大効果）と、弱層部に剛性の高いプラグが挿入されることにより弱層周辺岩盤の弱層方向への変形が抑えられる効果（周辺岩盤の変形抑制効果）の二つがあると考えられる。
- 3) 破壊性状に関する結果より、弱層下流の堤敷面積が狭く、弱層下流岩盤へ荷重がスムーズに伝達されない場合には、弱層下流域でのせん断破壊が生じる。これに対し、弱層下流の堤敷面積が十分に広い場合、プラグによって荷重の一部が分担される場合には、弱層下流岩盤への荷重がスムーズに伝達されるために、弱層なしモデルと同様に堤敷上流端からの引張破壊が生じる。堤敷上流端から引張破壊を生じたケースの破壊発生時の水平荷重は弱層位置およびプラグ深さに拘わらず弱層なしモデルとほぼ同等であった。すなわち、プラグは弱層下流岩盤のせん断破壊に対しては有効であるが、堤敷上流端からの引張破壊に対しては効果が薄いといえる。

プラグ効果実験より明らかになったプラグによる周辺岩盤の変形抑制効果は、プラグの剛性が高いほど顕著に現われると考えられる。一方、プラグと堅岩との剛性の差が大きければ、周辺堅岩には応力集中が発生し、健全な岩盤を傷める可能性がある。そこで、プラグの剛性を変えた実験を行ない、

プラグと堅岩との相対剛性が堤敷応力分布や岩盤内応力分布に及ぼす影響について検討した。得られた知見を以下に列挙する。

- 1) プラグの有無による堤敷応力分布の差は大きく、堅岩部と同程度の弾性係数のプラグであっても弱層に挿入することで堤敷応力分布は弱層のない場合に大きく近づく。
- 2) プラグの相対剛性が高いほど（プラグが硬いほど）弱層下流岩盤に作用する垂直応力、せん断応力は減少し、堤敷点安全率 n' は上昇する。弱層上流岩盤—プラグ部—弱層下流岩盤間の荷重分担は、垂直荷重の荷重分担率については、プラグが硬いほどプラグの分担する垂直荷重が増大し、両側の堅岩部の分担率は減少する。一方、せん断荷重の荷重分担率については、プラグが硬いほど弱層上流岩盤の分担するせん断荷重は増加し、プラグの分担するせん断荷重の割合の変化は小さい。
- 3) 岩盤供試体内の応力分布については、プラグ周辺の堅岩には水平方向に大きな応力が発生することは確認されたが、プラグの剛性の差による応力集中については確認できなかった。このことは、十分に深いプラグを用いれば、応力集中は緩和され、健全な岩盤に害を与えることはないということを示しているといえる。一方、浅いプラグを用いた場合には、応力集中による堅岩の損傷、プラグの切断等の害が生じる可能性がある。今後はさらに浅いプラグの場合についても検討を行なう必要がある。

第5章では、従来からの構造安定計算の手法である剛体安定解析に着目した検討を行なった。まず、弱層モデル実験およびプラグ効果実験の条件に対して剛体安定解析を適用し、弱層位置とせん断摩擦安全率 n_A の関係、各位置の弱層に対する必要プラグ深さについて検討した。つぎに、弱層モデル実験、プラグ効果実験の結果から、剛体安定解析で用いる荷重分布の設定方法、すべり面の設定方法について検討を行なった。さらに、これらの結果を踏まえ、本模型実験における必要プラグ深さについて剛体安定解析により検討した。

- 1) 弱層上流岩盤と弱層下流岩盤の荷重分担は、弱層の位置およびプラグ深さによって異なるため、堤敷応力分布を台形分布と仮定して弱層上で2分する方法では不十分である。弱層位置による基礎岩盤の変形特性の差異およびプラグ深さによる変形抑制効果を考慮した荷重分担の検討方法が必要である。
- 2) 弱層が無い場合の破壊荷重時に弱層下流岩盤のせん断安定性が確保されるようなプラグ深さを必要プラグ深さととらえ、剛体安定解析によって必要プラグ深さを検討する方法論を示した。本模型実験に関しては、所定安全率を 2.0 とした場合には下流弱層モデルでは 32 mm（堤敷幅の 11%）、中央弱層モデルでは 8 mm（堤敷幅の 3%）のプラグが必要であることが明らかになった。

重力ダム模型実験で着岩面に作用する荷重分布は複雑で、置換プラグによるせん断強度増強効果を抽出して議論することが困難である。そこで、垂直拘束圧一定かつ一様の条件下でプラグを含む小型供試体の単純せん断試験を行なった。また、単純せん断試験の剛体安定解析を行ない、プラグによるせん断強度増強の度合いの評価を行った。実験および剛体安定解析から得られた結果は以下の通りである。

- 1) 幅 60mm の堤敷幅に対し深さ 10mm のプラグを設置することにより、純せん断強度は、プラグなしの場合の 2.2~2.4 倍になった。内部摩擦角は、プラグなしの場合に 40.6°だったのに対し、プラグ

を設置した場合は $33.3^{\circ}\sim 36.7^{\circ}$ に減少した。

- 2) 単純せん断条件下では、プラグの設置位置に拘わらず、せん断強度はほぼ等しい。
- 3) 単純せん断試験の破壊性状に関する結果より、プラグ前面のくさび形部分の先端は、鋼鉄ブロックに覆われた領域、すなわち垂直拘束圧の作用する領域にも出現した。この点は、重力ダム模型実験の剛体安定解析では考慮しなかった点である。
- 4) 6種類の荷重分担モデルを設定して単純せん断試験の剛体安定解析を行った。しかしながら、これらの荷重分担モデルでは、①プラグ設置によって純せん断強度が2倍以上に増加し、②せん断強度はプラグ設置位置によらない、という実験結果を十分な精度で表現することができなかった。今回行なった単純せん断試験では、着岩面の形状のみが複雑で、岩盤部は均質な力学特性をもち、かつ荷重条件は垂直拘束圧が一様分布という単純な条件下でのせん断試験であった。しかし、このような単純な条件下であっても、剛体安定解析の結果は実験結果を精度よく表現することができなかった。これは、プラグが存在する場合の供試体内の応力分布は複雑であり、今回用いた荷重分担モデルのように単純ではないためであると考えられる。

第6章では、3次元弾性有限要素法を用いて第3章、第4章で実施した模型実験の数値シミュレーションを行なった。解析結果と実験結果の比較より、本解析手法により模型実験の満水状態における現象をある程度表現し得ることを確認した。つづいて、本解析手法を用いて弱層位置および弱層剛性が満水状態における基礎岩盤の安定性に及ぼす影響について検討した。検討の結果、堤体内に出現する弱層については堤体下流端のせん断安定性を確保することが重要であること、堤体下流端よりも下流に出現する弱層については、堤体上流端の引張安定性を確保することが重要であることがわかった。解析結果より、堤体内の弱層については、堤体中央より上流の弱層については弱層処理の必要性がないこと、弱層の相対剛性 E_r/E_f が1.5程度の比較的硬い層であっても、堤体下流端付近に出現する場合には弱層処理の必要性があることを明らかにした。堤体下流端より下流側に出現する弱層については、 E_r/E_f が100以下であれば、弱層処理を施さなくとも引張安定性が確保されること、弱層が上流端引張に影響を及ぼさなくなるような弱層位置は、堤体下流端より堤敷幅の1.7倍程度下流であることを明らかにした。

今後の課題としては、まず、実験に関しては、第5章で実施した単純せん断試験をさらに発展させ、せん断のみに着目して様々な弱層・プラグ条件でのせん断強度を検討する必要がある。また、数値解析により、剛体安定解析を実施する上で必要な荷重分担モデルの合理的な設定法に関して検討する必要がある。

また、数値解析については、本研究では検討が行なわれていない、弱層幅や弱層傾斜、弱層の3次元効果等に関して検討を行なう必要がある。さらに、実物ダムのレベルでの数値解析を実施し、定量的なプラグ設計規範の確立を行なう必要がある。

参考文献

- 1) 日本ダム協会編：ダム年鑑 2000，日本ダム協会，2000.
- 2) ICOLD: World Register of Dams, 1998.
- 3) 竹内邦良：ダム建設の現状と将来<持続的開発の争点>，ダム技術，No.119，pp.3-14，1996.
- 4) 建設省：平成3年国土建設の現況，516p.，1991年.
- 5) Human Rights Watch: THE THREE GORGES DAM IN CHINA, Forced Resettlement, Suppression of Dissent and Labor Rights Concerns, Asia, Vol.7, No.2, 43p., 1995.
- 6) U. S. Commission on Large Dams: Lessons from dam incidents, USA, 378p., 1975.
- 7) 菊地宏吉：地質工学概論，土木工学社，231p.，1990.
- 8) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，土木学会，486p.，1975.
- 9) Wallace A. Waldorf: Strengthening of Weak Rock Seams in Foundation of Shasta Dam, Technical Memorandum of USBR, No.598, Jun 12, 1940.
- 10) Edwin Rose: Strengthening of Weak Rock Seams outside base of Shasta Dam, Technical Memorandum of USBR, No.602, Apr 15, 1940.
- 11) 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.
- 12) 石井文雄，飯田隆一，柴田功：重力ダム基礎岩盤に存在する断層の処理に関する力学的考察，大ダム，No.36，pp.13-19，1966.
- 13) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，pp.243-263，1992.
- 14) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設（昭和62年版），第4巻，第25章 ダム基礎の設計，（財）ダム技術センター，pp.25-39，1988.
- 15) 足立紀尚，中島伸一郎，岸田 潔，伊豆好弘：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，土木学会論文集，No.666/Ⅲ-53，pp.245-259，2000.
- 16) 中島伸一郎，足立紀尚，岸田 潔，櫻井陽平，伊豆好弘：置換プラグ処理を考慮した重力ダム模型実験と剛体安定解析によるプラグ効果の検討，土木学会論文集（2002年3月号掲載予定）.
- 17) 中島伸一郎，岸田 潔，足立紀尚，伊豆好弘：プラグの剛性に着目したダム基礎岩盤の置換プラグ工法に関する検討，第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.67-71，2000.
- 18) 中島伸一郎，岸田 潔，足立紀尚，伊豆好弘：単純せん断試験による置換プラグ工法の検討，第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，106，2002.
- 19) 財団法人国土開発技術センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令，日本河川協会 pp.27-102，2000.
- 20) 豊田高司編著：現場技術者のためのダム工事ポケットブック，pp.81-85，1991.
- 21) 菊地宏吉：地質工学概論，土木工学社，156p.，1990.
- 22) 土木学会岩盤力学委員会：ダムの地質調査（改訂版），pp.110-112，1987.
- 23) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，pp.66-69，1992.
- 24) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設（昭和62年版），第4巻，第25章 ダム基礎の設計，（財）ダム技術センター，pp.25-29，1988.
- 25) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設（昭和62年版），第4巻，第25章 ダム基礎の設計，（財）

ダム技術センター, 1p., 1987.

- 26) 菊地宏吉：地質工学概論，土木工学社，115p., 1990.
- 27) 建設省直轄工事研究会 第17回技術研究会：ダムの基礎処理，pp.136-138, 1964.
- 28) 建設省直轄工事研究会 第17回技術研究会：ダムの基礎処理，pp.138-139, 1964.
- 29) 岡田裕彰：鳴淵ダムの堤体設計に関する一考察，ダム技術，No.76, pp.42-52, 1993.
- 30) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，土木学会，pp.486-487, 1975.
- 31) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，pp.261-263, 1992.
- 32) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，pp.254-256, 1992.
- 33) 柴田功：重力ダムの弱層処理について，建設省土木研究所資料.
- 34) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，15p., 1992.
- 35) 財団法人国土開発技術センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令，日本河川協会 pp.33-50, 2000.
- 36) 国立天文台編：理科年表，物理／化学部，丸善株式会社，451p., 1998.
- 37) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，土木学会，307p, 1975.
- 38) 林正夫：アーチダムとその基盤の破壊実験方法に関する考察，電力中央研究所技術研究所報告，土木 62004, 1962.
- 39) 財団法人日本規格協会：日本工業規格 陶磁器型材用せっこうの物理試験方法，JIS R 9112-1978, 1998.
- 40) 平松良雄，西原正夫，岡行俊：岩石の引張試験に関する検討，日本鉱業会誌，70 (793), pp.285-289, 1954.
- 41) 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.
- 42) 飯田隆一：コンクリートダムの設計法，技報堂出版，234p, 1992.

謝 辞

本論文は、平成 10 年、筆者が修士課程 1 年の秋より実施してきたダム基礎岩盤の置換プラグ処理工法に関する研究の成果をとりまとめたものです。本研究を行なうにあたり、多くの先生方、先輩、友人、後輩から御指導と御支援を頂きました。

京都大学教授 足立紀尚先生には、すばらしい研究環境を整えて頂くとともに、終始懇切丁寧な御指導と御助言を賜りました。ここに、心より深甚の謝意を表します。研究者として未熟な筆者に、本研究の計画立案の段階から携わる機会を与えて下さり、また、自由に研究のできる場を与えて下さったことに、心より感謝しております。

京都大学教授 大西有三先生、京都大学教授 岡 二三先生には、本論文の審査をして頂き、貴重なご指摘を賜りました。深く感謝の意を表します。

京都大学助教授 谷本親伯先生（現、大阪大学教授）には、エジプト大スフィンクスの修復・保存調査の研究を通じて、現場計測の厳しさを教えて頂くとともに、研究に対する基本的な姿勢を御指導頂きました。心より感謝の意を表します。

京都大学助教授 建山和由先生、京都大学助教授 木村 亮先生、京都大学助教授 小高 猛先生には、本研究の遂行にあたり、あたたかい御助言を賜りました。特に、木村 亮先生には、システマティックな研究の進め方について直接的、間接的に御指導頂きました。先生方の素晴らしい発想力と鋭い洞察力は、筆者にとって常に脅威であるとともに、目標でもあります。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学助手 岸田 潔先生には、研究の内容に関して直接御指導して頂くとともに、論文の記述方法や図面の作成方法、発表の方法などの技術についても懇切丁寧に御指導して頂きました。岸田 潔先生の叱咤激励は、本研究の遂行、本論文のとりまとめの大きな原動力となりました。心より感謝いたします。

京都大学技官 矢野隆夫先生には、実験に関して多大なる御指導を頂きました。実験装置の設計方法から実験材料や計測の基本、道具の使い方など、筆者にとっては全てが未知の世界であり、矢野隆夫先生にひとつひとつ教えて頂く過程は、非常に楽しいものでした。心より感謝いたします。

関西電力株式会社金居原水力発電所坂内準備所の皆様には、実際のダム設計について深い知識を与えて頂きました。特に、伊豆好弘氏（現、近畿コンクリート株式会社）には、ダムの設計手法について、懇切丁寧にレクチャーして頂くとともに、本研究に関して貴重な御助言を賜りました。心より感謝いたします。

足立研究室に在籍した8年間の中で、多くの先輩や友人、後輩に出会いました。筆者の研究室生活は、皆様の暖かい御支援によって支えられてきました。心より感謝の意を表します。特に、Tirawat Boonyatee 氏（現、Chulalongkorn 大学講師）には、本研究の数値解析の部分で多大なご協力を賜りました。御礼申し上げます。また、重力ダム模型実験の実施にあたっては、櫻井陽平氏に心と体を酷使して頂きました。深謝し、御礼申し上げます。

最後に、長い長い学生生活を支えてくれた両親と、心にやすらぎを与え、ともすれば乱れがちな筆者の生活を支えてくれた斉藤万美に感謝の気持ちを贈ります。ありがとうございました。そしてこれからもよろしく。