

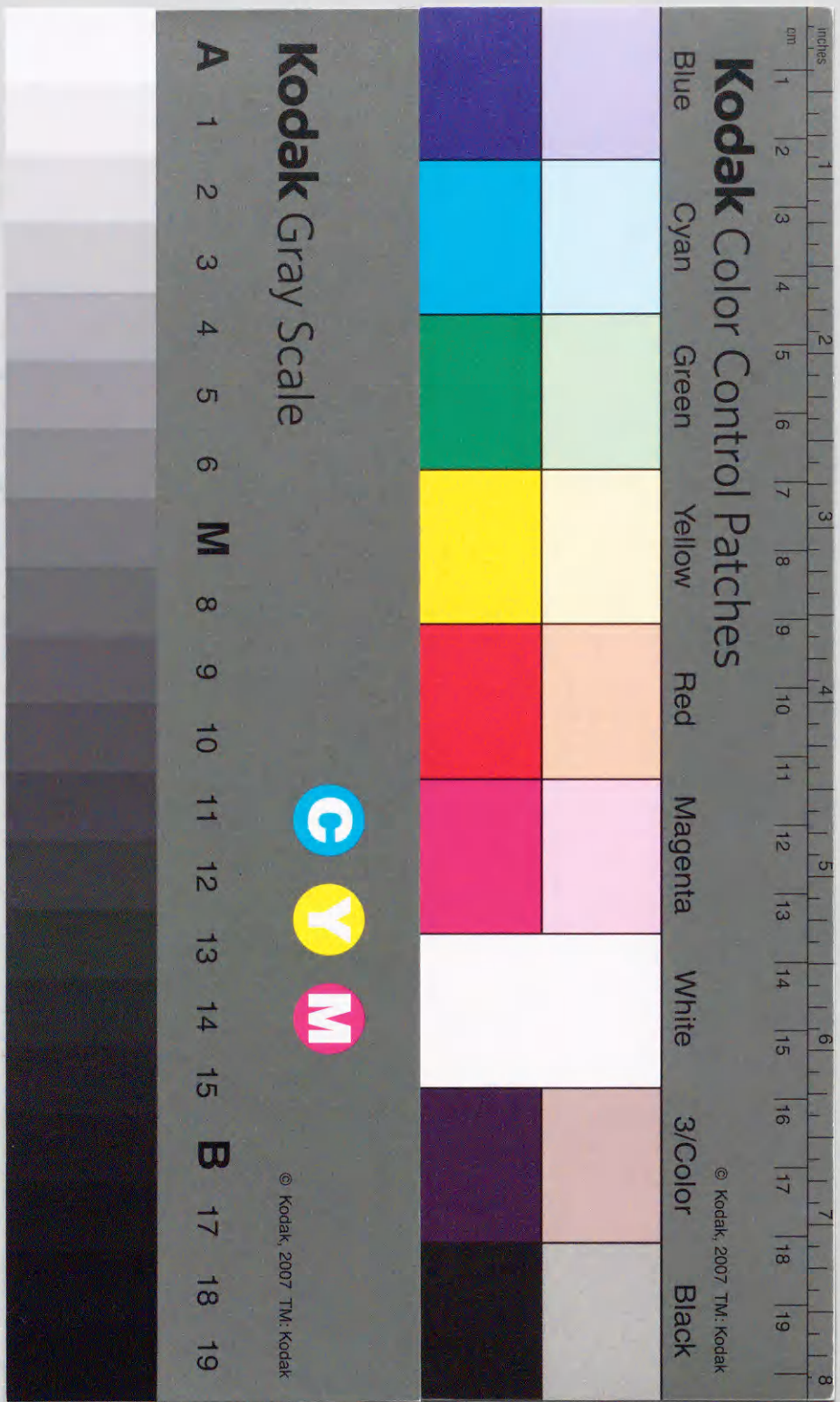
異種材料挿入による地盤内の
土圧軽減メカニズムに関する研究

1998年3月

博士(工学)

岡林宏二郎

豊橋技術科学大学



①

24

異種材料挿入による地盤内の
土圧軽減メカニズムに関する研究

1998年 3月

博士(工学)

岡林 宏二郎

豊橋技術科学大学

論文要旨

本研究は、異種材料からなる板状の部材を地盤内に設置した場合の土圧軽減メカニズムを遠心載荷模型実験、有限要素解析により明確にし、カルバートならびに補強土擁壁の合理的・経済的設計手法を提示するものである。

本論文は8章からなる。第1章では、研究の背景、目的、内容ならびに論文の構成について記述している。第2章では、発泡スチロールからなる板状のたわみ性部材を突出型カルバート上に設置した場合についての遠心載荷模型実験結果を示し、カルバート上部に作用する鉛直土圧を直径6mm、高さ2.4mmの小型土圧計により計測した結果から土圧軽減効果を明確にした。また、地盤の種類、地盤の密度、たわみ性材料の配置などの要因と土圧軽減効果の関係を分析し、本手法の合理的な設計方法を提示した。第3章では、第2章で述べた遠心載荷実験模型についての二次元弾塑性FEM解析結果を示し、実験と同様の土圧軽減効果が得られることを検証した。また、地盤内の変位分布からたわみ性部材の圧縮変形に対して部材上部の地盤内にアーチ作用が発生し、鉛直土圧が低減されるという土圧軽減のメカニズムを明確にした。

第4章では、鋼板からなる水平部材を補強土擁壁背後地盤内に水平に設置した場合についての遠心載荷模型実験結果を示し、直径6mm、高さ1mmの小型土圧計により壁面土圧を計測した結果から土圧軽減効果を明確にした。補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を調べた結果、擁壁背後のヒズミレベルが1%以下の補強土擁壁が安定した状態では、壁面土圧や補強材張力は背後地盤の塑性状態を仮定した現行設計法による値の20%程度であることを明らかにした。

第5章では、第4章で述べた実験模型に対する二次元弾塑性FEM解析結果を示し、実験と同様の土圧軽減効果を検証した。地盤と補強材との境界面における摩擦力が土圧軽減に寄与し、土圧の低減量は背後地盤のひずみ状態に大きく影響されるというメカニズムが明らかにされた。

第6章では、補強土擁壁の変位量についての現地計測、数値解析、実物大実験の事例を収集整理した結果を示し、補強土擁壁が安定状態にあるとして設計可能な許容変位量として $H/150$ (H :壁高)を提案した。既存のタイプの補強土擁壁の実物大モデルを対象にした一連の二次元弾塑性FEM解析結果より、許容変位量にもとづく補強土擁壁の合理的な設計方法を提示した。第7章では、鉛直材を含め立体的な補強材を配置した新しい形式の補強土擁壁を提案し、三次元弾塑性FEM解析により許容変位量に基づき安全性・経済性について吟味した結果を示した。第8章では、本研究で得られた結論を総括し、今後の展望について述べている。

本研究は近年開発が盛んな地盤安定化工法についてその基本原理となる土圧軽減メカニズムを明瞭にし、合理的・経済的設計方法の提言を行なっている。その工学的意義は大きい。

STUDY ON MECHANISM OF EARTH PRESSURE REDUCTION CAUSED BY INSTALLATION OF DIFFERENT MATERIALS IN THE GROUND

ABSTRACT

This research clarifies the earth pressure reduction mechanism with a plate member that consists of different material into a soil structure by centrifugal model test and FEM analysis. A rational and economical design technique of a culvert and a reinforced retaining wall are presented.

This dissertation consists of 8 chapters. In chapter 1 the background of research, objectives and contents are explained.

The results of centrifugal model tests with a plate flexible member that consists of the formed styrol on a projecting type culvert was shown in chapter 2. An earth pressure reduction effect was clarified from the result that measured the vertical earth pressure acting on the upper part of the culvert by small size earth pressure cells (diameter 6 mm, height 2.4 mm). Also, the relation between the earth pressure reduction effect and other factors such as the kind of foundation, the density of foundation and the placement of flexible material were analyzed. A rational design method of this technique was presented.

Two dimensional elasto-plastic FEM analysis for the centrifugal model tests explained in chapter 2 were shown in chapter 3. The earth pressure reduction effect in the experiment was verified by this analysis and a similar result was obtained. From the observation of displacement distribution, arch action occurred in the upper part of the member by the compression deformation of a flexible member. The reduction mechanism of vertical earth pressure, was made clear by these results.

The results of centrifugal model tests are presented in chapter 4. The model used is shown in this chapter. The horizontal materials used in the model consists of steel plates placed horizontally into a reinforced retaining wall backfill. An earth pressure reduction effect was clarified by measuring the earth pressure against the wall using small size earth pressure cells (diameter 6 mm, the height 1 mm). The interaction of the wall

displacement, the tensile force of reinforcement, the earth pressure against the wall and the displacement of backfill in a reinforced retaining wall were studied. The results showed that the reinforced retaining wall stabilized, at strain levels of backfill below 1%, at which the earth pressure against the wall and the tensile force of reinforcement is about 20% of values by the current design method, which assumes plastic condition of a backfill.

The results of the two dimensional elasto-plastic FEM analysis for the experimental model explained in chapter 4 were shown in chapter 5. The earth pressure reduction in the experiment was verified by this experiment and a similar result was obtained. The analysis also showed that the frictional force of discontinuity plane (soil and reinforcement) contributed to earth pressure reduction. These results showed that the mechanism of the reducing of earth pressure is influenced largely by the strain condition of a backfill.

In chapter 6, the results of field tests, numerical analysis and prototype experiments with regard to the displacement of a reinforced retaining wall were considered to propose an allowable displacement of $H/150$ assuming a stable state, where H is wall height. A series of two dimensional elasto-plastic models for FEM analysis were established for the prototype reinforced retaining wall. A rational design method of the reinforced retaining wall based on the allowable displacement is presented.

In chapter 7, a three dimensional elasto-plastic FEM analysis of reinforced retaining wall with vertical reinforcement is presented. Safety and economical efficiency on the basis of allowable displacement has been discussed by three dimensional elasto-plastic FEM analysis.

The conclusions of this research are summarized in chapter 8. This research presents a new design approach. It clarifies the earth pressure reduction mechanism that becomes the basic principle about a foundation stabilization method, which is being developed in recent years. A rational and economical design methods is proposed. Therefore this study has made a significant contribution to engineering.

目次

第1章 序論	
1. 1 研究目的および対象構造物	1
1. 2 既往の研究との関連	2
1. 3 論文の内容と構成	5
参考文献	6
第2章 たわみ性材料による鉛直土圧軽減効果に関する実験	
2. 1 概説	1 2
2. 2 遠心力模型実験	1 4
2. 2. 1 地盤工学における相似則とその求め方	1 4
2. 2. 2 遠心力場での相似則	1 4
2. 2. 3 遠心力模型実験の原理上および運用上の問題点	1 6
2. 2. 4 遠心力模型実験装置概要	1 6
2. 3 模型実験の方法	2 0
2. 3. 1 たわみ性材料の性質	2 0
2. 3. 2 実験模型	2 0
2. 3. 3 実験方法と実験ケース	2 2
2. 4 実験結果と考察	2 4
2. 4. 1 たわみ性材料敷設効果	2 4
2. 4. 2 沈下状況	2 6
2. 4. 3 水平土圧係数について	2 7
2. 5 各要因の検討	2 8
2. 5. 1 不同沈下量の影響	2 8
2. 5. 2 密度による影響	2 9
2. 5. 3 含水比の影響	3 0
2. 5. 4 盛土材による影響	3 0
2. 5. 5 水平土圧係数について	3 1

2. 6	まとめ	3 1
	参考文献	3 2
第3章	たわみ性材料による鉛直土圧軽減効果に関する有限要素法解析	3 3
3. 1	概説	3 3
3. 2	解析方法	3 4
3. 2. 1	二次元弾塑性有限要素解析	3 4
3. 2. 2	弾塑性体を表す土の構成方程式	3 8
3. 2. 3	プログラムの説明	4 0
3. 3	解析結果	4 7
3. 3. 1	解析モデル	4 7
3. 4	実験結果との比較	4 8
3. 5	まとめ	5 0
	参考文献	5 1
第4章	水平補強材挿入による水平土圧軽減効果に関する実験	5 2
4. 1	概説	5 2
4. 2	模型実験の方法	5 3
4. 2. 1	実験モデル	5 3
4. 2. 2	実験方法と実験条件	5 4
4. 2. 3	土圧計の検定	5 8
4. 3	測定結果	6 1
4. 3. 1	壁面変位	6 1
4. 3. 2	壁面土圧	6 2
4. 3. 3	補強材のひずみ分布	6 3
4. 4	壁面土圧と補強材張力の相互関係	6 5
4. 5	壁面変位と補強材張力の相互関係	6 8
4. 6	まとめ	6 9
	参考文献	7 0

第5章	水平補強材挿入による水平土圧軽減効果に関する有限要素解析	7 3
5. 1	概説	7 3
5. 2	有限要素解析	7 3
5. 2. 1	解析モデル	7 3
5. 3	解析結果	7 8
5. 3. 1	壁面変位	7 8
5. 3. 2	壁面土圧	7 9
5. 3. 3	補強材の張力分布	8 0
5. 3. 4	補強材表面の摩擦角と遠心加速度	8 0
5. 3. 5	補強材表面のせん断応力分布	8 1
5. 3. 6	補強材の引張り力分布	8 1
5. 4	壁面土圧と補強材張力の関係	8 2
5. 4. 1	裏込め地盤のひずみレベルによる比較	8 2
5. 4. 2	壁変位との関係	8 3
5. 4. 3	設計値との比較	8 4
5. 5	破壊領域	8 4
5. 6	まとめ	8 4
	参考文献	8 6
第6章	補強土擁壁の壁面変位と補強材量の関係に関する考察	8 8
6. 1	概説	8 8
6. 2	剛な補強材をもつ補強土擁壁の許容壁変位量	8 9
6. 3	二次元モデルによる最適補強材量の検討	9 1
6. 3. 1	解析方法	9 1
6. 3. 2	材料特性と壁変位量の関係	9 4
6. 3. 3	補強材量と壁変位量の関係	9 5
6. 3. 4	壁変位量と土圧の関係	9 7
6. 3. 5	補強材に働く張力分布	9 9
6. 4	まとめ	1 0 1

参考文献	101
第7章 立体モデルによる補強土擁壁の適用性に関する考察	104
7.1 概説	104
7.2 解析方法	105
7.2.1 三次元弾塑性有限要素解析	105
7.2.2 解析処理の概略	112
7.3 三次元効果と初期応力の影響の検討	115
7.3.1 解析方法	115
7.4 立体モデルによる補強土擁壁の検討	118
7.4.1 補強材の連結効果	120
7.4.2 アンカー材として鉛直補強材を有する場合	123
7.4.3 二重壁工法の場合	125
7.4.4 壁面材に鉛直方向の隔壁を有する場合	127
7.4.5 面状の水平補強材を有する場合	129
7.5 まとめ	134
参考文献	135
第8章 結論	137
謝辞	139

第1章 序論

1.1 研究目的および対象構造物

近年、土構造物の安定化を図る工法として異種材料を挿入あるいは混入する工法が増えてきている^{1),2)}。その代表的な工法に、軽量盛土工法や補強土工法などが見られる。前者は、盛土などの土構造物の土中内に発泡ビーズ、発泡スチロール、軽量コンクリートなどの異物を混入することにより自重を軽減し、自重による変形や応力を減らすことで安定化を図る工法であり、後者は、土中内に引張り材などの異物を挿入することにより、土自身の性質を変えることなく、土の引張り力に対する抵抗が小さいという弱点を補強することで安定化を図る工法である。これらの工法、特に補強土工法は最近のいくつかの大地震において、耐震性能が優れていることも検証されており^{3),4),5)}、ますますその採用件数が増えてきている⁶⁾。

現在のこれらの工法の実用的設計法^{7),8),9),10)}は、もっぱら地盤が塑性状態に達した場合の極限釣り合い安定計算法に基づいて行われている。例えば、補強土工法では、土が変形して初めて引張り補強材が働き出すにもかかわらず、極限釣り合い安定解析法では土の変形が計算できないため実際に発揮されるであろう補強材の引張り力の推定や、必要な補強材剛性の評価が合理的にできていない。実務では、発揮されるであろう補強材のひずみ、あるいは張力を想定した上で極限釣り合い安定解析法を用いているのが現状である。すなわち、そのメカニズムが十分明確にされないまま実績等を優先して設計されている。このような理由から現設計法は安全側になり過ぎているという報告も多い^{11),12),13),14),15)}。したがって、重要な土構造物に対して、より厳密な設計を行うにはその変形量とそれに伴う応力の変化を明確にして、そのメカニズムを解明する必要があると考える。本研究は、このような観点から自重応力場が再現できる遠心力模型実験と変形量推定に有効な有限要素法解析を行って、変形や応力の関係を調べてメカニズムの解明を行い、より効果的で経済的な構造について検討を加えたものである。

具体的な対象構造物としては、異種材料に軽量材料を使用する場合として①高盛土中のボックスカルバートに対して土圧軽減のためにたわみ性材料を敷設した場合、異種材料と

して引張り材を挿入する場合の②擁壁の裏込め土中に異種材料である剛性の高い補強材を有する補強土擁壁をとりあげた。また、本研究では、これらの構造物のメカニズムを解明するとともに、遠心力模型実験結果と有限要素法解析による結果を比較することにより解析手法の精度の検討、二次元解析と三次元解析の比較による三次元効果についての検討を行い、さらに、より経済的な補強土擁壁工法について検討を加えている。

1. 2 既往の研究との関連

本研究と既往の研究との関連を、1. 1で述べた対象構造物別に以下に述べる。

1. 2. 1 たわみ性材料敷設による鉛直土圧軽減効果

道路と道路、あるいは道路と水路等の交差構造物の一つに、カルバートが利用されている。カルバートは設置方法により(a)自然地盤に溝を掘削し、カルバートを設置して盛土を行う溝型、(b)水平地盤上に直接カルバートを設置して盛土を行う突出型、に分類できる。しかし、溝型は施工に手間がかかることや、掘削時に設置した矢板引き抜き時に大きな土圧が作用する¹⁶⁾ことなどから突出型が多く用いられている。

突出型のカルバートに作用する鉛直土圧は、盛土高が高くなるに従い土被り圧より大きくなるため、設計では鉛直土圧係数を割り増すことによりこれに対処している^{17), 18), 19)}。近年、高速道路が20~30mを超える深い谷を高盛土で通過するような場合が増え始め、大きな部材のカルバートが必要となり工費がかさむことが多くなってきた。この鉛直土圧を軽減する工法に、たわみ性材料を敷設してカルバート上部に強制沈下を発生させて、鉛直土圧を軽減させる工法がありその有用性について現場試験や模型実験等も試みられた^{20), 21), 22), 23)}。この工法は、トンネル掘削時の緩みによる土圧軽減²⁴⁾と同様の効果を人為的に起こすもので、そのメカニズムについては従来から、すべり説・アーチ説に二分されており²⁵⁾いまだに明確にされていない。すべり説は、沈下部周辺地盤に認められる土粒子間の相対変位の大きい領域での現象を、一つのすべり現象と考えすべり面を仮定するもので、アーチ説は、沈下部上方にアーチ状の粒子間力の伝達線の形成を考慮するものである。

本研究では、小型模型で原型と同じ応力状態および地盤挙動が再現できる遠心模型実験

装置²⁶⁾により、たわみ性材料敷設による土圧軽減工法の有効性とたわみ性材料の敷設位置や敷設幅との関係について調べた^{27), 28)}。本研究では、軽減効果を定量的に評価するために、実験結果と既往の設計値、地中構造物に作用する鉛直土圧の計算式であるマーストン・スパングラ式による値²⁹⁾およびFEM解析結果との比較を行った³⁰⁾。また、地盤の変形性状についての計測結果、FEM解析結果および粒状材料による光弾性実験結果も含めて、土圧軽減のメカニズムについての考察を加えた^{31), 32), 33)}。さらに、軽減効果の最も大きい敷設位置のモデルに対して一連の遠心載荷実験を行い、地盤の不同沈下、土の密度や含水比、盛土材料の種類などの各要因が土圧軽減効果に及ぼす影響について調べた³⁰⁾。

1. 2. 2 補強土擁壁のメカニズムに関する研究

補強土擁壁工法は1963年、H. Vidal氏によって考案、開発されてから世界中に広まった³⁴⁾。現在、この工法は、技術の進歩と、その現場実用性の基準(環境、土質等)によって多種に分類され、国内では、1972年に本格的に技術導入が行われてから20年以上が経過した今も、その施工実績は増え続けている。特に、最近のいくつかの大地震において耐震性能が優れていることも検証されており^{3), 4), 5)}、ますますその採用件数が増えてきている⁶⁾。

補強土工法の基本原理は、盛土を土中に埋設した補強材の力学的抵抗(主に引張抵抗力)を利用して補強すると共に、壁面を連結して擁壁を作り、盛土の端末縁辺部を補強することによって、盛土全体の安定を図ろうとするものである。完成された補強土擁壁は、盛土の圧縮に順応しうる機能を付与した構造を有している。しかし、この補強土工法は、理論よりも実用を先行として開発されたため、現場における作業性は十分に考慮しているが、その設計を行うに当たり、補強土の破壊に至るまでのメカニズムがまだ十分に解明されていないため、設計に用いる安全率は正確には定まっていないのが現状である。

補強土擁壁の安定性評価、とくに内部安定問題を考える場合には補強材に作用する張力ならびに補強材が有効に働くために必要な補強材長を明確にする必要がある。この問題に対する合理的な解を得るためには、補強土擁壁の変形、とくに壁面の変位と補強材の張力の関係、壁面に作用する土圧、補強材と土との間の摩擦力の相互作用を明確にする必要がある。補強土擁壁が安定した状態、すなわち壁面変位が小さい状態では裏込め地盤のひず

みは小さく非破壊状態にあり、補強材に作用する張力も壁面変位が大きい場合より小さいと考えられる。これに対して、一般に補強土擁壁の設計において、補強材の張力は補強された地盤を塑性状態にあると仮定して計算されており^{7), 8), 9), 10)}、実現象と対応していないものと考えられる。Roweら¹¹⁾は、実際の補強土擁壁の補強材張力を測定した結果を収集整理し、安定状態にある場合には補強材張力の計測値は設計値よりも小さいことを示している。また、デンバーで行われた補強土擁壁に関するブラインドテストにおいても同様の結果が得られている^{12), 13), 14)}。これまでに行われた補強土擁壁に関する遠心模型実験としては、Boltonら³⁵⁾、Yooら³⁶⁾の研究がある。Boltonらは破壊時に補強材に作用する張力の大きさを検討したが、補強材と裏込め土の間の十分な摩擦力が期待される場合で、特にもろい補強材や局所的な弱部を有する場合には、破壊状態は進行性破壊の影響を大きく受け、全体の破壊状態を明確に特定することが困難であるとしている。Yooらは、補強材の材質、補強材の配置形態が補強土擁壁に与える影響について検討した。自重により発生する補強材の最大張力は対数ら線をすべり面と仮定した極限解析結果によく一致したとしている。しかし、これらの遠心載荷模型実験においては壁面変位にともなう壁面土圧と補強材張力の関係、すなわち相互関係については必ずしも明確にされていない。また、補強土擁壁に関する解析^{37), 38)}や現場計測結果^{39), 40)}でも、これらの点については明確にされていない。

これまでに行われた補強土擁壁に関する有限要素解析で遠心模型実験をシミュレートしたものには、Ho⁴¹⁾らの研究があり、補強材が伸張性のジオグリッドとジオテキスタイルの場合の解析を行っている。また、Sharma⁴²⁾らの解析では、柔らかい粘土上の補強盛土の遠心力模型実験をシミュレートしている。両解析とも実験とよい一致がみられたと述べているが、裏込め土とヒズミレベルにより、補強材と土圧の関係については言及されていない。一方、補強土擁壁に関する有限要素解析には、現場実験をシミュレートしたもの^{43), 44), 45)}、施工過程をシミュレートしたもの⁴⁶⁾、補強材についてのパラメトリクスタディー⁴⁷⁾、解析法の検討^{37), 48), 49)}がみられるが、壁面土圧と補強材の相互関係について、そのひずみレベルとの関係は明確にされていない。著者らも、これまでに三次元解析⁵⁰⁾、プレポストの開発⁵¹⁾、模型実験のシミュレート⁵²⁾などの解析は行っているがヒズミレベルに着目した検討は行っていない。

本研究では、このような補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を明確にすることを目的として、遠心載荷模型実験⁵³⁾及び有限要素解析

⁵⁴⁾を行った。また、これらの結果に既存の現場計測結果^{37), 38), 55), 56), 57), 58), 59), 60)}を加え、裏込め土の自重による許容壁変位量の提案を行い、その許容壁変位量と合理的な補強材量の関係を調べた⁶¹⁾。さらに、これまでも河邑ら⁶²⁾が鉛直補強材の補強効果の検討を行っているが、新しい形式の補強土擁壁について、三次元FEM解析によりその補強土擁壁の適用性および経済性を比較検討した。

1. 3 論文の内容と構成

本論文は、異種材料挿入による地盤内の土圧軽減メカニズムとして、カルバート上に作用する鉛直土圧の軽減と、補強土擁壁工法の壁面土圧の軽減メカニズムについて詳述したものであり、以下のような構成となっている。

第2章では、剛性の高いボックスカルバートにたいして、たわみ性材料である発砲スチロールをカルバート上に敷設する場合の遠心力模型実験について述べている。本研究より、カルバート上にたわみ性材料を敷設することにより、カルバート上に作用する鉛直土圧を軽減できることが明確となった。この研究は、近年、高盛土が増えてきたが、カルバート上に高盛土が計画されたような場合、鉛直土圧が土被り圧よりも大きくなることでカルバート断面が大きくなり工費がかさむと考えられるが、たわみ性材料を敷設することにより、鉛直土圧を土被り圧以下に軽減し、工費の増大を防ぐことができることを検証したものである。また、敷設位置はカルバート直上で敷設幅はカルバートと同じでよいことや、盛土材料については粘性土は適さず、密度が高いと効果は上がるがその影響は小さく、含水比の影響はみられないことなどが明確となった。

第3章では、遠心力模型実験で取り扱ったカルバート模型を二次元弾塑性有限要素解析でシミュレートした。ここでは、解析に用いた弾塑性有限要素法について説明し、解析結果として同様の軽減効果がみられることを確認している。

第4章では、補強土擁壁の遠心力模型実験について述べている。本研究は、補強土擁壁の現設計法は裏込め地盤が塑性状態に達した場合について設計されているため安全側になりすぎていることから、補強土擁壁の壁変位により裏込め地盤のひずみレベルが変化することに着目して、補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相

互関係を明確にし、過大な設計をおさえることを目的として、遠心荷重模型実験を行ったものである。その結果、裏込め地盤が非破壊状態である安定時には壁面土圧や補強材張力は設計値より小さく、壁変位が大きくなり裏込め地盤が塑性状態になると現行の設計値によく一致することが明らかとなった。すなわち、補強土擁壁の変形の関数としての壁面土圧と補強材張力の関係を明確にした。

第5章では、第4章の模型実験を二次元弾塑性有限要素解析でシミュレートし、同様の傾向がみられることを確認している。

第6章では、第4章と第5章の結果に既存の現場計測結果を加え、裏込め土の自重による許容壁変位量の提案を行い、その許容壁変位量と合理的な補強材量の関係を調べた。その結果、許容壁変位量は $H/150$ 以内であることや、合理的な補強材量と補強材長を求めることが可能であることが示された。

第7章では、鉛直材を含め立体的な補強材を配置した新しい形式の補強土擁壁を提案し、三次元弾塑性FEM解析により許容変位量に基づき安全性・経済性について吟味した結果を示した。

第8章では、本研究で得られた研究成果を要約して、結論とした。

参考文献

- 1) 総合土木研究所：特集 最近の擁壁・土留め，基礎工，「工法紹介」，Vol. 16, No7, pp. 97-119, 1988.
- 2) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会編：斜面・盛土補強土工法技術総覧，「資料編」，pp. 1-68, 1995.
- 3) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会編：補強土工法・急勾配補強盛土，斜面・盛土補強土工法技術総覧，pp. 233-236, 1995.
- 4) 古賀泰之，松尾修，堤達也：ジオシンセティック補強土工法における耐震設計，基礎工，Vol. 24, No12, pp. 48-53, 1996.
- 5) 館山勝，小島謙一，堀井克己，龍岡文雄，古関潤一：土留め擁壁の地震時安定に対する靱性評価，土木学会第52回年次学術講演会 III-B191, pp. 382-383, 1997.
- 6) 川井洋二，殿垣内正人：補強土擁壁の効果的な選定に見る課題，土木学会第52回

年次学術講演会 III-B191. pp. 530-531, 1997.

- 7) 建設省土木研究所・施工研究室編：補強土壁設計施工指針（案），1981.
- 8) (財)土木研究センター編：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，1982.
- 9) 日本国有鉄道 構造物設計事務所編：補強土・設計施工の手引き，1983.
- 10) 日本道路公団編：設計要領・第一集・補強土，1983.
- 11) Rowe, R. K. and Ho, S. K.: A review of the behavior of reinforced soil walls, Keynote Lecture, Proc. Of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 2, pp. 801-830, 1992.
- 12) 龍岡文夫：補強土擁壁の過去・現在・将来 -メカニズムからの一考-，基礎工，Vol. 19, pp. 818, 1991.
- 13) Wu, J. T. H.: Predicting performance of the Denver Walls Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 320, 1992.
- 14) Wu, J. T. H., Xiaopei, Qi., Nelson, Ch., Ksouri, I., Helway, M. B. and Huang, C. C.: Comparison of predictions for the Denver Walls, Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 43-60, 1992.
- 15) 塚田幸広，福田直三：補強効果のメカニズムと設計の考え方，基礎工Vol. 24, No12, pp. 12-18, 1996.
- 16) 東田淳，三笠正人：遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討，土木学会論文集，第376号 / III--6, pp. 171-180, 1986.
- 17) 日本道路公団：設計要領・第二集，1983.
- 18) 日本道路協会編：道路土工（擁壁・カルバート・仮設構造物工指針），1985.
- 19) 建設技術協会：土木構造物標準設計 第一巻（側こう類・暗きよ類）
- 20) 佐藤嘉平，岩崎洋一郎：高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法について，土と基礎，No. 1270/29-12, pp. 3-7, 1981.
- 21) 島田忠則：剛性のパイプカルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法，土と基礎，報文-2236, pp. 29-34, 1993.
- 22) 松田哲夫，前田良文，五瀬伸吾，鶴飼恵三：ボックスカルバートの土圧軽減に関する模型実験と解析，土と基礎，報文-2330, pp. 17-22, 1994.

- 2 3) Abhijit, D. and Bratish, S. : Larg-Scale Model Test on Square Box Culvert Back filled with Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, pp. 156-161, 1991.
- 2 4) 川本眺万 : シールド工事における土圧の諸問題, 総合土木研究所, 最近のシールド工法⑤, pp. 11-23, 1978.
- 2 5) 村山朔郎, 松岡元 : 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 187 号, pp. 95-108, 1971.
- 2 6) 岡林宏二郎, 吉田泰治, 秋山幸二郎 : 遠心力模型実験によるカルバートに作用する土圧の軽減法について, 高知工業高等専門学校学術紀要, 第 31 号, pp. 107-118, 1994.
- 2 7) 岡林宏二郎, 大谷亘, 秋山幸二郎 : 遠心力模型実験によるボックスカルバートに作用する土圧の軽減法について (第 2 報), 高知工業高等専門学校学術紀要, 第 38 号, pp. 99-108, 1994.
- 2 8) 岡林宏二郎, 大谷亘, 秋山幸二郎, 河邑眞 : 『たわみ性材料』敷設によるカルバートに作用する土圧軽減工法の遠心模型実験, 第 28 回土質工学研究発表会, 2 分冊 2, pp. 2061-2064, 1993.
- 2 9) 松尾稔, 富永眞生 : 土圧, 鹿島出版会, pp. 111-124, 1976
- 3 0) 岡林宏二郎, 河邑眞, 大谷亘, 秋山幸二郎 : 剛性ボックスカルバートに作用する土圧の軽減工法に関する遠心力模型実験, 土木学会論文集, No. 529 / III-33, pp. 37-45, 1995.
- 3 1) Okabayasi, K., Ohtani, W., Akiyama, K. and Kawamura, M. : Centrifugal model test for Reducing the Earth Pressure on the culvert by using the Flexible material, *Proceedings of the Fourth International Offshore and polar Engineering Conference*, Vol. 1, pp. 620-624, 1994.
- 3 2) 大谷亘, 岡林宏二郎, 吉田泰治, 秋山幸二郎 : 光弾性実験によるカルバートに作用する鉛直土圧の軽減法について——正突出型の場合 (1)——, 高知工業高等専門学校学術紀要, 第 32 号, pp. 39-46, 1990.
- 3 3) 大谷亘, 秋山幸二郎, 岡林宏二郎 : 光弾性実験によるカルバートに作用する鉛直土圧の軽減法について (5. たわみ性材料の幅を短くした場合), 高知工業高等専

- 門学校学術紀要, 第 38 号, pp. 81-86, 1994.
- 3 4) 土質工学会編 : 補強土工法 (土質基礎工学ライブラリー 29), 土質工学会, pp. 3-7, 1986.
- 3 5) Bolton, M. D. and Pang, P. L. R. : Collapse limit states of reinforced earth retaining walls, *Geotechnique* 32, No. 4, pp. 349-367, 1982.
- 3 6) Yoo, N. J., Ko, H-Y. : Centrifuge modeling of reinforced earth retaining walls, *Centrifuge 91*, Ko (ed.), Vol. 13, pp. 325-332, 1991.
- 3 7) Smith, I. M. and Segrestin, P. : Inextensible reinforcements versus extensible ties-FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol. 1, pp. 425-430, 1992.
- 3 8) Sakajo, S., Chai, J. C., Nishikawa, K. and Takai, T. : Performance of a steel strip reinforced wall, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol. 1, pp. 491-496, 1996.
- 3 9) Yogarajah, I. and Saad, M. A. : Development of horizontal earth pressure and behavior of single and multi segmented walls, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol. 1, pp. 553-558, 1996.
- 4 0) Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi, K. : Full-scale failure experiment of geotextile - reinforced soil walls with different facings, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol. 1, pp. 525-530, 1996.
- 4 1) Ho, S. K. and Rowe, R. K. : Predicted Behavior of Two Centrifugal Model Soil Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 10, pp. 1845-1873, 1994.
- 4 2) Sharma, J. S. and Bolton, M. D. : Finite Element Analysis of Centrifuge Tests on Reinforced Embankments on Soft Clay: *Computers and Geotechnics*, Vol. 19, No. 1, pp. 1-22, 1996.
- 4 3) Nagao, A., Kitamura, T. and Mizutani, J. : Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis, *Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp. 329-334, 1988.

- 4 4) Arav, R., Villard, P. and J.P. Gourc : Mechanism of reinforcement from two field trials, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp.303-8, 1996.
- 4 5) Nakane, A., Takai, M., Yokota, M. and Miyatake, H. : FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 433-438, 1996.
- 4 6) Cardoso, A.S. and Lopes M.L. : The influence of the construction method on the behavior of geosynthetic reinforced walls A numerical study, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 351-355, 1996.
- 4 7) Ogisako, E., Ochiai, H., Hayashi, S. and Sakai, A. : FEM analysis of polymer grid reinforced-soil retaining walls and its application to the design method, Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, pp. 329-334, 1988.
- 4 8) Kaliakin, V.N. and Xi, F. : Modeling of interfaces in finite element analysis of geosynthetically reinforced walls, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 351-356, 1992.
- 4 9) San, K.C. and Matsui, T. : Application of finite element system to reinforced soils, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 403-408, 1992.
- 5 0) 河邑眞, 岡林 宏二郎, 岡田泰周 : 補強土擁壁用 3次元弾塑性 FEM の簡易プレ・ポストセッターの開発, 平成 6 年度土木学会中部支部技術研究発表会講演概要集 (Ⅲ部門) PP. 391-392. 1995.
- 5 1) 河邑眞, 岡林 宏二郎, 足立有史 : 補強土擁壁の安定評価についての 3次元 FEM 解析, 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム発表論文集, Ⅲ-6, pp. 275-278 1995. 3
- 5 2) Okabayashi, K., Kawamura, M. and Okada, Y. , Centrifugal model test for the reinforced retaining wall considering three dimensional shape effect, Proceedings International Symposium on Earth Reinforcement Ⅲ-33, pp. 37-45, 1995. 12

- 5 3) 河邑眞, 岡林 宏二郎 : 補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する遠心力模型実験, 土木学会論文集, 印刷中
- 5 4) 河邑眞, 岡林 宏二郎 : 補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する有限要素解析, 土木学会論文集, 搭載決定
- 5 5) Boyle, S.R. and Holtz, R.D. : Prediction of reinforced soil retaining wall deformations : A review of two procedures, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 327-332, 1996.
- 5 6) Raybould, M. J., Hadley, D. and Boyd, M. : Design, construction and performance of a 40m high reinforced fill wall in Hong Kong Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 479-484, 1996.
- 5 7) Yamagami, T., Ueta, Y., Mori, K. and Yasutomi, H. : Design and construction control of a large embankment with reinforced earth walls Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 443-448, 1992.
- 5 8) 小川憲保 : テールアルメ工法における盛土材と壁面変位の関係, 土木学会論文報告集, 第493号, pp. 119-125, 1994. 6.
- 5 9) Rowe, R.K. and Ho, S.K. : Some insights into reinforced wall behavior based on finite element analysis Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 485-490, 1996.
- 6 0) Kaliakin, V.N. and Xi, F. : Modeling of interfaces in finite element analysis of geosynthetically reinforced walls. , Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 351-356, 1992.
- 6 1) 河邑眞, 岡林 宏二郎 : 壁面変位を考慮した剛な補強材をもつ擁壁の合理的設計方法に関する考察, 土木学会論文集, 投稿中
- 6 2) Kawamura, M. Moroji, Y. and Okabayashi, K. : Deformation of Earth Reinforced Retaining Walls with Anchors, International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Volume. 1 pp. 369~372, 11-13th November, 1992.

第2章 たわみ性材料による鉛直土圧軽減効果に関する実験

2.1 概説

道路と道路、あるいは道路と水路等の交差構造物の一つに、カルバートが利用されている。カルバートは設置方法により図2-1に示すように、

- (a) 自然地盤に溝を掘削してカルバートを設置して盛土を行う溝型
- (b) 水平地盤上に直接カルバートを設置して盛土を行う突出型

に分類できる。溝型は施工上手間がかかることや、掘削時に設置した矢板引き抜き時に大きな土圧が作用する¹⁾ことなどから突出型が多く用いられている。突出型のカルバートに作用する鉛直土圧は、盛土高が高くなるに従い土被り圧より大きくなり、割り増しが必要となつて、高盛土などでは工費がかさむのが一般的である。これに対する現行設計法を、総括して表2-1に示す。カルバート頂版に作用する鉛直土圧を設計要領(道路公団)では図2-2に対して表2-2に示すように盛土高に応じて割り増しを行い、(2-1)式で求めている。道路土工指針(道路協会)や土木構造物標準設計(建設技術協会)では、カルバートが杭基礎などを有し盛土の沈下に抵抗する場合に割り増しを行っている。

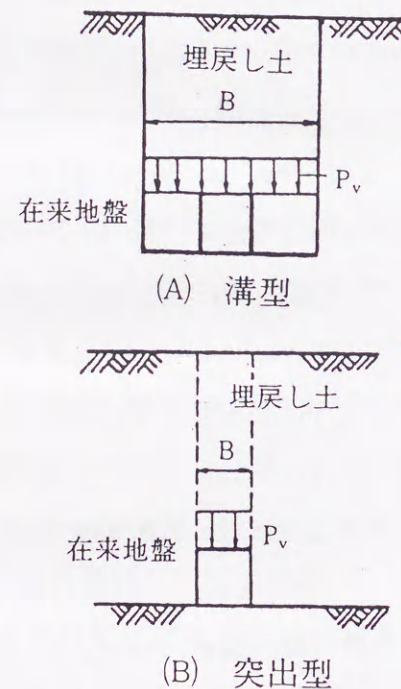


図2-1 カルバートの設置法

$$P_v = \alpha \gamma H \quad (2-1)$$

ここに、 P_v : 鉛直土圧、 α : 鉛直土圧係数(割り増し係数)、 γ : 土の単位体積重量、 H : 盛土高さ

表2-1 カルバートに作用する土圧の設計基準

要領・指針類	土圧 $P_v = \alpha \cdot \gamma H$	鉛直土圧 $P_v = \alpha \cdot \gamma H$	水平土圧 $P_h = K_0 \cdot \gamma H$
設計要領 第二集	$\alpha = 1.0 \sim 1.6$		$K_0 = 0.6$
道路土工指針 (擁壁・カルバート・仮設構造物工編)	$\alpha = 1.0$ (杭基礎などで、沈下に抵抗する場合は割り増す)		$K_0 = 0.5$
土木構造物標準設計 第一巻 (側こう類・暗きょ類)			

表2-2 α : 鉛直土圧係数(割り増し係数)

H/B ₀	1未満	1以上 2未満	2以上 3未満	3以上 4未満	4以上
α	1.0	1.2	1.35	1.50	1.60

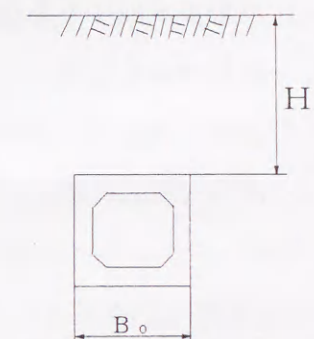


図2-2 ボックスカルバート

この鉛直土圧を軽減する工法に、たわみ性材料を敷設してカルバート上部に強制沈下を発生させて鉛直土圧を軽減させる工法があり、その有用性について現場試験や模型実験等も行われている^{2),3),4)}。この工法はトンネル掘削時の緩みによる土圧軽減と同様の効果を人為的に起こすもので、そのメカニズムについては従来から、すべり説・アーチ説に二分されている⁵⁾。

すべり説は、沈下部周辺地盤に認められる土粒子間の相対変位の大きい領域での現象を一つのすべり現象と考えすべり面を仮定するもので、アーチ説は、沈下部上方にアーチ状の粒子間力の伝達線の形成を考慮するものである。

本研究では、小型模型で原型と同じ応力状態および地盤挙動が再現できる遠心模型実験により、たわみ性材料敷設による土圧軽減工法の有効性とたわみ性材料の敷設位置や敷設幅との関係について調べた^{6),7)}。また、軽減効果を定量的に評価するために、実験結果、既往の設計値およびマーストン・スパングラ式による値との比較を行った。さらに、軽減効果の最も大きい敷設位置のモデルに対して一連の遠心載荷実験を行い、地盤の不同沈下、土の密度や含水比、盛土材料の種類などの各要因が土圧軽減効果に及ぼす影響について吟味した。なお、地盤の変形性状および軽減効果のメカニズムについては、第3章でFEM解析結果も加えて考察を行っている。

2. 2 遠心力模型実験

2. 2. 1 地盤工学における相似則とその求め方

模型と実物が相似であると言うことは、模型と実物に生じる現象に含まれる全ての変数が相似であることを意味する。しかし、実物の現象をほかの方法を用いて求めているのだから、厳密な意味での完全な相似を達成することは不可能であろう。そこで、我々が必要とする相似則としては必要な範囲で必要な精度で現象を予測するものとなる。地盤工学の問題に関する相似模型の考え方としては以下の方法が考えられる。

- a) 現象を支配する重要な物理量を列記し、その物理法則から導かれる無次元量を実物と模型で等しく置くことにより相似則を導く方法
- b) 現象を支配する方程式がわかっている場合、その方程式より無次元量を求め、実物と模型で等しく置くことにより相似則を導く方法

2. 2. 2 遠心力場での相似則

応力に関する縮尺を示すと

$$\alpha = N \cdot \rho \quad (2-2)$$

ここに、 α : 応力の縮尺係数、 ρ : 使用材料の単位体積重量比で次式で示される。

$$\rho = \rho_p / \rho_m \quad (2-3)$$

ここに、 ρ_p : 実物の単位体積重量、 ρ_m : 模型の単位体積重量

また、 N は実物と模型の幾何学的寸法比で次式で示される。

$$N = L_p / L_m \quad (2-4)$$

ここに、 L_p : 実物の寸法 L_m : 模型の寸法

以上より、模型に実物と同じ材料を用いれば、 $\rho_p = \rho_m$ となり $\rho = 1$ となる。これを2-1式に代入すると、 $\alpha = N$ 倍となる。一方、応力の相似を確保するには、単位体積重量比 ρ を $1/N$ に減じなければならない。この単位体積重量は周知のように、

$$\text{単位体積重量} = \text{質量 (m)} \times \text{加速度 (a)} \quad (2-5)$$

で現されるから、模型の加速度 (a)を N 倍すればよいことになる。

同様に、ヒズミに関する縮尺 β も模型の加速度を N 倍すれば 1 となり

$$\alpha = \beta = 1 \quad (2-6)$$

が成立する。この加速度 (a)を遠心力で与えるのが遠心力载荷装置である。

すなわち、 $1/N$ の模型に Ng (g : 重力加速度)の遠心加速度を作用させると、応力とヒズミの幾何学的相似が成り立つことになり、応力依存性の材料であり規模が大きい土構造物には、きわめて有効な実験手法となる。表2-3に物理量に対する遠心力場での相似則を示す。

表2-3 遠心力場での相似則

物理量	模型/実物	
長さ	$1/N$	
加速度	N	
質量	1	
力	$1/N^2$	
応力	1	
歪	1	
変位	$1/N$	
時間	圧密・浸透	$1/N^2$
	慣性力	$1/N$
	クリープ	1

2. 2. 3 遠心力模型実験の原理上および運用上の問題点

模型実験は無批判に行えば良いとゆうものではない。例えば、実物と全く同じ材料を使用するという事は、地盤工学の場合それほど簡単なことではない。実物と模型で同じ粒径の土を用いる場合、模型の縮尺Nが大きいときには粒径の影響が結果に生じることがある。また、実験に対する誤差として、図2-3に示すように遠心加速度が回転半径に比例し、角速度の二乗に比例するために、模型地盤の中で加速度は半径方向に一様でなく、遠心加速場内での物体の運動にコリオリ力が大きく影響することもある。

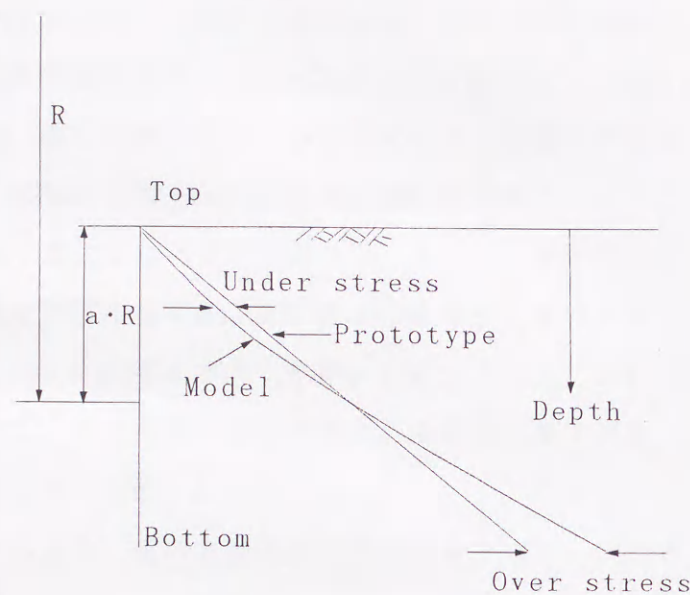


図2-3 模型内での応力誤差

さらに、時間に対する縮尺係数として、間隙水圧の消散時間は $1/N^2$ となるため、計測が難しくなる。応力履歴の影響を受けた地盤や過圧密地盤などでは、地盤条件を再現するのが非常に困難である。したがって、本実験を行うにあたり実物の挙動を異なる縮尺で、縮尺を変化させ複数回再現して、その結果を対比することで模型の正当性を確認する作業 (modeling of models) を実施しておかなければならない。

2. 2. 4 遠心力模型実験装置概要

実験に用いた遠心力載荷装置は、高知高専の土木工学科 (建設システム工学科) に1987年度に設置された装置であり、その基本諸元は表2-4示すように、公称回転半径1.55m、最大加速度200g (g: 重力加速度)、最大容量29g・tonである。ローターの回転は、22kWの三相モーターにより、また回転速度の制御は、インバーターによる周波数制御で行うものである。

表2-4 遠心力載荷装置本体及び駆動部の諸元

有効半径	(mm)	1.500
最大回転数	(rpm)	864
最大遠心加速度	(g)	200
試料 容器寸法 (外寸法)	(mm)	L 460 X B 250 X H 300
最大積載重量 (容器+試料)	(kgf)	146
モーターパワー	(kw)	22
スリップリング極数	計測用	10 極
	動力用	3 極
ロータリジョイント (油、水、空気)		3 極

実験に用いた遠心模型実験装置の概観を (写真2-1) に示す。装置の構成は大きく分けて、本体、試料容器、回転駆動部、送圧回路、スリップリング、検出器、カメラ及びストロボ装置 (写真2-2)、真空ポンプ、データ集録装置及び計測データ解析装置 (写真2-3) より成っている。試料容器はプラットホーム (写真2-4) に取り付け、反対側のアームにはカウンターウェイトを登載 (写真2-5) して重量のバランスをとるようになっている。また、ブレーキ装置 (写真2-6) も備えており、試料作成時に圧密させるための予備圧密装置も備えている。なお、本体は外周及び上面等は危険のないように地下部に設置し、回転に対して空気抵抗低減のために密閉型の鋼製の保護カバーを設置している。さらに、試料容器の取り付け、取り外しに便利のように、開閉可能なゲート装置と、上面には観測用の窓を有した暗室があり、その中にカメラとストロボ装置がある。

装置の概観図を (図2-4) に、構成図を (図2-5) に示す。検出器及びデータ集録装置は図2-5に示されている様に加速度計、間隙水圧計、土圧計、変位計等の検出器によって得られた値は、回転アームに取り付けたスイッチボックス (容量は30点、最大容量は100点まで可能) を通りスリップリングを介して計測データ解析装置へと導かれる



写真2-1 装置の概観

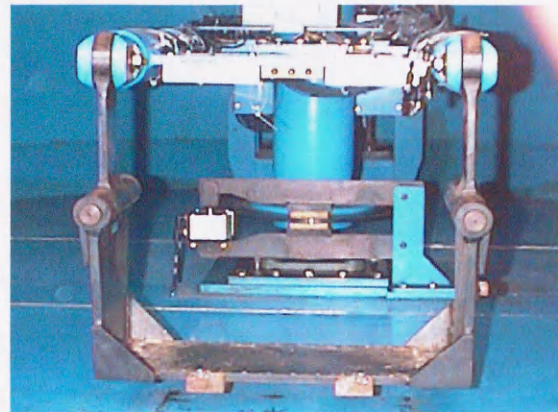


写真2-4 プラットフォーム



写真2-2 カメラとストロボ装置

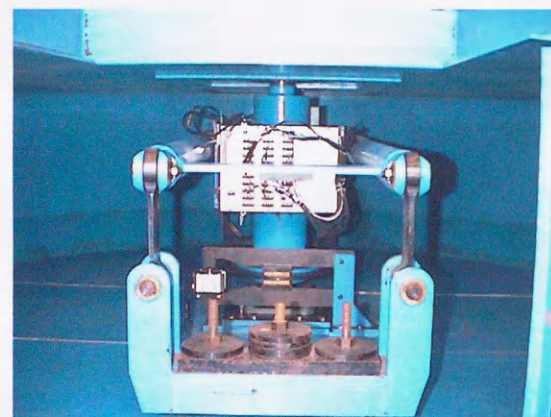


写真2-5 カウンターウエイト



写真2-3 データ集録・解析装置

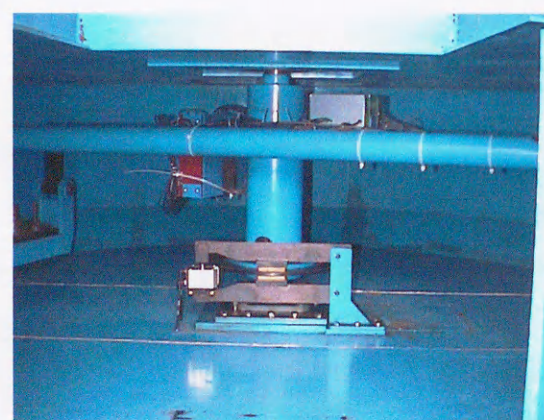


写真2-6 ピット内部(ブレーキ装置)

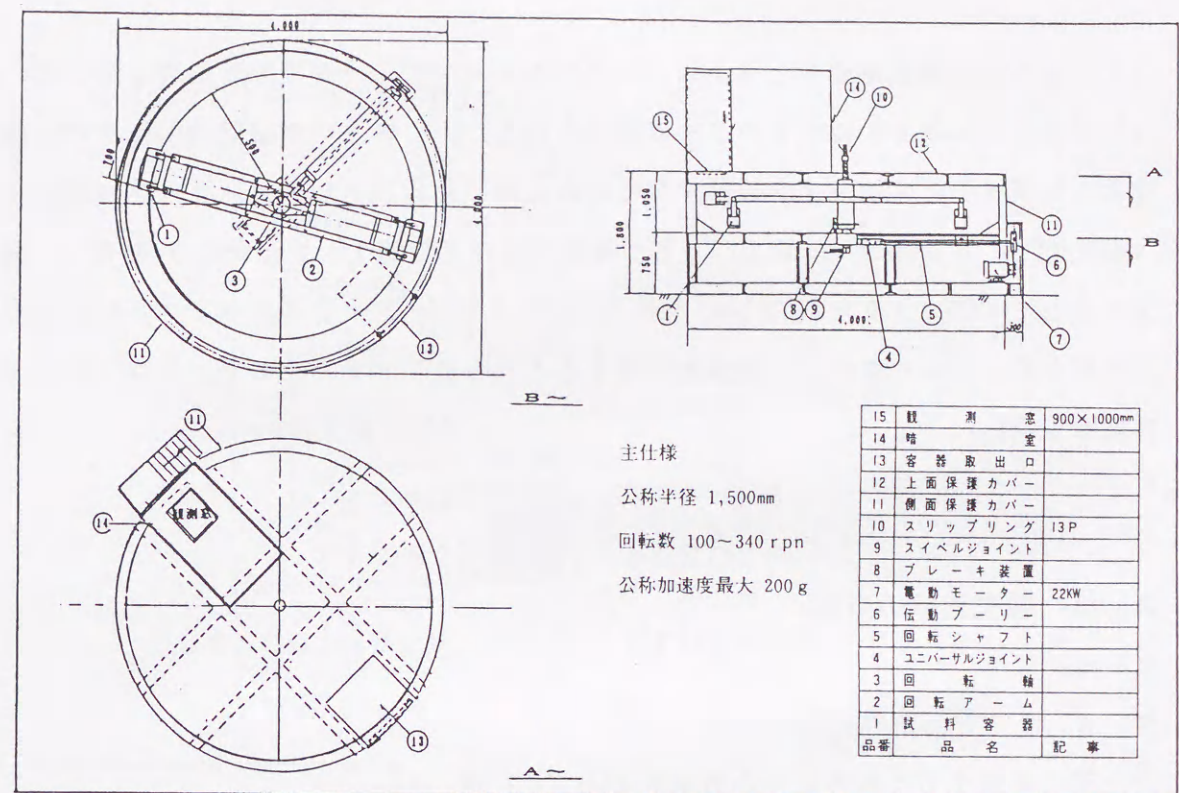


図2-4 装置の概観図

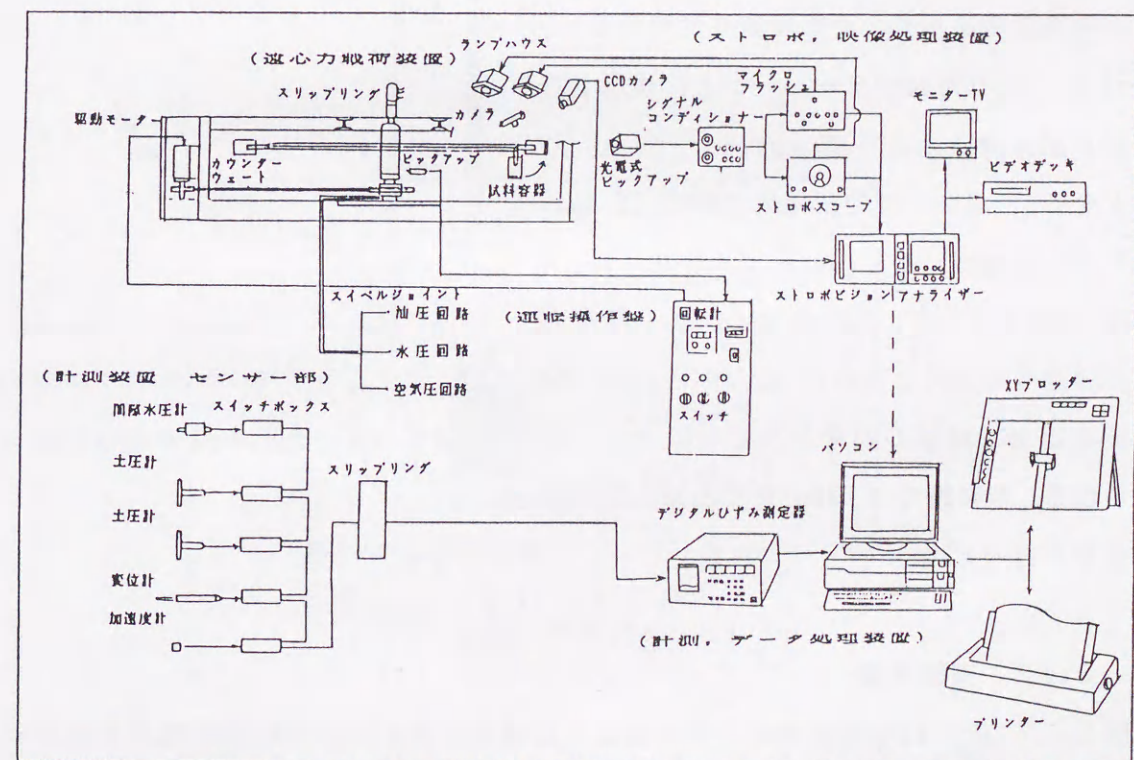


図2-5 装置の構成図

(デジタルひずみ測定器へと導かれパーソナル・コンピュータで解析処理され、その結果はデジタイザあるいはプリンターに表示される)。ストロボ装置は回転中の模型を外部より目視すると共にカメラ撮影するための光源であるストロボ・スコープ(観測用1燈(発光時間 $15\mu\text{sec}$)、およびカメラ撮影用(発光時間 $1.2\mu\text{sec}$))を有し、撮影カメラとして CCDカメラと TTLカメラを使用し、ストロボ・アナライザでストロボとカメラの同期を取り、モニター上に画像を表示すると同時にビデオカセット・レコーダにて画像を録画する。

2.3 模型実験の方法

2.3.1 たわみ性材料の性質

土圧を軽減するためのたわみ性材料として、発砲スチロールを使用した。10%のひずみまでは弾性変形を示し、その後塑性変形を示す。

50gの遠心力場でカルバート上に作用する土被り圧を考えると 1.62kgf/cm^2 (0.16MPa)となる。図2-6で圧縮応力が 1.62kgf/cm^2 (0.16MPa)のときのヒズミを見ると、70%を越えている。したがって、50g程度の遠心加速度を作用させれば、たわみ性材料の変形による土圧軽減の効果をみるのに十分と考えられる。本実験では、80gまでの遠心加速度の載荷を行った。

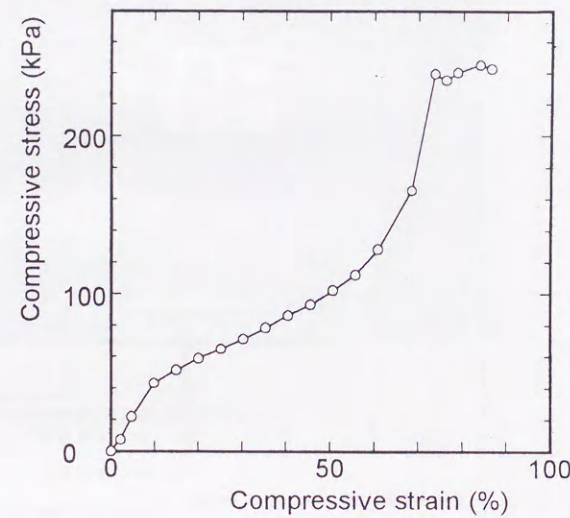


図2-6 たわみ性材料の圧縮特性

2.3.2 実験模型

図2-7にたわみ性材料を上方に敷設した場合の全ケースの模型供試体作成状況を示し、図2-8にたわみ性材料を下方に敷設した場合の全ケースの模型供試体作成状況を示す。模型は標準砂を盛土材料とし、ボックスカルバートは剛な硬質アルミ($60\times 60\times 140$

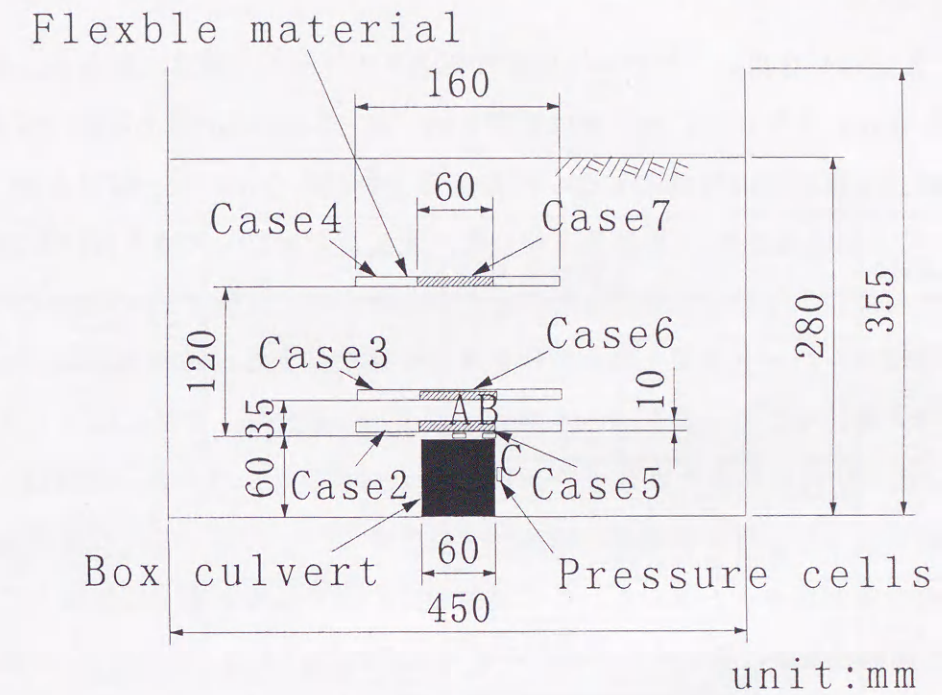


図2-7 模型の作製状況(たわみ性材料上方敷設)

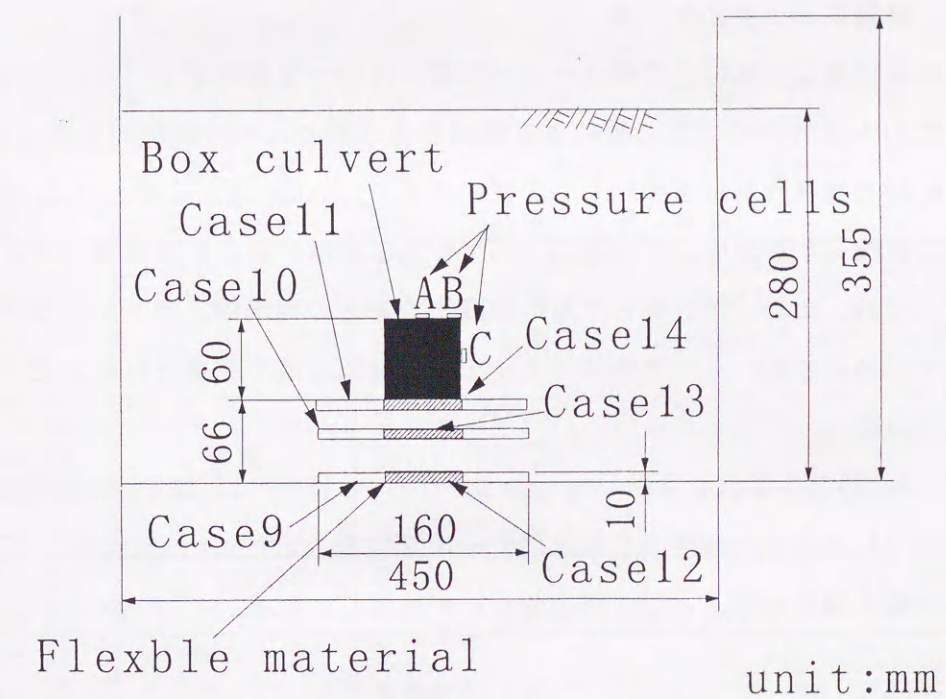


図2-8 模型の作製状況(たわみ性材料下方敷設)

mm、厚さ 2 mm) を用い、たわみ性材料は発砲スチロール (厚さ 10 mm、幅 160 mm および 60 mm) を用いた。土圧計は直径 6 mm、高さ 2.4 mm の小型土圧計 (容量 10 kgf/cm² (0.98 MPa)) を用い、設計において断面照査を行うカルバート頂版中央 (A) と頂版端部 (B) および側版中央 (C) に取り付けた。土圧計を突出して取り付けた場合の測定誤差は、数%程度以上生じると推定される。しかしながら、実験モデルの作成が困難なため、本実験ではカルバート表面上に土圧計を取り付けた。また、容器とカルバートの境界面での砂の侵入を防ぐため、カルバート前面にはラバーを貼り、後面にはウレタンを貼った。さらに、沈下状況をみるためターゲットを 4 cm ピッチに埋めた。実験は、模型供試体に遠心加速度を 10 g 毎に段階毎に増加させる方法で行い、各土圧計の値が安定したことを確認後次の载荷段階へと進んだ。この実験では、施工過程を完全に再現していない。しかし、施工過程の相違に起因する不同沈下量の影響については、後述の 2.5 節の各要因の検討において考察を加える。

2.3.3 実験方法と実験ケース

表 2-5 および表 2-6 に、実験ケースと実験条件の一覧表を示す。ケース 1 ~ ケース 14 が、たわみ性材料の位置と幅による軽減効果比較のための実験であり、ケース 1 と ケース 8 はたわみ性材料を敷設していない場合で、ケース 2 ~ ケース 7 がたわみ性材料を上方に敷設した場合で、ケース 9 ~ ケース 14 はたわみ性材料を下方に敷設した場合を示す。なお、たわみ性材料を下方に敷設する場合の実験は、カルバートを取り囲むようにアーチが形成され、アーチ機能により土圧の軽減効果が発揮されるかどうかを検証するために行った。

ケース 15 ~ 25 は各要因を検討したもので、ケース 15 ~ 17 は不同沈下量の影響を、ケース 18 ~ 21 は盛土の密度の影響を、ケース 22、23 は含水比の影響を、そして ケース 24、25 で盛土材を粘性土とした場合について検討している。

表 2-5 実験ケースと条件 (たわみ性材料の敷設位置)

実験ケース	位置		幅(mm)
	カルバート	たわみ性材料	
Case 1	試料容器底部	なし	160
Case 2		カルバート直上	
Case 3		カルバートから 3.5 cm 上	
Case 4		カルバートから 12 cm 上	
Case 5	試料容器底部	カルバート直上	60
Case 6		カルバートから 3.5 cm 上	
Case 7		カルバートから 12 cm 上	
Case 8	試料容器底部から 6.6 cm 上	なし	160
Case 9		試料容器底	
Case 10		カルバートから 2.5 cm 下	
Case 11		カルバート直下	
Case 12	試料容器底部	試料容器底	60
Case 13		カルバートから 2.5 cm 下	
Case 14		カルバート直下	

表 2-6 実験ケースと条件 (各要因の検討)

実験ケース	パラメーター	たわみ性材量の位置 (状態)
Case 15	不等沈下	カルバート両サイド (t=10mm)
Case 16		カルバート両サイド (t=5mm)
Case 17		カルバート両サイド (t=5mm), カルバート直上 (t=10mm)
Case 18	密度	なし (緩い)
Case 19		なし (密な)
Case 20		カルバート直上
Case 21		カルバート直上
Case 22	雨水 (含水比)	なし
Case 23		カルバート直上
Case 24	材料 (粘土)	なし
Case 25		カルバート直上

2. 4 実験結果と考察

2. 4. 1 たわみ性材料敷設効果

図2-9は、敷設幅が160mmにおける土圧計位置A(頂版中央)とB(頂版端部)の鉛直土圧の実測値 P_v を土被り圧で除した鉛直土圧係数($P_v/\gamma H$)を遠心加速度に対して示したものである。これは設計要領の割り増し係数 α に相当するもので、設計要領では、 $H/B = 220/60 = 3.67$ より $\alpha = 1.5$ となる。また、マーストン・スパングラーの理論式による値も図中に示した。マーストン・スパングラーの理論式は、(2-7)式で現される。

$$P_v = \pm \gamma B \frac{\exp(\pm 2K\mu He/B) - 1}{2K\mu} + \gamma(H - He) \exp(\pm 2K\mu He/B) \quad (2-7)$$

ここに、 P_v :カルバート頂部に等分布する鉛直土圧、 γ :埋戻し土の単位体積重量、 B :溝型では溝幅、突出型ではカルバートの幅、 H :盛土高(カルバート頂部より地表面までの高さ)、 He :カルバート頂部より等沈下面までの高さ、 μ :相対変位面上の摩擦角を δ としたとき $\mu = \tan \delta$ 、 K :土圧係数
複号 \pm の正号は突出型、負号は溝型に対応する。

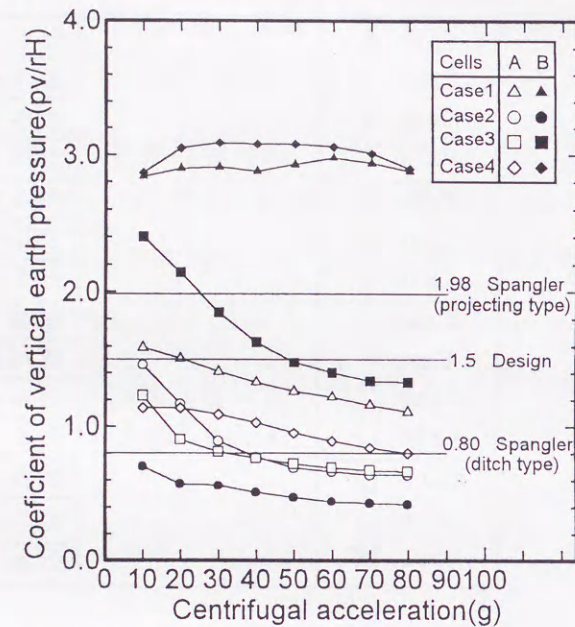


図2-9 鉛直土圧係数(上方敷設160mm)

なお、実験値と比較の理論式の計算では、溝型に対する設計用の $K\mu$ の概略値表を参考に、 $K\mu = 0.17$ を用いた。また、盛土内に等沈下面が存在しなかったため、カルバート頂部より等沈下面までの高さ(He)は盛土高と等しくしている。図2-9で、ケース1のたわみ性材料を敷設していない状態では、土圧計位置A(頂版中央)よりB(頂版端部)の鉛直土圧が大きく、設計で用いられているように等分布ではない。これは、大型模型実験でも同様の報告がされている⁸⁾。たわみ性材料を敷設しても全ケースで、土圧計位置AよりBが大きいが、敷設により鉛直土圧はA、Bとも軽減されている。また、敷設位置がカルバートから離れるに従い軽減効果が小さくなる。図2-10は、敷設幅が60mmにおける鉛直土圧係数 α ($P_v/\gamma H$)と遠心加速度の関係を示したものである。

図2-10の敷設幅が狭い場合は、図2-9の敷設幅が広い場合より、敷設位置をカルバートから離れたケース6の頂版端部およびケース7の頂版中央で α が大きいが、他のケースは殆ど軽減効果は等しい。また、マーストン・スパングラーの理論式によれば、敷設幅が広くなると載荷重($\gamma H \times$ 敷設幅)が大きくなることから、敷設幅が狭い方が有利となる。たわみ性材料を下方に敷設した場合(図2-8参照)の鉛直土圧係数 α ($P_v/\gamma H$)と遠心加速度の関係を図2-11および図2-12に示す。図中には設計要領の値($\alpha = 1.35$)とマースト

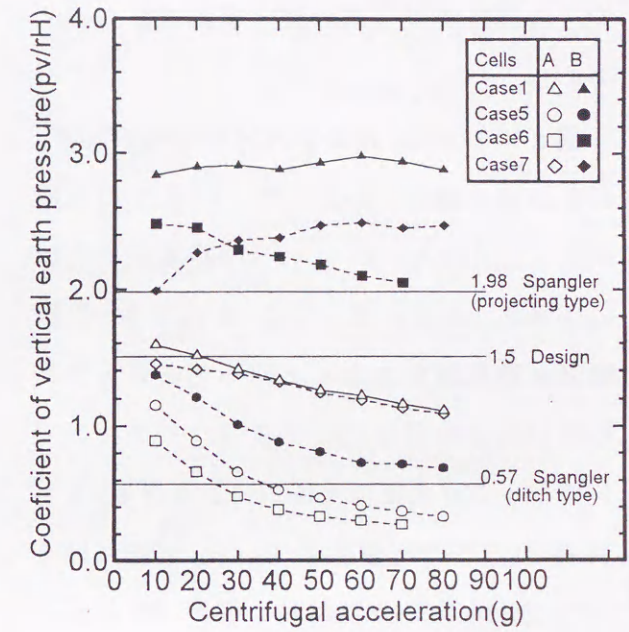


図2-10 鉛直土圧係数(上方敷設60mm)

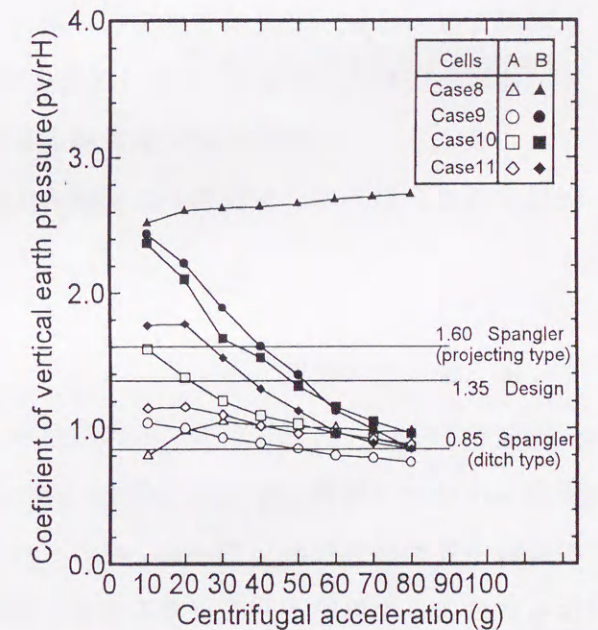


図2-11 鉛直土圧係数(下方敷設160mm)

ン・スパングラ式の値（理論式）も示している。

図2-11は、たわみ性材料の敷設幅が160 mmの場合である。ケース8では頂版中央（土圧計A）で $\alpha = 1.0$ 程度であるが、頂版端部（土圧計B）では $\alpha = 2.6 \sim 2.8$ 程度と設計値を大きく上回っている。たわみ性材料を敷設したケース9～ケース11では、鉛直土圧は土圧計A、Bとも $\alpha = 1.0$ 程度まで軽減されている。同様に図2-12は、たわみ性材料の幅が60 mmの場合を示す。たわみ性材料を敷設することにより、鉛直土圧はケース12と13の頂版端部では、ほとんど軽減されていないが、

その他は土圧計A、Bとも $\alpha = 1.0$ 程度まで軽減されている。すなわち、図2-11と図2-12より、たわみ性材料の敷設幅が狭くても、カルバートからたわみ性材料を離して敷設する場合以外は、敷設幅が広い場合と同様の軽減効果がみられることがわかる。

2.4.2 沈下状況

図2-13に、沈下状況の比較図を示す。図のケース16は厚さ5 mmのたわみ性材料をカルバート両側に敷設しており、ケース17はそれに加えカルバート直上に10 mmのたわみ性材料を敷設している。他のケースでは、実験における沈下量が小さく明確でなかったため、比較的異なる沈下量の大きい場合を示した。なお、沈下量のスケールは状況をわかりやすくするため2倍で表示している。図より、カルバート直上での沈下が、その両側の沈下より小さかったものが、カルバート直上へのたわみ性材料の敷設により、変位はたわみ性材料上部に集中し、これにより上記の鉛直土圧の軽減が行われていることがわかる。

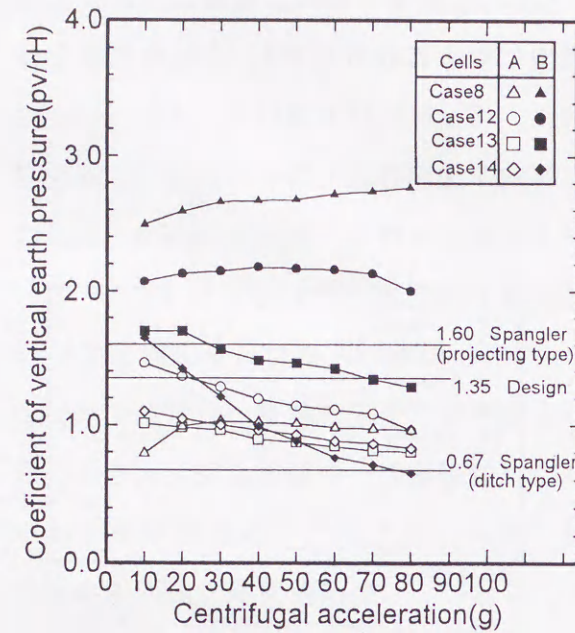


図2-12 鉛直土圧係数(下方敷設60mm)

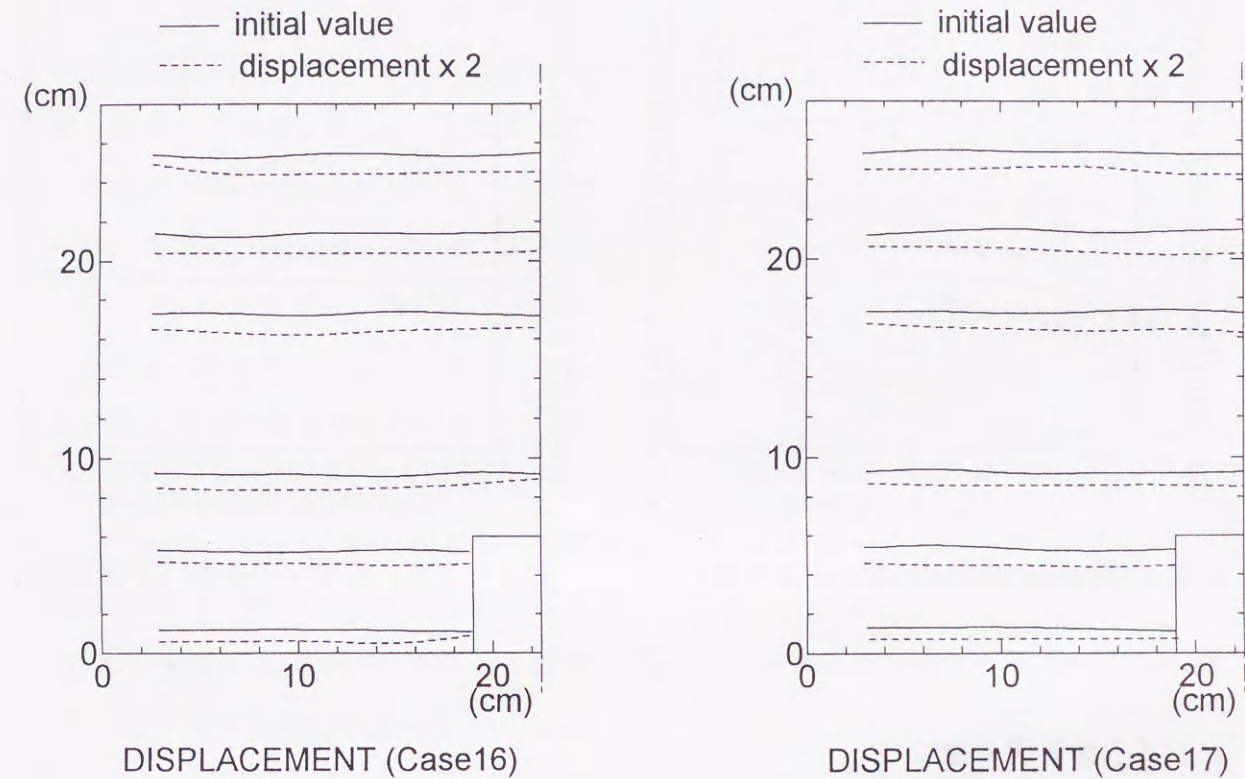


図2-13 沈下状況の比較

2.4.3 水平土圧係数について

図2-14は、たわみ性材料を上方に敷設した場合の土圧計位置Cの水平土圧 P_h を土被り圧 γH で割った水平土圧係数 ($P_h / \gamma H$) と遠心加速度の関係を示したものである。設計値は道路土工指針と標準設計で用いられている $k_0 = 0.5$ の安全側の値を示した(表2-1参照)。水平土圧係数は、遠心加速度の増加により多少増加するものの、全ケースとも0.5以下であり設計値内に納まっている。図2-15に、たわみ性材料を下方に敷設した場合の水平土圧係数 ($P_h / \gamma H$) と遠心加速度の関係を示す。水平土圧係数は全ケースとも、たわみ性材料が圧縮した段階で設計値を上回り0.5~0.8程度となった。

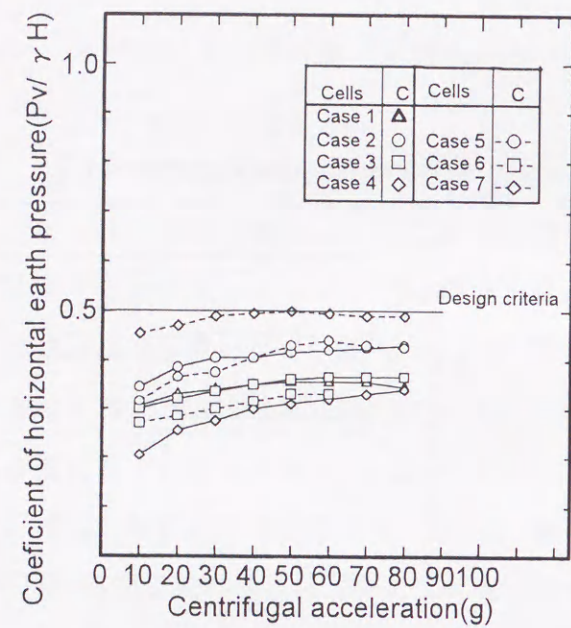


図 2-14 水平土圧係数 (上方敷設)

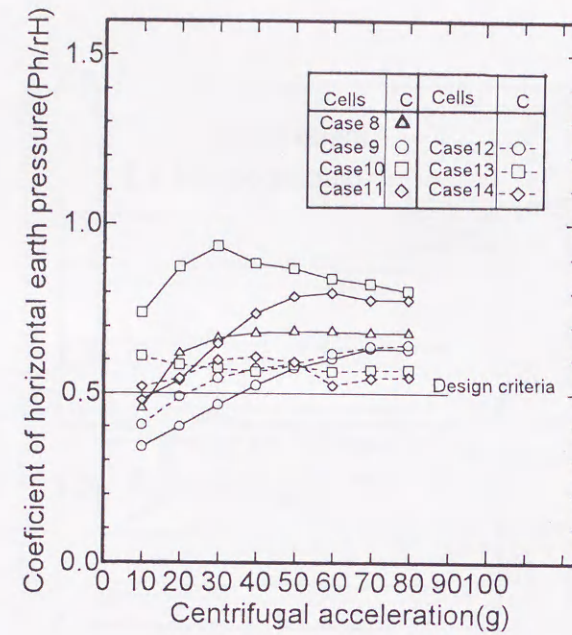


図 2-15 水平土圧係数 (下方敷設)

2. 5 各要因の検討

ここまで述べた、たわみ性材料敷設による土圧軽減効果の検討から以下のことが明らかとなった。

- (a) たわみ性材料はカルバート上方敷設、下方敷設とも鉛直土圧の軽減効果がある。
- (b) たわみ性材料の敷設位置がカルバート近くであれば、敷設幅の影響はほとんど見られなかった。
- (c) 水平土圧は、下方敷設の場合に設計値を上回る。

以上より、たわみ性材料をカルバート上方にカルバート幅程度で敷設する場合 (ケース 5) が最も効果的であるので、以下は、この場合を対象に各パラメータを検討した (表 2-5 参照)。

2. 5. 1 不同沈下量の影響

カルバート上部とその両サイドに生ずる不同沈下の影響をみる実験は、表 2-6 に示したケース 15 ~ 17 である。実験ケース 15、16 は、カルバートの両サイドに厚さ 10

mm、5mm のたわみ性材料をそれぞれ敷設し、ケース 17 はケース 16 に加えてカルバート直上に 10 mm 厚のたわみ性材料を敷設した場合である。図 2-16 に鉛直土圧の軽減効果を示す。カルバート上にたわみ性材料を敷設していないケース (ケース 1、15、16) の比較では、不同沈下量が大きくなると、頂版中央で鉛直土圧が大きくなるが頂版端部では変化がみられない。カルバート上にたわみ性材料を敷設したケース (ケース 5、17) の比較より、土圧の軽減傾向は同様であるがその効果はケース 5 が大きく、カルバート直上と両サイドでの不同沈下量に依存していることがわかる。

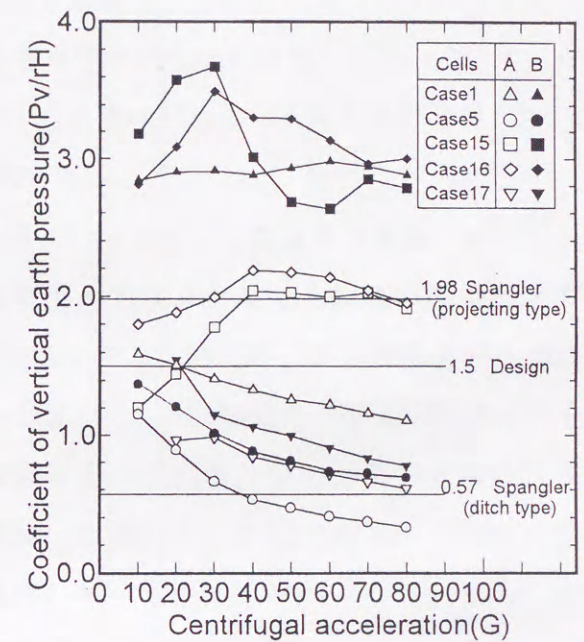


図 2-16 鉛直土圧係数の不等沈下の影響

2. 5. 2 密度による影響

実験ケース 18 ~ 21 は、密度の相違による鉛直土圧の軽減効果の影響を検討したもので、実験ケース 18 (緩詰め: Dr = 35%) とケース 19 (密詰め: Dr = 64%) はたわみ性材料を敷設してない場合で、ケース 20 とケース 21 はカルバート頂版上に 10 mm のたわみ性材料を敷設した場合の緩詰めと密詰目をそれぞれ示す。図 2-17 に、鉛直土圧と遠心加速度の関係を示す。カルバート上にたわみ性材料を敷設してないケース (ケース 18、19) では、緩詰めのケース 18 でカルバート頂版中央の鉛直土圧が大きい

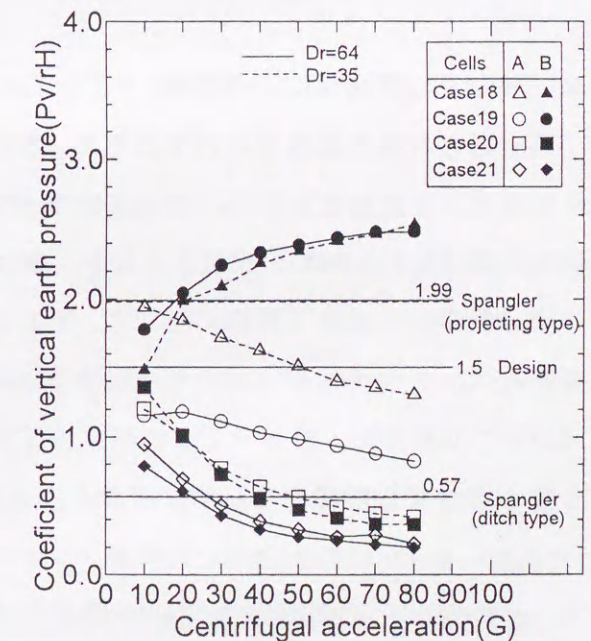


図 2-17 鉛直土圧係数の密度の影響

が、カルバート上にたわみ性材料を敷設すると
(ケース 20、21)、密詰めの方がやや小さく
なっており軽減効果が高いことがわかる。

2. 5. 3 含水比の影響

雨水の浸透などにより盛土材の含水比が高くなることを考慮して、盛土材として含水比 $w=4\%$ の湿潤砂を用いた実験を行った。図 2-18 に鉛直土圧係数と遠心加速度の関係図を示す。実験ケース 22 と ケース 23 は、湿潤砂を用いた実験で、ケース 1 と ケース 5 の乾燥砂を用いた場合との比較を行った。カルバート上にたわみ性材料を敷設しないケース 22

と ケース 1 を比較すると、ケース 22 の湿潤砂が、カルバート頂版上の鉛直土圧係数はいずれも小さいが、たわみ性材料を敷設したケース 23 と ケース 5 を比較すると殆ど等しい。すなわち、たわみ性材料の敷設効果に含水比の影響はほとんどないと考えられる。

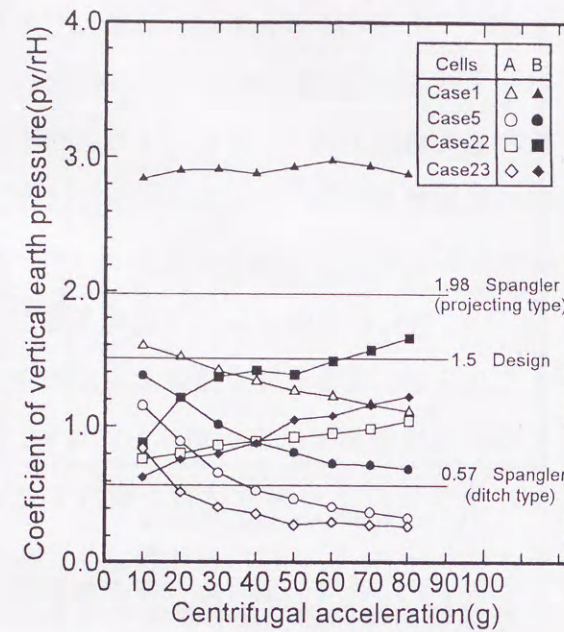


図 2-18 鉛直土圧係数の含水比の影響

2. 5. 4 盛土材による影響

盛土材の材料の影響を検討するため、盛土材に粘性土(笠岡粘土)を用いた実験を行った。気乾状態 ($w=5.3\%$) の粘性土を用い、模型の作成は標準砂の場合と同様に行った。そのときの密度は、 $\gamma=0.98 \sim 1.03 \text{ tf/m}^3$ ($9.6 \sim 10.1 \text{ KN/m}^3$) であった。図 2-19 に鉛直土圧係数と遠心加速度の関係図を示す。実験ケース 24 と ケース 25 は粘土を用いた実験で、ケース 1 と ケース 5 の乾燥砂を用いた場合との比較を行った。カルバート上にたわみ性材料を敷

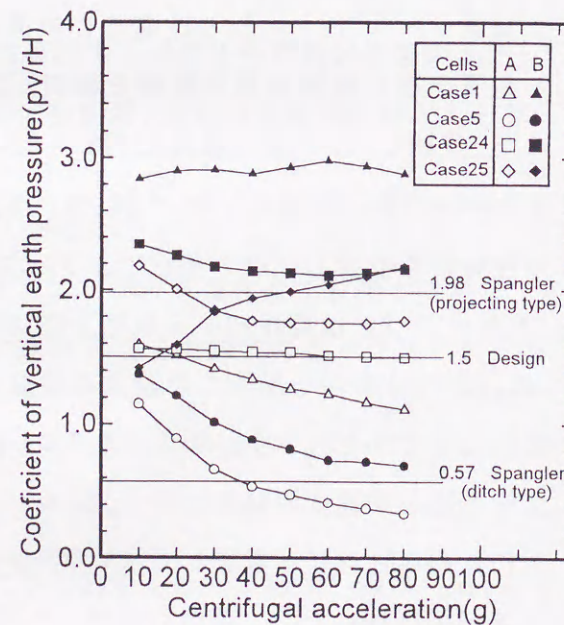


図 2-19 鉛直土圧係数の盛土材料の影響

設しないケース 24 と ケース 1 を比較すると、カルバート頂版上の鉛直土圧係数は、粘性土では頂版中央で砂質土より大きい頂版端部で小さく、砂質土と異なり等分布に近い。たわみ性材料を敷設したケース 25 と ケース 5 を比較すると、粘性土では鉛直土圧は軽減されていない。すなわち、盛土材は砂質土が適していることがわかる。

2. 5. 5 水平土圧係数について

図 2-20 に、本節で実施した全ての実験の水平土圧係数 ($P_h / \gamma H$) と遠心加速度の関係を示す。水平土圧係数は、全ケースとも 0.5 以下であり設計値内におさまっている。特に、カルバート両側での相対沈下面の沈下が大きい場合に水平土圧係数は小さい。

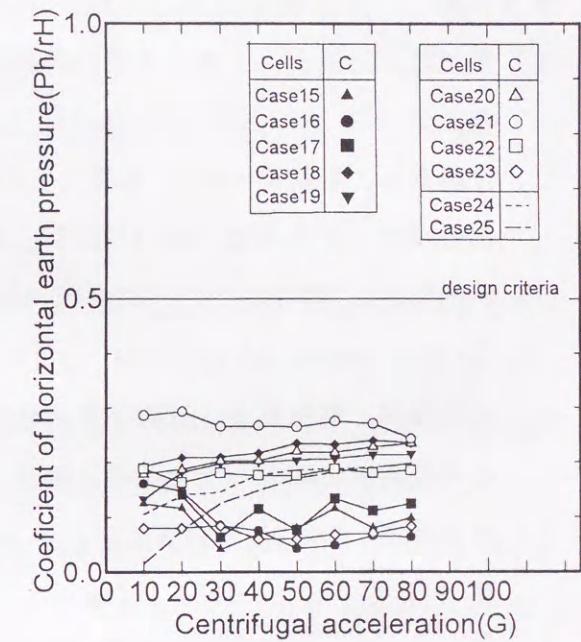


図 2-20 水平土圧係数 (各要因の影響)

2. 6 まとめ

たわみ性材料敷設による剛性カルバートに作用する土圧軽減工法の遠心模型実験を行い軽減効果を調べた。その結果を以下にまとめる。

- (1) 突出型のボックスカルバートに作用する鉛直土圧は、設計値や理論値より大きく、特に頂版端部で大きい。たわみ性材料の敷設により土かぶり圧以下に軽減することができる。
- (2) 軽減効果は総合的に判断すると、たわみ性材料をカルバート上方にカルバート幅程度で敷設する場合は最も効果的であった。
- (3) 各要因の検討より、鉛直土圧の軽減効果はカルバートとその周辺の不同沈下量に依存するが、密度や含水比の影響は小さく、粘性土を盛土材に使用すると効果はみられないことが明らかとなった。また、いずれの場合も水平土圧は設計値以下であった。

参考文献

- 1) 東田淳, 三笠正人: 遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第 376 号 / III-6, pp.171-180, 1986.
- 2) 佐藤嘉平, 岩崎洋一郎: 高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法について, 土と基礎, No.1270/29-12, pp.3-7, 1981.
- 3) 島田忠則: 剛性のパイプカルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法, 土と基礎, 報文-2236, pp.29-34, 1993.
- 4) 松田哲夫, 前田良文, 五瀬伸吾, 鵜飼恵三: ボックスカルバートの土圧軽減に関する模型実験と解析, 土と基礎, 報文-2330, pp.17-22, 1994.
- 5) 村山朔郎, 松岡元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 187 号, pp.95-108, 1971.
- 6) 岡林宏二郎, 大谷亘, 山本準, 秋山幸二郎: ボックスカルバートに作用する土圧の軽減法について— 遠心力模型実験の場合 —, 第 27 回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.1821-1822, 1992.
- 7) 岡林宏二郎, 大谷亘, 秋山幸二郎, 河邑眞: 『たわみ性材料』敷設によるカルバートに作用する土圧軽減法の遠心力模型実験, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.2061-2064, 1993.
- 8) Abhijit, D. and Bratish, S. : Large-Scale Model Test on Square Box Culvert Backfilled with Sand, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.117, pp.156-161, 1991.

第3章 たわみ性材料による鉛直土圧軽減効果に関する有限要素解析

3.1 概説

本章では、第2章のたわみ性材料敷設による鉛直土圧の軽減効果に関する遠心力模型実験を、二次元弾塑性有限要素解析法によるシミュレートした解析について述べる¹⁾。主に、カルバートに作用する鉛直土圧の軽減メカニズムを確認するための解析であり、第2章の結論より、たわみ性材料をカルバート直上にカルバート幅程度で敷設するのが最も効果的であったことから、この場合を解析対象としてとりあげた。第2章の模型実験結果との比較を行い、地盤の変位性状および鉛直土圧軽減メカニズムについて考察を加えた。FEM解析は二次元平面ひずみ問題として、遠心载荷実験の50g場(g:重力加速度)を想定し、実験の模型寸法の50倍とした。

たわみ性材料敷設の有無により2ケース(ケース1、ケース5)について行った(第2章の図2-7および表2-5参照)。解析手法は、著者らが擁壁解析に用いた解析プログラムに改良を加えたもので、モール・クーロンの破壊規準を塑性関数とした関連流れ則より導いた構成式を用い^{2),3),4)}、カルバートと盛土およびたわみ性材料の不連続性を Goodmanらのジョイント要素で考慮した⁵⁾。盛土地盤を弾塑性体と考え弾塑性の非線形解析を行い、解析手法は接線コウ配法の直接増分法を用いた⁶⁾。

なお、本章で述べる解析手法は、第5章でもほぼ同様な解析手法を用いていることから、解析手法については本章で解説した。

3. 2 解析方法

3. 2. 1 二次元弾塑性有限要素解析

(1) 基礎方程式⁷⁾

ある要素での接点力 $\{F\}^e$ と節点変位 $\{U\}^e$ の関係を求めるために、変分原理または仮想変位を考えて仮想仕事の原理を用いる。その結果を示すと初期ひずみを考えない場合、次のように表される。

$$\{F\}^e = [K]^e \{U\}^e + \{F\}_p^e \quad (3-1)$$

上式で $[K]^e$ は要素剛性マトリックス、 $\{F\}_p^e$ は要素の物体力と等価な接点力であって次のように求められる。

$$[K]^e = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \quad (3-2)$$

$$\{F\}_p^e = \int_{\Omega} -[N]^T \{P\} d\Omega \quad (3-3)$$

[D] : 応力-ひずみ関数を与えるマトリックス

[B] : 節点変位とひずみ場を関係づけるマトリックス

[N] : 形状関数マトリックス

{P} : 物体力ベクトル、 Ω は要素内部を表す

(3-1) 式を全体構造系に重ね合わせれば、接点変位 $\{U\}$ や接点力 $\{P\}$ を求めることができる。

(2) 増分法による弾塑性解析⁸⁾

有限要素法による弾塑性解析には、1) 初期ひずみ法 2) 接線勾配法などがある。本解析では接線勾配法の直接増分法を用いた。直接増分法では、図3-1に示すように、各増分 $\Delta P, \Delta u$ に分けて計算を行う。各増分間では、剛性マトリックスを一定と考える。

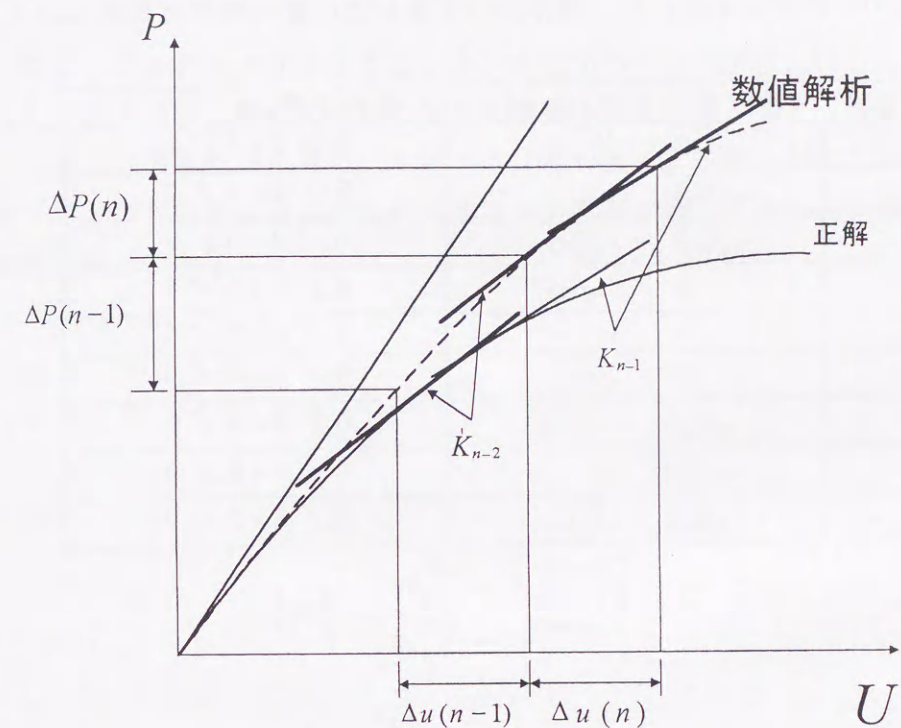


図3-1 直接増分法

(3) 解析に用いた要素及び積分法

解析には8節点アイソパラメトリック要素を用いた。アイソパラメトリック要素を用いた場合、要素剛性マトリックス $[K]^e$ は式(3-2)より次式となる。

$$[K]^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det[J] d\xi d\eta \quad (3-4)$$

本解析では、右辺の積分についてはガウス-ルジャンドル(Gauss-Legendre)積分法^{8),9)}を用いる。ここで、 $[B]^T [D] [B] \det[J] = F(\xi, \eta)$ と置くと、式(3-4)は次のように表すことができる。

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 F(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{ij} \alpha_i \alpha_j F(\xi_i, \eta_j) \quad (3-5)$$

ここで、 α_i, α_j : 重み係数、 n : 積分次数 ($n=2$ or 3)、

ξ_i, η_j : 積分点の座標

本解析では、 $n = 3$ の 9 点積分を用いた。積分点の座標および重み係数を次表に示す。

積分点	積分点の座標 (ξ, η)	重み係数 $\alpha_i \times \alpha_j$
1	$-\sqrt{0.6}, \sqrt{0.6}$	$5/9 \times 5/9$
2	$-\sqrt{0.6}, 0$	$5/9 \times 8/9$
3	$-\sqrt{0.6}, -\sqrt{0.6}$	$5/9 \times 5/9$
4	$0, -\sqrt{0.6}$	$8/9 \times 5/9$
5	$0, 0$	$8/9 \times 8/9$
6	$0, \sqrt{0.6}$	$8/9 \times 5/9$
7	$\sqrt{0.6}, -\sqrt{0.6}$	$5/9 \times 5/9$
8	$\sqrt{0.6}, 0$	$5/9 \times 8/9$
9	$\sqrt{0.6}, \sqrt{0.6}$	$5/9 \times 5/9$

(4) ジョイント要素⁵⁾

有限要素法は、一般に連続体の解析に用いられるものであるが、補強材と土とのすべりを考慮する場合には、ジョイント要素が用いられる。この解析では、不連続を考慮するために Goodman らによって導かれたジョイント要素を用いた。

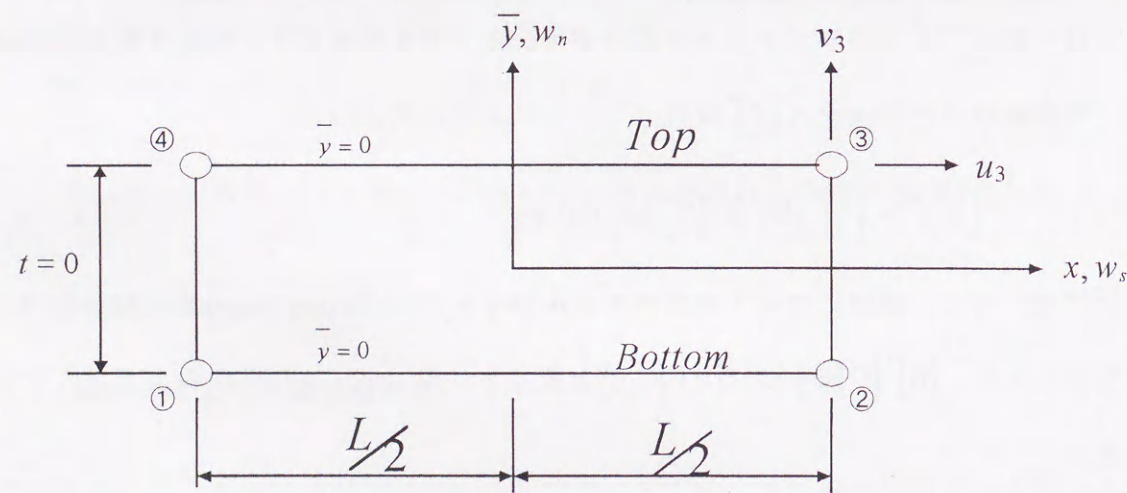


図 3-2 ジョイント要素

図 3-2 に示すように節点①と④、②と③の初期の座標は等しい。ジョイントの剛性は、他の要素と同様に節点力と節点変位の関係を与える量として、要素内に貯えられる全ポテンシャルエネルギーを最小にするように導かれる。要素に貯えられるエネルギー Φ は、ジョイントの単位長さ当たり作用する力が変形に対してなした仕事量の要素全体にわたる総和が等しいから

$$\Phi = \int_{-L/2}^{L/2} \{w\}^T \{P\} dx \quad (3-6)$$

ここで、

$$\{w\} = \begin{bmatrix} w_s^{\text{Top}} - w_s^{\text{Bottom}} \\ w_n^{\text{Top}} - w_n^{\text{Bottom}} \end{bmatrix}$$

$$\{P\} = \begin{bmatrix} P_s \\ P_n \end{bmatrix}$$

$\{w\}$: 相対変位ベクトル

$\{P\}$: 単位長さ当たりの作用ベクトル

$\{P\}$ は単位長さ当たりのジョイント剛性 $[K]$ と変位ベクトル $\{w\}$ の積で表される。

$$\{P\} = [K]\{w\} \quad (3-7)$$

ここで、

$$[k] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix}$$

k_s : 単位長さ当たりの接線方向の剛性

k_n : 単位長さ当たりの垂直方向の剛性

式 (3-7) を式 (3-6) に代入し、 $\{w\}$ を、線形関数を用いて節点変位 $\{u\}$ で表すと、

$$\Phi = \frac{L}{2} \{u\}^T \{kj\} \{u\} \quad (3-8)$$

ここで、

$[kj]$: 単位長さ当たりのジョイント要素マトリックス

$$[kj] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & 2k_n \\ k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n \\ -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n \\ 2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad (3-9)$$

この $[Kj]$ は、局所座標 (x, y) によるもので、それを全体座標 (x, y) に変換する座標変換マトリックス $[R]$ の次式を用いる。

$$[R] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \quad (3-10)$$

よって、 $[Kj] = [R]^T \{kj\} [R]$ を剛性マトリックスとして用いて、他の剛性マトリックスに加えることにより、全体系に対する剛性マトリックスが得られる。

3. 2. 2 弾塑性体を表す土の構成方程式

塑性増分理論と塑性ポテンシャル g が降伏関数 f で置き換えられるものと仮定した流れ則を用い、降伏関数 f は図 3-3 に示すように、モールクーロンの破壊基準を用いた^{2),6)}。

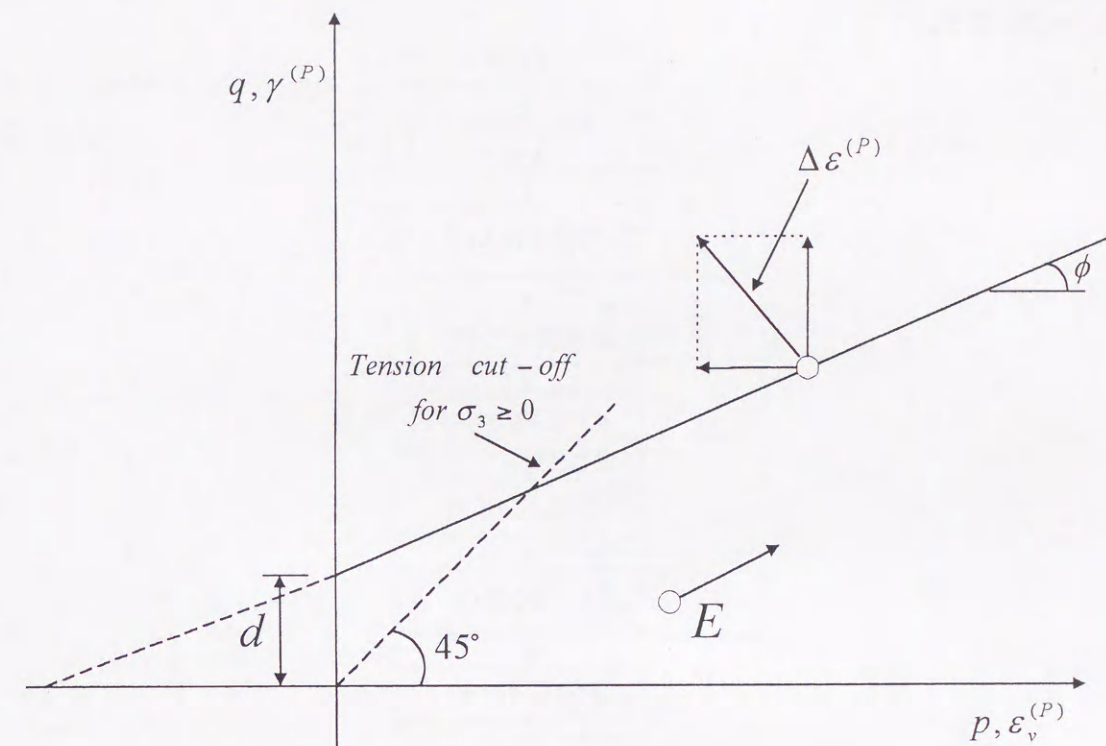


図 3-3 Mohr-Coulomb の破壊基準

$$f = q - d + p \tan \alpha = 0 \quad (3-11)$$

ここで、

$$q = \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2}$$

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

$$d = C \cos \phi, \quad \tan \alpha = \sin \phi$$

最終的な弾塑性マトリックス D^{EP} は次式で表現できる。

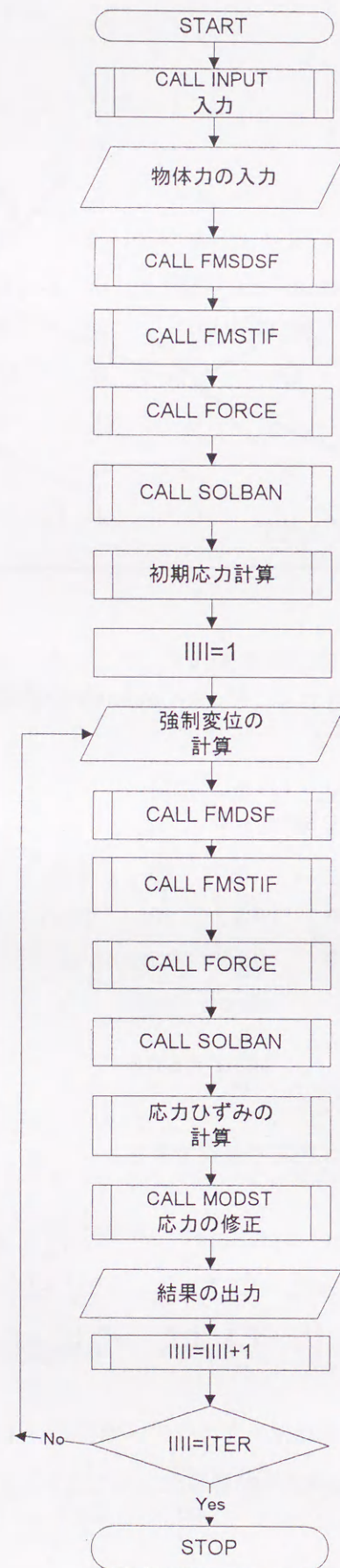
$$D^{EP} = \frac{E}{(1+\nu)(1+\tan^2 \alpha - 2\nu)} \begin{bmatrix} 2f_y^2 + (1-\nu)f_{xy}^2 & \nu f_{xy}^2 - 2f_x f_y & \nu f_{xy}(f_x - f_y) - f_x f_y \\ \nu f_{xy}^2 - 2f_x f_y & 2f_x^2 + (1-\nu)f_{xy}^2 & \nu f_{xy}(f_y - f_x) - f_y f_{xy} \\ \nu f_{xy}(f_x - f_y) - f_x f_y & \nu f_{xy}(f_y - f_x) - f_y f_{xy} & f_x^2 + f_y^2 - \nu(f_x - f_y)^2 \end{bmatrix} \quad (3-12)$$

ここに、

$$f_x = \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} = -\frac{1}{2q} (p - \sigma_x - q \tan \alpha), \quad f_y = \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} = -\frac{1}{2q} (p - \sigma_y - q \tan \alpha), \quad f_{xy} = \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} = \frac{1}{q} \tau_{xy}$$

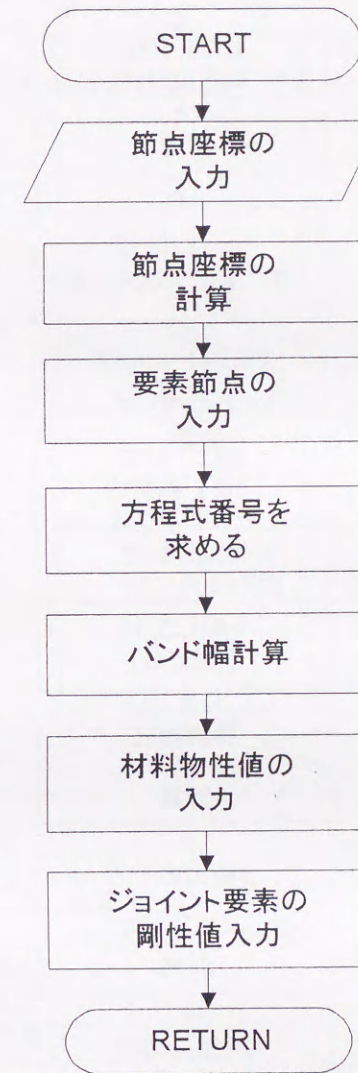
3. 2. 3 プログラムの説明

① メインプログラム



② サブルーチンプログラム

(a) INPUT



最初に解析に必要な諸値（節点番号、節点座標、要素番号など）を入力する。節点番号と節点座標は、メッシュの一番下と一番上なる節点番号と節点座標を入力することにより自動的に計算される。また、要素番号も、同じように計算して要素節点番号が計算される。このサブルーチンは、他にバンド幅の計算と方程式数の計算も行っている。

(b) FMDSF

このサブルーチンは、形状関数式の微分を計算する。

(c) FMSTIF



このサブルーチンは、[B]マトリックスを形状関数の微分とヤコビアンマトリックスの逆行列 J^{-1} より計算する。次に弾塑性マトリックス [D] を計算し $[B]^T [D] [B] = [K]^e$ 要素剛性マトリックスを求め、さらに方程式番号より全体剛性マトリックスを作る。また、ジョイント要素を用いる場合には、座標変換マトリックス [R] とジョイント [K_j] より $[R]^T [K_j] [R]$ を計算しジョイント要素剛性マトリックスを求める。前途の全体剛性マトリックスに方程式番号からジョイント要素剛性をたしあわせ、全体剛性マトリックスを完成させる。

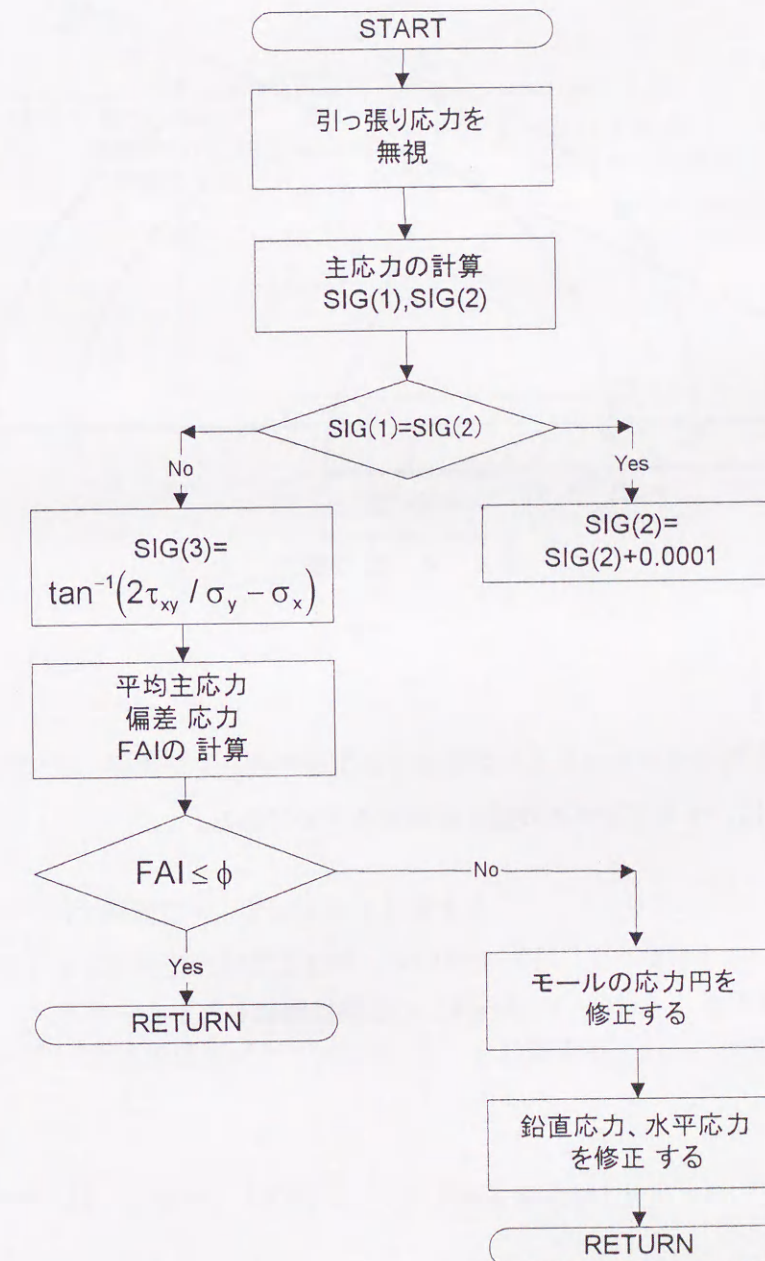
(d) FORCE

このサブルーチンは、入力された強制変位または強制荷重を用いて、方程式番号より荷重項ベクトルを計算するものである。

(e) SOLBAN

バンドマトリックスをガウスの消去法によって解くサブルーチンである。

(f) MODST



このサブルーチンは、図3-4に示すように応力を修正する。Pを一定に保ち、降伏関数を満足するようなQ'を求める。 $\sigma_1 = P - Q'$ 、 $\sigma_3 = P + Q'$ により修正を行う。

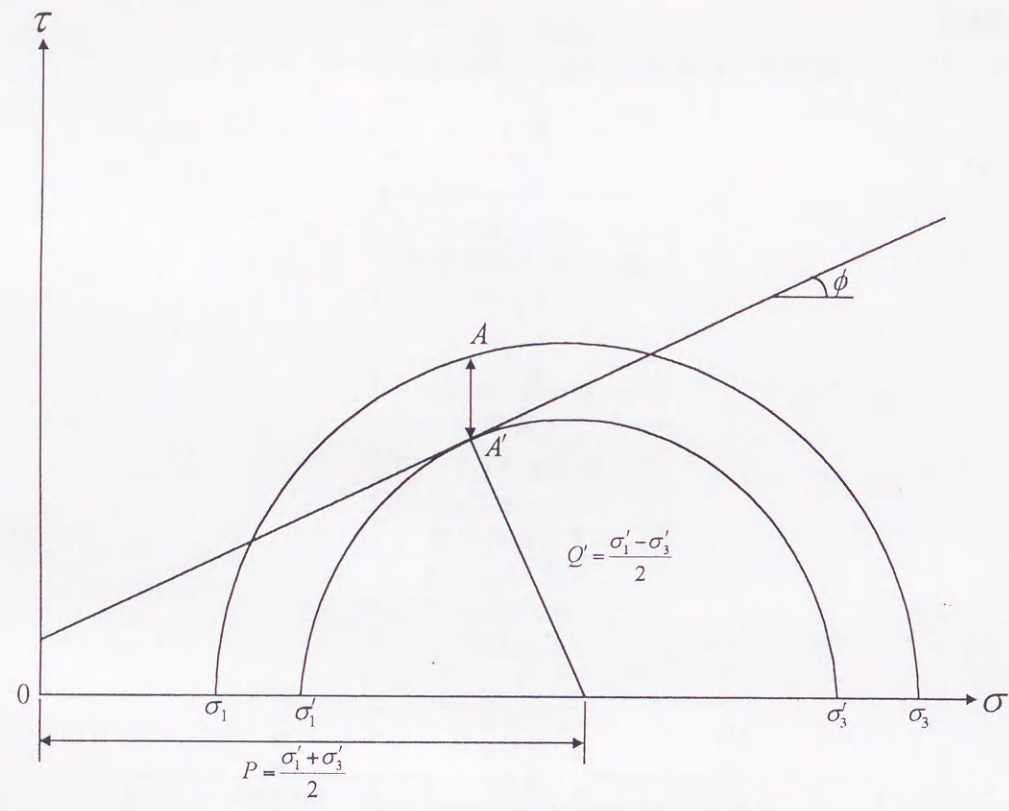


図3-4 応力修正

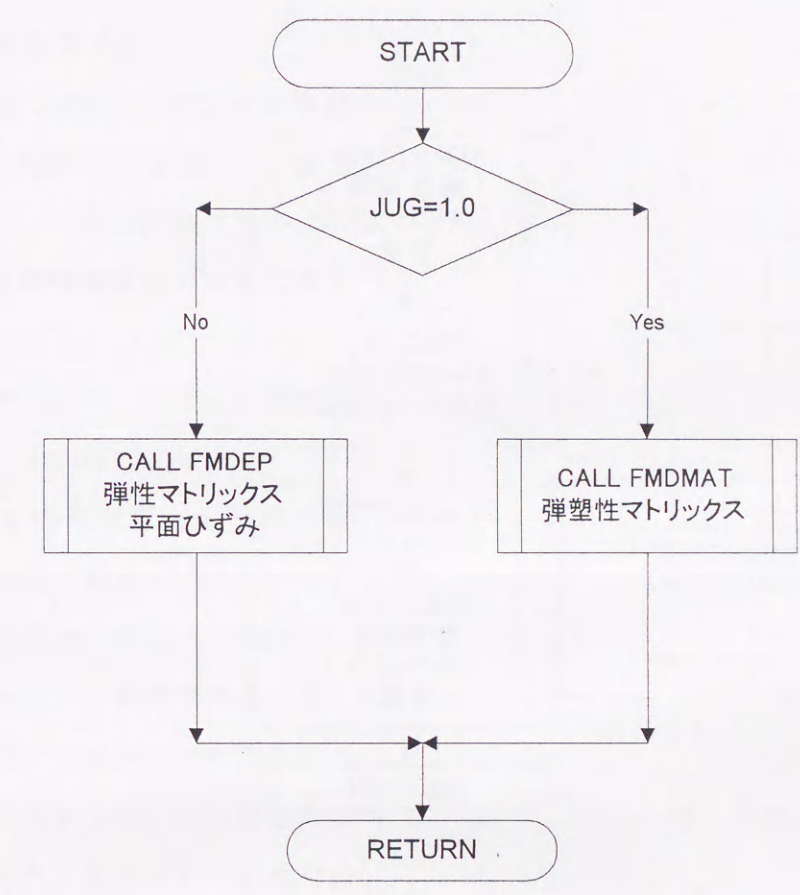
(g) SEKI

このサブルーチンは、マトリックスの積を計算するものである。

(h) FRICT

このサブルーチンはJUG (I, J)を用いて、弾性または弾塑性マトリックスを判断してDマトリックスを計算する。JUG = 1ならばこの要素は降伏したものとする。

FRICT の流れ図



(i) FMDEP

このサブルーチンは、平面ひずみ条件を満足する弾性マトリックスを計算する。

(j) FMDMAT

このサブルーチンは、断塑性マトリックスを計算する。

(k) COOD

このサブルーチンは、座標変換マトリックス [R] を計算する。

(l) FMDMAT

このサブルーチンは、ジョイント剛性マトリックスを計算する。

(m) JOINT



このサブルーチンは、ジョイント要素剛性マトリックスを計算するもので座標変換マトリックス $[R]$ とジョイント剛性 $[kj]$ より $[R]^T [kj] [R]$ を計算する。

3.3 解析結果

3.3.1 解析モデル

FEM解析は二次元平面ひずみ問題として、遠心载荷実験の50g場 (g : 重力加速度) を想定し、実験の模型寸法の50倍とした。たわみ性材料敷設の有無による2ケース (ケース1, ケース5) について行った。解析手法は、著者が擁壁解析に用いたもの⁴⁾と同様で、モール・クーロンの破壊規準を塑性関数とする関連流れ則より導いた構成式を用い、カルバートと盛土およびたわみ性材料の不連続性を Godman らのジョイント要素で考慮した。図3-5に解析モデルを示す。8節点アイソパラメトリック要素を用い、初期応力は等価接点力で与えた。解析モデルの左右の境界条件は水平方向に固定、鉛直方向に可動とし、下端の境界は、水平、鉛直とも固定とした。盛土地盤を弾塑性体と考え弾塑性解析を行う。解析手法は接線コウ配法の直接増分法による。解析に用いた構成モデルは図3-3に示したように、モール・クーロンの破壊基準を降伏関数とし、この降伏関数式 (3-11) が塑性ポテンシャル関数の役割も果たすという関連流れ則を用いた。主応力で表示すると以下の様に現すことができる。

$$f = q - d + p \tan \alpha = 0 \quad (3-12)$$

ここに、 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$,

$d = c \cos \phi$, $\tan \alpha = \sin \phi$,

C : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角, σ_1 : 最大主応力, σ_3 : 最小主応力

解析には、遠心力模型実験の材料定数として、表3-1に示す値を用いた。

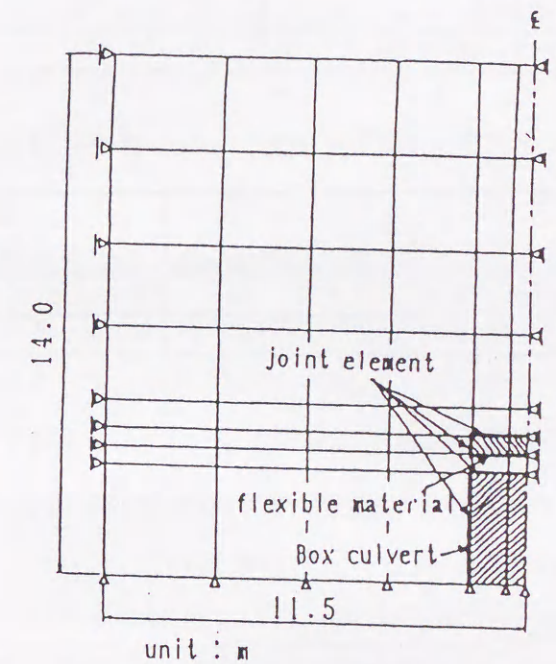


図3-5 解析モデル

表 3-1 解析に用いた材料定数

	単位体積重量 γ tf/m ³ (KN/m ³)	弾性係数 E tf/m ²	ポアソン比 ν
カルバート	2.69 (26.36)	7.0×10^6 (68.6GPa)	0.3
砂地盤	1.50 (14.70)	1000 (9.8MPa)	0.4
たわみ性材料	0.03 (0.29)	10 (98 KPa)	0.4

表 3-2 ジョイントの剛性

	Ks tf/m ² (Pa)	Kn tf/m ² (Gpa)
鉛直方向のジョイント面	3.0 (29.4)	3.0×10^5 (2.94)
水平方向のジョイント面	3.0×10^5 (2.94 GPa)	6.0×10^5 (5.88)

カルバートと盛土、たわみ性材料と盛土のジョイント要素の剛性は鉛直面と水平面で、それぞれ、表 3-2 の値を用いた。

3.4 実験結果との比較

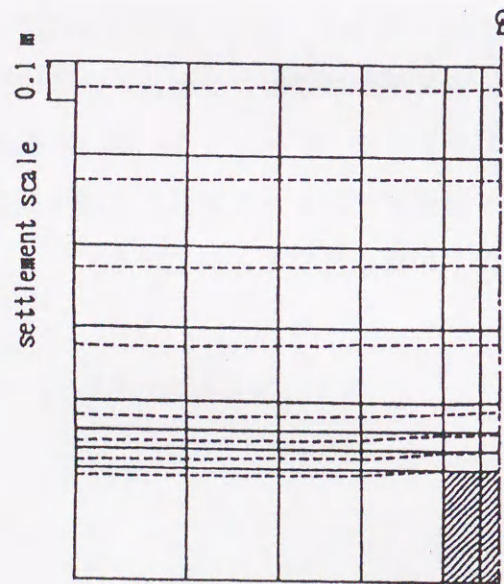


図 3-6 変位図 (たわみ性材料なし)

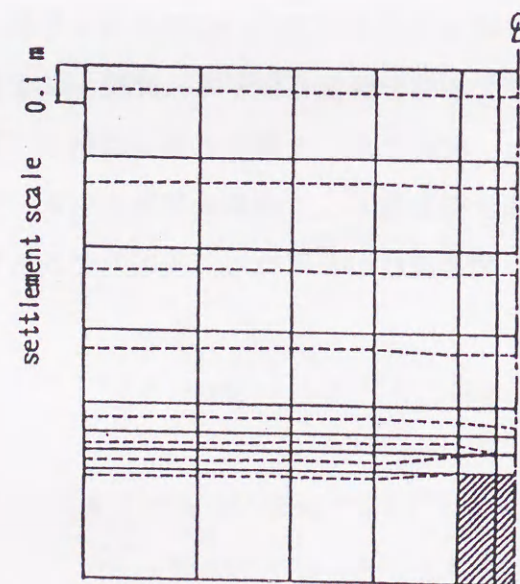


図 3-7 変位図 (たわみ性材料敷設)

たわみ性材料敷設の有無による 2 ケースについて、解析による値と遠心載荷実験による 50 g (ケース 1, ケース 5) の比較を行った。変位の解析結果を 図 3-6、図 3-7 に示す。沈下量はわかりやすくするためスケールを 10 倍で表示している。両図より、たわみ性材料敷設前にはカルバート両側の沈下がカルバート上部より大きかったものが、たわみ性材料の敷設によりカルバート上部の沈下はその両側での沈下より大きくなっており、実験と同様の傾向が見られる。なお、解析には弾塑性解析を用いたが、実際には変形が小さく弾性解析とほとんど同様の結果となった。

応力の比較結果を表 3-3 に示す。たわみ性材料敷設前の応力値は、頂版端部および側版中央では少し異なるが、頂版中央ではよく一致している。たわみ性材料を敷設した場合の応力値の軽減量は、頂版端部で実験値が少し大きい、ほぼ同様の軽減効果がみられる。実験値と解析値の結果に相違がみられる理由は、解析に用いたポアソン比の値が実験モデルの値と異なるためと推定される。

表 3-3 土圧の模型実験と FEM 解析の比較

たわみ性材料	土圧計位置	実験値 tf/m ² (KPa)	解析値 tf/m ² (KPa)
なし	A	20.45 (200.41)	20.37 (199.63)
	B	47.42 (464.716)	21.00 (205.6)
	C	5.75 (56.35)	11.52 (112.90)
あり (軽減値)	A	-12.88 (126.22)	-16.22 (158.96)
	B	-34.30 (336.14)	-18.82 (184.44)
	C	-1.17 (11.466)	+1.02 (10.01)

FEM 解析結果および実験結果からみると、たわみ性材料敷設により地盤内の変位がたわみ性材料上部に集中し、上部にアーチ作用が発生して、その上部の鉛直荷重が分散されることにより鉛直土圧の軽減が図られていると考えられる。この結果は、粒状材料による光弾性実験によっても明らかにされている^{10)・11)}。ここで、文献 11) の光弾性実験の実験結果を示す。実験は、たわみ性材料を敷設していない場合と、カルバート上にカルバート幅で敷設した場合について、外部荷重をかけない場合 ($\sigma = 0$) とかけた場合 ($\sigma = 259\text{KPa}$) についての結果を示す。エポキシ丸棒の内部が黒く写っているものは殆ど外力を受けていない丸棒であり、丸棒内部が白いものは外力を受けているもので縞模様の生じているものは特に強く外力を受けていることを示す。

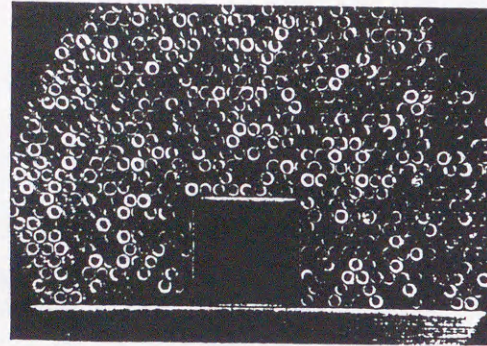


写真-1 たわみ性材料のない場合
外部荷重 $\sigma=0$

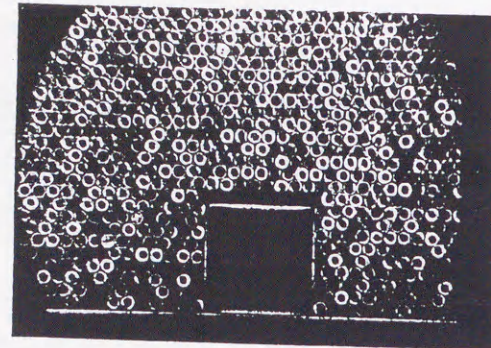


写真-3 直上にたわみ性材料を設置
外部荷重 $\sigma=0$

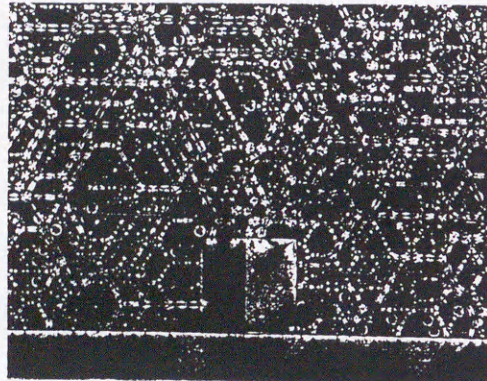


写真-5 たわみ性材料のない場合
外部荷重 $\sigma=2.64\text{kg/cm}^2$

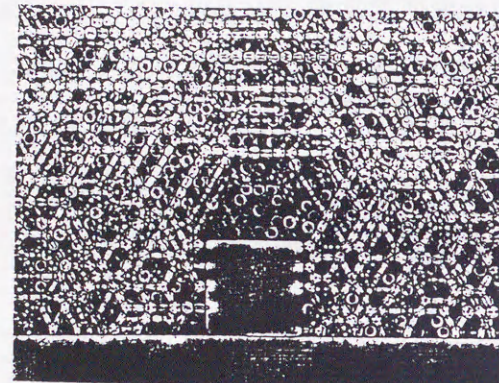


写真-7 直上にたわみ性材料を設置
外部荷重 $\sigma=2.64\text{kg/cm}^2$

図3-8 光弾性実験結果 (文献11より 抜粋)

3. 5. まとめ

たわみ性材料敷設による剛性カルバートに作用する土圧軽減工法の遠心模型実験を2次元弾塑性有限要素法でシミュレートした。その結果をまとめると以下のようである。

- (1) たわみ性材料敷設前にはカルバート両側の沈下がカルバート上部より大きかったものが、たわみ性材料の敷設によりカルバート上部の沈下はその両側での沈下より大きくなっており、実験と同様の傾向が見られる。
- (2) たわみ性材料敷設前の応力値は、頂版端部および側版中央では少し異なるが、頂版中央ではよく一致している。たわみ性材料を敷設した場合の応力値の軽減量は、頂版端部で実験値が少し大きい、ほぼ同様の軽減効果がみられる。
- (3) 実験結果およびFEM解析結果から、たわみ性材料敷設による鉛直土圧の軽減の

メカニズムとして、たわみ性材料敷設により地盤内の変位がたわみ性材料上部に集中し、カルバート上部のアーチ作用が発生することによる。すなわち、本研究の変形範囲ではアーチ説に基づくことが明らかとなった。

参考文献

- 1) 岡林宏二郎, 河邑眞, 大谷亘, 秋山幸二郎: 剛性ボックスカルバートに作用する土圧の軽減工法に関する遠心力模型実験, 土木学会論文集, No. 529 / III-33, pp. 37-45, 1995.
- 2) 岡林宏二郎: 壁変位が土圧に及ぼす影響に関する研究, 昭和56年度、豊橋技術科学大学卒業論文
- 3) Hagemann, A.S.: Incremental Plasticity Analysis of Frictional Soils, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 1, pp. 343-347, 1979.
- 4) 岡林宏二郎, 河邑眞, 吉田泰治: もたれ式擁壁の変位モードを考慮した弾塑性 FEM 解析, 第26回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp. 1585-1586, 1991.
- 5) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L.: A model for the mechanics of jointed rock, Journal of soil mechanics and foundations division (ASCE), Vol 94, pp. 637-659, 1968.
- 6) 土質工学会編: 土と構造物の動的相互作用, 土質工学会編, 第4章 応答解析のテクニック, pp. 192-214, 1979.
- 7) 川本眺万, 林 正夫: 地盤工学における有限要素解析, 培風館, pp. 24-49, 1979.
- 8) 菊池文雄: 有限要素法の数値解析計算, 科学技術社出版, pp. 141-191, 1979.
- 9) 川井忠彦監訳: 有限要素プログラミング, 丸善, pp. 77-79, 1979.
- 10) 大谷亘, 岡林宏二郎, 吉田泰治, 秋山幸二郎: 光弾性実験によるカルバートに作用する鉛直土圧の軽減法について— 正突出型の場合 (1) —, 高知工業高等専門学校学術紀要, 第32号, pp. 39-46, 1990.
- 11) 大谷亘, 秋山幸二郎, 岡林宏二郎: 光弾性実験によるカルバートに作用する鉛直土圧の軽減法について (5. たわみ性材料の幅を短くした場合), 高知工業高等専門学校学術紀要, 第38号, pp. 81-86, 1994.

第4章 水平補強材挿入による水平土圧軽減効果に関する実験

4.1 概説

第1章の序論内でも述べたように、補強土擁壁の安定性評価を合理的に行うためには、補強土擁壁の壁面変位と補強材の張力、壁面に作用する土圧、補強材と土との間の摩擦力の相互作用を明確にする必要がある。壁面変位が小さく裏込め地盤のひずみが小さい状態では、補強土擁壁は安定しており、補強材に作用する張力も小さいものと考えられる。これに対して、一般に補強土擁壁の設計では補強された裏込め地盤を塑性状態と仮定おり、実現象と対応しておらず安全側であると考えられる。Roweら¹⁾の報告やデンバーで行われた補強土擁壁に関するブラインドテスト^{2), 3), 4)}においても実際の補強土擁壁が安定状態にある場合は、補強材張力の計測値は設計値よりも小さいことが報告されている。

本研究では、このような補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を明確にすることを目的として、遠心載荷模型実験を行った。これまでに行われた補強土擁壁に関する遠心模型実験としては、Boltonら⁵⁾ Yooら⁶⁾などの研究がある。Boltonらは破壊時に補強材に作用する張力の大きさを検討したが、補強材と裏込め土の間の十分な摩擦力が期待される場合で、とくにもろい補強材や局部的な弱部を有する場合には、破壊状態は進行性破壊の影響を大きく受け全体の破壊状態を明確に特定することが困難であったとしている。Yooらは、補強材の材質、補強材の配置形態が補強土擁壁に与える影響について検討した。自重により発生する補強材の最大張力は対数ら線を超す面と仮定した極限解析結果によく一致したとしている。しかし、これらの遠心載荷模型実験においては壁面変位にともなう壁面土圧と補強材張力の関係、すなわち相互関係については必ずしも明確にされていない。また、補強土擁壁に関する解析^{7), 8)}や現場計測結果^{9), 10)}でも、これらの点については明確にされていない。本研究では前述したように補強土擁壁の壁面土圧と補強材の張力の関係を明確にするために実験を行った。

4.2 模型実験の方法

4.2.1 実験モデル

模型の作成状況を図4-1に示す。実験に用いた模型容器は、内寸で幅450mm、高さ300mm、奥行き150mmの硬質アルミ容器である。容器の側面には実験中の供試体の挙動を観察するために強化プラスチック板を取り付けている。模型材料の裏込め土は気乾状態の豊浦標準砂を用いた。豊浦標準砂と変形や破壊面を観るために用いた色砂の物理試験結果を表4-1に示す。模型作成にあたり、30gの遠心力場の模型と実物との相似則が成り立つように模型寸法を決めた。模型の壁面材の寸法は模型と実物の曲げ剛性EIより、厚さ0.4mm、高さ200mm、幅150mmとした。壁面材としては土圧計の設置や壁面の鉛直性を保持するなど模型作成上の簡便性を考慮して連続したアルミ板を用いた(写真4-1)。

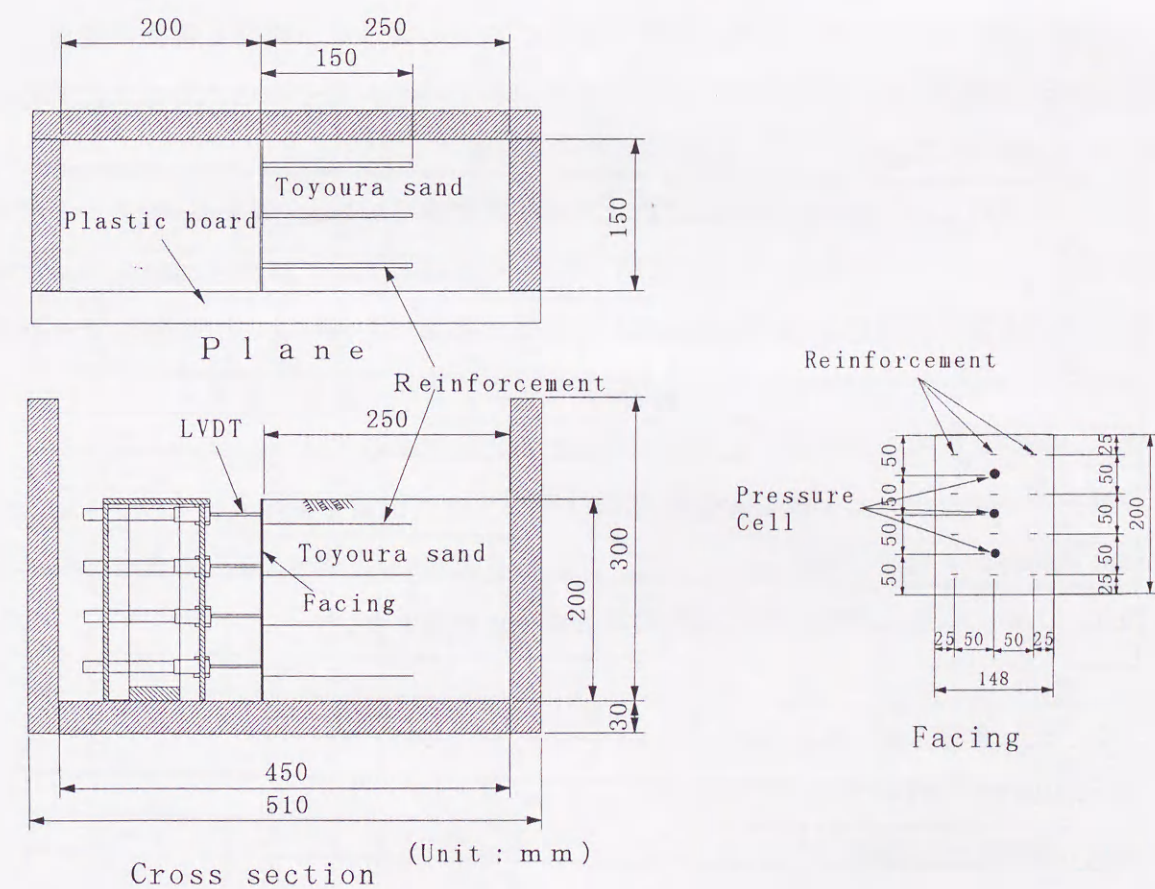


図4-1 補強土擁壁の実験モデル

表 4-1 土粒子の比重, 土の最大最小密度

	豊浦標準砂	色砂
G s	2.640	2.664
γd_{min} (kN/m ³)	13.15	14.46
γd_{max} (kN/m ³)	16.11	16.86
e min	0.606	0.550
e max	0.968	0.807

壁面工が連続しているということは局所剛性と全体剛性もつことになる。一方、実物の壁面工にはテールアルメ擁壁のように分割したコンクリートパネルを積み重ねたタイプの壁面工を想定しており、壁面工の全体剛性は小さいが、コンクリートパネルの上下端面には横ずれ防止用ジベルがあり、個々のパネルは補強材に結合されていて回転しにくいので、ある程度の大きさの全体曲げ剛性が期待できる。以上のような、模型と実物の壁面工のタイプの相違を考慮して、模型の壁面材の厚さを実物との相似則を満足するように求めた厚さの1/10と仮定した。

模型の補強材には、模型と実物の寸法比を考慮して厚さ0.2mm、幅5.0mmのアルミ板で作成したものを用いた(写真4-2)。この寸法は30gの遠心力場では厚さ6mm幅150mmに相当しており、実物では厚さ3.5mm幅100mm程度の鋼製の補強材を用いるので面積比で3倍程度大きくしている。この理由は、アルミの引張り強度が鋼材の引張り強度より小さいことを考慮し、模型と実物の破断強度をほぼ一致させるためである。

作動トランスを用いた接触型変位計(LVDT)を取り付け壁面中央の変位を高さ35mm、85mm、135mm、185mmの4箇所で測定した。また、土圧計は直径6mm、厚さ1mm、容量980kPaのものを図4-1示すように壁面中央の補強材間に3箇所設置した。

4.2.2 実験方法と実験条件

一連の実験は、補強材の有無、測定項目により、

- ①補強土擁壁の土圧測定
- ②補強材のない場合の静止土圧と主働土圧測定
- ③補強材の張力を求めるためのひずみ測定

④補強材長をパラメータとして変化させた変位測定

以上の4種類から成り立っている。表4-2に実験ケースとその条件を示す。補強土擁壁の実験手順を写真4-1から写真4-12に示し説明を加える。壁面材に補強材と土圧計を取り付け、壁面材の側面と底面に幅5cmのトランスペアレントシート(厚さ0.1mmの透明ビニールシート)を壁面材表面に1cm折り返して貼りつけ、側面とシート間および底面とシート間に砂もれ防止と摩擦カットの目的でワセリンを塗布した。なお、補強材は壁面材にあらかじめ穿ったスリットを通して補強材の表面に折り曲げて、折り曲げ部をテープで補強し壁面材に貼り付けた(写真4-1, 写真4-2)。容器に支え箱を取り付け(写真4-3)、壁面材と土圧計を設置後(写真4-4)、模型地盤の作成は3方向が風よけフードで覆われた砂の充填装置(写真4-5)を用い、砂の落下高を油圧ジャッキで調整して一定に保ちながら0.42mmフルイを通過させて砂を降らせる方法で行った。砂の落下高さHは、目標相対密度を $Dr=80\%$ ($\gamma=15.48$ kN/m³)として行った予備実験より $H=50$ cmと定めた。

表 4-2 実験ケースと条件

実験ケース	壁面材 (mm)	補強材 (mm)			実験条件
		厚さ	長さ	幅	
土圧計測 (補強材あり)					
A-1	0.4	0.2	150	5	破壊
A-2	0.4	0.2	150	5	破壊
A-3	0.4	0.2	150	5	破壊
A-4	0.4	0.2	150	5	破壊
土圧計測 (補強材なし)					
B-1	0.4	—	—	—	静止
B-2	0.4	—	—	—	静止
B-3	0.4	—	—	—	静止
B-4	0.4	—	—	—	静止
ひずみ計測 (補強材あり)					
C-1	0.4	0.2	150	5	破壊
C-2	0.4	0.2	150	5	破壊
C-3	0.4	0.2	150	5	破壊
C-4	0.4	0.2	150	5	破壊
変形計測 (補強材あり)					
D-1	0.4	0.2	150	5	L/H=0.75
D-2	0.4	0.2	100	5	L/H=0.75
D-3	0.4	0.2	150~90	5	L/H=0.75

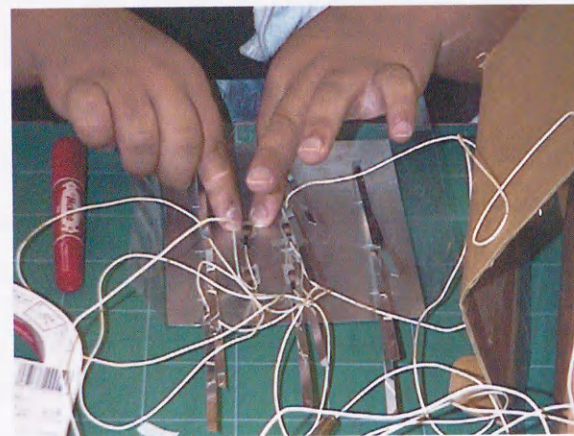


写真4-1 土圧計の取り付け



写真4-4 補強材と土圧計の取り付け

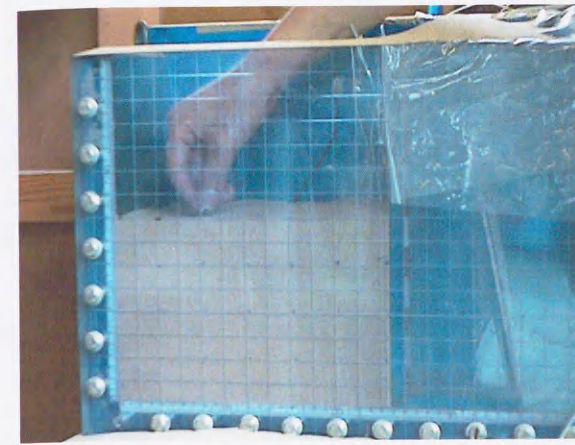


写真4-7 ターゲットの設置



写真4-10 高さ測定

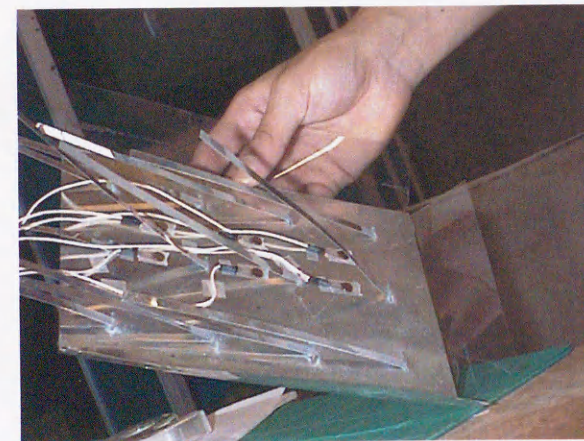


写真4-2 壁面材への取り付け完了



写真4-5 砂のフルイによる充填

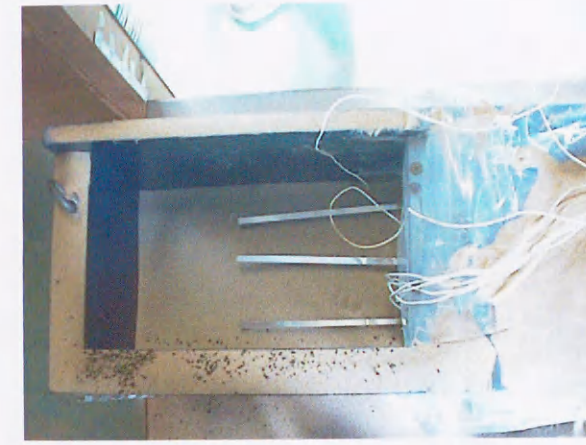


写真4-8 補強材の設置

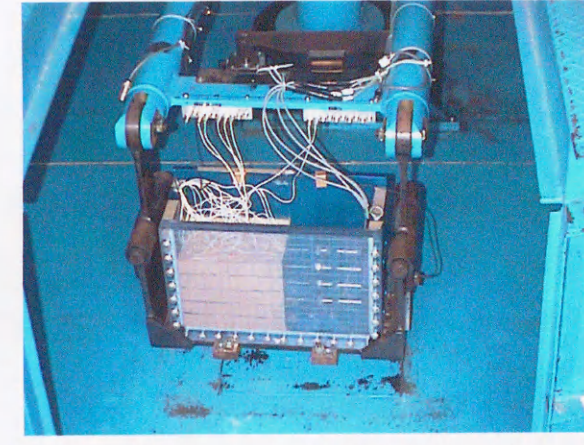


写真4-11 装置へのセット

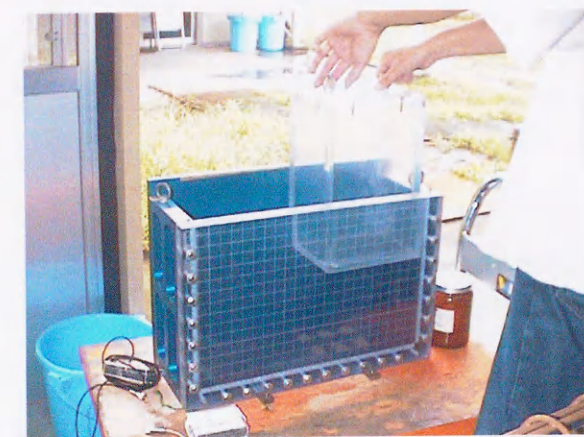


写真4-3 支え箱のセット

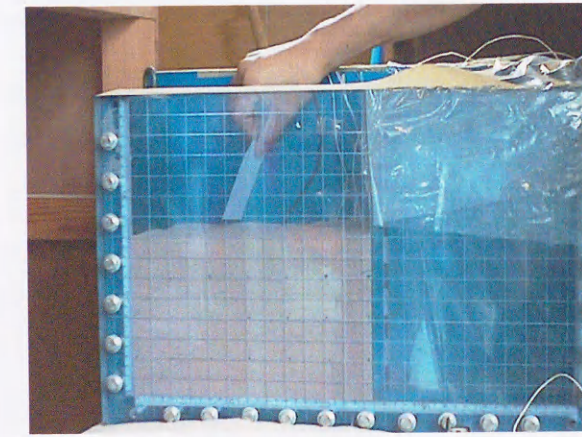


写真4-6 表面の成形

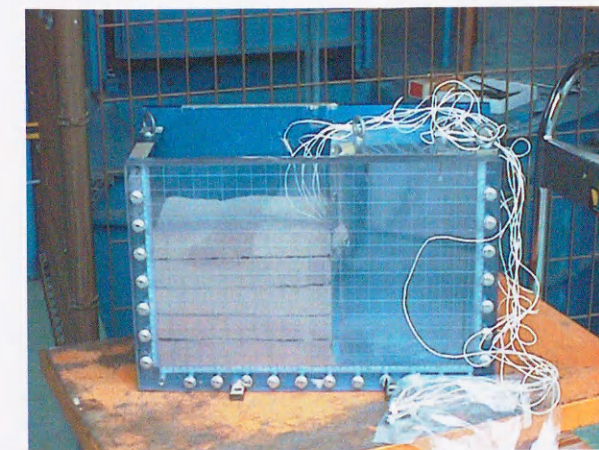


写真4-9 実験模型完成



写真4-12 計測風景

所定の高さまで砂を詰め（写真4-6）、あらかじめ壁面材に取り付けた補強材を水平に設置した後（写真4-8）、上部の裏込め地盤を作成した。裏込め土の変位状況に着目する実験ではターゲットを縦横40mmピッチに埋め込み（写真4-7）、沈下状況を見る場合には表4-1に示した色砂の水平層を側面のプラスチックボード側に高さ40mmごとに厚さ2mm程度になるように人手でばらまいて設置した。裏込め地盤部への砂の充填終了後に表面成形を行ったのち（写真4-9）、15箇所砂層の厚さをノギスを用いて測定し（写真4-10）、その平均値から体積を求めて裏込め土の密度を計算した。その結果、全実験の相対密度は $Dr=78\sim 83\%$ ($\gamma=15.36\sim 15.53\text{ kN/m}^3$)に調整できていた。

遠心力载荷方法は破壊に至るまで5g毎にステップ载荷し、一分間放置後デジタルヒズミ測定器で各センサーの値をとり写真撮影とビデオ録画を行った（写真4-12）。

4. 2. 3 土圧計の検定

土圧の計測は、土がせん断抵抗を有することや、密度、粒度、土圧計の設置方法などの影響を受けるため非常に難しい項目の一つに数えられており、地盤内での土圧計の検定が重要である^{11), 12), 13)}。とくに、土の密度に注目すると、密度増加に伴い土圧の計測値が小さくなることが報告されており、Keriselら¹⁴⁾によると土の変形係数の増加により、液圧検定値の60%程度まで減少するという報告も見られる。

本研究でも密度が土圧計に及ぼす影響を調べた。実験に使用した土圧計は、直径6mm、厚さ1mm、容量980KPaである。図4-2にその結果を示す。この図における土圧計の位置は壁面材から5cmで土被り厚さを20cmとして壁底面で計測した。図4-2のPvは計測値であり、 $N\gamma H$ は理論上の土被り圧に遠心加速度を掛けた値である。この図より密度が高くなるほど計測値が小さくなることがわかる。これは、密度が高くなることにより粒状体である砂は応力の伝達率が悪くなることや、土圧計受圧面がたわみ土圧計上でアーチ機能が作用することなどが考えられる。したがって、正確に土圧を計測するには綿密な土圧計の検定が必要となることがわかる。本研究では、遠心力模型実験において土圧を正しく計測するために、実験に用いる土圧計の検定を、実験と同密度の試料により遠心力場でを行った。

検定は、4. 2. 2節の実験方法と同じ砂の充填方法で、同密度の土層を作成し、鉛直土圧を土圧計で測定し、土圧計の検定実験を行った。また、得られた検定値により水平土圧の測定結果を算定し、その妥当性について検討した。

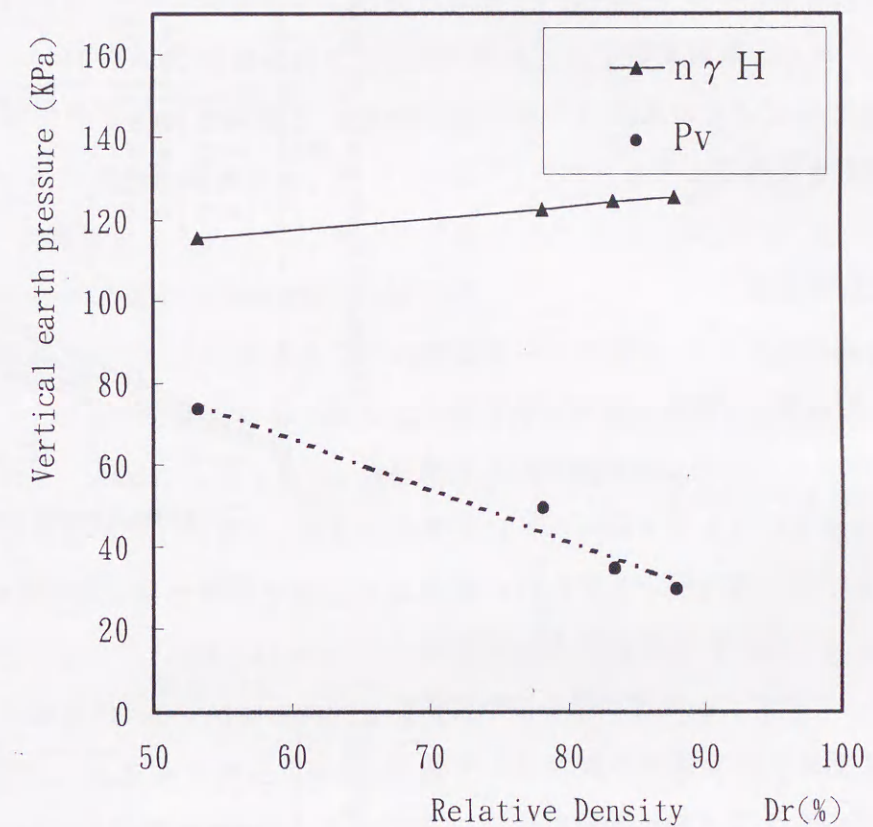


図4-2 土圧の計測値と密度の関係

(1) 鉛直土圧の測定

桂らの報告¹³⁾を参考に、土槽底面から6cmの高さにアルミ板を設置し、その上に上向きに土圧計をとりつけ、土被り厚さ10cmとして、最大加速度50gまでの遠心力場で鉛直土圧

$$\text{検定値} = \frac{\text{計算値}}{\text{カタログ校正值を用いた実測値}} \quad (4-1)$$

を測定し、カタログ校正値を用いて実測値を求めた。この実測値と計算値 ($N \cdot \gamma H$: 遠心加速度 \times 土被り圧) とを比較して (4-1) 式により検定値を求めた。

図4-3は9個の土圧計の遠心力载荷過程での測定例を示した。いずれも土被り圧から求めた計算値より小さく、土圧計毎に式(4-1)で求めた検定値も異なり1.9~2.5の範囲で分布していた。遠心力载荷実験では、小型土圧計を利用するため土圧計の受圧板の剛性が小さく検定値が大きくなると考えられる¹⁵⁾。

(2) 水平土圧の測定

水平土圧の測定実験では、硬質アルミ容器の側面に土圧計を設置し、補強土擁壁実験と同じ土層厚さ、設置高さで水平土圧を測定した実験ケースB-1の水平土圧分布図を図4-4に示す。図中には、静止土圧の理論値としてJakyの式 ($K_0 = 1 - \sin \phi$: $\phi = 35^\circ$) より求めた $K_0 N \gamma H$ の値も示す。ここに、 ϕ の値は遠心模型実験と同密度の豊浦標準砂で供試体を作成して側圧50~200 kPaのもとで三軸圧縮試験を行い求めたものである。 $\phi = 35^\circ$ は通常の値と比較して少し小さいと思われるが、この標準砂は繰り返し実験に使用していたので粒子破碎等の影響によるものと解釈して、この値を用いた。遠心加速度30gでは測定値は理論値にほぼ一致していた。ただし、60gでは下方で約25%の低下が認められる。以上のことから、検定値を用いた土圧計測の信頼性が確認できた。以下の補強土擁壁の模型実験では、前述の土圧計の検定値を用いて土圧の計測結果を求めた。

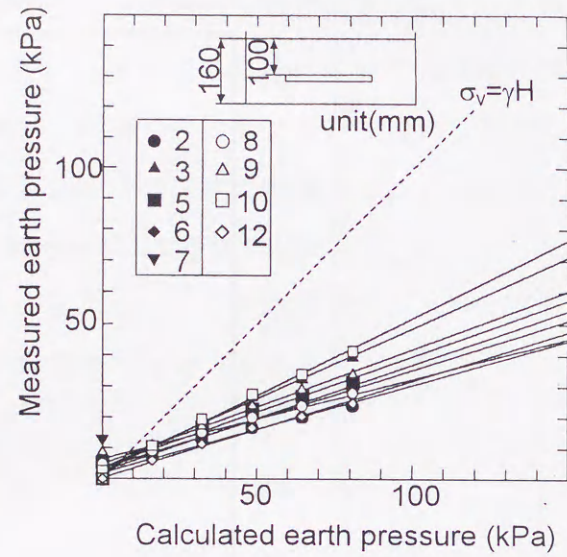


図4-3 土圧計の検定

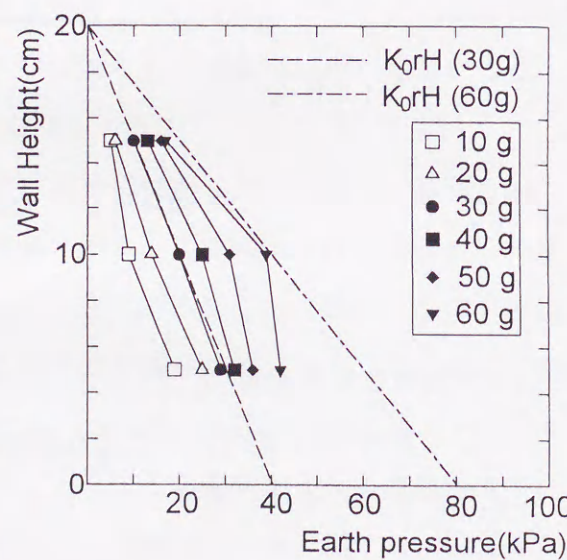


図4-4 水平土圧の確認実験

4. 3. 測定結果

4. 3. 1 壁面変位

本実験における壁変位は1g場で模型作成後壁面の支え箱を取り外し変位を許した後に計測した。実験A-1において各変位計で計測した壁変位を壁高で除した相対変位量と遠心力载荷加速度レベルの関係を図4-5に示す。壁変位量は、遠心加速度とともに大きくなりその値は上部ほど大きく、遠心加速度50gではほぼ同時に塑性平衡状態、すなわち破壊が生じていることがわかる。図4-6は計測した壁変位の形状を壁高に対して示したものである。壁変位は遠心加速度と共に増加しており、壁変位様式は下端を中心とした回転と平行移動が合成された形となっている。この特性はBoltonら⁶⁾の実験においても認められた。破壊に達するまでの相対変位量は、壁底から高さ35mmの位置で1/160、高さ85mmの位置で1/100、高さ135mmの位置で1/80、高さ185mmの位置で1/70であった。

テールアルメのように補強材の剛性が高い鋼材の補強土擁壁工法では、水平土圧が低い盛土上部では水平方向ひずみが生じにくいいため、現行設計法の補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル¹⁶⁾においては壁面上部では静止土圧が、下部では主働土圧が作用すると考えている。この作用土圧と壁面変位の相互関係を考えると、壁面の動きは上部固定で下端が外側に変位することが予測される。この予測された変位形態と本実験における変位形状とは異なっており、上部でも水平方向のひずみが多いという結果が得られた。この相違の理由として、前述した実験の载荷方法と実際の载荷方法では荷重のかけ方が異なるためと考えられる。

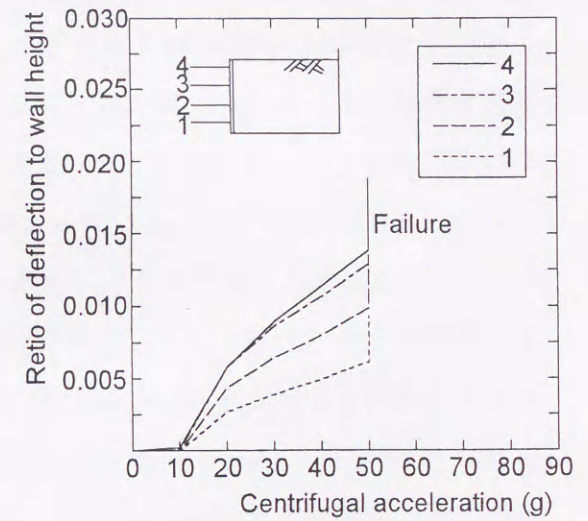


図4-5 相対壁変位 (δ/H)

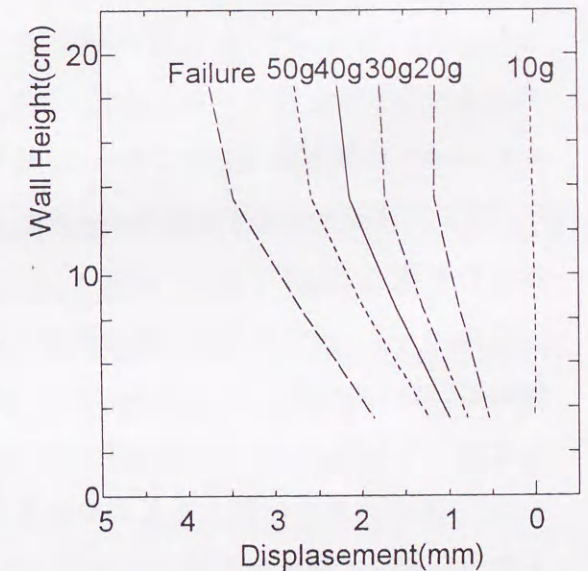


図4-6 壁面の水平変位

4. 3. 2 壁面土圧

補強土擁壁工法の壁面材に作用する土圧の直接計測は難しいため、一般には補強材のひずみから補強材の張力を求めて、この張力に等価な水平土圧を求めている。しかしながら、Murray¹⁷⁾の報告にもあるように、等価水平土圧と実際の土圧は一致しない。本研究では、壁面土圧を実測するとともに、壁面近傍(壁面から3cm)の補強材のひずみから補強材の張力を求め、両者の関係を調べた。

補強土擁壁実験において、壁面材中央断面の補強材間に土圧計を取り付け、水平土圧を計測した実験結果の一例として実験A-3における水平土圧の分布図を図4-7に示す。なお、他のA-1~A-4もほぼ同様な分布であった。水平土圧は、遠心加速度と共に増加傾向はみられるが、壁面の中央部で小さくなっている。

図4-8は、補強材のない裏込め土による実験B-4において計測された土圧の値と、補強材を設置した実験A-4における水平土圧の計測値を30gの遠心力場で比較したものである。主働土圧の計測は、壁面材と同じ大きさで厚さ2cmの圧縮性材料を模型作成用の支え箱と壁面材表面間に設置し、遠心力の増加にともなう壁面材の変位を許すことによって行った。主働土圧 σ_a の計測値は式(4-2)による計算値によくあっている。

$$\sigma_a = k_a \cdot N \cdot \gamma \cdot H \quad (4-2)$$

ここに： $k_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$ 、 N ：遠心力載荷加速度(g)、 γ ：土の単位体積重量、 H ：壁高

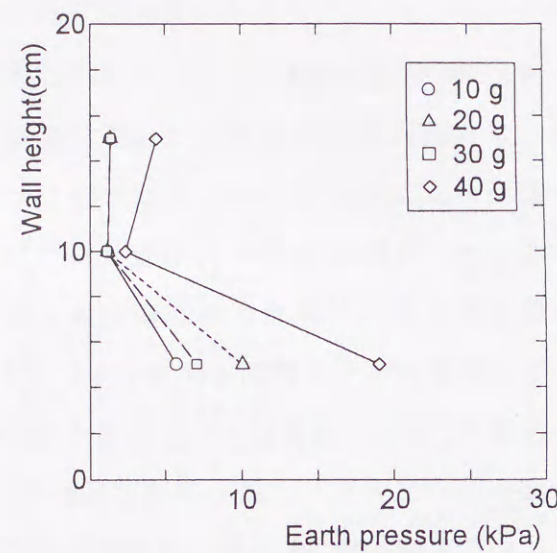


図4-7 補強土擁壁の水平土圧分布

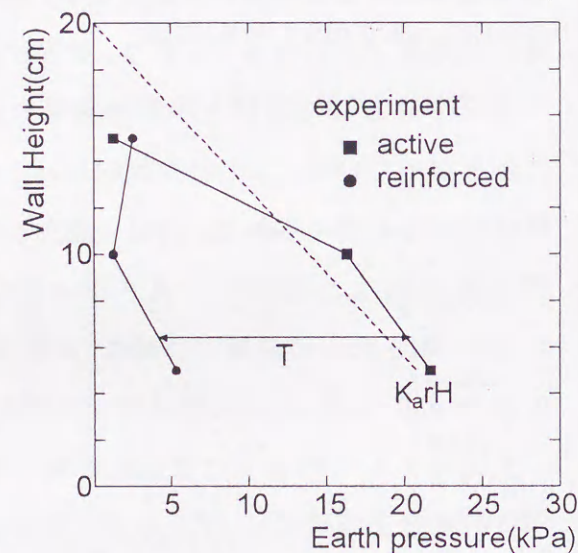


図4-8 水平土圧分布(補強材のある場合とない場合)

補強土擁壁実験で計測した壁面土圧は主働土圧の実験値より小さく、壁面下方で主働土圧の約20%になっている。

図4-9は補強土擁壁に作用する土圧と遠心加速度との関係を示したもので、図4-5において急激な変形増加がみられた50gで破壊が生じたことが認められる。実験では、壁面変位が徐々に増加し、壁面材と補強材の接合部での切断により破壊は急激に発生した。表4-2におけるAシリーズとCシリーズの全ての破壊実験で補強材の接合部での切断による破壊が発生した。壁面土圧は破壊までは小さいが、破壊により急激に増加し壁面中央では主働土圧より大きな値となった。

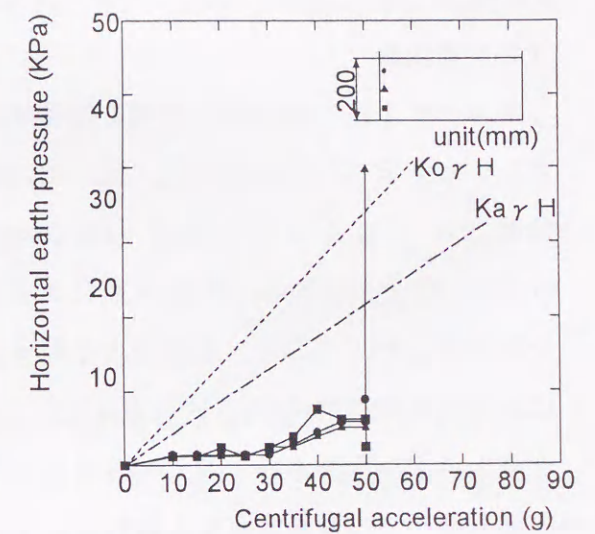


図4-9 遠心加速度と水平土圧

4. 3. 3 補強材のひずみ分布

壁面材中央に取り付けた補強材に壁面材から3cm間隔でヒズミゲージを張り付け、補強材のひずみを測定した。実験ケースはC-1、C-2、C-3、C-4で、リード線付きのひずみゲージを用い、そのリード線を壁面に穿った小穴から、模型外部に取り出し計測器に接続した。なお、ひずみゲージの結線法は1ゲージ3線法でリード線長3mのものを用い、温度やリード線長の影響を補正して使用した。

(1) 安定時

図4-10は、裏込めの変位が小さい安定時の実験C-1において測定された補強材のひずみ分布を各補強材ごとに示したものである。ここで安定時とは、図4-9において水平土圧が小さく壁変位が小さい状態を示す。壁面上部では補強材のひずみは壁面近くで大きく、壁面材から離れるに従って小さくなっている。また、壁面中央以下では、補強材のひずみの範囲が後方まで広がってお

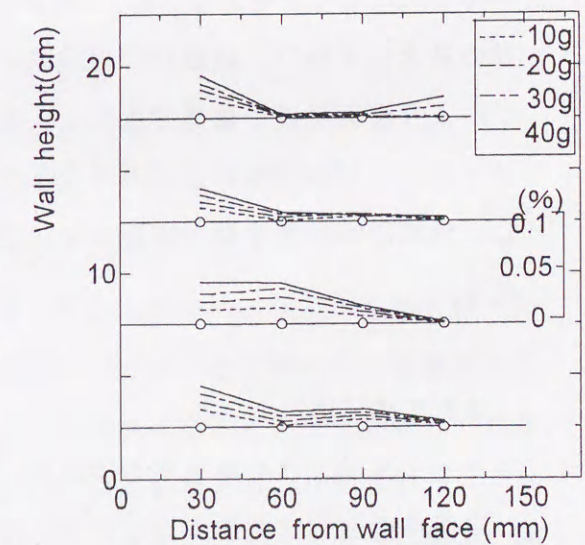


図4-10 補強材の引張りひずみ分布

り、補強材全体に張力が働いている。補強材の最大ひずみが発生する位置は、図4-10の分布形状から壁面に近く、壁面では少し減少していると推定される。

(2) 破壊時

図4-11は、破壊時における補強材のひずみ分布を示したものである。図中には現設計法としてよく用いられているCoherent Gravity法とTie Back-Wedge法によるすべり面も示した。ここで、破壊時とは図4-5における破壊直前の50gの時点を言う。

最大ひずみを結ぶ線と2つの設計法のすべり線を比べてみるとこれらの設計法によるすべり面近くで最大ひずみが大きくなっていた。Coherent Gravity法は補強材の剛性が高い場合の近似法であり、Tie Back-Wedge法はジオテキスタイルの様に補強材の剛性の低い場合に用いられる近似法である。今回の実験では剛性の高い補強材を対象としているが、補強材間隔が比較的広く補強効果が低いため、最大ひずみの位置がBack-Wedge法にも近い結果が得られたものと考えられる。安定時の補強材の最大ひずみは、破壊時の補強材の最大ひずみより壁面に近い位置で発生しており、設計での抵抗域の補強材長が長くなることを示し、現設計法は安全側で設計していることとなる。

(3) すべり面

図4-12は、遠心载荷前の裏込め土の形状と破壊前の変位状況および破壊時に観察され

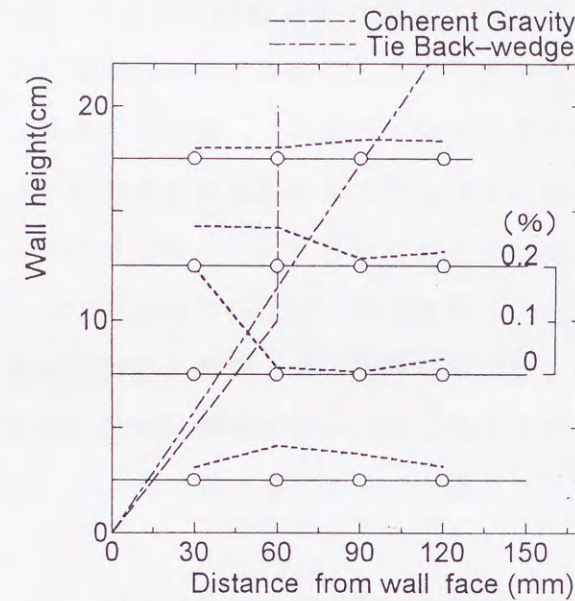


図4-11 補強材のひずみ分布

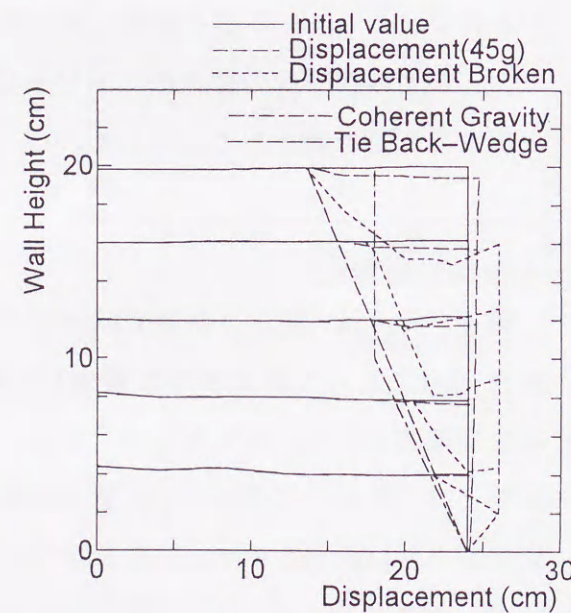


図4-12 変形およびすべり面

たすべり面を示したものである。また、Coherent Gravity法とTie Back-Wedge法によるすべり面を参考のために示した。実験で観察されたすべり面は、Coherent Gravity法によるすべり面より裏込め土上部でやや深い位置にあるが、これらのすべり面とほぼ一致している。

4.4 壁面土圧と補強材の張力との相互関係

(1) 測定結果

各補強材のひずみ測定結果を用いて、各補強材の張力を式(4-4)を用いて求めた。また、一本の補強材が受け持つ等価水平土圧を式(4-5)を用いて求めた。

$$\sigma = E \varepsilon \quad (4-3)$$

$$T = A \sigma \quad (4-4)$$

$$\sigma_h = T / A_H \quad (4-5)$$

ここに、 σ : 補強材の引張応力 (kPa)

E : 補強材のヤング率 (7.03×10^7 kPa)

ε : 補強材引張りひずみ

T : 補強材に作用する張力 (N)

A : 補強材の断面積 ($0.02\text{cm} \times 0.5\text{cm} = 0.01\text{cm}^2$)

σ_h : 1本の補強材が受け持つ等価水平土圧 (kPa)

$$A_H = 25\text{cm}^2 (\text{擁壁の面積}) / (\text{補強材の本数})$$

a) 安定時

壁面材の変位が小さく裏込め土が非破壊状態と考えられる場合の補強材の引張り応力分布図を図4-13に示す。この図は設置したヒズミゲージの値が最大値を示した壁面材から3cmの位置で求めたものである。補強材の張力は遠心加速度の増加とともに増加しており、高さ方向での大きさの違いは少ない。補強材の張力は壁面の変形と密接な関係があり、壁面上部では壁変位が大きく土圧は減少するが、変形により補強材表面に摩擦力が働き補強

材に張力が発揮される。一方、壁面下方では変位が小さいため土圧は大きくなるが、図4-10のひずみ分布図からもわかるように広い範囲で張力が作用して摩擦力が働くことや、盛土底面では砂箱との摩擦力が働くことにより盛土底部の張力が小さくなるものと推察される。図4-14は、壁面より3cmの位置の補強材の張力と壁面土圧を30gの遠心力場で比較したものである。この両者の差としては、補強材表面に働く摩擦力が大きな部分を占めると考えられる。これは、壁変位により補強材の周りの土がせん断変形を起こし発揮される力であり、河邑ら¹³⁾の二次元弾塑性FEM解析でも確認されており、その関係を図4-15に示す。

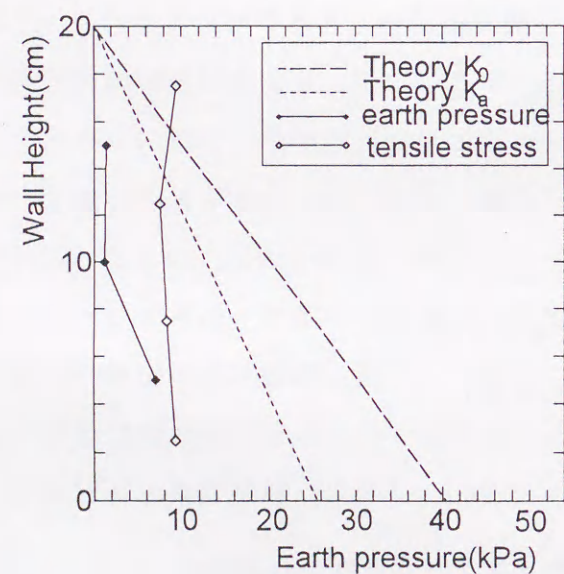


図4-14 土圧と張力 (30g)

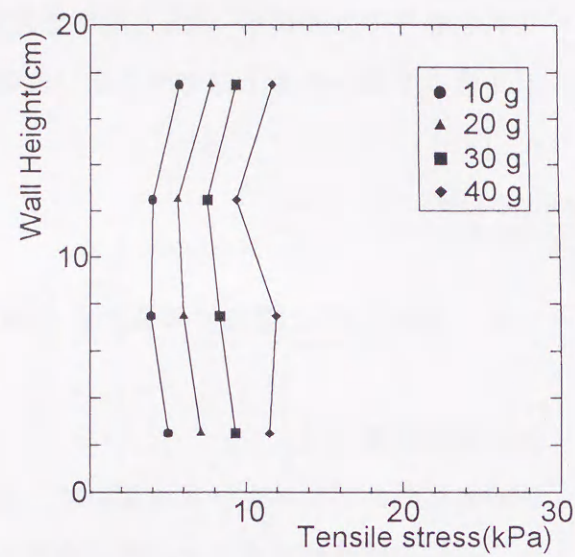


図4-13 補強材の張力分布
(壁面材から3cm)

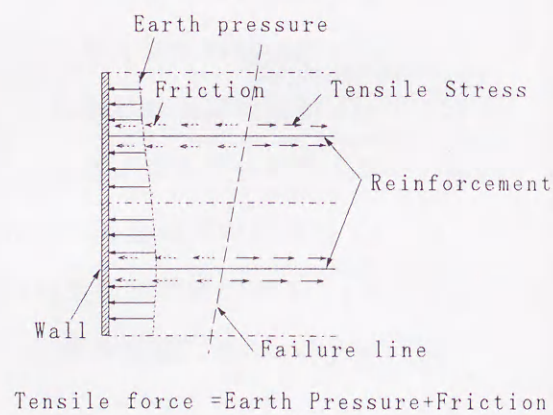


図4-15 張力と土圧と摩擦力の関係

b) 破壊時

図4-16は、破壊時の補強材の最大張力と壁面土圧を比較したものである。最大張力は設置したヒズミゲージの最大値より求めた値である。盛土の低い位置で土圧が小さいことの要因の一つとして、底面での砂箱との摩擦が考えられる。この図より、補強材の張力は壁面土圧とほぼ同程度の値となっている。また、このことから破壊時(破壊が起こる直前)には主働領域で補強材表面の摩擦力が働かなくなることがわかる。また補強材の張力、水平土圧とも、壁面上部ではRankineの主働土圧に中央部ではJakyの静止土圧に近く、底部では主働土圧より小さくなった。

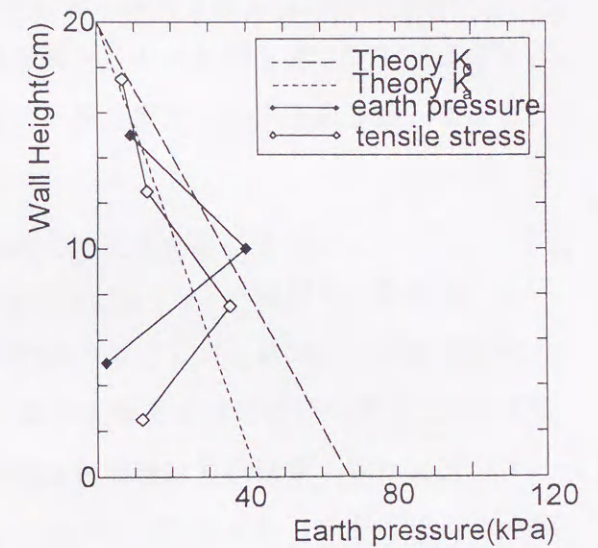


図4-16 土圧と張力 (30g)

(2) 壁変位との関係

遠心加速度の上昇に伴う壁変位の平均値の変化に対する補強材の張力および壁面土圧合力の変化を図4-17に示す。横軸には模型に作用させた遠心加速度の大きさを付記している。この実験では遠心加速度が上がることで土圧が大きくなると同時に主働側への壁の変位が生じている。また、この壁変位量には模型作成後壁面の支え版を取り外した際の変位量は含まれていない。壁変位が小さい安定時には補強材張力が壁面土圧より大きく、この両者の差が補強材の摩擦力に相当する。この差は壁変位の初期においては増加するが壁変位が大きくなり破壊に近づくに従いその差は小さくなり、破壊時には補強材の張力と壁面土圧合力は等しくなっており、主働領域で補強材に作用する摩擦力が小さくなっている。このことは、「補強土擁壁工の利点を発揮するには、盛土を建設中に

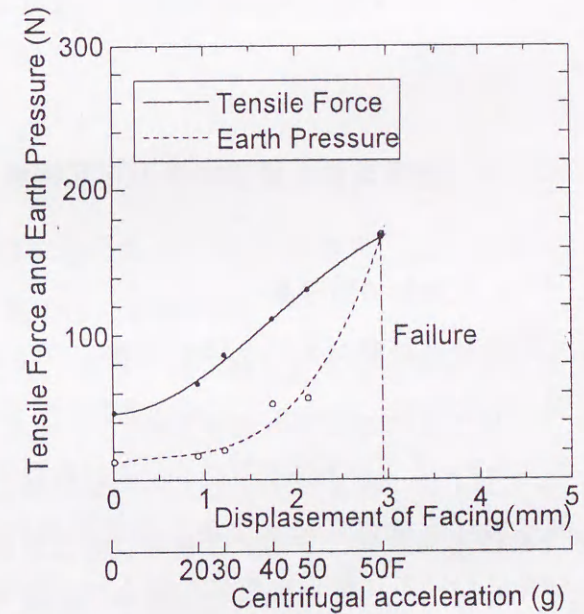


図4-17 壁面材の変位に対する張力と土圧

はなるべく柔らかく、完成後はなるべく剛にするとよい」という龍岡らの考え¹³⁾と関連している。すなわち、図4-17の関係は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待できるが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより、補強土擁壁が不安定となることを意味している。

(3) 設計値との比較

本実験で明らかになったように、補強土擁壁の安定時には補強材の張力は、前述の現行設計法¹⁶⁾で用いられている主働土圧値より小さく、主働領域においても高い抵抗性を示していた。一方、破壊時には補強材表面の摩擦力が働かなくなり、現行設計法と同程度の値となった。また、最大ひずみの位置やすべり面も現行設計法によくあっていた。すなわち、現設計法では、裏込め土のひずみ状態が大きい塑性状態を対象に設計を行っているが、安定時を設計対象とした検討をしておらず、この点で過大設計となっている。

4.5 壁面変位と補強材長の相互関係

(1) 有効な補強材長

補強材長が壁変位に及ぼす影響について調べるために、図4-18に示すD-1、D-2、D-3の三つの実験を行った。これらの実験における壁面変位量を遠心加速度30gの場合について比較した結果を図4-19に示す。補強材長が短くなりL/H=0.75から0.5になると変位形状は変わらずに変位量が増加した。また、補強材の抵抗域の長さを一定にして経済的な設計をするという考えから深さ方向に補強材長を短くした実験D-3では、変位モードは平行となり変位量も増加するという結果が得られた。すなわち、

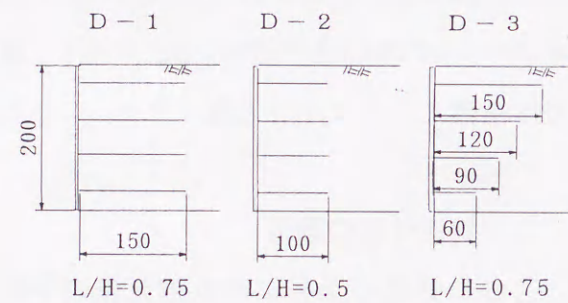


図4-18 補強材の長さの実験条件

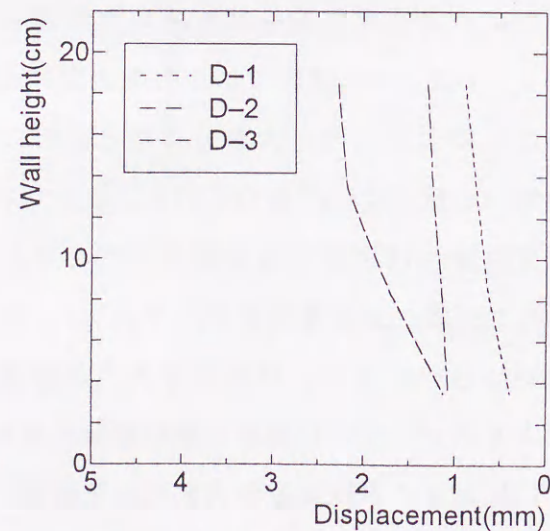


図4-19 壁面材の水平変位

補強材長は補強土擁壁の壁面材の変位を抑制しており、壁面下部の補強材も重要な働きをしていることが確認できた。

(2) 設計法との比較

前述の土木研究センターによる補強土(テール材)壁工法設計・施工マニュアル¹⁶⁾では補強材長Lは式(4-6)と式(4-7)で決定している。

$$L = L_0 + L_1 \quad (4-6)$$

強材間隔が比較的広く補強効果が低いため、最大ひずみの位置がBack-Wedge法にも近い結果が得られたものと考えられる。安定時の補強材の最大ひずみは、破壊時の補強材の最大ひずみより壁面に近い位置で発生しており、設計での抵抗域の補強材長が長くなることを示し、現設計法は安全側で設計していることとなる。

$$L_0 = F_s \cdot T / 2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot f \quad (4-7)$$

ここに、 L_0 : 抵抗領域内の長さ、 L_1 : 主働領域内の長さ、 F_s : 安全率、 T : 補強材の張力、 σ_v : 鉛直応力、 b : 補強材の幅、 f : 見かけの摩擦係数

L_1 は鉛直応力が大きい壁面下方で小さくなる。あるいは、補強材の最小長さを上段付近では $0.7H_a$ (H_a : 仮想壁高) 下段付近では $0.4H_a$ という制限を設けている。したがって、壁面下方の補強材は短くてよいことになる。しかしながら、遠心模型実験からも明らかのように壁面下方の補強材が、壁面材の変位制御に大きく寄与しており、裏込め土のひずみレベルを小さくおさえ安定時を保つ上からも、壁面下方の補強材の長さを短くせずに、深さ方向に一定の長さにすることが望ましいと考える。

4.6 まとめ

補強土擁壁の遠心力模型実験で、壁変位、補強材の張力、壁面土圧、補強材と土の間の摩擦力の関係を調べた結果、次に示すことが明らかとなった。

- (1) 遠心力模型実験による壁面変位は、擁壁の上部ほど大きく、下端を中心とした回転と平行移動が合成された形であり、各変位計の位置で1/200~1/100程度の相対変位量でほぼ同時に塑性平衡状態に達していることがわかった。
- (2) 補強土擁壁に作用する土圧は、安定時には主働土圧の理論値および遠心模型実験による主働土圧の計測値よりも小さく、破壊時には主働土圧以上の土圧が作用することが明らかとなった。
- (3) 補強土擁壁の補強材に発生するひずみは安定時には壁面近くで大きいことが明らかとなった。このことから安定時には現設計法^{1,6)}でいう抵抗域が広いことがわかる。
- (4) 破壊時に観察された最大ひずみの発生位置は現設計法で用いられている Coherent gravity 法やTie back-Wedge法のすべり面の位置とほぼ一致していた。また、実験により観察されたすべり面もこれらの方法とほぼ一致した。
- (5) 安定時の補強材の張力と壁面土圧を比較すると、張力が壁面土圧より大きい。両者の差は、補強材表面に働く摩擦力と考えられる。破壊時の補強材の張力と壁面土圧を比較した結果、補強材の張力は壁面土圧とほぼ同程度の値となり、破壊時には主働領域で補強材表面の摩擦力が働かなくなることがわかった。
- (6) 補強材長は補強土擁壁の壁面材の変位を抑制しているという点で重要な働きをしている。とくに壁面下方の補強材が張力を広い範囲で分担しており、壁面材の変位制御にも大きく寄与している。このことから、裏込め土のひずみレベルを小さくおさえ安定を保つには、壁面材下方の補強材の長さを短くせず、高さ方向に一定の長さにすることが望ましい。
- (7) 壁面土圧と補強材張力の関係より、補強土擁壁は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待でき安定しているが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより主働領域の摩擦力が小さくなり不安定となることが明らかとなった。

参考文献

- 1) Rowe, R.K. and Ho, S.K.: A review of the behavior of reinforced soil walls, Keynote Lecture, Proc. Of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 2, pp. 801-830, 1992.
- 2) 龍岡文夫: 補強土擁壁の過去・現在・将来 -メカニズムからの一考-, 基礎工, Vol. 19,

pp. 818, 1991.

- 3) Wu, J.T.H.: Predicting performance of the Denver Walls Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 320, 1992.
- 4) Wu, J.T.H., Xiaopei, Qi., Nelson, Ch., Ksouri, I., Helway, M.B. and Huang, C.C.: Comparison of predictions for the Denver Walls, Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 43-60, 1992.
- 5) Bolton, M.D. and Pang, P.L.R.: Collapse limit states of reinforced earth retaining walls, Geotechnique 32, No. 4, pp. 349-367, 1982.
- 6) Yoo, N.J., Ko, H-Y.: Centrifuge modeling of reinforced earth retaining walls, Centrifuge 91., Ko(ed.), Vol. 13, pp. 325-332, 1991.
- 7) Smith, I.M. and Segrestin, P.: Inextensible reinforcements versus extensible ties-FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 425-430, 1992.
- 8) Sakajo, S., Chai, J.C., Nishikawa, K. and Takai, T.: Performance of a steel strip reinforced wall, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 491-496, 1996.
- 9) Yogarajah, I. and Saad, M.A.: Development of horizontal earth pressure and behavior of single and multi segmented walls, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 553-558, 1996.
- 10) Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi, K.: Full-scale failure experiment of geotextile - reinforced soil walls with different facings, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 525-530, 1996.
- 11) 松澤宏: 土圧計の作動特性と検定について, 土と基礎, 30-7, pp. 71-76, 1982.
- 12) 松澤宏, 石井恒久: 土中土圧計四種の作動に関する研究, 土木学会論文報告集, 第203号, pp. 29-44, 1972.
- 13) 桂 豊, 内山伸: 砂地盤中の水平応力(遠心場での応力値校正), 第30回土質工学研究発表会, pp. 647-648, 1995.
- 14) 藤田亀太郎, 最上武雄監訳: 土中応力の実測, コーケリベルの土質力学, pp. 148-149, 1975.

- 15) 土質調査法改訂編集委員会：土質調査法，pp.508~511，土質工学会，1985.
- 16) 土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル，pp.63-191，1988.
- 17) Murry, R.T. : Discussion in the paper, Reinforced earth-research and practice, Ground Engineering, Vol.13, No.4.
- 18) 河邑眞，佐野圭介：補強土擁壁の変形挙動と補強材の張力の関連，第24回土質学研究発表会，pp.1521-1522，1989.
- 19) 龍岡文夫：ジオンセック補強土擁壁工法の特徴・歴史・将来展望，基礎工，Vol.24, pp.2-11，1996.

第5章 水平補強材挿入による水平土圧軽減に関する有限要素解析

5.1 概説

第4章で行った遠心力模型実験結果より、補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を調べたところ、補強土擁壁の壁面変位により裏込め地盤のヒズミが増大するにつれ主働域の補強材の摩擦力が減少して壁面土圧が増加してゆき、破壊に至ることが明確となった。

本章では、遠心力模型実験で用いた補強土擁壁を解析モデルとして裏込め地盤のヒズミレベルに着目して有限要素解析を行い、このような関係が成り立つかを検証した。これまでに行われた補強土擁壁に関する有限要素解析で遠心模型実験をシミュレートしたのものには、Ho¹⁾らの研究があり、補強材が伸張性のジオグリッドとジオテキスタイルの場合の解析を行っている。また、Sharma²⁾らの解析では、柔らかい粘土上の補強盛土の遠心力模型実験をシミュレートしている。両解析とも実験とよい一致がみられたと述べているが、裏込め土とヒズミレベルにより、補強材と土圧の経時的な変化については言及されていない。一方、補強土擁壁に関する有限要素解析には、現場実験をシミュレートしたもの^{3),4),5),6)}、施工過程をシミュレートしたもの⁷⁾、補強材についてのパラメトリクスタディー⁸⁾、解析法の検討^{9),10),11)}などがみられるが、壁面土圧と補強材の相互関係についてそのひずみレベルとの関係は明確にされていない。

本解析では、補強土擁壁の裏込め地盤のヒズミレベルに着目して壁面土圧と張力の関係について第4章の遠心力模型実験に用いた補強土擁壁を解析モデルとして、有限要素解析を行った。解析では、壁面材と裏込め土、補強材と裏込め土、および容器底面と土の不連続面をジョイント要素で考慮し、遠心力の载荷過程を重力を1g毎に物体力としてステップ载荷することにより考慮した解析を行い、前述したように補強土擁壁の壁面土圧と補強材の張力の関係を明確にした。

5.2 有限要素解析

5.2.1 解析モデル

2次元の有限要素解析の基本的原理や解析方法については、3章で詳述したので、本章

では、解析方法については3章との相違点についての説明を加える。

(1) 解析モデルに対する検討

解析モデルを決めるにあたり以下の項目について検討を加えた。

- 1) 壁面材——四角形要素、梁要素
- 2) 補強材——四角形要素、棒要素
- 3) 物体力のステップ载荷における刻み幅の影響
- 4) 非線形解析の収束のための繰り返し回数
- 5) ジョイント要素の有無の影響

以上の項目について、壁面の変位モード、壁面土圧補強材張力について検討した結果、遠心力模型実験における遠心力の载荷をより適格に再現できることから壁面要素、補強材要素とも四角形要素を用いた。

(2) 解析に用いた有限要素モデル

補強土擁壁の遠心力模型実験と同じ寸法のモデルに対して解析を行った。解析モデルを図5-1に示す。要素は四辺形の4節点要素を用いた。補強材と壁面材は弾性とし、地盤は弾塑性とし構成則は図5-2に示すようにドラッカー・プラガーの完全弾塑性構成則を用い、塑性軟化を考慮した。破壊基準を規定する構成式を(5-1)式に示す。

$$f = -\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad (5-1)$$

パラメーター α および κ は三軸圧縮試験による強度定数 C 、 ϕ より(5-2)式で求まる。

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3(3 - \sin \phi)}} \quad , \quad \kappa = \frac{6C \cos \phi}{\sqrt{3(3 - \sin \phi)}} \quad (5-2)$$

また、 I_1 は応力不変量で、 J_2 は偏差応力の不変量である。

解析は、二次元平面ひずみ問題と仮定したため補強材の挿入率 $15\text{mm}/150\text{mm}=1/10$ より、補強材の剛性を $1/10$ とした。荷重は、物体力を $1g$ 、 $2g$ 、 $3g$ 、----- $50g$ と $1g$ 毎にステップ载荷した。したがって、 $1g$ の物体力载荷時の応力および変位が初期応力と初期変位に相当する。解析に用いた補強土擁壁の材料定数を表5-1に示す。この材料定数は、遠心力模型実験と同密度の供試体による三軸圧縮試験結果による値である。

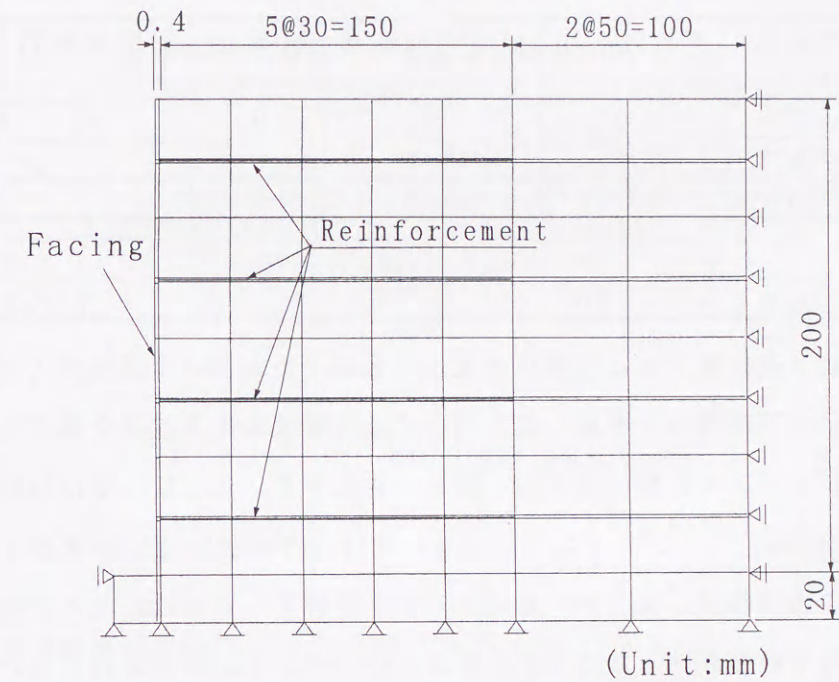


図5-1 有限要素解析メッシュ

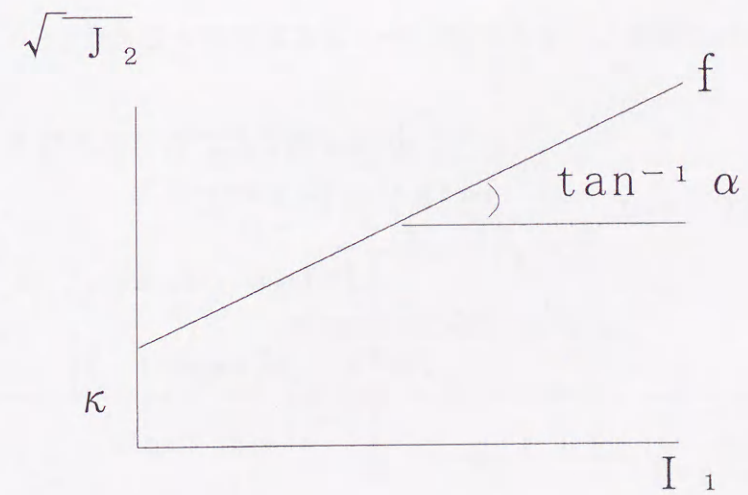


図5-2 ドラッカー・プラガーの降伏基準

表 5-1 材料定数

	弾性係数 E(kPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	塑性軟化 係数 A
裏込土	19600	0.3	15.5	0	35	0.7
補強材	6889400	0.345	26.36	-	-	-
壁面材	6889400	0.345	26.36	-	-	-

(3) ジョイント要素

補強土擁壁の不連続面である壁面材と土、補強材と土および容器底面と土の間にジョイント要素を用いて不連続性を考慮した。ジョイント要素の挿入状況を図 5-3 に示す。解析に用いたジョイント要素の構成則を図 5-4 に示す。せん断強度はPattonの双一次関数に従うものを用い^{1,2)}、ジョイント面のせん断強度が降伏強度に達するまでは、破壊角は $\phi + \phi$ でその後は降伏によりダイレイタンスが終了し ϕ のみになると考えた。ジョイント要素の材料定数を表 5-2 に示す。なお、ジョイント要素の定数については、逆解析的な考え方にに基づき、計算の初期のステップで遠心力模型実験の変位量および変位モードを再現できることを確認し、その値を用いた。なお、本解析では、遠心力模型実験をシミュレートするために、ジョイント要素の剛性はあらかじめ予備計算により、要素が降伏した時点で、補強材ではすべりが生じるが壁面材と土との間の接触条件は保たれるという条件を満たす様に、要素が降伏した時点で、図 5-5 に示すように壁面の K_n を 10^5 kPa に補強材の K_s を 5×10^4 kPaに変更し、せん断剛性率と垂直剛性率を定めた。

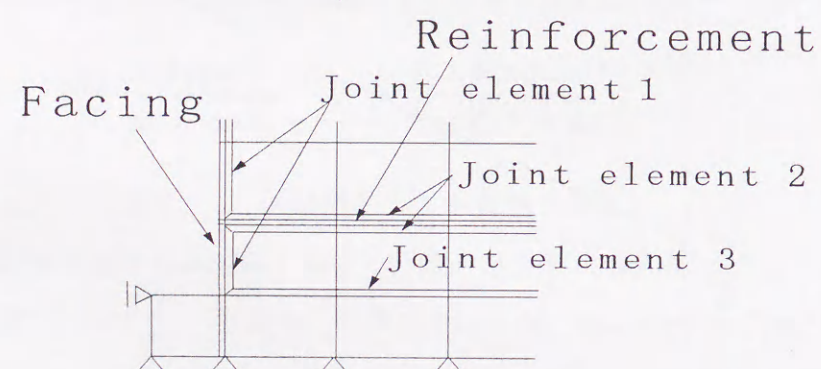


図 5-3 ジョイント要素の挿入状況

表 5-2 ジョイント要素の材料定数

	せん断剛性率 K_s (kPa)	垂直剛性率 K_n (kPa)	ジョイントの 摩擦角 ϕ (°)	ダイレイタン シー角 ψ (°)
壁面と土	10^5	10^4	10	10
補強材と土	10^5	10^5	10	10
壁底面と土	10^6	10^6	10	10

ここに

- K_s : せん断剛性率 (kPa)
- K_n : 垂直剛性率 (kPa)
- ϕ : ジョイント表面の摩擦角
- ψ : ダイレイタンス角

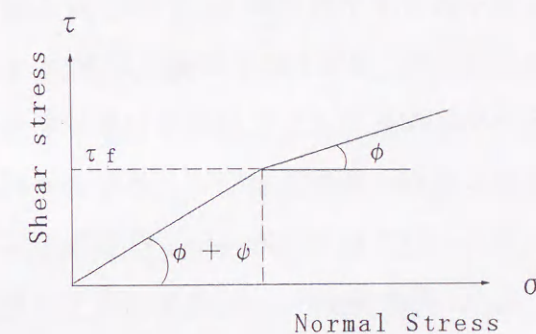


図 5-4 ジョイント要素の摩擦特性

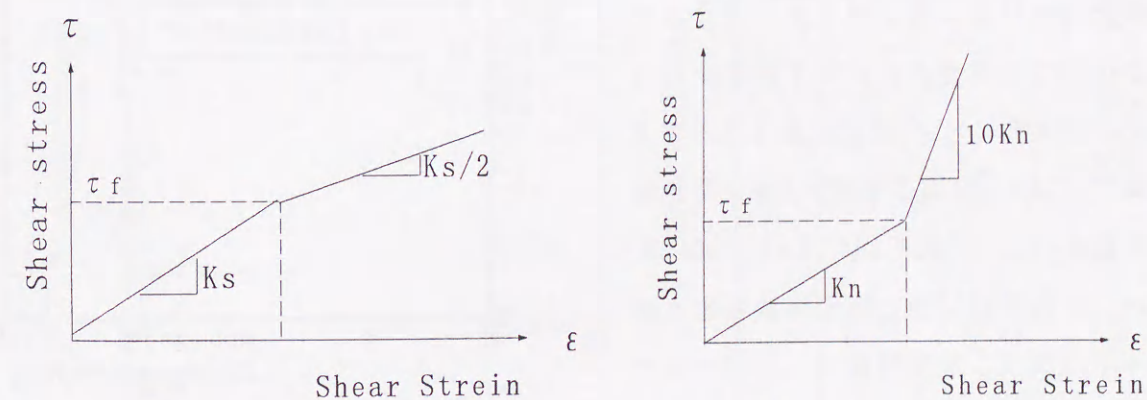


図 5-5 ジョイント要素の剛性の変化

5.3 解析結果

5.3.1 壁面変位

図5-6はFEM解析による壁変位の形状を壁高に対して示したものである。壁変位は遠心加速度と共に増加しており、壁変位様式は壁面中央付近で壁変位が大きな状態を保ったまま平行移動している。この特性は坂上ら⁵⁾の現場計測と同様である。

テールアルメのように補強材の剛性が高い鋼材の補強土擁壁工法では、水平土圧が低い盛土上部で水平方向のひずみが生じにくいいため、設計においては壁面上部では静止土圧が、また、下部では主動土圧が作用すると考えている^{1,3)}。この作用土圧と壁面変位の相互関係を考えると、壁面の動きは上部固定で下端が外側に変位していることが予測される。この予測された変位形態と本実験における変位形状と少し異なっており、上部でも水平方向のひずみが少しみられた。破壊前(50g)の壁変位量は底面および壁頂で1.3mm、壁面中央で2.6mmであり相対変位量 δ/H は、それぞれ1/150と1/80程度である。この値は、遠心模型実験結果と変形モードは異なるが変位量は、ほぼ一致する。図5-7は、遠心加速度30g場に相当するFEM解析結果と遠心力模型実験結果を比較したものである。FEM解析では、補強材なしの場合、補強材にジョイント要素を考慮した場合とジョイント要素を考慮しない場合について比較した。補強材がない場合は変

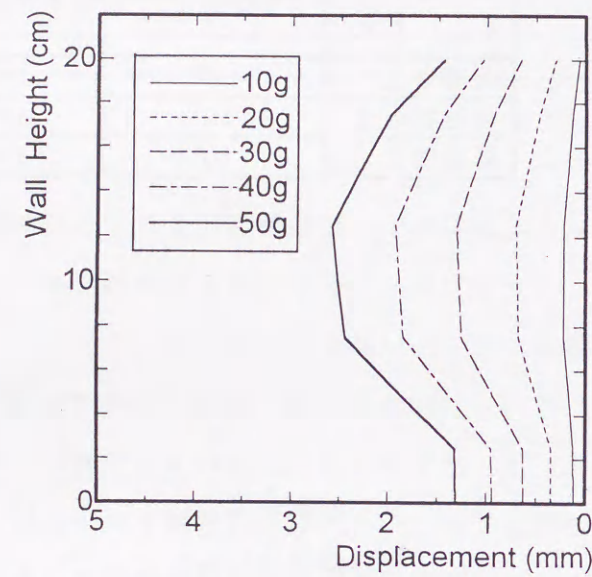


図5-6 壁面変位

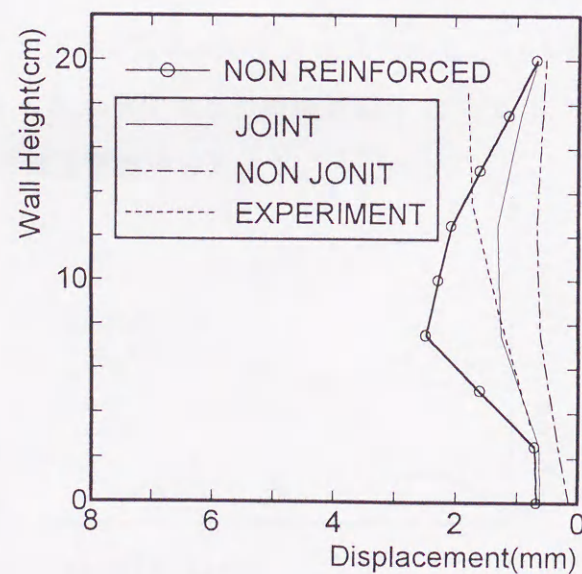


図5-7 壁面変位の比較

形が最も大きく壁面中央より少し下部で変形が最大となっている。ジョイント要素を考慮していない場合の変形は、ジョイント要素を考慮した場合の半分程度となっている。ジョイント要素を考慮した場合は、遠心力模型実験と壁面中央以下でよくあっているが、上部では小さくなっている。これは、解析による沈下状況を調べたところ補強土塊とその後部での不等沈下がみられ、この不等沈下による補強土塊の引張り込みの影響と考えられる。

5.3.2 壁面土圧

補強土擁壁工法の壁面材に作用する土圧の直接計測は難しいため、一般には補強材の張力を求めて、水平土圧は張力に等価であるとしている。しかしながら、Murray^{1,4)}の報告にもあるように、等価水平土圧と実際の土圧は一致しない。本解析では、壁面土圧は、遠心模型実験でも計測したように、壁面と土との接触面に作用する水平応力であることから、ジョイント要素の水平応力として壁面土圧を求めた。水平土圧の分布図を図5-8に示す。水平土圧は、遠心加速度と共に増加傾向はみられるが、壁面上部で小さく壁面下部で大きくなっている。また、補強材の位置との関係について着目すると、補強材のすぐ下では小さく、離れると大きくなっている。

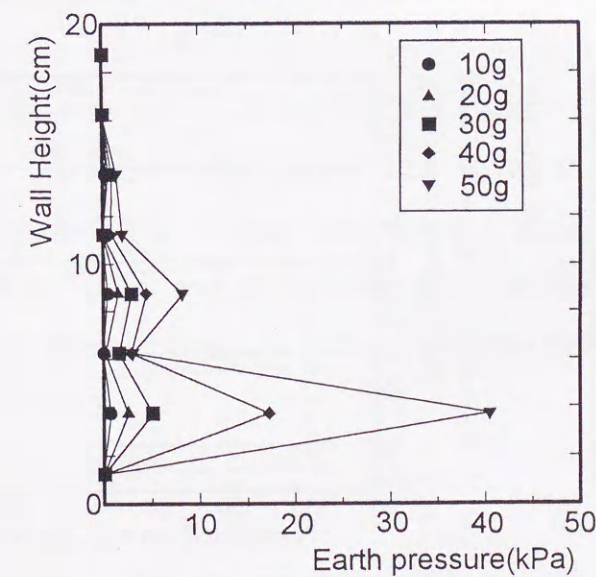


図5-8 水平土圧分布

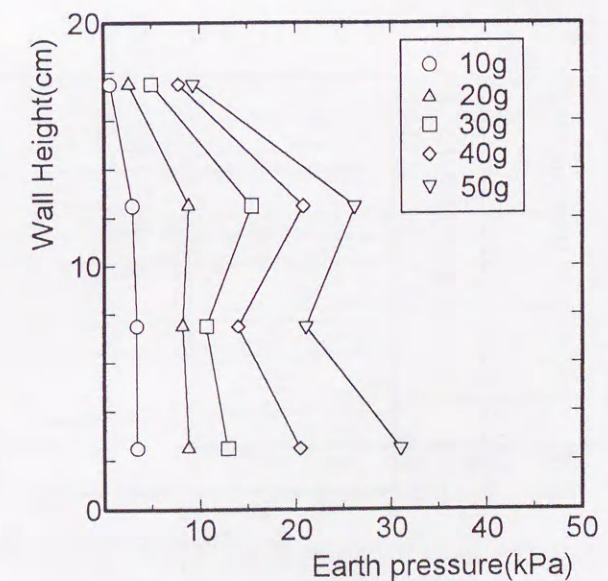


図5-9 補強材の張力分布

5. 3. 3 補強材の張力分布

壁面材の変位が小さく裏込め土が安定した状態から破壊前までの補強材の引張り応力分布図を図5-9に示す。補強材の張力は遠心加速度の増加とともに増加している。補強材の張力は壁面の変形と密接な関係があり、壁面上部では壁変位が小さく補強材張力は小さいが、壁面中部では変形により補強材表面に摩擦力が働き補強材に張力が発揮される。一方、壁面下部では図5-8に示すように大きな土圧が作用し、その抵抗力として補強材張力が大きくなっている。

5. 3. 4 壁面材表面の摩擦角と遠心加速度

本研究では、張力は壁面近傍を問題としているので、摩擦力も壁面近傍として壁面材から3cmの位置で求めた。補強材表面の摩擦角と遠心加速度の関係を図5-10に示す。図中のUpperは表面を示し、Lowerは裏面を示す。補強材表面の摩擦角(δ)は、補強材と土との間のジョイント要素に働く垂直応力 σ とせん断応力 τ より、 $\delta = \tan^{-1}(\tau/\sigma)$ で求めた値である。補強材表面の摩擦角は、最上部の補強材以外の補強材において、遠心加速度の増加により少し上昇したのち低下する。とくに壁面変位の大きな壁面材中央部の補強材裏面で著しく低下している。すなわち、遠心加速度の増加により壁変位が増大し、補強土擁壁のひずみレベルが増大することにより補強材表面に作用する摩擦力が減少してゆることがわかる。

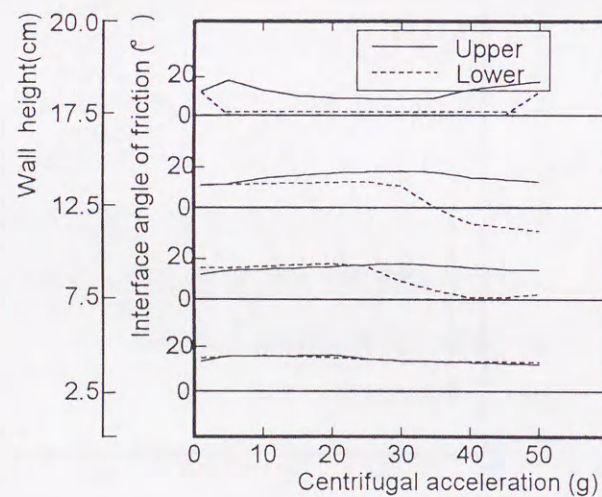


図5-10 補強材の摩擦角

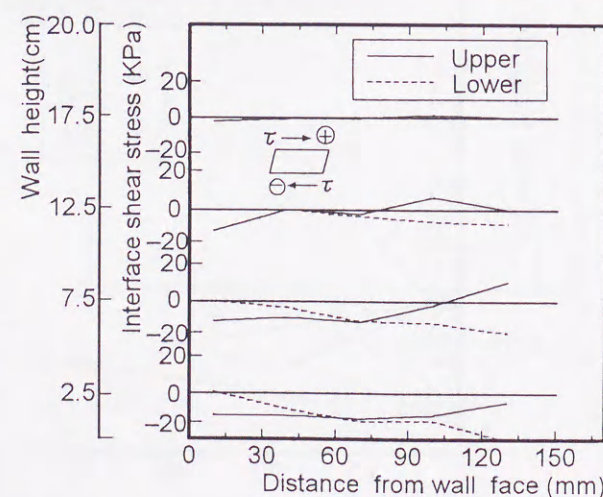


図5-11 土と補強材のせん断応力

5. 3. 5 補強材表面のせん断応力分布

壁面材の変位が小さく裏込め土が安定した状態と考えられる場合の補強材表面のせん断応力分布図(30g)を図5-11に示す。上部の補強材には殆どせん断応力が働かず、底部では負のせん断応力が働いており補強材表面では、壁面材から離れると引張り側に作用しており、せん断応力の向きが変わり主働領域と抵抗領域的に働いている。壁面上部では、壁変位および補強土塊後部での不等沈下により、補強土塊の引張り込みによりせん断応力が相殺されて小さくなっていると考えられる。

5. 3. 6 補強材の引張り力分布

(1) 安定時

図5-12は、壁変位が小さく水平土圧の小さい安定時(30g)における解析値と、遠心力模型実験により測定された補強材の張力分布を各補強材ごとに示したものである。壁面上部では張力は全体的に小さく、壁面近くで大きく壁面材から離れるに従って小さくなっている。また、壁面中央以下では、補強材のひずみの範囲が後方まで広がっており、補強材全体に張力が働いている。補強材の最大ひずみが発生する位置は、壁面から少し離れており壁面では少し減少している。遠心模型実験との比較では、補強材上部ではほぼ一致しているが、全体的に解析値が大きく、最大張力位置は解析値の方が壁面から離れている。

(2) 破壊時

図5-13は、破壊時における補強材のひずみ分布を示したものである。図中には現設計法としてよく用いられているCoherent Gravity法とTie Back-Wedge法によるすべり面

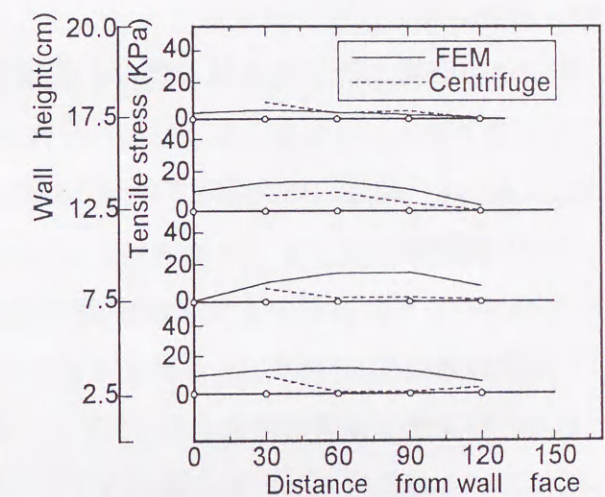


図5-12 補強材の張力分布(30g)

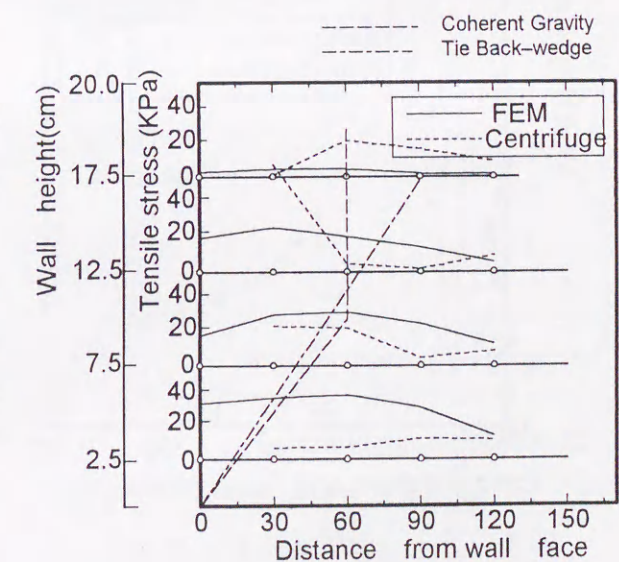


図5-13 補強材の張力分布(破壊時)

も示した。ここで、破壊時とは破壊直前の50gの時点を言う。

最大ひずみを結ぶ線と2つの設計法のすべり線を比べてみるとCoherent Gravity法により近い結果が得られている。これらのすべり面は裏込め土の水平ヒズミの発生と関係しており¹⁶⁾ Coherent Gravity法は補強材の剛性が高い場合の近似法であり、Tie Back-Wedge法はジオテキスタイルの様に補強材の剛性の低い場合に用いられる近似法である。今回の実験では剛性の高い補強材を対象としおり前者の方法に近い結果が得られた。

5. 4 壁面土圧と補強材の張力との相互関係

5. 4. 1 裏込め地盤のひずみレベルによる比較

(1) 安定時

図5-14は、壁面より3cmの位置の補強材の張力と壁面土圧のFEM解析結果と遠心力模型実験結果を30gの遠心力場で比較したものである。補強材張力は解析値が少し大きいものの解析値と実験値はよく合っている。壁面土圧と補強材張力の差としては、3cm区間における補強材表面に働く摩擦力が大きな部分を占めると考えられる。これは、壁変位

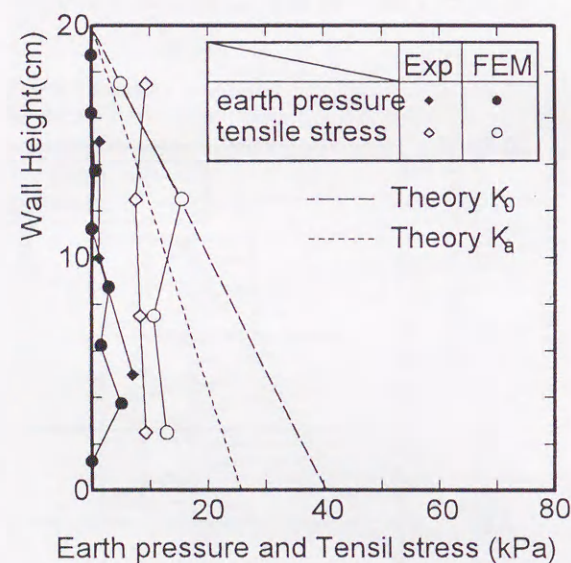


図5-14 土圧と張力 (30g)

により補強材の周りの土がせん断変形を起こし発揮される力であり、河邑ら¹⁶⁾の二次元弾塑性FEM解析でも確認されている(第4章の図4-14参照)。

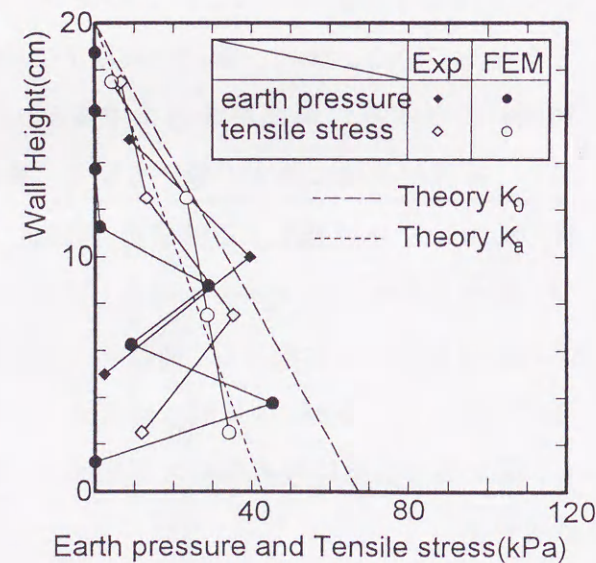


図5-15 土圧と張力 (破壊時)

(2) 破壊時

図5-15は破壊時の補強材の張力と壁面土圧を比較したものである。補強材張力の解析値は遠心力模型実験にほぼあっているが、壁面土圧は解析値が壁面上部で小さく重心が下方に下がっている。この図より、補強材の張力は壁面土圧に近づいており破壊時には主働領域で補強材表面の摩擦力が働かなくなることがわかる。

5. 4. 2 壁変位との関係

遠心加速度の上昇に伴う壁変位の平均値の変化に対する補強材の張力および壁面土圧合力の変化を図5-16に示す。横軸には解析により作用させた遠心加速度の大きさを付記している。解析と実験の初期値の相違は、実験では模型セット後壁面材の支え箱を除くことによる変位で土圧は0に近くなるがこれにより補強材に張力が多少働くことによると考える。また、遠心力模型実験結果も示す。解析および実験とも遠心加速度が上がることで土圧が大きくなると同時に主働側への壁の変位が生じている。壁変位が小さい安定時には補強材張力が壁面土圧より大きく、この両者の差が補強材の摩擦力に相当する。この差は壁変位の初期においては増加するが壁変位が大きくなり破壊に近づくに従いその差は小さくなり、破壊時には補強材の張力と壁面土圧合力は近づいており、主働領域で補強材に作用する摩擦力が小さくなっている。このことは、「補強土擁壁工の利点を発揮するには、盛土を建設中にはなるべく柔らかく、完成後はなるべく剛にする」という龍岡らの考え¹⁷⁾と関連している。すなわち、図5-16の関係は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待できるが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより、補強土擁壁が不安定となることを意味している。

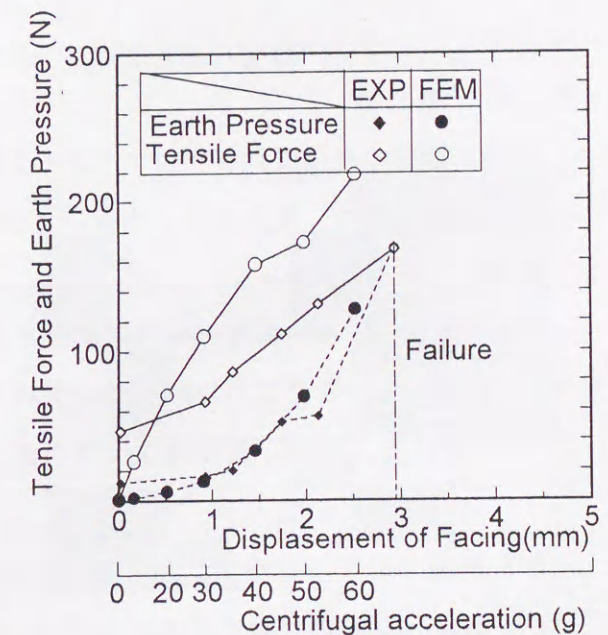


図5-16 壁面材の変位に対する土圧と張力

5.4.3 設計値との比較

本解析で明らかになったように、補強土擁壁の安定時には補強材の張力は、現行設計法で用いられている主働土圧値より小さく、破壊時には補強材表面の摩擦力が働かなくなり、現行設計法とほぼ同程度の値となった。また、最大張力の位置も現行設計法にほぼあっていた。すなわち、現設計法では、裏込め土のひずみ状態が大きい塑性状態を対象に設計を行っているので、安定時の挙動とは整合しない。

5.5 破壊領域

補強材を有しない擁壁と補強土擁壁について、裏込め地盤のひずみが小さな安定時と裏込め地盤のひずみが大きくなった破壊前の地盤内の安全率分布をそれぞれ図5-17と図5-18に示す。補強材のない擁壁の場合は壁面底部から塑性領域が広がってゆき破壊領域や安全率の低い領域がほぼRankinの塑性領域に対応している。一方、補強土擁壁では、補強土塊の背面で塑性領域が広がった後、壁面底部から上部に破壊領域が広がり、急激に広範囲で破壊領域が広がることわかった。

5.6 まとめ

補強土擁壁の有限要素解析により遠心力模型実験と同モデルについて解析を行い、壁変位、補強材の張力、壁面土圧、補強材と土の間の摩擦力の関係を調べた結果、次に示すことが明らかとなった。

- (1) 壁面変位は、擁壁の中央部で大きな分布形状を保ちながら平行移動していた。各変位計の位置で、1/80~1/150程度の相対変位量でほぼ同時に塑性平衡状態に達していた。また、変位様式は遠心模型実験と壁面上部で異なっていたが変位量は同程度であった。
- (2) 補強土擁壁に作用する土圧は、安定時には主働土圧の理論値および計測値よりも小さく、破壊時には主働土圧程度の土圧が作用することが明らかとなった。土圧は壁底面近くで大きな値を示していた。
- (3) 補強土擁壁の補強材に発生する張力は安定時には壁面近くで大きく、壁面上部では壁面から離れるに従い小さくなる。また、壁面下方ではひずみが補強材の広い範囲で生じていることが明らかとなった。

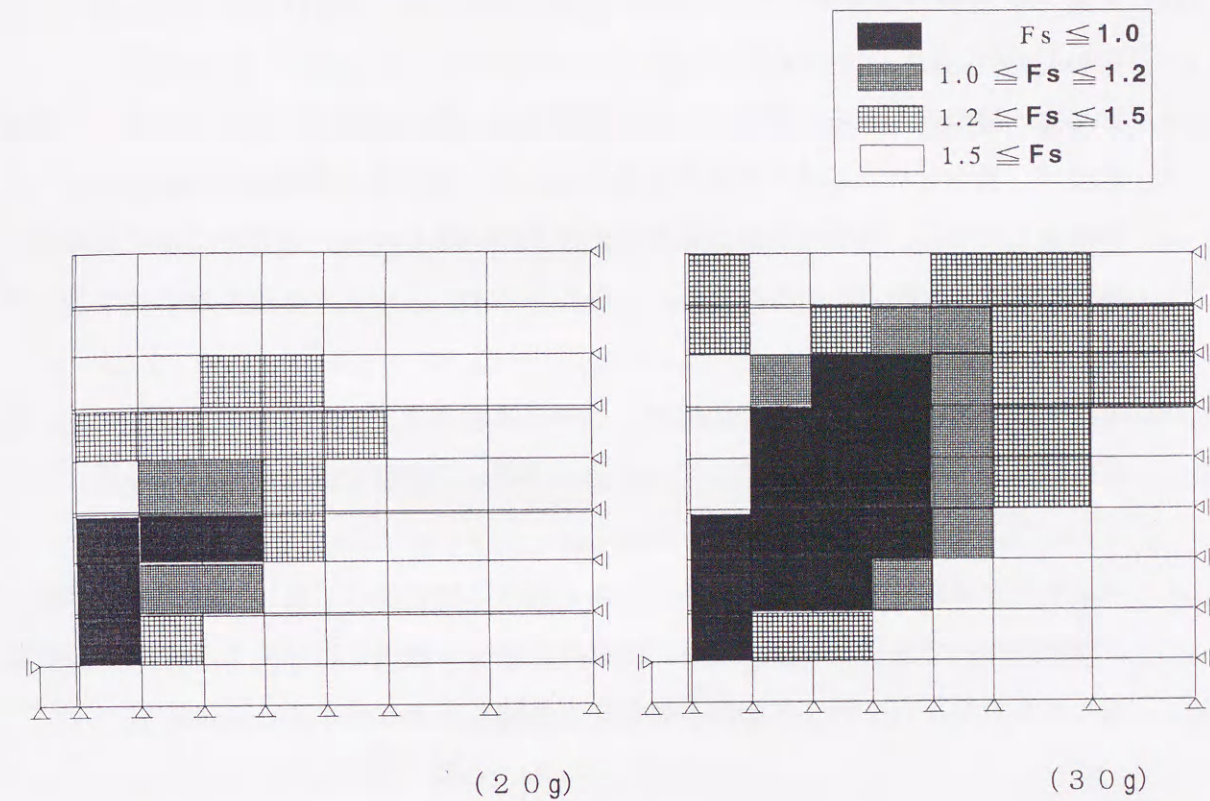


図5-17 安全率分布 (補強材のない場合)

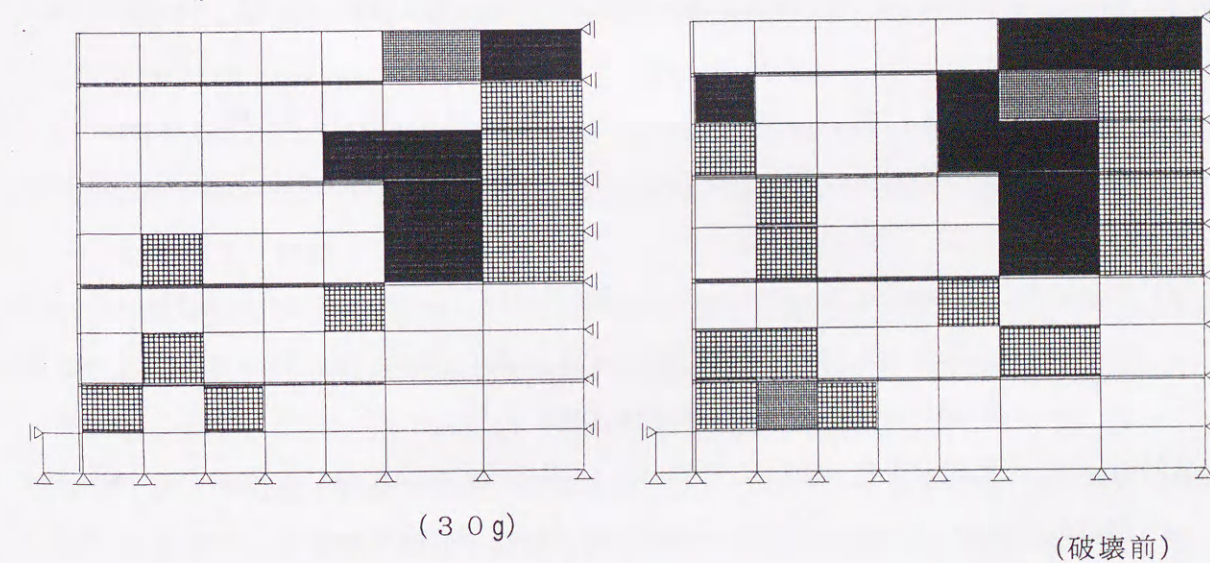


図5-18 安全率分布 (補強材のある場合)

- (4) 破壊時に観察された最大張力の発生位置は現設計法で用いられている Coherent Gravity法の最大張力の位置とほぼ一致していた。
- (5) 安定時の補強材の張力と壁面土圧を比較すると、張力が壁面土圧より大きい。両者の差は、補強材表面に働く摩擦力と考えられる。破壊時の補強材の張力と壁面土圧を比較した結果、補強材の張力は壁面土圧に近い値となり、破壊時には主働領域で補強材表面の摩擦力が小さくなることがわかった。このことは遠心模型実験でも確認された。
- (6) 補強土擁壁の破壊領域の進行状況は、補強土塊の背面で塑性領域が広がった後、壁面底部から上部に破壊領域が広がった後、急激に広範囲で破壊領域が広がることわかった。
- (7) 壁面土圧と補強材張力の関係より、補強土擁壁は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待でき安定しているが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより主働領域の摩擦力が小さくなり不安定となることが明らかとなった。

参考文献

- 1) Ho, S.K. and Rowe, R.K. : Predicted Behavior of Two Centrifugal Model Soil Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.120, No.10, pp.1845-1873, 1994.
- 2) Sharma, J.S. and Bolton, M.D. : Finite Element Analysis of Centrifuge Tests on Reinforced Embankments on Soft Clay: *Computers and Geotechnics*, Vol.19, No.1, pp.1-22, 1996.
- 3) Nagao, A., Kitamura, T. and Mizutani, J. : Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis, *Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp.329-334, 1988.
- 4) Arav, R., Villard, P. and J.P.Goure : Mechanism of reinforcement from two field trials, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.303-308, 1996.
- 5) Sakajo, S., Chai, J.C., Nishikawa, K. and Takai, T. : Performance of a steel strip reinforced wall, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1,

pp.491-496, 1996.

- 6) Nakane, A., Takai, M., Yokota, M. and Miyatake, H. : FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.433-438, 1996.
- 7) Cardoso, A.S. and Lopes M.L. : The influence of the construction method on the behavior of geosynthetic reinforced walls A numerical study, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.351-355, 1996.
- 8) Ogisako, E., Ochiai, H., Hayashi, S. and Sakai, A. : FEM analysis of polymer grid reinforced-soil retaining walls and its application to the design method, *Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp.329-334, 1988.
- 9) Kaliakin, V.N. and Xi, F. : Modeling of interfaces in finite element analysis of geosynthetically reinforced walls, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.351-356, 1992.
- 10) San, K.C. and Matsui, T. : Application of finite element system to reinforced soils, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.403-408, 1992.
- 11) Smith, I.M. and Segrestin, P. : Inextensible reinforcements versus extensible ties-FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.425-430, 1992.
- 12) R.E.グッドマン: 不連続性岩盤の地質工学, 赤井浩一, 川本・万, 大西有三 共訳, 森北出版, 1982.
- 13) 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル, pp.63-191, 1988.
- 14) Murry, R.T. : Discussion in the paper, Reinforced earth - research and practice, *Ground Engineering*, Vol.13, No.4, pp.17-27, 1980.
- 15) 土質工学会編: 補強土工法(土質基礎工学ライブラリー29) pp.169-270, 1989.
- 16) 河邑眞, 佐野圭介: 補強土擁壁の変形挙動と補強材の張力の関連, 第24回土質工学研究発表会, pp.1521-1522, 1989.
- 17) 龍岡文夫 : ジョソセック補強土擁壁工法の特徴・歴史・将来展望, *基礎工*, Vol.24, pp.2-11, 1996.

第6章 補強土擁壁の壁面変位と補強材量の関係に関する考察

6.1 概説

補強土擁壁の合理的な設計を行うには、壁面変位量とそれに伴う補強材張力や土圧等の関係を明確にする必要がある。第4章の遠心模型実験¹⁾や第5章のそのシミュレイト解析²⁾により、補強土擁壁の安定を保つには裏込め土のひずみレベルを抑える必要があることを明確にした。本章では、剛性の高い補強材を有する補強土擁壁の壁変位に対して、現場計測による結果も含めて検討して許容壁変位量について提案した後、既存の実物大構造物モデルを対象に2次元FEM解析を行って自重による壁変位量と最適な補強材量の関係について述べた。

現在の補強土擁壁の実用的設計法は、極限釣り合い安定解析法で行われており土の変形を計算できないため、実際に発揮されるであろう補強材張力の推定や補強材剛性等の評価が合理的にできていない。実務では、これらの値を想定して安全側の設計をすることで変形が大きくなるのを防いでいる。したがって、現設計法では安全側となりすぎる場合が多く、実現象と対応していないものと考えられており、現場計測や研究結果でも報告されている^{3), 4), 5), 6)}。このような問題に対して著者らは遠心力模型実験およびFEM解析を行い補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を調べたところ、補強土擁壁の壁面変位により裏込め地盤のひずみが増大するにつれて、主働域の補強材の摩擦力が減少して壁面土圧が増加してゆき、破壊に至ることが明確となった。すなわち補強土擁壁を安定状態に保つには裏込め土のひずみレベルをある値以下に小さく抑える必要があると考えられる。そのためには壁変位量を設計パラメータとして規定する必要があり、そうすることにより、合理的に補強材量を定めることができると考える。

これまでに行われた補強土擁壁に関する有限要素解析で補強土擁壁に関する研究としては、現場実験をシミュレイトしたもの^{7), 8), 9)}、施工過程をシミュレイトしたもの¹⁰⁾、補強材についてのパラメトリクススタディー¹¹⁾、解析法の検討¹²⁾などがみられるが、壁変位と補強材量の関係については必ずしも明確にされていない。なお、壁変位量に関する記述のある文献については6.2節で述べる。

本章では、遠心力模型実験、FEM解析および現場計測結果をもとに、補強材の剛性が高い(非延性の)補強土擁壁に対して許容壁変位量の提案を行った。つぎに、既存形式の実物大構造物モデルを対象に2次元FEM解析を行って、施工終了時における自重による許容壁変位量と合理的な補強材量の関係を調べた。すなわち、許容壁変位量に基づく補強土擁壁の新しい設計法を提示した。

6.2 剛な補強材をもつ補強土擁壁の許容壁変位量

補強土擁壁における壁高と壁変位量の関係について遠心力模型実験とそのFEM解析によるシミュレイト結果を図6-1に示す。また、他の文献による現場計測結果や解析結果も図中にプロットし、その条件を表6-1に示し研究内容を以下に概説する。Yoo¹³⁾らは、補強土擁壁に対して遠心力模型実験により破壊テストを行い壁面材の厚さを変えて破壊に至るまでの壁面変位を求めている。また、Boltonら¹⁴⁾は、補強材や壁面材の条件をかえて破壊実験を行い、破壊時の壁変位量はH/60程度で、最も大きかった場合でH/30程度と報告している。Christopher¹⁵⁾らは、壁高6mの実物大実験、FEM解析や遠心力模型実験などから施工終了時に予測される壁面変位をもとめる図を提案している。その図はL/H(L:補強材長、H:壁高)の値から δ_R を求め補強材が非延性と延性の場合の最大変位量 δ_{max} を(6-1)、(6-2)式より推定するものである。

$$\text{非延性} \quad \delta_{max} = \delta_R \cdot H/250 \quad (6-1)$$

$$\text{延性} \quad \delta_{max} = \delta_R \cdot H/75 \quad (6-2)$$

図中には、L/H=0.75の場合の $\delta_R=0.9$ より(6-1)式で求めた値を示す。坂上ら¹⁶⁾は補強土塊内は砂礫土で、その他はロームと排水層で盛った場合についての変形を計測し、FEM解析でシミュレイトしている。Raylound¹⁷⁾らは、擁壁部が20~30m盛土部を含めると約40mにも及ぶ補強土壁の設計施工を行い施工時と施工後の変形を計測している。山上ら¹⁸⁾も全壁高38mの3段の補強土壁に対して、FEM解析による逆解析により現場施工コントロールしながら各段階での壁変位量を求めている。また、小川¹⁹⁾は、112現

場で完成後のテールアルメ壁面において、壁面変位と盛土材の関係を計測し、裏込め材が礫、砂、まさ土の場合細粒土含有量が15%以下であれば、壁面勾配の平均値が-0.46~0.61%であったと報告している。本研究の裏込め土も砂質土を対象としており図中には壁面勾配の最大値0.61%を示す。I. M. Smith²⁰⁾は3次元FEM解析により、Rowe²¹⁾やKaliakin²²⁾らは2次元FEM解析により壁変位量を求めている。また、図中には6.3節で行ったモデル1の解析結果も示す。一般的に現場計測結果が解析結果より変位量が大きい。

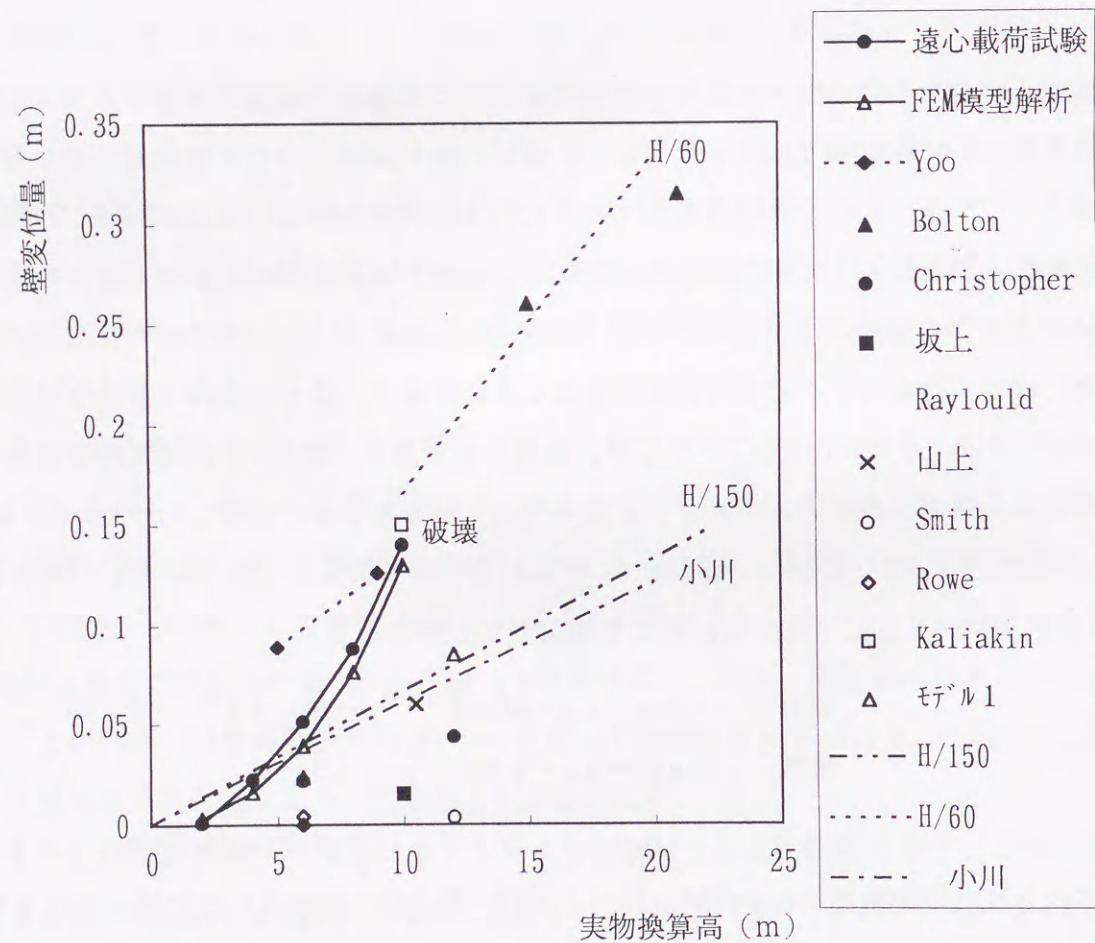


図6-1 壁高と壁変位の関係

表6-1 壁変位に関する既往の研究結果

	壁高 H(m)	補強材長 L(m)	補強材間隔 h(m)	最大壁変位 δ_{max} (m)	概要
Yoo	5, 9	2.5, 4.5	0.75, 1.5	0.089, 0.12 6	遠心模型実験
Bolton	10~24	5~12	1~2.5	0.16~0.4	遠心模型実験
Christfer	6	4.5	-	0.0216	実験と解析
Raylould	20	25	-	0.12	現場計測
坂上	12	10	0.75	0.015	現場計測と解析
山上	10.5	-	-	0.06	現場計測と解析
小川	2~18	-	-	-	現場計測
I. M. Smith	7.5	6	0.75	0.0035	FEM解析
Rowe	6	-	-	0.003	FEM解析
Kaliakin	10	7	1	0.15	FEM解析

注) 遠心模型実験は破壊時の実物換算高さ

図6-1の遠心力模型実験とそのシミュレート解析結果は破壊時までを検討しており、その他は施工時及び施工終了時の値である。補強土擁壁の裏込め土のヒズミレベルを小さく抑え安定を保つには、壁変位量を破壊時の値より小さく施工終了時の値を限度とする必要がある。破壊時の値はほぼH/60で代表され、安全率を2.5とするとH/150となる。この値は小川の112現場の計測値より少し大きく、他の計測結果もほぼこの範囲におさまっていることから許容壁変位量として妥当であると考えられる。

6.3 二次元モデルによる最適補強材量の検討

既存の補強土擁壁の形式をもつ実物大モデルを対象に二次元FEM解析を行って、6.2節の許容壁変位量をもとに壁変位量と補強材量の関係を調べた。

6.3.1 解析方法

(1) 解析メッシュ

FEM解析に用いた基準となる解析モデルの解析メッシュを図6-2に示す。解析は実

物大のモデルの自重応力に対して非線形解析を行った。補強材と壁面材は弾性とし、地盤は弾塑性とし構成則はドラッカー・プラグガーの完全弾塑性構成則を用いた。二次元平面ひずみ解析のため奥行き方向の補強材の挿入率=実断面積/版状断面積 (0.1m/1m=1/10) より、補強材の剛性を1/10とした。また、壁面材は実物では、分割したパネル状のものであるのに対して、解析では連続体としていることから全体の曲げ剛性を考慮して厚さおよび材料定数を1/10とした。なお、実物の補強土擁壁として、壁面材はコンクリート、裏込め土は砂質土、補強材はアルミを仮定している。補強材は通常鋼を用いることが多いが、アルミの補強材も存在すること、遠心模型実験と同じ寸法比で解析モデルが作成でき比較が可能なこと、補強材の剛性の影響は小さいこと (図6-5参照) などからアルミの材料定数を用いた。解析に用いた材料定数を表6-2に示す。

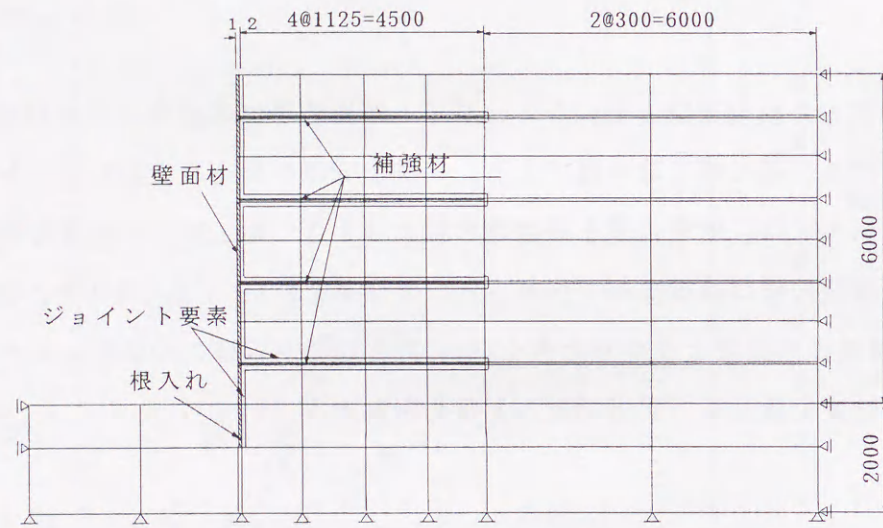


図6-2 解析メッシュ

表6-2 材料定数

	弾性係数 E (kPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C (kPa)	内部摩擦角 ϕ (°)
裏込土	19600	0.3	15.5	0	35
補強材	7030000	0.345	26.36	—	—
壁面材	2170000	0.2	23.5	—	—

(2) ジョイント要素

ジョイント要素の挿入状況は図6-2に示すように、補強土擁壁の不連続面である壁面材と土、補強材と土の間にジョイント要素を用いて不連続性を考慮した。解析に用いたジョイント要素のせん断特性を図6-3に示す。せん断応力はPattonの双一次関数に従うものを用いた²³⁾。ジョイント要素の材料定数を表6-3に示す。なお、 τ_f はせん断面の一軸圧縮強度であり、遠心模型実験の破壊時の容器中央の主働土圧より推定した値を用いた。

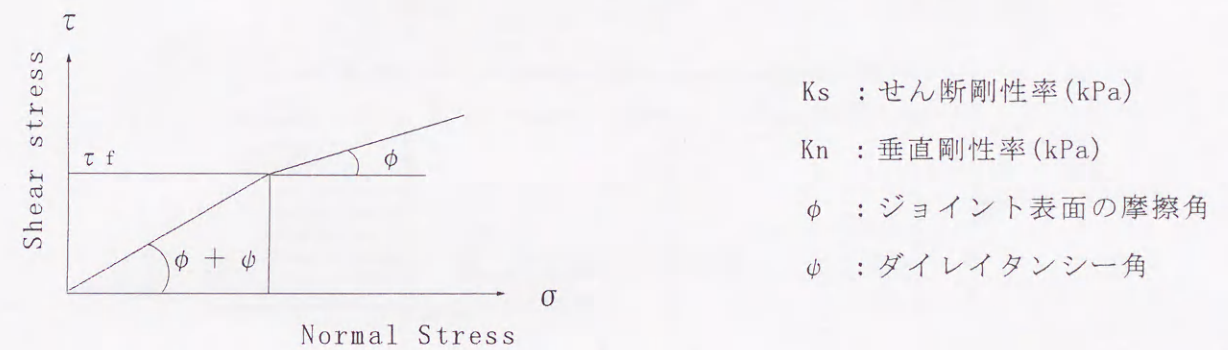


図6-3 ジョイント要素のせん断特性

表6-3 ジョイント要素の材料定数

	せん断剛性率 Ks (kPa)	垂直剛性率 Kn (kPa)	ジョイントの 摩擦角 φ (°)	ダイレイタン シー角 ψ (°)
壁面と土	100000	10000	10	10
補強材と土	100000	100000	10	10

(3) 解析ケース

6.2節で求めた許容壁変位量に対して最適な補強材量および壁変位量と土圧や補強材張力の関係を検討するため図6-4に示す6種類のモデルに対して解析を行った。モデル0は補強材なしの場合であり、モデル1を基準として補強材長 (L) を変えた場合がモデル2とモデル3であり、補強材間隔 (h) を変えた場合がモデル4とモデル5である。壁高は、それぞれについて6mと12mで解析した。

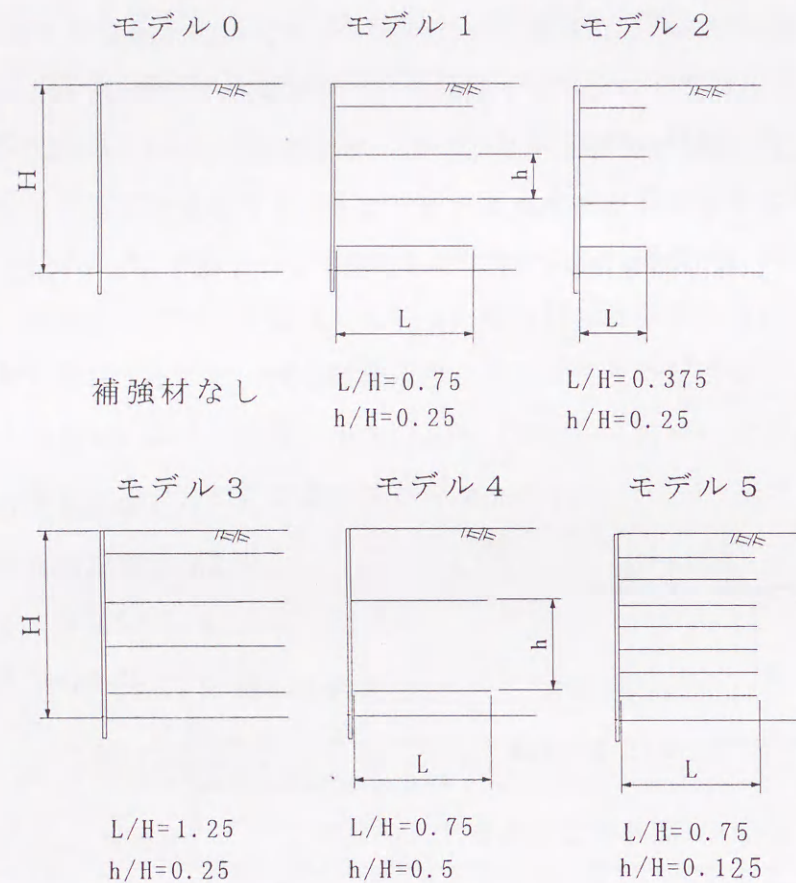


図6-4 補強材量検討のための解析モデル

6.3.2 材料特性と壁面変位量の関係

図6-5はモデル1を基準に材料定数をパラメータとして解析した場合の壁変位を壁高に対して示したものである。補強材のない場合(モデル0)が壁変位が最も大きく、土の変形係数が小さい場合も壁変位量は大きい。補強材の剛性の影響は比較的小さく、また、壁面材の剛性を下げて土と同じにすると変形は大きくなり、龍岡ら⁴⁾が述べているように壁面材の役割も重要であることがわかる。

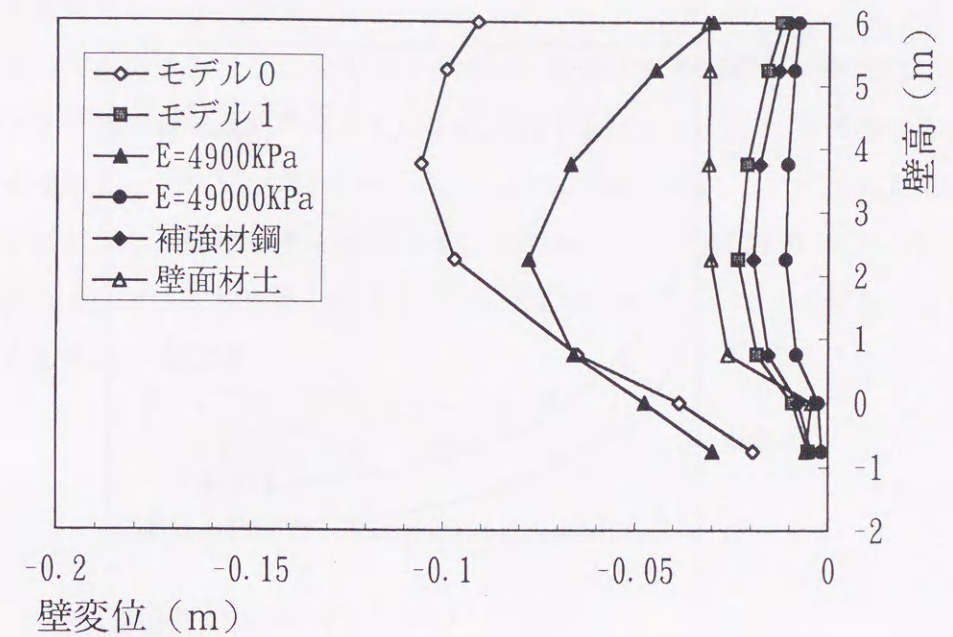


図6-5 壁変位の材料定数による影響

6.3.3 補強材量と壁変位量の関係

(1) 補強材長と壁変位量

補強材長と壁変位量の関係を図6-6に示す。6.2節で求めた許容壁変位量内に抑えるためには、 $h/H=0.25$ の場合、 $H=6m$ で $L/H=0.375$ 以上、 $H=12m$ で $L/H=0.75$ より長くする必要がある。モデル2 ($L/H=0.375$)のように補強材長が短くても補強材がない場合と比較すると非常に壁変位を抑制する効果があることがわかる。

(2) 補強材間隔と壁変位量

補強材間隔と壁変位量の関係を図6-7に示す。6.2節で求めた許容壁変位量内に壁変位量を抑えるには、 $L/H=0.75$ の場合、 $H=6m$ で $h/H=0.5$ 以上、 $H=12m$ で $h/H=0.125$ 以上に密に設置する必要があることがわかる。また、たとえば壁高6mの場合はモデル5 ($h/H=0.125$)のように補強材量のある程度以上多くしても効果があまり見られず、 $h/H=0.25$ が最適であることがわかる。

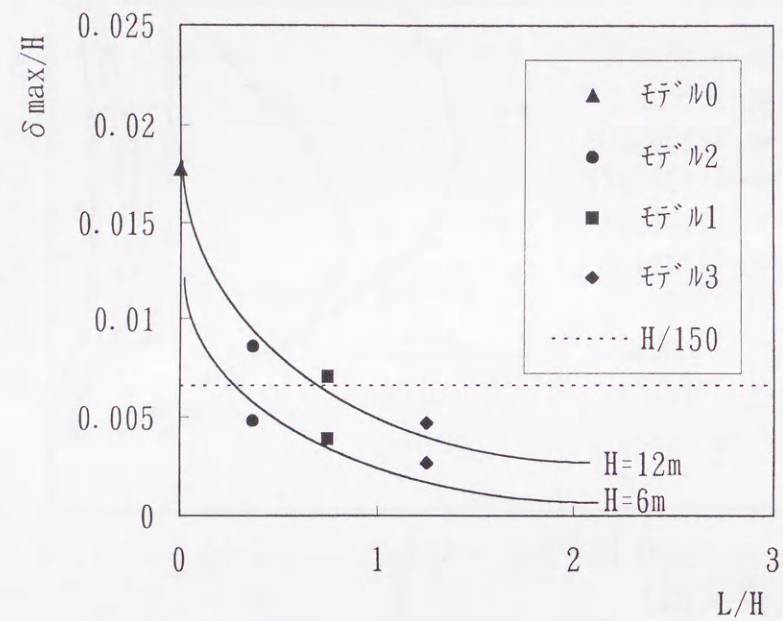


図 6-6 補強材長と壁変位の関係 (h/H=0.25)

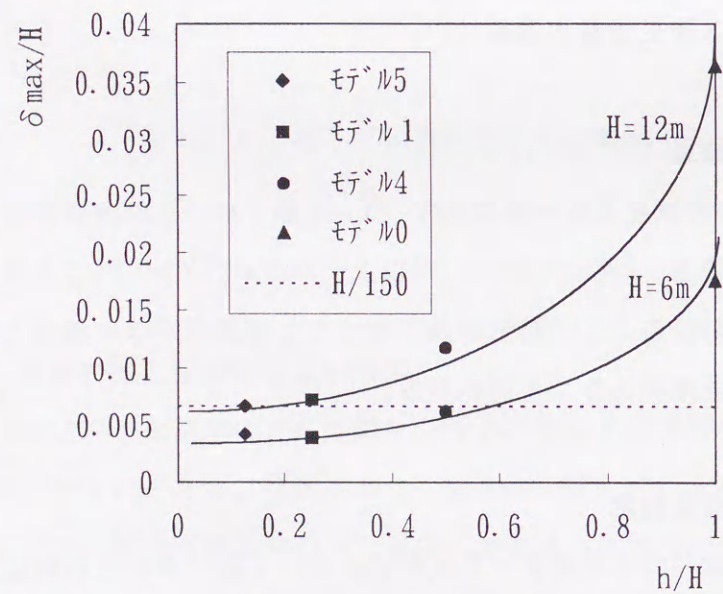


図 6-7 補強材間隔と壁変位の関係 (L/H=0.75)

6.3.4 壁変位量と土圧の関係

図 6-8 に各モデルの壁面変位の分布図を示す。この図より補強材長が壁変位に及ぼす影響が大きいこと、補強材間隔をモデル 4 (h/H=0.5) のように広くすると補強材のない箇所
で変位が大きくなること、モデル 5 (h/H=0.125) のように密度を密にしすぎても効果は向上
しなくなることがわかる。図 6-9 にモデル 1、モデル 2、モデル 4 の水平応力分布を示
す。また、図中には Jaky による静止土圧 (6-3) 式の値と Rankine による主動土圧の (6
-4) 式の値も示す。

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot H \quad (6-3)$$

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (6-4)$$

ここに、 $K_0 = 1 - \sin\phi$ 、 $K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$

γ : 土の単位体積重量 (KN/m³)、H : 壁高 (m)

ϕ : 土の内部摩擦角

応力は壁面近傍の要素の要素中央で求めている。モデル 1 では設計でも仮定されている
ように、壁面上部で静止土圧程度の値で下部で主動土圧程度に減少していることがわかる。
モデル 2 では、壁変位量が大きいため水平応力が少し減少している。また、モデル 4 では、

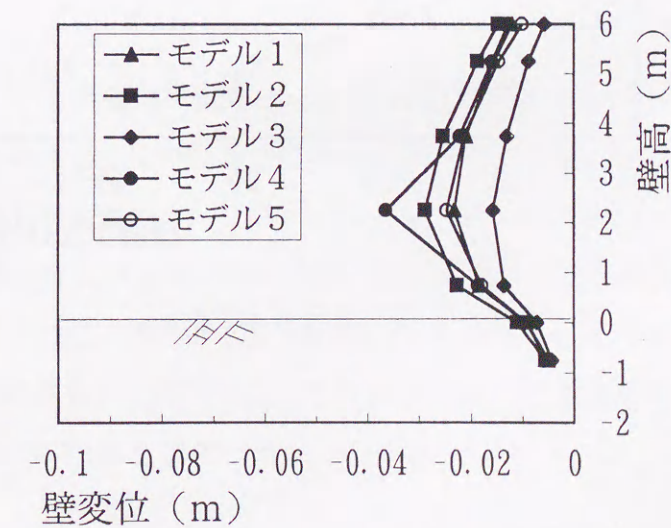


図 6-8 各モデルの壁変位

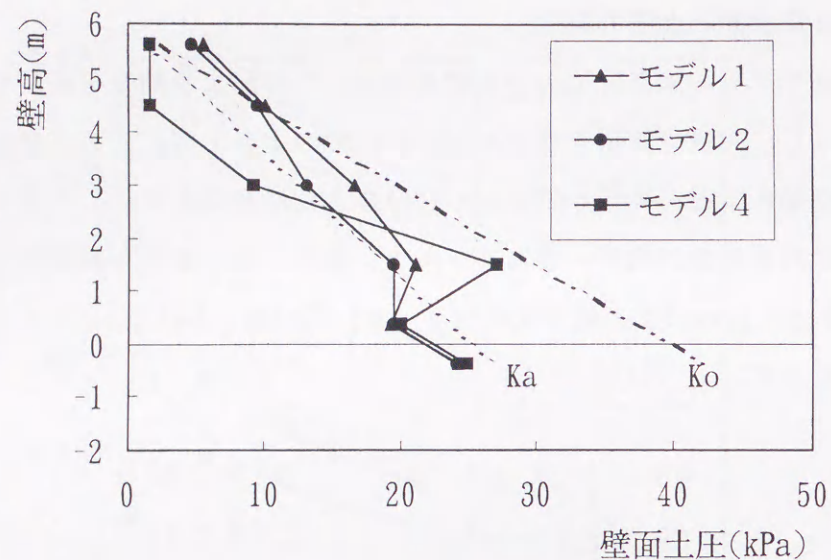


図6-9 壁面の水平応力

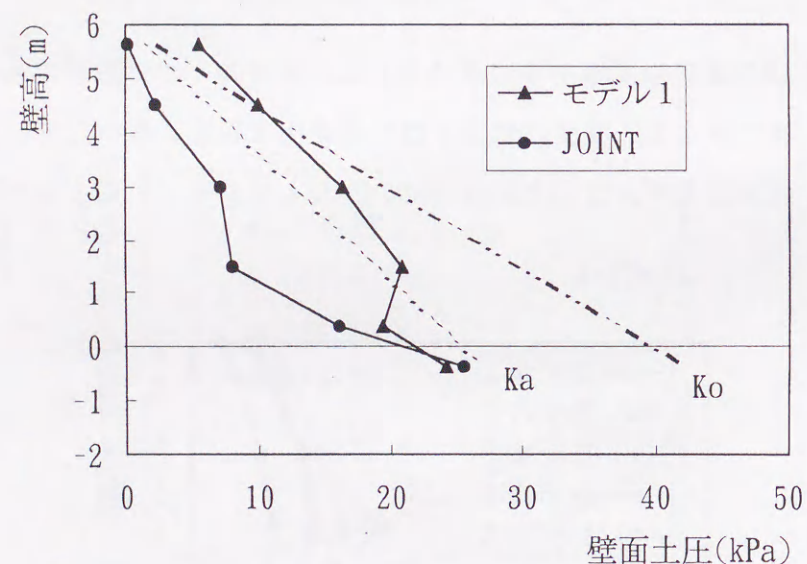


図6-10 壁面の水平応力

補強材のない箇所で変位が大きくなっているが根入れ部は殆ど変形しないため根入れ部付近で大きな応力が働いていることがわかる。図6-10はモデル1における壁面近傍要素

の中央のジョイント内で求めた応力を比較したものである。土と補強材の接触面であるジョイント内の応力は、主働土圧よりも小さくなっていることがわかる。このことから実際の壁面での土圧は、現設計等^{2,4)}で用いている値よりも小さな値であることが推定できる。

6.3.5 補強材に働く張力分布

図6-11、図6-12、図6-13にモデル1、モデル2、モデル4の張力分布を示す。ただし、この値は一本の補強材が受け持つ壁面材面積当たりの応力で、等価水平土圧に相当するものであり、(6-5)式で各補強材の張力を求めて(6-6)式を用いて求めたものである。

$$T = A \sigma \quad (6-5)$$

$$\sigma_h = T / A_H \quad (6-6)$$

ここに、 σ : 補強材の引張応力 (kPa)

T : 補強材に作用する張力 (N)

A : 補強材の断面積

$$(6 \times 10^{-3} \text{ m} \times 1 \text{ m} = 6 \times 10^{-3} \text{ m}^2)$$

σ_h : 1本の補強材が受け持つ等価水平土圧 (kPa)

A_H : 1.5 m^2 (擁壁の面積) / (補強材の本数)

モデル4では、1本の補強材がモデル1の2倍の面積を受け持っているが張力はモデル1と同程度であることから補強材の受け持つ壁面材の面積に限度があることがわかる。また、モデル2でも張力が小さい。遠心模型実験やそのシミュレート解析では壁変位量が大きくなると補強材張力が大きくなったが、モデル2のように補強材長が短い場合は張力が有効に働かなくなることがわかる。補強土(テールアルメ)壁面工設計・施工マニュアル^{2,4)}では、補強材がある一定長さ以上土中に埋設されて摩擦効果が得られるとして最小長さを定めているが、これを裏付ける結果である。

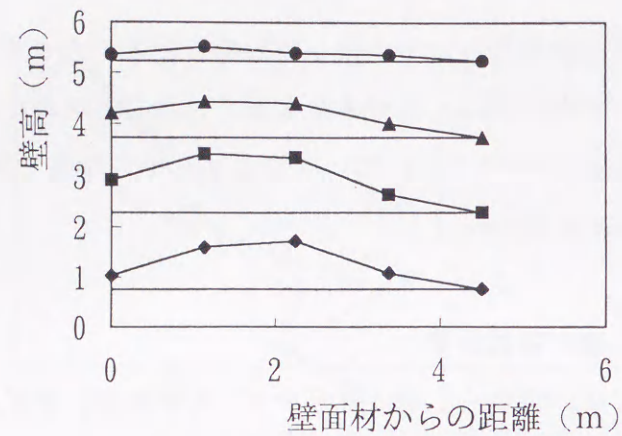


図6-11 補強材の張力分布 (モデル1)

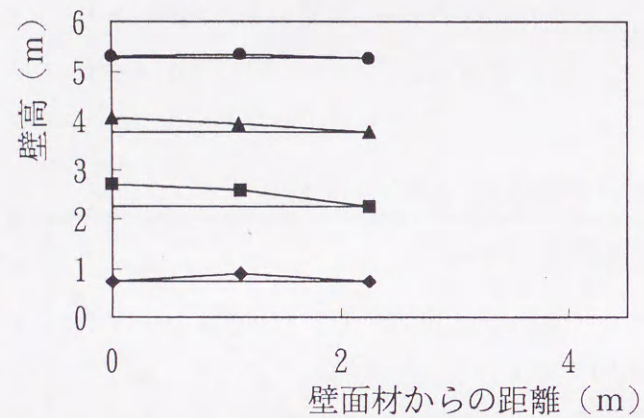


図6-12 補強材の張力分布 (モデル2)

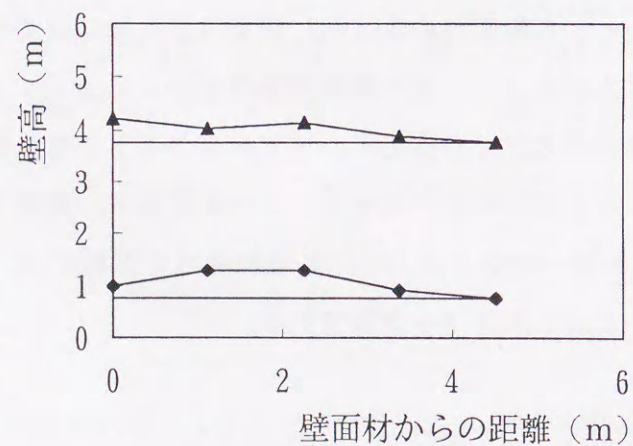


図6-13 補強材の張力分布 (モデル4)

6. 4. まとめ

壁変位量に関する既往の研究成果の考察、既存のタイプの補強土擁壁の実物大モデルを対象に壁変位量と補強材量の関係を調べた2次元FEM解析および立体的構造に対する3次元FEM解析より以下のことが明らかとなった。

- (1) 補強土擁壁の施工終了時の許容壁変位量を遠心模型実験、そのシミュレート解析、および文献調査をもとに判定するとH/150程度が適当であると考えられる。
- (2) 許容壁変位量に対する補強材長と鉛直方向の補強間隔の図表から最適な補強材量を求めることができる。また、補強材間隔よりも補強材長が壁変位に及ぼす影響が大きいことなどがわかった。
- (3) 水平応力分布を壁面近傍の要素の要素中央で求めると、現設計^{2,4)}で仮定されているように壁面上部で静止土圧程度で下部で主動土圧程度に減少する。しかし、土と補強材の接触面であるジョイント内の応力はこの値より小さいことから、実際の壁面での土圧は現設計等で用いている値よりも小さな値であることが推定できる。
- (4) 補強材に働く張力は、補強材が受け持つ壁面材の面積に限度があり補強材間隔を広げても大きくならない。また、補強材が短すぎると補強材間隔が同じでも張力は減少し有効に働かない。

参考文献

- 1) 河邑 眞, 岡林 宏二郎 : 補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する遠心力模型実験, 土木学会論文集, 印刷中
- 2) 河邑 眞, 岡林 宏二郎 : 補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する有限要素解析, 土木学会論文集, 掲載決定
- 3) Rowe, R. K. and Ho, S. K. : A review of the behavior of reinforced soil walls, Keynote Lecture, Proc. Of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 2, pp. 801-830, 1992.
- 4) 龍岡文夫 : 補強土擁壁の過去・現在・将来 -メカニズムからの一考-, 基礎工, Vol. 19, pp. 818, 1991.
- 5) Wu, J. T. H. : Predicting performance of the Denver Walls Geosynthetic- Rein-

forced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 320, 1992.

- 6) Wu, J.T.H., Xiaopei, Qi., Nelson, Ch., Ksouri, I., Helway, M.B. and Huang, C.C. : Comparison of predictions for the Denver Walls, Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 43-60, 1992.
- 7) Nagao, A., Kitamura, T. and Mizutani, J. : Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis, Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, pp. 329-334, 1988.
- 8) Aray, R., Villard, P. and J.P. Gourc : Mechanism of reinforcement from two field trials, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 303-8, 1996.
- 9) Nakane, A., Takai, M., Yokota, M. and Miyatake, H. : FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 433-438, 1996.
- 10) Cardoso, A.S. and Lopes M.L. : The influence of the construction method on the behavior of geosynthetic reinforced walls A numerical study, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 351-355, 1996.
- 11) Ogisako, E., Ochiai, H., Hayashi, S. and Sakai, A. : FEM analysis of polymer grid reinforced-soil retaining walls and its application to the design method, Int. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, pp. 329-334, 1988.
- 12) San, K.C. and Matsui, T. : Application of finite element system to reinforced soils, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 403-408, 1992.
- 13) Yoo, N.J., Ko, H-Y. : Centrifuge modeling of reinforced earth retaining walls, Centrifuge 91., Ko(ed.), Vol. 13, pp. 325-332, 1991.
- 14) Bolton, M.D. and Pang, P.L.R. : Collapse limit states of reinforced earth retaining walls, Geotechnique 32, No. 4, pp. 349-367, 1982.
- 15) Boyle, S.R. and Holtz, R.D. : Prediction of reinforced soil retaining wall deformations : A review of two procedures, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 327-332, 1996.

- 16) Sakajo, S., Chai, J.C., Nishikawa, K. and Takai, T. : Performance of a steel strip reinforced wall, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 491-496, 1996.
- 17) Raybould, M.J., Hadley, D. and Boyd, M. : Design, construction and performance of a 40m high reinforced fill wall in Hong Kong Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 479-484, 1996.
- 18) Yamagami, T., Ueta, Y., Mori, K. and Yasutomi, H. : Design and construction control of a large embankment with reinforced earth walls Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 443-448, 1992.
- 19) 小川憲保: テールアルメ工法における盛土材と壁面変位の関係, 土木学会論文報告集, 第493号, pp. 119-125, 1994.6.
- 20) Smith, I.M. and Segrestin, P. : Inextensible reinforcements versus extensible ties-FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 425-430, 1992.
- 21) Rowe, R.K. and Ho, S.K. : Some insights into reinforced wall behavior based on finite element analysis Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 485-490, 1996.
- 22) Kaliakin, V.N. and Xi, F. : Modeling of interfaces in finite element analysis of geosynthetically reinforced walls. , Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 351-356, 1992.
- 23) R.E. グッドマン: 不連続性岩盤の地質工学, 赤井浩一, 川本眺万, 大西有三 共訳, 森北出版, 1982.
- 24) 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル, pp. 63-191, 1988.

第7章 立体モデルによる補強土擁壁の適用性に関する考察

7. 1 概説

前章までに、補強土擁壁のメカニズムの検討、補強土擁壁が安定を保つための許容壁変位量および補強材量（補強材間隔と補強材長）について、遠心力模型実験と二次元有限要素法を用いて検討を加えた。本章では、より合理的で経済的な構造の補強土擁壁を検討するために、補強土擁壁を立体構造としてモデル化し、三次元弾塑性有限要素法解析を行った。三次元解析を行った理由として、剛な補強材を有する補強土擁壁（テールアルメ工法など）で、その断面垂直方向に不連続である場合により正確な解析が行え、他の面状補強材を持つ構造などとも対等な立場で比較ができると考えられるからである。

前章でも述べたように、現在の補強土擁壁の実用的設計法は、極限釣り合い安定解析法で行われており土の変形を計算できないため、実際に発揮されるであろう補強材張力の推定や補強材剛性等の評価が合理的にできていない。実務では、これらの値を想定して安全側の設計をすることで変形が大きくなるのを防いでいるため、過大設計となっている^{1)・2)・3)・4)}。また、現在の段階では、補強土擁壁の変位・変形の予測を解析的に行うことは非常に難しく、多くの場合経験的に予測や観測施工などを行っている。しかしながら、補強土擁壁を重要構造物として使用する場合には直接変形を推定することが必要となる。その有効な手段として有限要素法があげられる。地盤工学に有限要素法を適用する場合は、載荷や掘削が行われる以前に存在している地盤内応力（初期応力）を考慮する必要があり、特に剛性が応力依存性である非線形解析の時には重要である。また、テールアルメなどの補強土擁壁は、補強材が鉛直および水平方向にいくらかの間隔を有して配置された三次元的問題であり、これまでは二次元解析が主流であったが二次元問題として解くには何らかの仮定が必要となるため三次元解析が好ましい。近年、大型計算機の発達に伴い三次元解析が主流となりつつあるが、計算時間やコスト等の問題は依然として残っており対象構造物として、トンネル・杭・斜面などが多く、補強土に関する三次元解析の報告は少ない⁵⁾。

これまでに行われた三次元有限要素解析で補強土擁壁に関する研究としては、Smithら⁶⁾の補強材の剛性（延性と非延性）の比較解析、島井原ら⁷⁾の鉄筋挿入工法の解析など見られ、著者らも三次元解析の精度の検討⁸⁾、プレポストの開発⁹⁾、模型実験のシミ

ュレーション¹⁰⁾など行っているが、解析が複雑であること、ジオテキスタイルなどの面状補強材等では二次元平面ヒズミ問題として扱えることなどからあまり行われていない。しかしながら、テールアルメのように補強材が不連続である場合、あるいは種々のタイプの補強土擁壁を対等に比較検討する場合などは、三次元解析を行う必要がある。

本研究では、補強材の剛性が高い（非延性の）実物大構造物の補強土擁壁モデルに対して三次元弾塑性FEM解析を行って、まず、初期応力の影響および二次元解析との比較による三次元効果の影響について調べた。つぎに、筆者らの提案による新しい形式であるいくつかの立体的な構造の補強土擁壁も含めて¹¹⁾、その適用性や経済性について検討を加えた。なお、本章の比較解析においては、補強土擁壁の変形や応力が、初期応力状態（施工終了後の自重による応力状態）の影響を大きく受けることを考慮して、初期応力時から載荷時へと連続して非線形解析を行った。

7. 2 解析方法

7. 2. 1 三次元弾塑性有限要素解析

解析の手順は、第3章の二次元有限要素解析と同様であるが、三次元解析のため用いた解析方法の基本事項について以下に簡単に説明する。

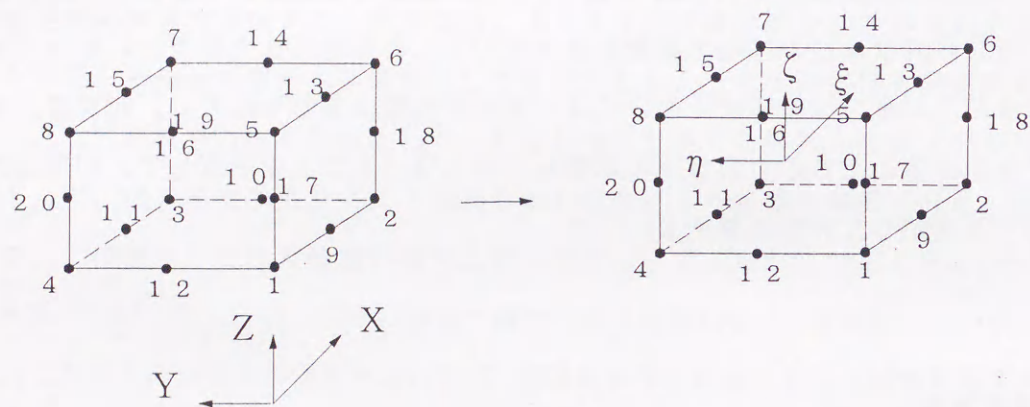
(1) 基礎方程式

基礎方程式については、第3章2節で記述した二次元有限要素解析と積分範囲が異なるのみで同様であるので省略する。

(2) 要素分割と変位の近似式

解析は20節点6面体のアイソパラメトリック要素を用いた。一つの要素を取り出し、図7-1に示すように全体座標系のi番目の接点の座標を (x_i, y_i, z_i) とする。いま局所座系 (ξ, η, ζ) 座標系を考える。接点1から8の (ξ, η, ζ) 座標は次のように現される。

$$\begin{aligned}
 (\xi_1, \eta_1, \zeta_1) &= (-1, -1, -1) & (\xi_5, \eta_5, \zeta_5) &= (-1, -1, 1) \\
 (\xi_2, \eta_2, \zeta_2) &= (1, -1, -1) & (\xi_6, \eta_6, \zeta_6) &= (1, -1, 1) \\
 (\xi_3, \eta_3, \zeta_3) &= (1, 1, -1) & (\xi_7, \eta_7, \zeta_7) &= (1, 1, 1) \\
 (\xi_4, \eta_4, \zeta_4) &= (-1, 1, -1) & (\xi_8, \eta_8, \zeta_8) &= (-1, 1, 1)
 \end{aligned}
 \tag{7-1}$$



全体座標系

局所座標系

図 7-1 座標変換 (6面体20接点要素)

中間点 9 から 20 までの (ξ, η, ζ) 座標は、これらを用いて計算できる。局所座標系 (ξ, η, ζ) から全体座標系 (x, y, z) へは次式の形状関数 $N_i(\xi, \eta, \zeta) (i=1, \dots, 20)$ で変換できる。

$$\begin{aligned}
 N_i(\xi, \eta, \zeta) &= \frac{1}{8} \xi_i^2 \eta_i^2 \zeta_i^2 (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta) (\xi_i \xi + \eta_i \eta + \zeta_i \zeta - 2) \\
 &+ \frac{1}{4} [(1 - \xi_i^2) (1 + \eta_i \eta) (1 + \zeta_i \zeta) (1 - \xi^2) \\
 &+ (1 - \eta_i^2) (1 + \xi_i \xi) (1 + \zeta_i \zeta) (1 - \eta^2) \\
 &+ (1 - \zeta_i^2) (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta) (1 - \zeta^2)]
 \end{aligned}
 \tag{7-2}$$

すなわち、要素内の任意の点の座標 (x, y, z) は次式で表せる。

$$x = \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) x_i, \quad y = \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) y_i, \quad z = \sum_{i=1}^{20} N_i(\xi, \eta, \zeta) z_i
 \tag{7-3}$$

(3) ガウスールジャンドル (Gauss-Legendre) 積分

アイソパラメトリック要素を用いた場合、要素剛性マトリックス $[K]^e$ は、

$$\begin{aligned}
 [K]^e &= \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det[J] d\xi d\eta d\zeta
 \end{aligned}
 \tag{7-4}$$

となる。本解析では、右辺の積分についてはガウスールジャンドル積分法を用いる。ここで、 $F(\xi, \eta, \zeta)$ と置くと、式 (7-4) は次のように表すことができる。

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta = \sum_{ijk} \alpha_i \alpha_j \alpha_k F(\xi_i, \eta_j, \zeta_k)
 \tag{7-5}$$

ここで、 $\alpha_i, \alpha_j, \alpha_k$: 重み係数

n : 積分次数 ($n=2$ or 3)

ξ_i, η_j, ζ_k : 積分点の座標

本解析では、 $n=2$ の 2次元積分を考える。

$F(\xi, \eta, \zeta)$ が 2次式 $F(\xi, \eta, \zeta) = a + b\xi + c\xi^2$ で表されるとき

$$\int_{-1}^1 F(\xi, \eta, \zeta) d\xi = f\left(-\frac{1}{\sqrt{3}}\right) + f\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right)$$

とあらわされ、ガウス点は $-1/\sqrt{3}$ と $1/\sqrt{3}$ で、重みは 1 である。3変数関数の 3重積分の場合はガウス点は (7-1) 式の座標に $1/\sqrt{3}$ かけた 8 点で得られ、次表であらわされる。したがって、積分点座標は図 7-2 となる。

積分点	積分点の座標 (ξ, η, ζ)
1	$-\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}$
2	$\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}$
3	$\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}$
4	$-\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}$
5	$-\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}$
6	$\frac{1}{\sqrt{3}}, -\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}$
7	$\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}$
8	$-\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{1}{\sqrt{3}}$

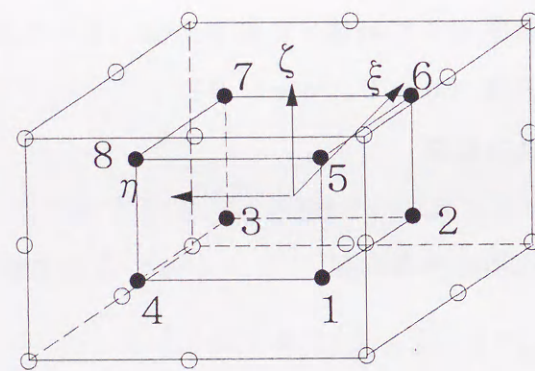


図 7-2 積分点の位置

(5) 自重および載荷重の計算

自重 $\{Fe\}_p^c$ を等価接点力と仮定すると自重が要素にする仮想仕事は次式で表される。

$$-\iiint \gamma \delta w(x, y, z) dx dy dz$$

$\delta w(x, y, z)$ は仮想変位、 γ は土の単位体積重量である。(7-3) 式を代入し積分変換を行うと、

$$-\iiint \gamma \delta w(x, y, z) dx dy dz = -\{\delta w\}^T \gamma \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \{N\} |J| d\xi d\eta d\zeta = -\gamma \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \{N\} |J| d\xi d\eta d\zeta$$

(7-6)

ここに、 $\{\delta w\}^T = \{\delta w_1, \delta w_2, \dots, \delta w_{20}\}^T$

$$\{N\}^T = \{N_1(\xi, \eta, \zeta), N_2(\xi, \eta, \zeta), \dots, N_{20}(\xi, \eta, \zeta)\}^T$$

自重による物体力と裏込め土表面への載荷重の等価接点力は、図 7-3 に示すような配分で計算を行った。

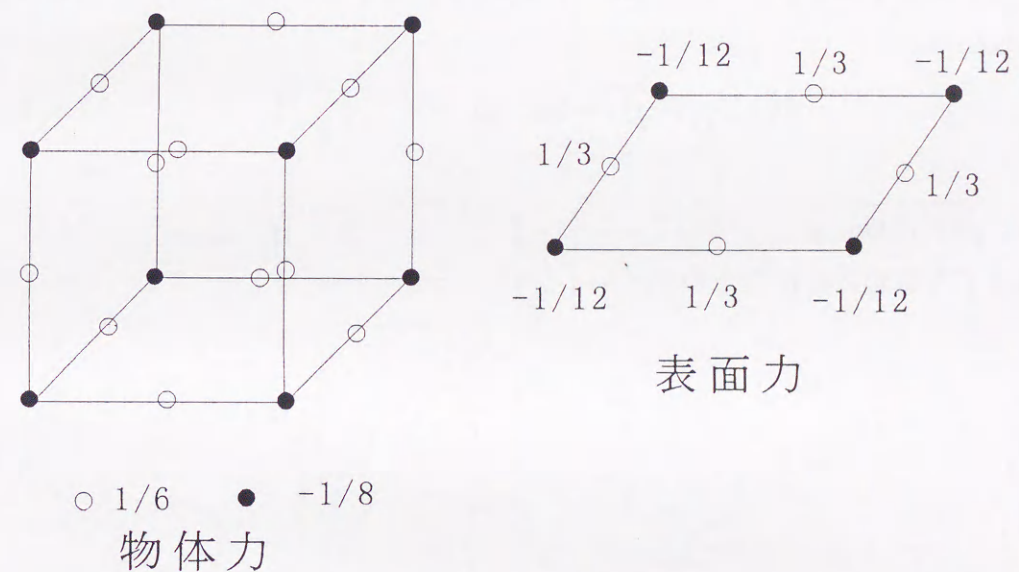


図 7-3 等価接点力分布

(5) 破壊基準

土の破壊基準は図 7-4 に示すような Mohr-Coulomb の基準式を用いた。

$$f(I_1, J_2, J_3) = \frac{1}{2} \{3(1 - \sin \phi) \sin \theta + \sqrt{3}(3 + \sin \phi) \cos \theta\} \sqrt{J_2} - I_1 \sin \phi - 3c \cos \phi = 0 \quad (7-7)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-3\sqrt{3} / 2 \cdot J_3 / J_2^{3/2} \right) \quad (0 < \theta < \frac{\pi}{3})$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3\sigma_m$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2 \right\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$$

$$J_3 = I_3 - \frac{1}{3} I_1 I_2 + \frac{2}{27} I_1^3$$

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2$$

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2$$

ここに、 c : 土の粘着力、 ϕ : 摩擦角、 I_1 、 J_2 、 J_3 : 応力不変量

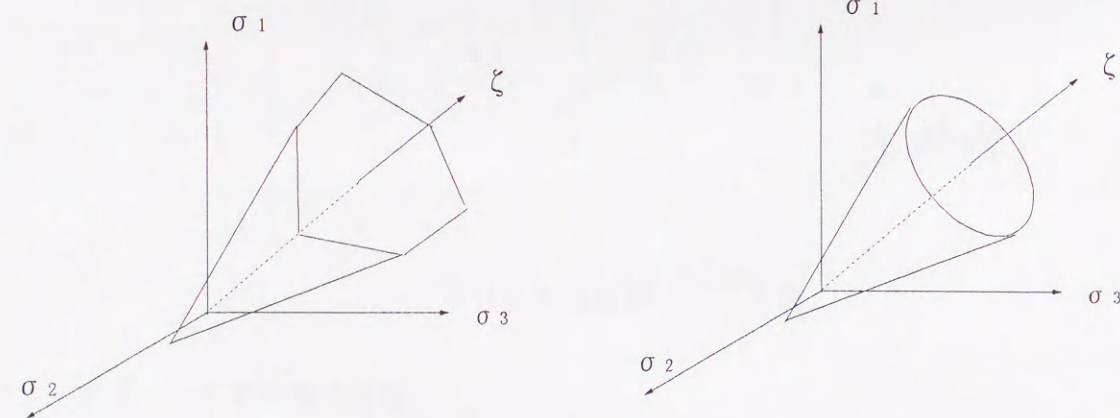
土の塑性ポテンシャルとして、Drucker-Prager 式を用いた。すなわち、土の構成則は非関連流れ則に従う。

$$\Phi(I_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 \quad (\alpha > 0) \quad (7-8)$$

ここで、

$$\alpha = \tan \psi / \sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}$$

ψ : 平面ひずみ状態における土のダイレイタンシー角



主応力空間内での Mohr-Coulomb 式

主応力空間内での Drucker-Prager 式

図 7-4 土の破壊基準と土の塑性ポテンシャル

(6) 非線形解析法

非線形解析法には、修正 Newton-Raphson 法を用いた。

この方法は、図 7-5 に示すように曲線の初期勾配 (変位 $u=0$ の時の勾配) $f'(0)$ をもつ直線を用いて、繰り返し計算を行う。

点 A から $f'(0)$ の直線を引き、これと $F + \Delta F$ の直線との交点を ① とする。このときの変位増加量は、 Δu_1 は $\Delta u_1 = \Delta F / f'(0)$ として得られ、変位の第一近似が $u_1 = u_a + \Delta u_1$ が得られて、荷重 $F_b = f(u_a + \Delta u_1)$ が得られる。 F_b は $F_a + \Delta F$ に等しくないで、 $F = F_b$ 、 $u = u_a + \Delta u_1$ の点 B から再び $f'(0)$ の線を引き、以下同様な計算を収束判定条件を満足するまで繰り返す。

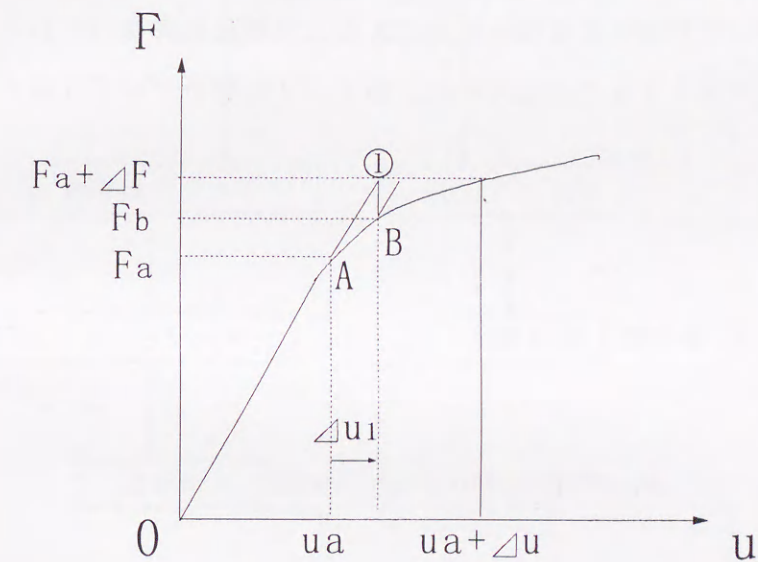


図 7-5 修正 Newton-Raphson 法

7. 2. 2 解析処理の概略

解析処理の流れを図7-6に示す。解析におけるプリ・プロセッサとポスト・プロセッサは、市販のソフト(ホクトシステムのFEMLEEG)を用いた。解析モデル図をプリ・プロセッサの(FEMIS)で作成し、そのときにできる標準入力ファイル(接点座標と要素の接点構成)を、エディターで編集し、荷重や材料番号の追加を行い、解析プログラムにかける。結果の出力ファイルを表計算などのソフトで図化処理を行った。また、出力ファイルを標準出力ファイル形式で出力すれば、これと標準入力ファイルをFEMOSトランスレータで変換して濃淡図やコンター図をポスト・プロセッサ(FEMOS)で作成できる。両方で解析プログラムとデータを別個に用意して使用した。

解析プログラムは、河邑らによるプログラム^{1,2)}を初期応力を非線形解析で求めるように改良したものを使用した。解析方法については、7. 2. 1で述べた通りであり、演算機能は2倍精度、行列解法は直接分解法である三角解法の変法(LDL^T)により、記憶方法は対称バンドマトリックスを用いた。図7-7に解析プログラムの流れ図を示す。

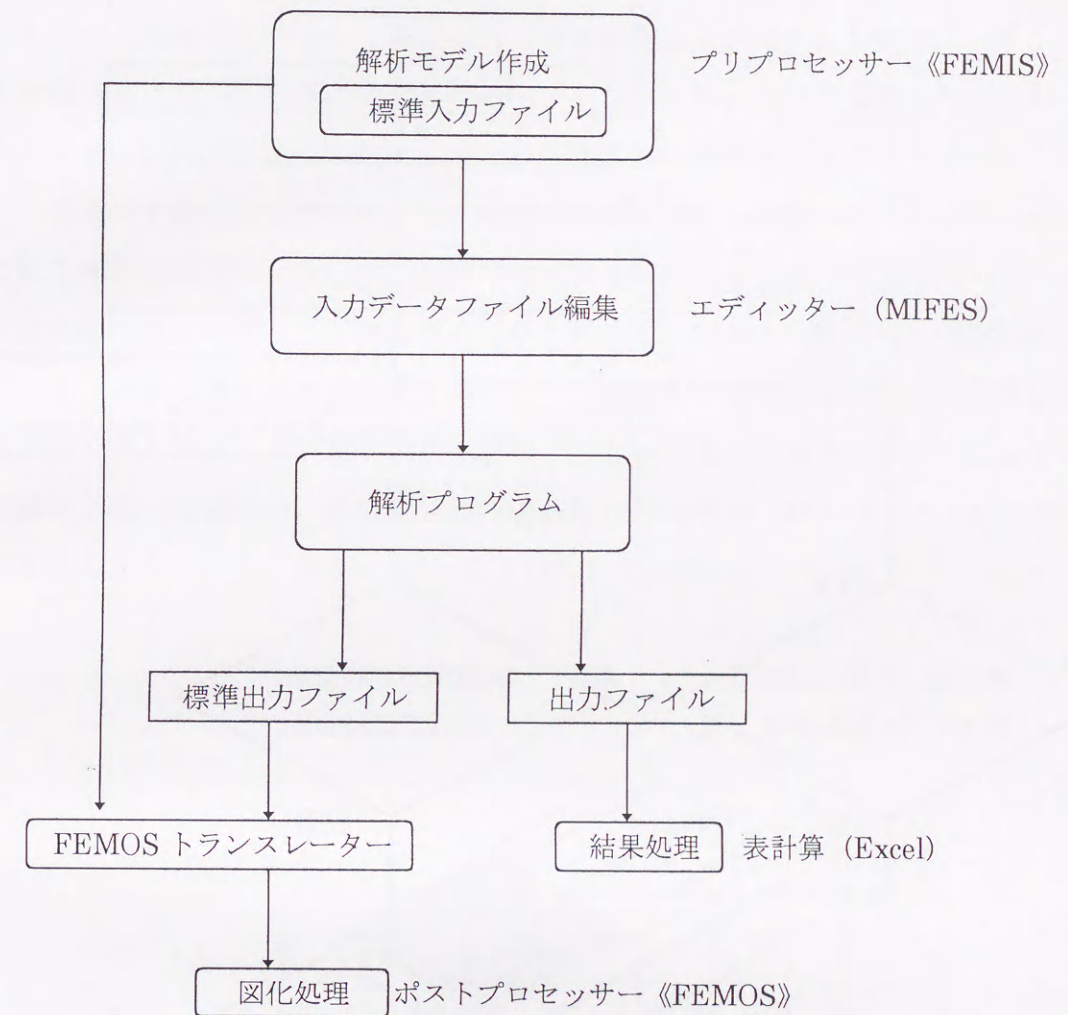


図7-6 解析処理の流れ

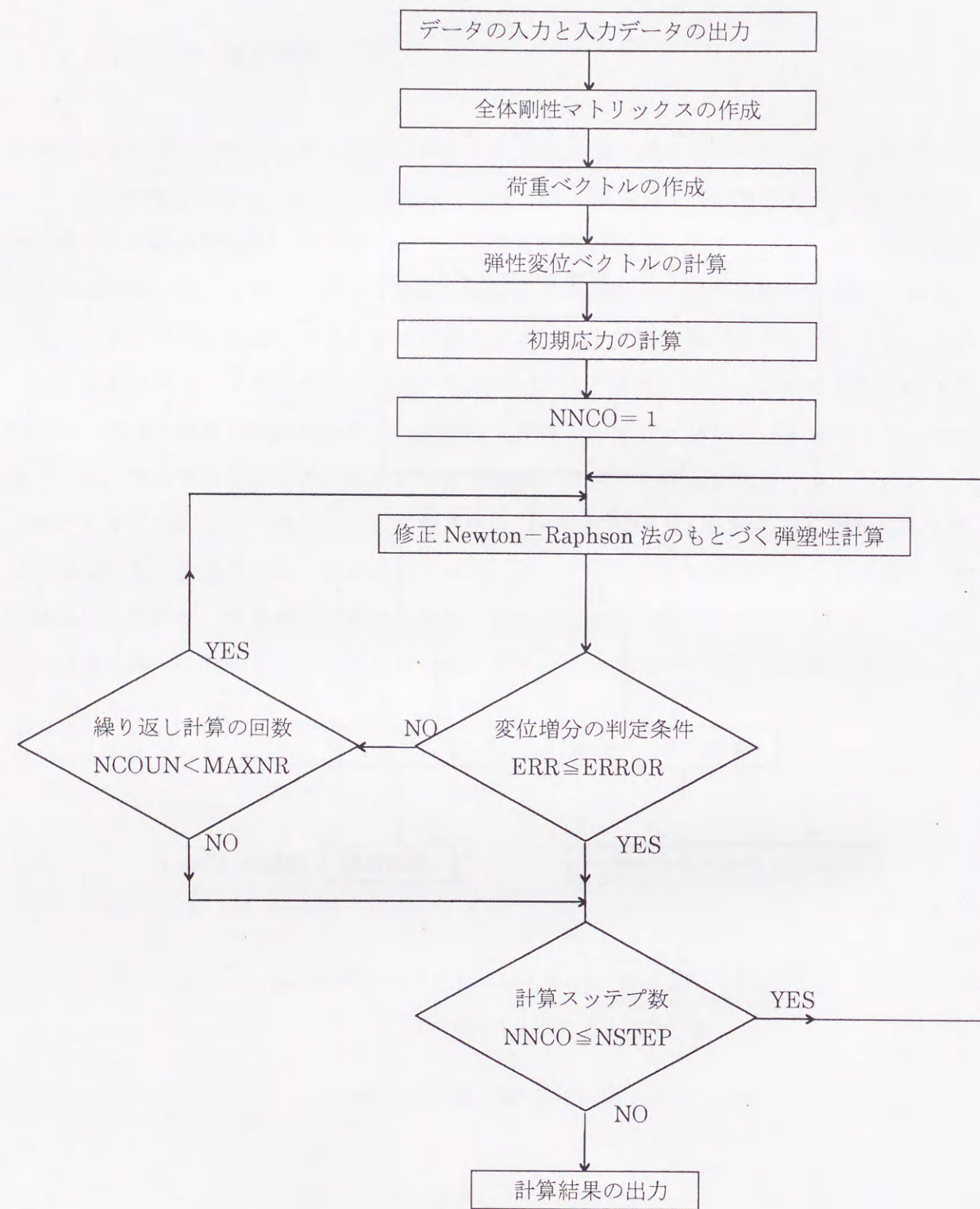


図 7-7 解析プログラム

7. 3. 三次元効果と初期応力の影響の検討

7. 3. 1 解析方法

(1) 解析メッシュ

既存の補強土擁壁の形式をもつ実物大モデルを対象に三次元 FEM 解析により、自重応力および荷重に対して非線形解析を行った。FEM 解析に用いた基準となる解析モデルの解析メッシュを図 7-8 に示す。要素は、20 節点の 6 面体のアイソパラメトリック要素を用い、補強材と壁面材は弾性体とし、地盤は弾塑性体とし地盤の構成則はモール・クーロンの完全弾塑性構成則を用いた。非線形解析は修正 Newton-Raphson 法を用いた。また、壁面材は実物では、分割したパネル状のものを想定しているのに対して、解析では連続体としていることから全体の曲げ剛性を考慮して厚さおよび材料定数を 1/10 とした。解析に用いた材料定数を表 7-1 に示す。自重解析は、非線形性を考慮するため、10 ステップに分けて荷重した。荷重は、裏込め地盤の補強材敷設領域上 (図 7-8 のハッチング部分) に等価接点力として与え、1KPa~10KPa まで 1KPa 毎に荷重した。

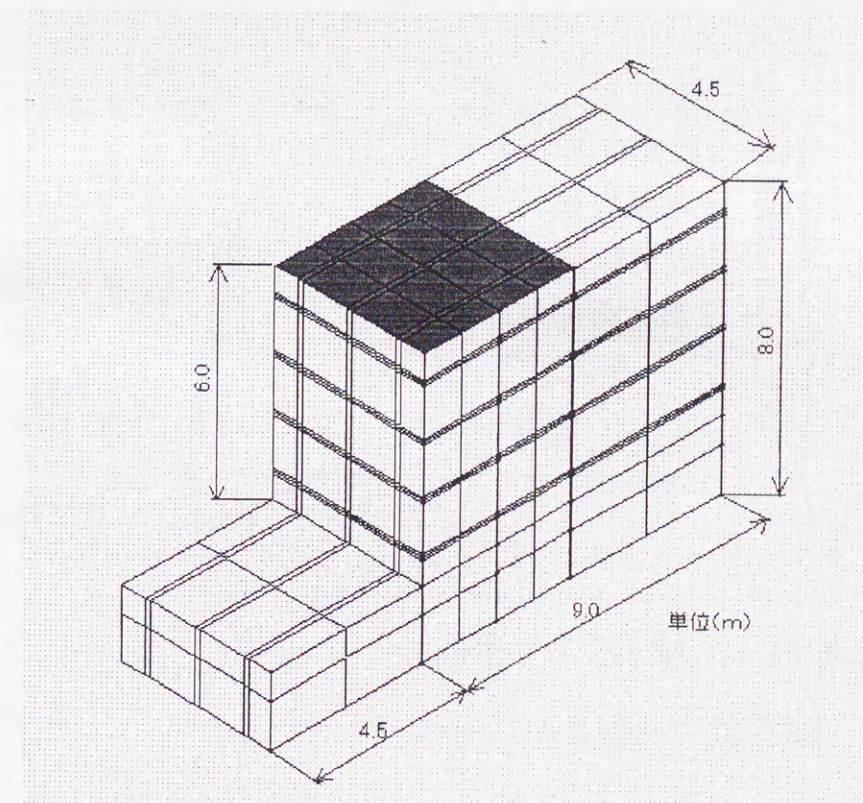


図 7-8 解析メッシュ

表 7-1 材料定数

	弾性係数 E(kPa)	ポアソン比 ν	単位体積重 γ (kN/m ³)	粘着力 C(kPa)	内部摩擦角 ϕ (°)
裏込土	19600	0.3	15.5	0	35
補強材	70310000	0.345	26.36	--	--
壁面材	2170000	0.2	23.5	--	--

(2) 二次元解析との比較

二次元解析では二次元平面ひずみ解析とし、補強材の三次元的な配置を表現するため奥行き方向の補強材の挿入率 = 実断面積 / 版状断面積 (0.1m/1m=1/10) より、補強材の剛性を 1/10 とした。図 7-9 に壁面の水平変位についての比較を示す。この図より、自重応力時、荷重時とも三次元解析の変位が大きい。自重応力の場合に比べ、荷重時はさらにその差が大きくなる。すなわち、補強土擁壁は本来は三次元構造物であるにもかかわらず、二次元解析を行うための仮定を導入することにより実構造物の挙動を十分に表現できていないことを示している。この結果より、二次元解析が危険側の解析を行っており、三次元解析が好ましいことがわかる。

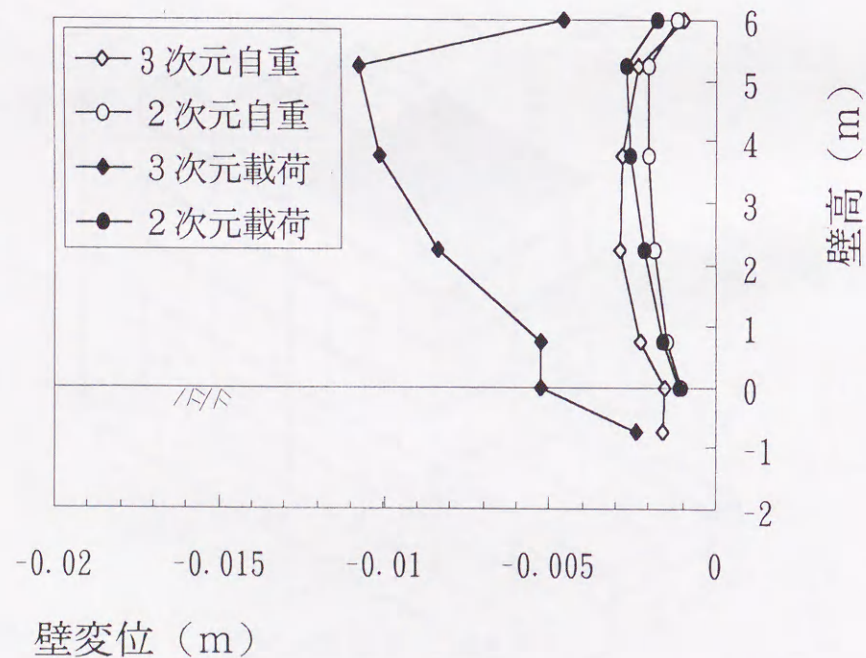


図 7-9 二次元解析と三次元解析の比較

(3) 自重応力の計算の必要性

解析にあたり弾性状態は、ヒズミレベルが非常に小さい状態 (0.001% 以下のヒズミレベル) でしか実現されず、自重応力でも非線形解析を行う必要があると考える。このことを検討するために、初期応力を静止土圧と仮定して荷重をかけた場合 (静止荷重) と、初期応力を非線形解析により求めて、荷重をかけた場合 (計算荷重) で比較する。図 7-10 に壁面変位の比較結果を示す。図より、初期応力状態を静止状態と設定した場合は、荷重による変位が小さいが、初期応力状態を非線形解析により求めて荷重すると変形が大きくなるのがわかる。これは図 7-11 に示すように初期応力状態が主働状態以下になり、塑性変形も含まれた状態であるため荷重に対する変形が大きくなるものと考えられる。

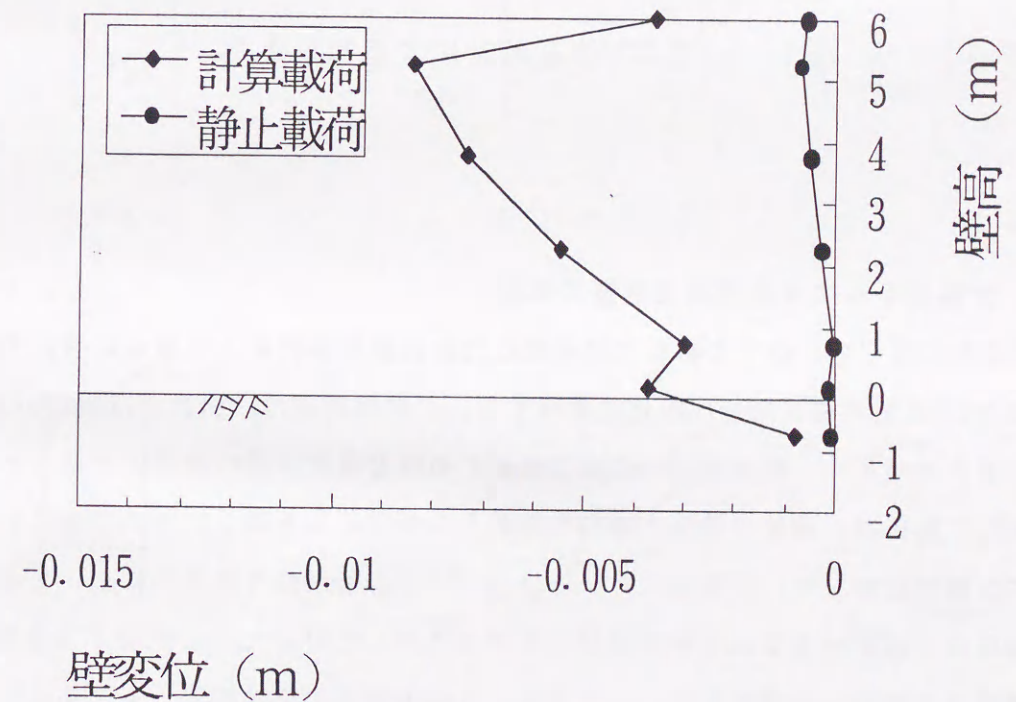


図 7-10 初期応力の影響

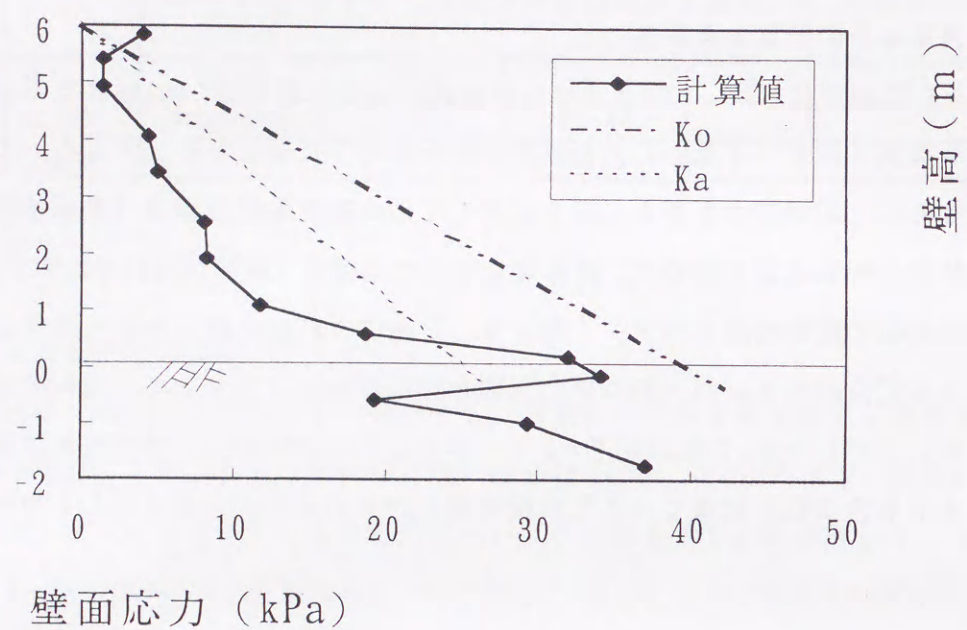


図 7-11 三次元解析による初期応力

7.4 立体モデルによる補強土擁壁の検討

上記の検討に基づき、以下の解析では初期応力を非線形解析により求めた後、その状態に対して10kPaまでの載荷重を1kPa毎に載荷する。この載荷重は、設計では10kPaの載荷重を載荷することが多く、壁面に近い位置で載荷するほど条件が悪い状態であることを考慮して定めた。解析は、通常の補強土擁壁や筆者らの提案による新しい形式であるいくつかの立体的な構造に対して、三次元FEM解析を行いその適用性や経済的について検討を加えた。解析は、図7-12に示す9種類のモデルに対して行った。モデル1は通常の剛性の高い補強材の補強土擁壁であり、モデル2、3は補強材の連結効果、モデル4、5はアンカー材として鉛直補強材を有する場合、モデル6は二重壁構造の場合、モデル7は鉛直仕切り版を有する場合で、バットレス擁壁と同様な考えにより、仕切版同士の効果でアーチ作用を利用して、壁面土圧を小さくする工法である。モデル8、9はジオテキスタイルのように面状の補強材を有する場合である。

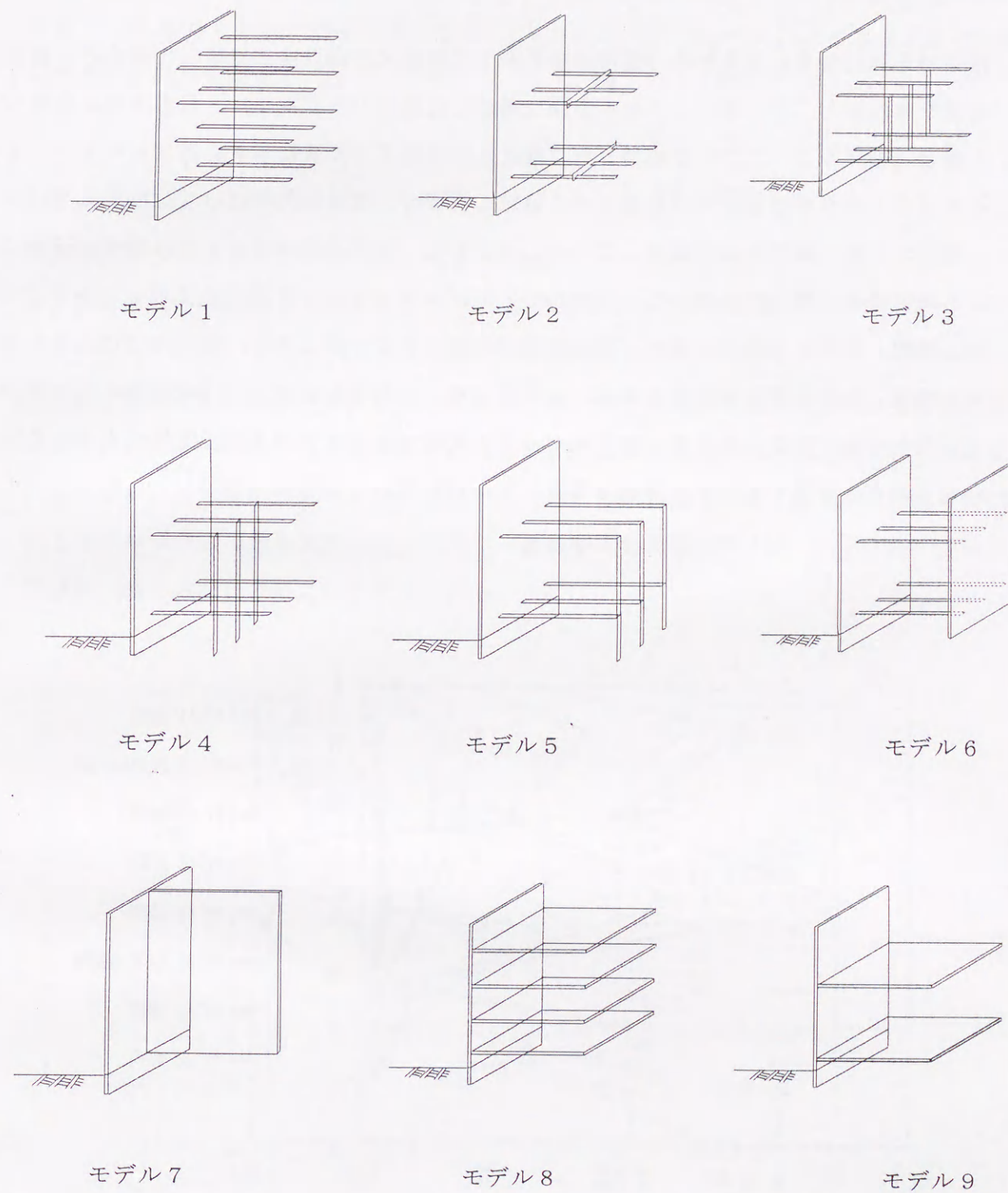


図 7-12 解析モデル図

7. 4. 1 補強材の連結効果

補強材を連結効果を見るため、通常モデル1の補強材を横方向に連結した場合と、補強材量を4段から二段に減らして水平方向に連結した場合(モデル2)と鉛直方向に連結した場合(モデル3)について検討した。壁変位図を図7-13に示す。通常モデルであるモデル1の水平補強材中央を横方向に連結した場合、自重応力時には変位制御効果は少し増加するが、載荷時には減少している。すなわち、水平補強材量が十分な場合は連結による補強効果は期待できないことがわかる。モデル2と3は、自重応力に対して通常の補強土擁壁と同様に効果的に働き、補強材量を軽減することができる。載荷時には通常の補強土擁壁よりも壁変位が大きくなる。したがって、このようなモデルは載荷重のない場所で適用すべきであると考えられる。モデル2と3の比較では、モデル3が壁変位が小さいことから、鉛直に連結する方が効果的であることがわかる。

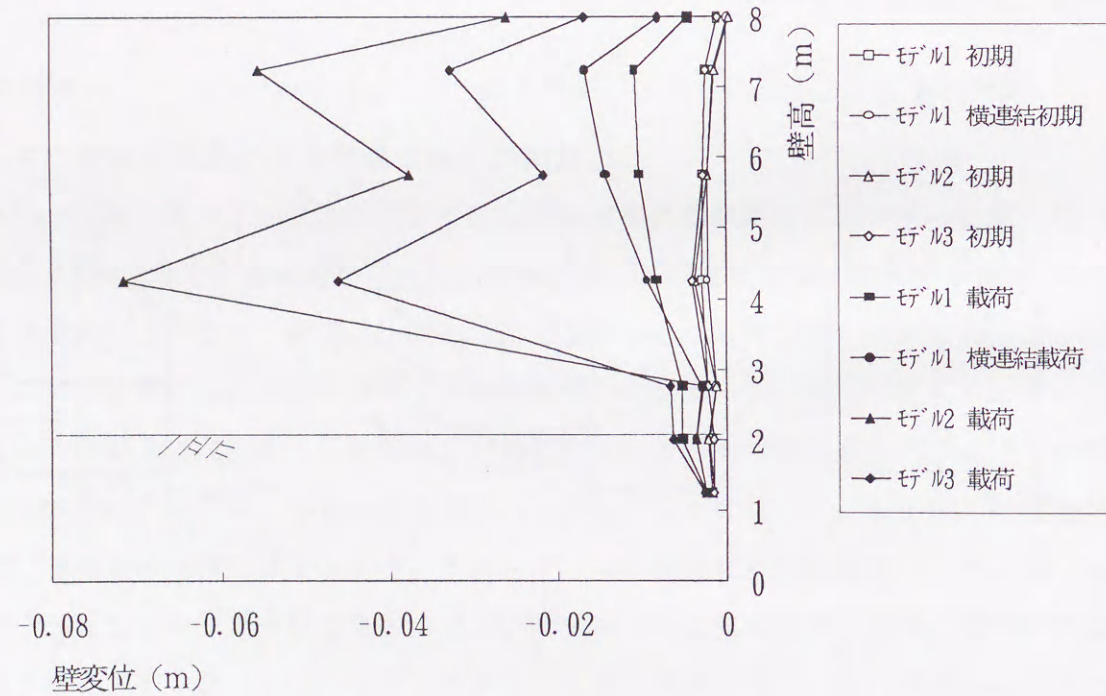


図7-13 壁面変位(モデル2とモデル3)

図7-14にモデル2の壁面応力分布を示し、図7-15にモデル3の壁面応力分布を示す。なお、図中にはJakyによる静止土圧(7-9)式の値とRankineによる主動土圧の(7-10)式の値も示す。

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot H \quad (7-9)$$

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (7-10)$$

ここに、 $K_0 = 1 - \sin \phi$ 、 $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

γ : 土の単位体積重量 (KN/m³)、 H : 壁高 ϕ : 土の内部摩擦角

応力は壁面近傍の要素の要素中央で求めている。モデル2、3とも自重による壁面土圧は小さいが、土圧分布からも鉛直連結の方が効果的であることがわかる。図7-16に沈下図を示す。自重応力作用時には、上記3ケースとも沈下量は同様であるが、載荷時には沈下量がモデル2で最も大きくなっており、載荷重のある条件下では、水平方向の補強材の段数は減らさない方がよいと考えられる。

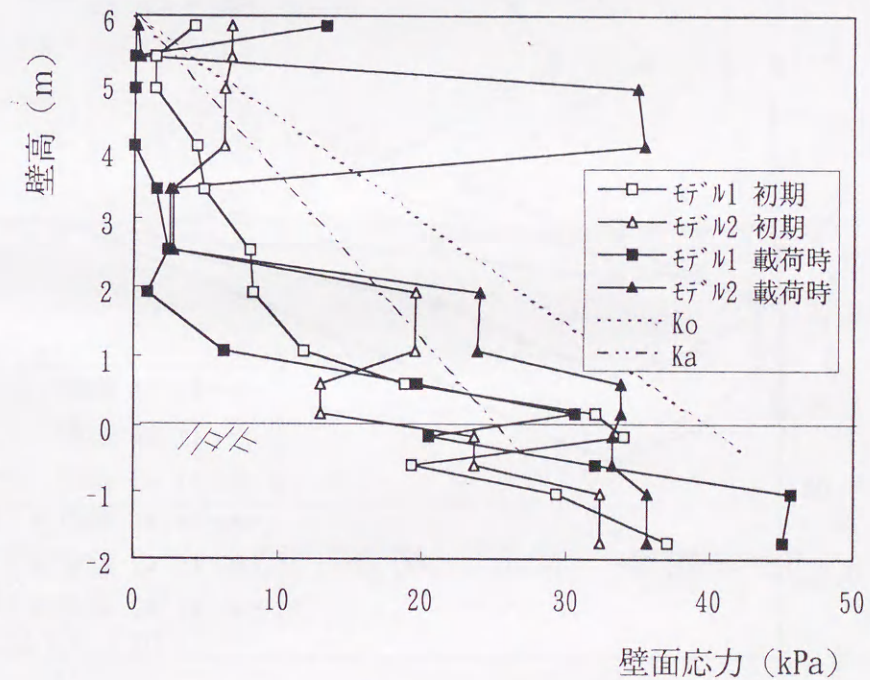


図7-14 壁面応力(モデル2)

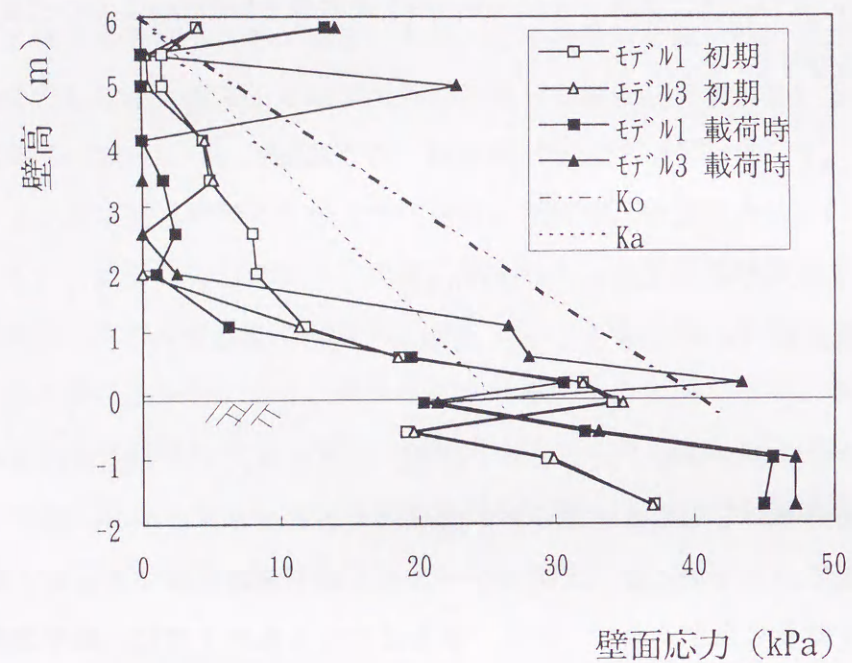


図 7-15 壁面応力 (モデル3)

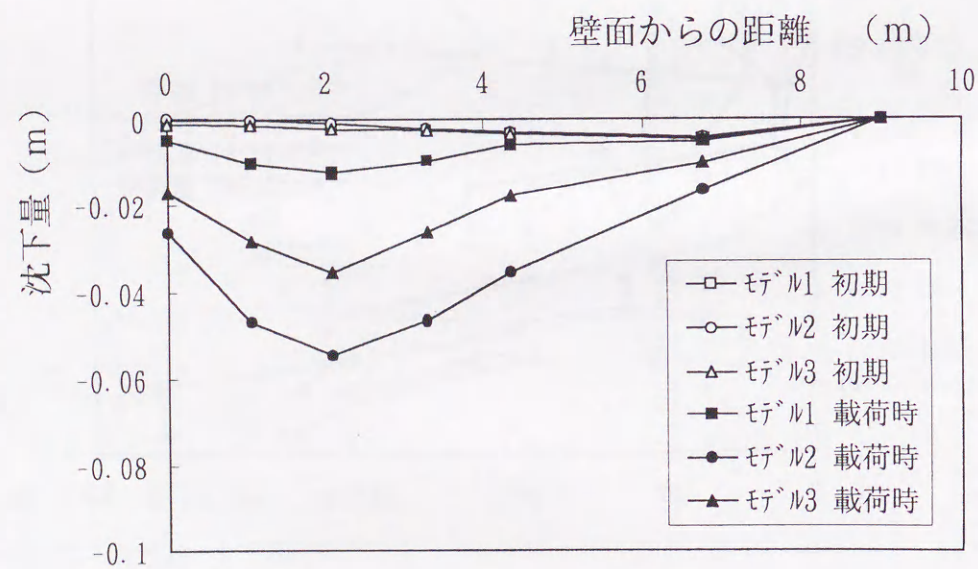


図 7-16 裏込め沈下図 (モデル2とモデル3)

7. 4. 2 アンカー材として鉛直補強材を有する場合

鉛直補強材として、水平補強材を連結して、裏込め基礎地盤に根入れ部を有する構造 (モデル4、5) の場合の壁変位図を図7-17に示す。この図よりアンカー材を有するモデル4と5は、自重応力に対して通常の補強土擁壁と同様に効果的に働き、補強材量を軽減することができる。載荷時には通常の補強土擁壁よりも壁変位が大きくなる。したがって、載荷重のない場所で適用すべきである。モデル4と5の比較では、モデル4が壁変位が小さいことから、鉛直補強材を使用する場合は、水平補強材の中央部が効果的であることがわかる。図7-18に初期応力作用時の壁面応力分布を示し、図7-19に載荷時の壁面応力分布を示す。モデル4、5では自重による壁面土圧は小さいが、載荷時には壁面上部で壁面土圧が大きくなることわかる。

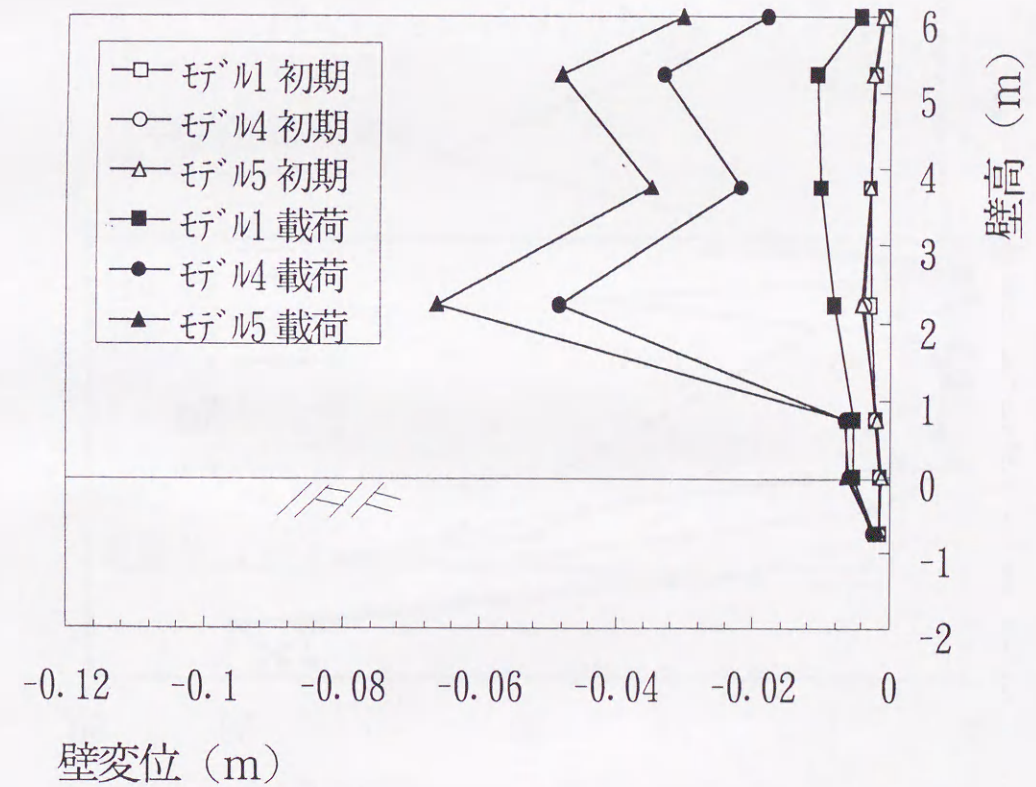


図 7-17 壁面変位図 (モデル4とモデル5)

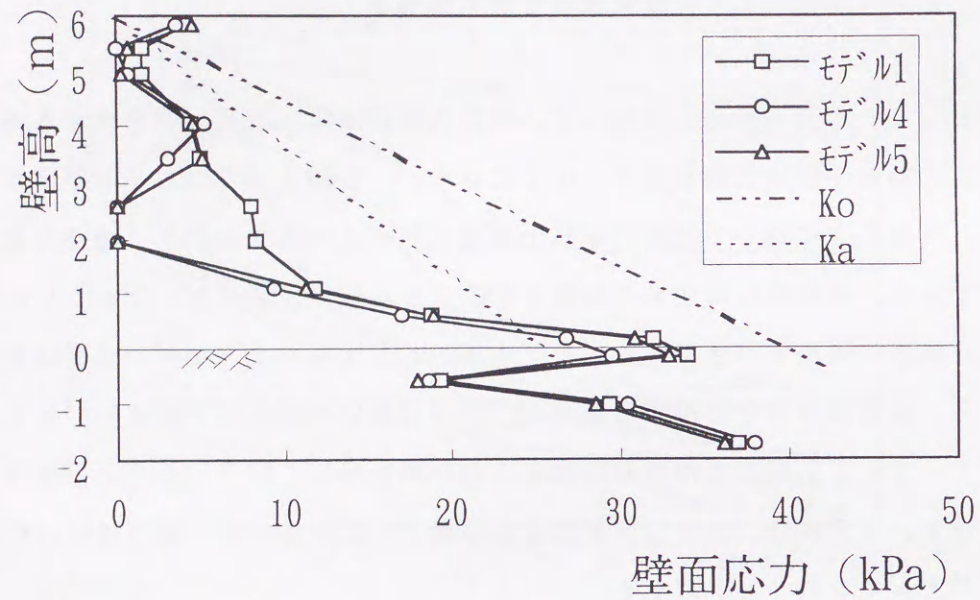


図 7-18 初期応力 (モデル4とモデル5)

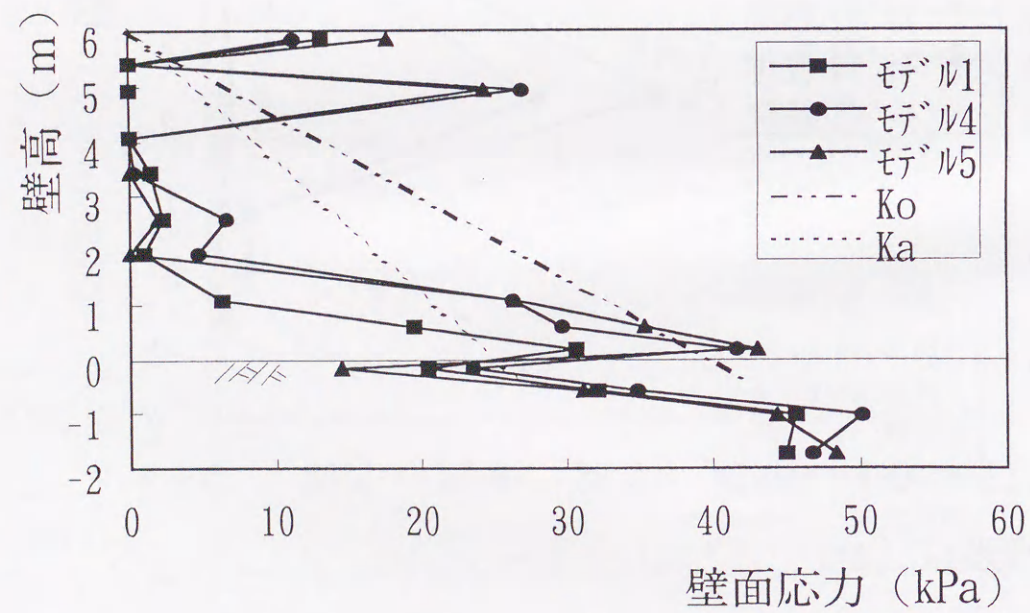


図 7-19 載荷時応力 (モデル4とモデル5)

7. 4. 3 二重壁工法の場合

図 7-12 のモデル 6 に示す二重壁工法として、2枚の壁面材を、3本2段の6本の補強材で連結した場合の検討をした。図 7-20 に壁面変位を示し、図 7-21 に壁面土圧分布を示し、図 7-22 に沈下図を示す。これらの図より、二重壁構造は、アンカー材を有するモデル 4 および 5 とほぼ同様な結果を示している。本モデルのように2枚の壁面材間に載荷された場合は、後面の壁面材の効果はほとんど見られなかった。

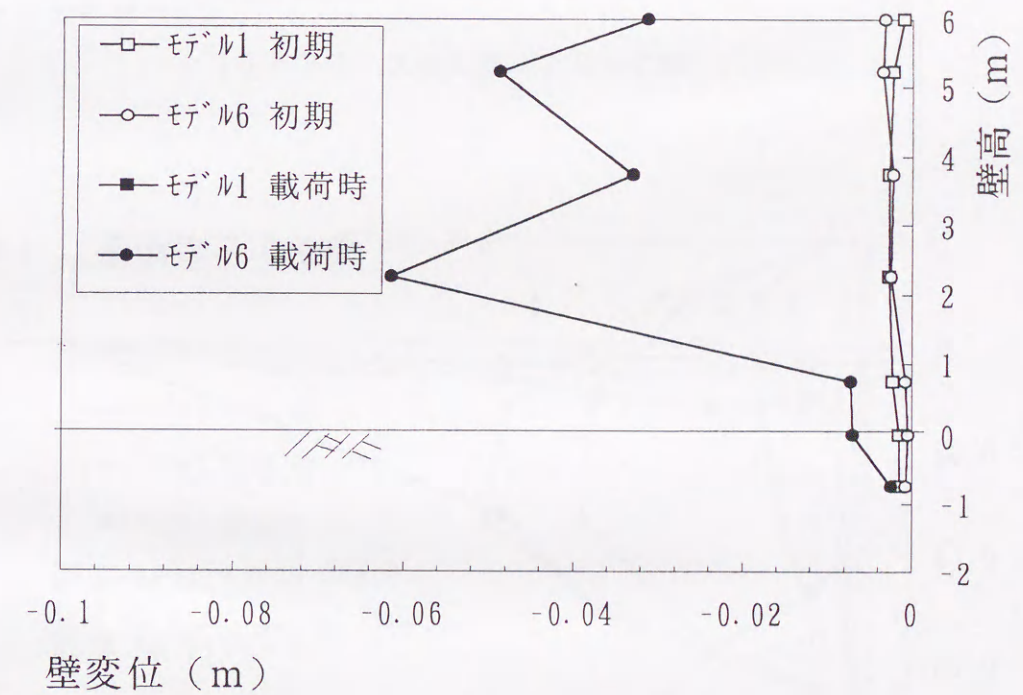


図 7-20 壁面変位 (モデル6)

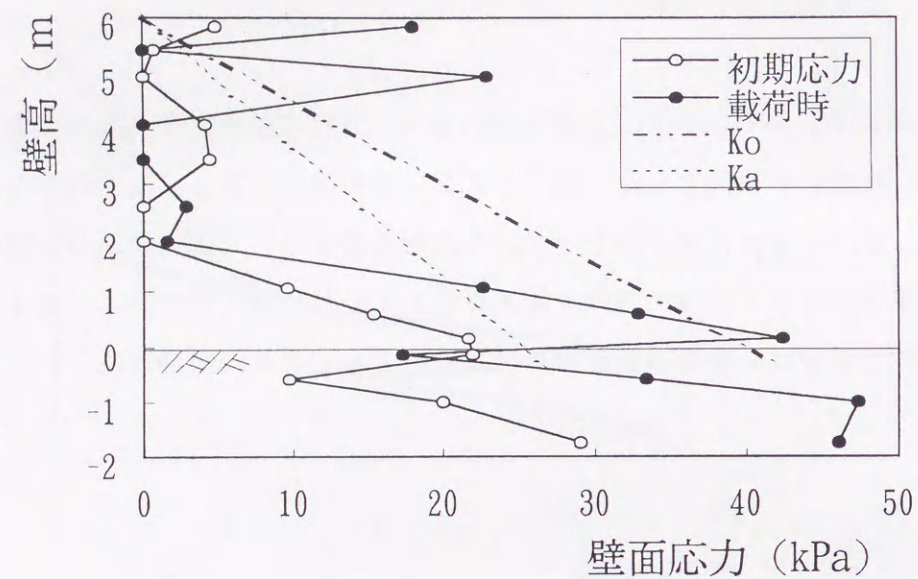


図7-21 壁面応力 (モデル6)

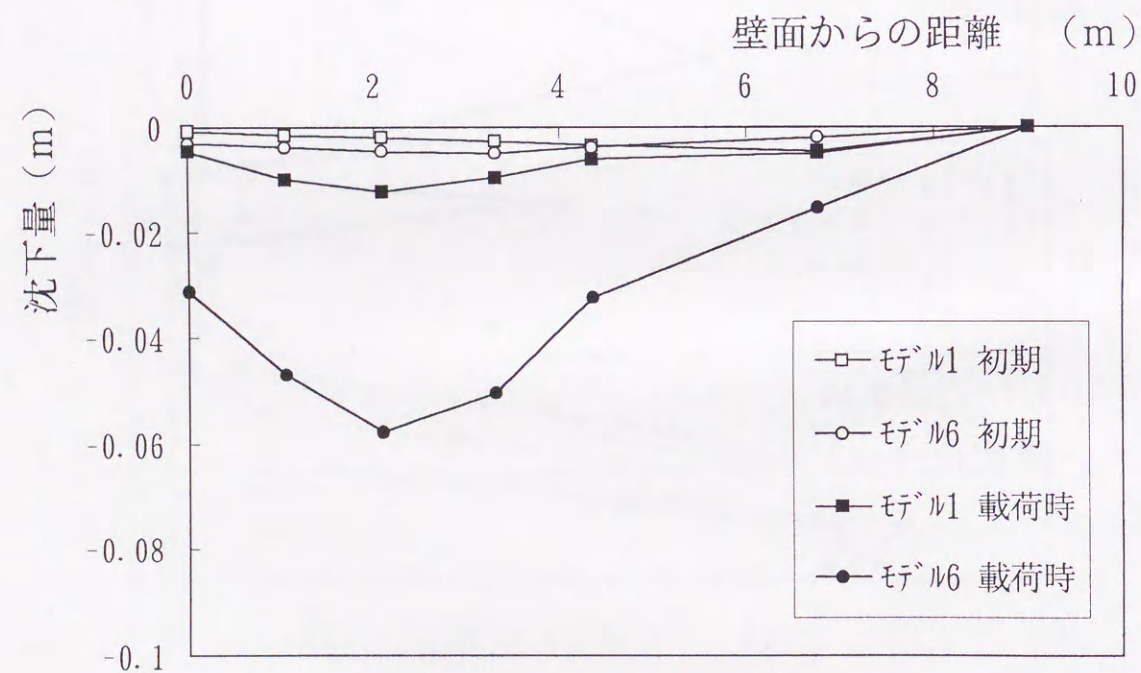


図7-22 裏込め沈下図 (モデル6)

7. 4. 4 壁面材に鉛直方向の隔壁を有する場合

図7-12のモデル7に示すように壁面材に対して鉛直方向の隔壁を取り付けた場合に対して解析を行った。本工法は既存の控え壁工法と同様に水平方向の土圧の作用区間を仕切ることにより水平方向のアーチ機能を利用して壁面土圧を小さくする工法である。壁面変位を図7-23に示し、壁面材に作用する応力を図7-24～図7-26に示す。図のタイトルで、モデル中央断面は隔壁部に位置し、間はその隣の要素に位置し、端はさらにその隣の要素で求めた値である。壁変位は、隔壁部から離れるほど大きくなっており、壁面の中央高さで最大値を示している。壁面応力は、初期応力作用時には、殆ど作用していない。载荷時の応力は壁面上方で大きくなるが、壁面全体で受け持っており、その値は、モデル1と同程度である。

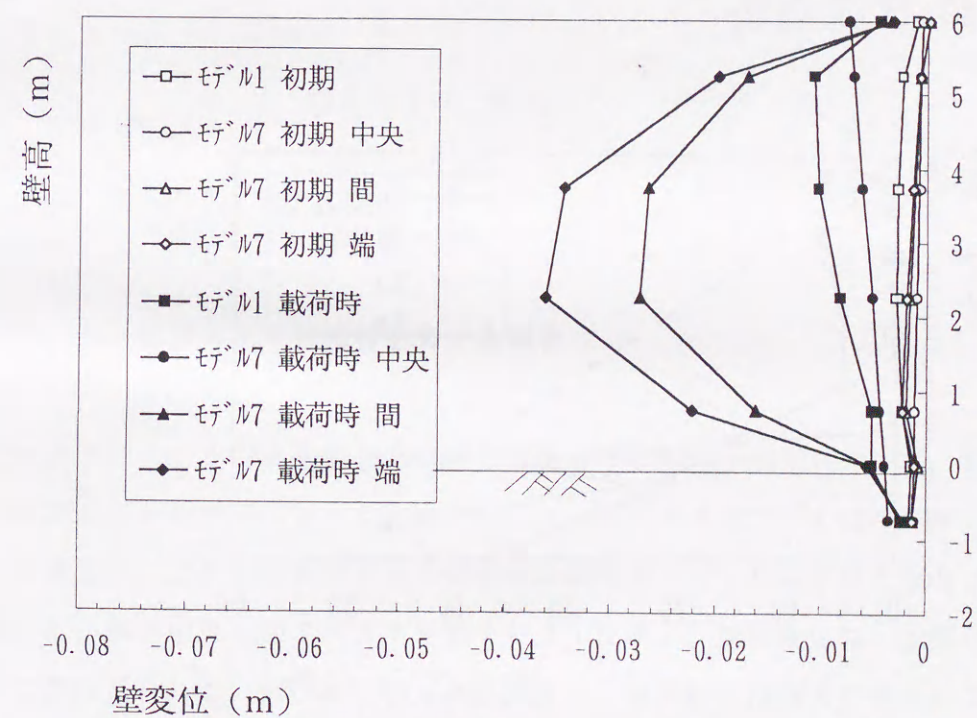


図7-23 壁面変位図 (モデル7)

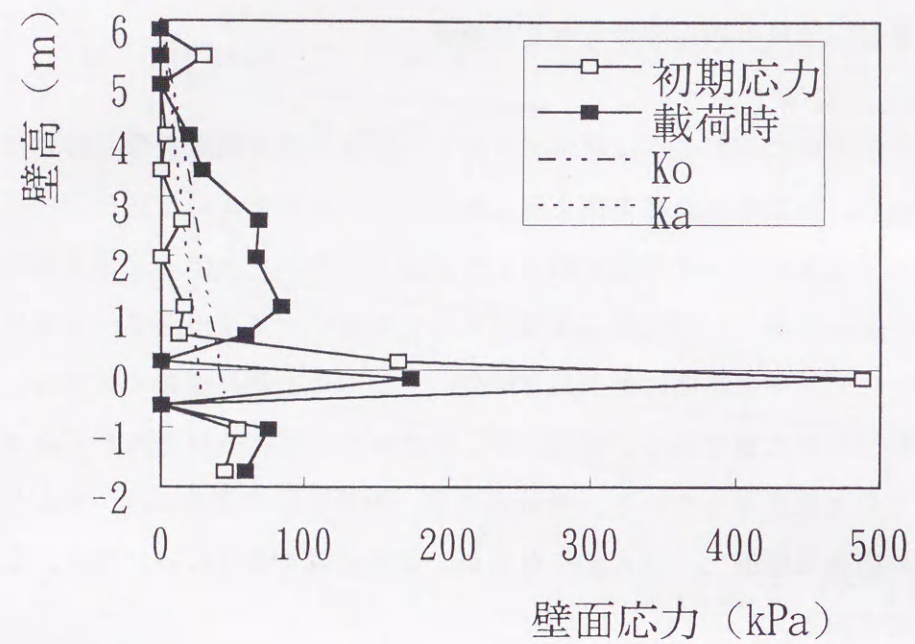


図 7-24 壁面応力 (モデル7の中央断面)

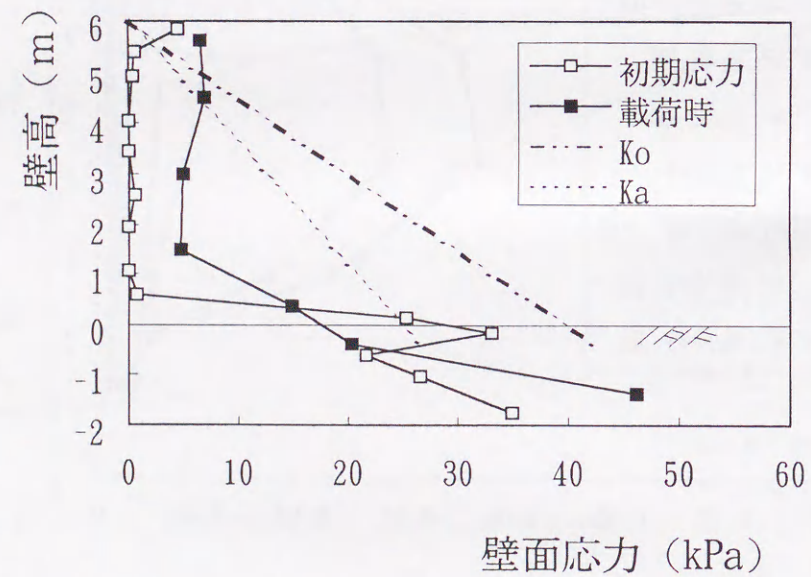


図 7-25 壁面応力 (モデル7 間)

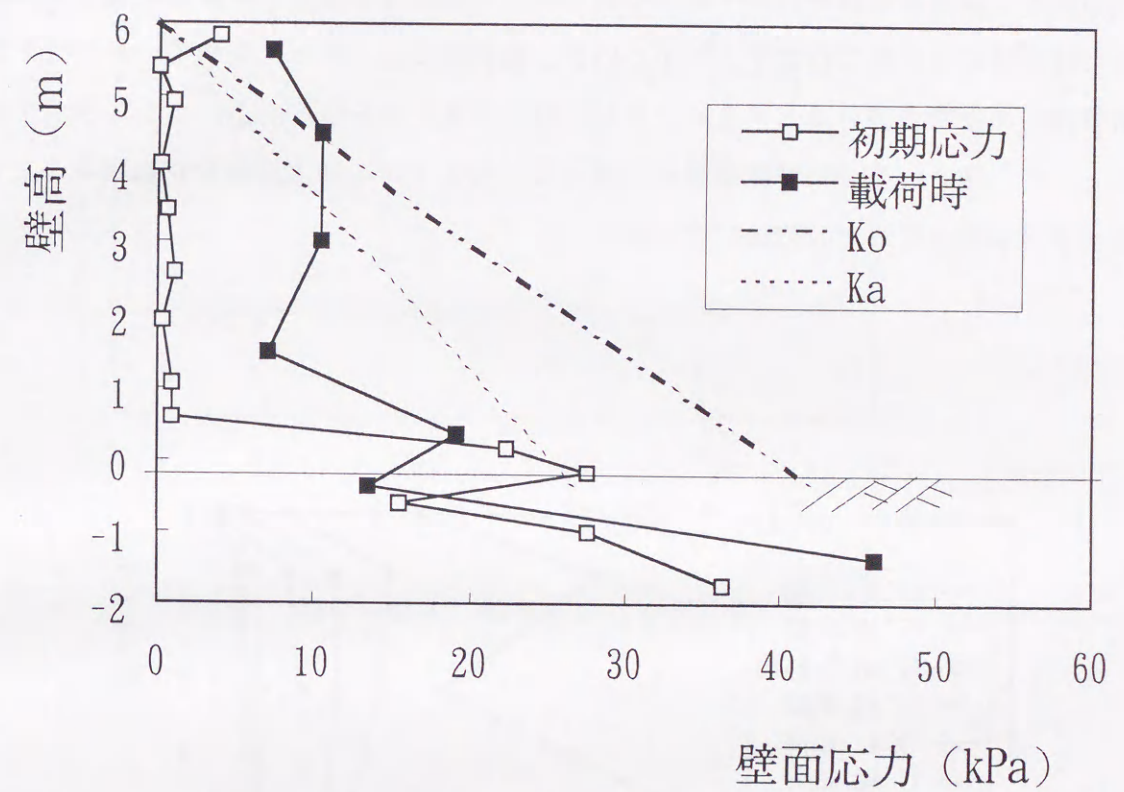


図 7-26 壁面応力 (モデル7 端)

7. 4. 5 面状の水平補強材を有する場合

ジオテキスタイルのような面状の補強材を有する補強土擁壁について、図7-12のモデル8および9の断面に対して検討を行った。モデル8については補強材の剛性を通常の剛性の場合と、二次元解析のように補強材の剛性を1/10に下げた場合についても検討を加えた。解析結果を図7-27～図7-31に示す。壁面変位は、初期応力作用時には大きな差は見られないが、モデル1より大きく、载荷時には通常の補強材よりも変位抑制効果が大きくなる。また、モデル8とモデル8-2の比較より、補強材の剛性が高くなると、壁変位抑制効果は高まる。ただし、補強材が二段の面状補強材の場合は、モデル1に比較して大きな変位を示している。壁面応力はいずれの場合も主働土圧程度で

あり、変形の大きなモデル9では、変形の大きな壁面位置で、応力が小さくなっていることがわかる。裏込め地表面の沈下量については、自重応力の作用による沈下は、壁面から離れた補強材のない所での沈下より小さいが、載荷時には、大きくなっている。沈下量は、面状補強材の枚数が多いほど小さく、また、剛性が高くなるほど小さく抑えることができる。総括として、図7-32に補強効果の比較として各タイプの最大変位を比較図にまとめ、図7-33に最大応力を比較図にまとめた。

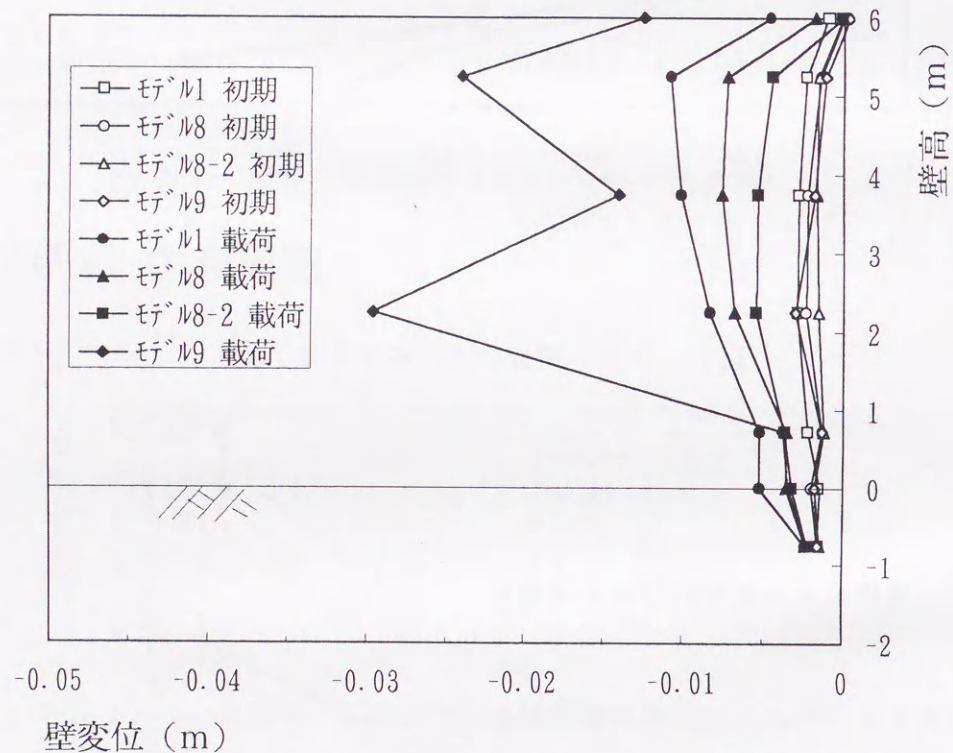


図7-27 壁面変位 (モデル8とモデル9)

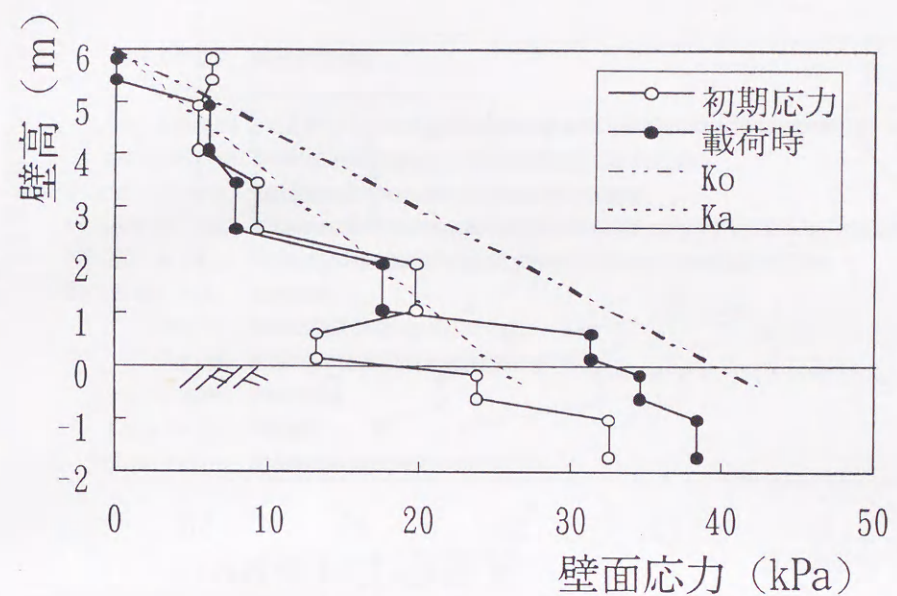


図7-28 壁面応力 (モデル8)

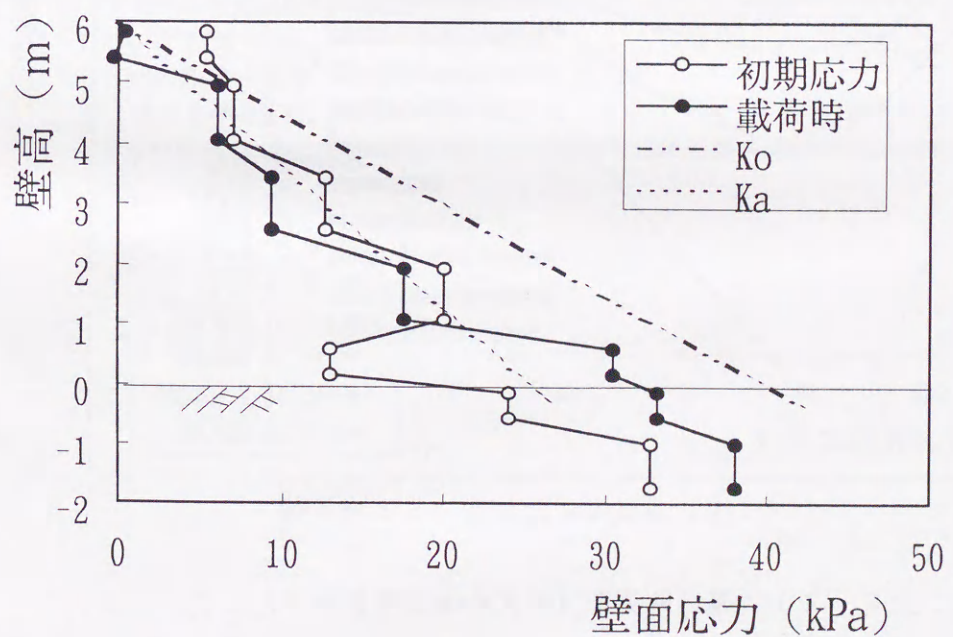


図7-29 壁面応力 (モデル8-2)

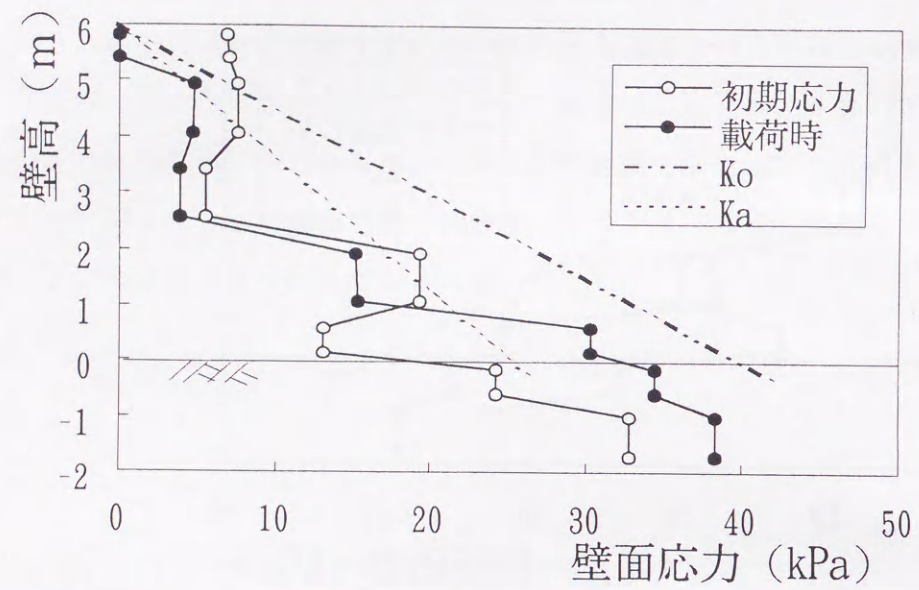


図 7-30 壁面応力 (モデル9)

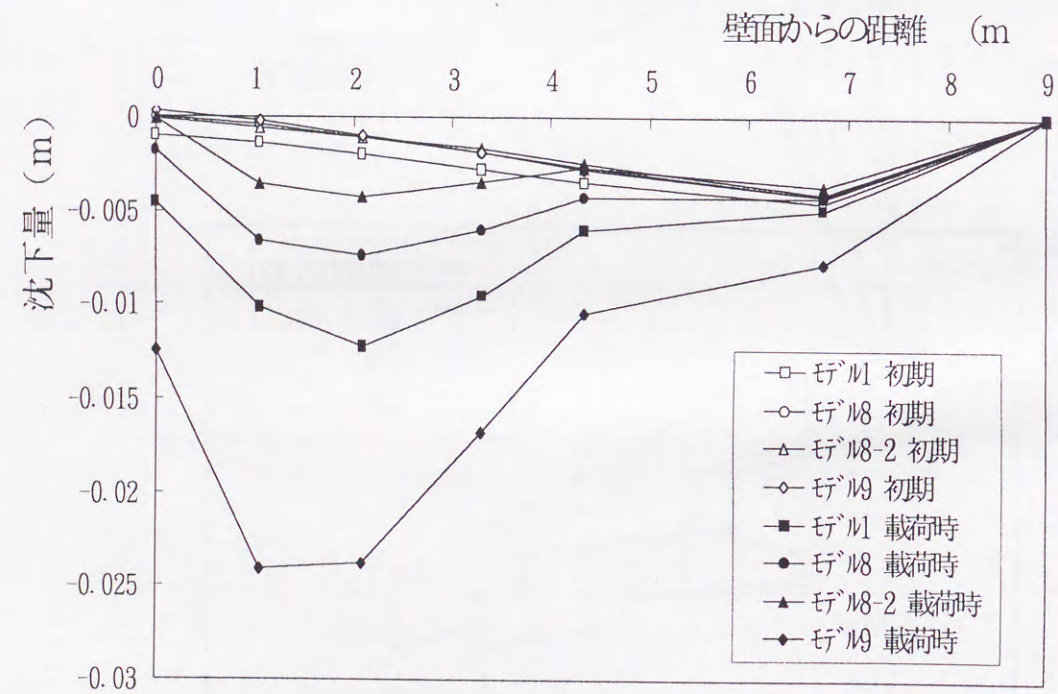


図 7-31 裏込め沈下 (モデル8とモデル9)

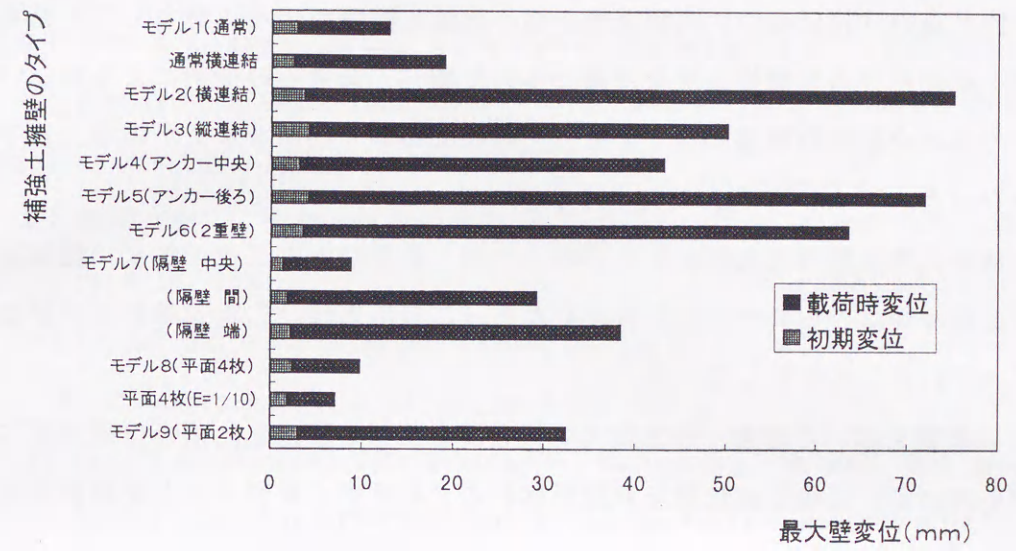


図 7-32 補強効果の比較 (変位)

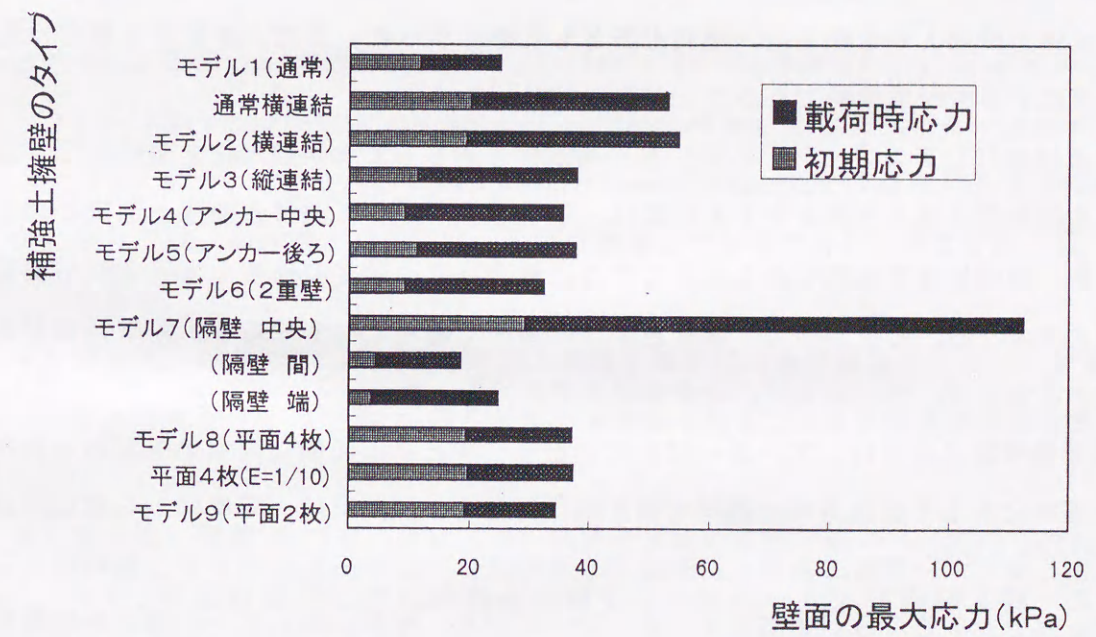


図 7-33 補強効果の比較 (応力)

7. 5 まとめ

補強材の剛性が高い（非延性の）実物大構造物の補強土擁壁モデルに対して三次元FEM解析を行い、初期応力の影響や三次元効果について調べ、筆者らの提案による新しい形式であるいくつかの立体的な構造に対してその適用性について検討を加えた結果、以下のことが明確となった。

- 1) 二次元解析と三次元解析の比較より、自重応力時、載荷時とも三次元解析の変位が大きく、荷重載荷時はさらにその差が大きくなる。この結果は、二次元解析が危険側の解析を行っていることを示している。
- 2) 初期応力の影響を調べた結果、初期応力状態を静止状態と設定した場合は載荷重による変位が小さいが、初期応力状態を非線形解析により求めて載荷すると変形が大きくなった。
- 3) 補強材の連結効果を調べるため、水平補強材量を減らして水平方向に連結した場合と、鉛直方向に連結した場合について検討した結果、自重応力に対しては通常の補強土擁壁と同様に働き、補強材量を軽減することができることがわかった。載荷時には通常の補強土擁壁よりも壁変位、壁面土圧とも大きくなった。また、連結する場合は鉛直に連結する方が効果的であることが明確となった。
- 4) 鉛直補強材をアンカー材として、水平補強材を減らして水平補強材を連結して、裏込め基礎地盤に根入れ部を有する構造は、自重応力に対して通常の補強土擁壁と同様に働き、補強材量を軽減することができる。載荷時には通常の補強土擁壁よりも壁変位が大きくなる。したがって、載荷重のない場所で適用すべきである。鉛直補強材を使用する場合は、水平補強材の中央部が効果的であった。
- 5) 二重壁構造の場合は、アンカー材を有するモデルとほぼ同様な補強効果がみられた。
- 6) 壁面材に対して鉛直方向の隔壁を取り付けた場合、壁変位は、隔壁部から離れるほど大きくなった。壁面応力は、初期応力作用時には殆ど作用しておらず、載荷時には壁面上方で大きくなるが壁面全体で受け持っており、水平方向のアーチ機能を利用して壁面土圧を小さくできることが確認できた。
- 7) 面状の水平補強材を有する補強土擁壁の場合、載荷時には通常の補強材よりも変位および裏込め地表面の沈下の抑制効果大きくなることわかる。また、補強材の枚数および剛性が高くなるとその効果も高まる。

参考文献

- 1) Rowe, R. K. and Ho, S. K. : A review of the behavior of reinforced soil walls, Keynote Lecture, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 2, pp. 801-830, 1992.
- 2) 龍岡文夫 : 補強土擁壁の過去・現在・将来 -メカニズムからの一考-, 基礎工, Vol. 19, pp. 8-18, 1991.
- 3) Wu, J. T. H. : Predicting performance of the Denver Walls Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 3-20, 1992.
- 4) Wu, J. T. H., Xiaopei, Qi., Nelson, Ch., Ksouri, I., Helway M. B. and Huang, C. C. : Comparison of predictions for the Denver Walls, Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(ed), pp. 43-60, 1992.
- 5) 河邑眞 : 地盤破壊の三次元的評価に関する研究委員会報告 (3次元弾塑性FEM解析方法), 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 37-38 1995. 3
- 6) Smith, I. M. and Segrestin, P : Inextensible reinforcements versus extensible ties FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 425-430, 1992.
- 7) 島井原誠, 山本彰, 平間邦興 : 鉄筋で補強した斜面の解析, 第26回土質工学研究発表会, pp. 2175-2176 1991.
- 8) 河邑眞, 岡林 宏二郎, 岡田泰周 : 補強土擁壁用3次元弾塑性FEMの簡易プレ・ポストセッサーの開発, 平成6年度土木学会中部支部技術研究発表会講演概要集(III部門) pp. 391-392 1995.
- 9) 河邑眞, 岡林 宏二郎, 足立有史 : 補強土擁壁の安定評価についての3次元FEM解析, 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム発表論文集, III - 6, pp. 275-278 1995. 3
- 10) Okabayashi, K., Kawamura, M. and Okada, Y. : Centrifugal model test for the reinforced retaining wall considering three dimensional shape effect, Proceedings International Symposium on Earth Reinforcement III - 33, pp. 37-45, 1995. 12

- 1 1) Kawamura, M., Moroji, Y. and Okabayashi, K. : Deformation of Earth Reinforced Retaining Walls with Anchors, International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Volume. 1, pp. 369~372, 11-13th November, 1992.
- 1 2) 田中忠次, 鵜飼恵三, 河邑眞, 阪上最一, 大津宏康 : 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善株式会社, pp. 109-149, 1996.

第8章 結論

地盤の安定化を図る工法に、異種材料として圧縮材料を挿入する場合と引張り材料を挿入する場合がある。本研究では、両代表としてカルバートと補強土擁壁を対象構造物にとりあげ、異種材料からなる板状の部材を地盤内に設置した場合の土圧軽減メカニズムを遠心載荷模型実験と有限要素法により明確にし、両構造物の合理的・経済的設計手法を提示したものである。本章では、結論として各章の内容と成果を要約し、今後の展望について述べる。

本論文は8章からなる。第1章では、研究の背景、目的、内容ならびに論文の構成について記述している。

第2章では、発泡スチロールからなる板状のたわみ性部材を突出型カルバート上に設置した場合についての遠心載荷模型実験結果を示し、カルバート上部に作用する鉛直土圧を直径6mm、高さ2.4mmの小型土圧計により計測した結果から土圧軽減効果を明確にした。また、地盤の種類、地盤の密度、たわみ性材料の配置などの要因と土圧軽減効果の関係を分析し、本工法の適用性を明確にして合理的な設計方法を提示した。

第3章では、第2章で述べたカルバートの遠心模型実験模型について二次元弾塑性有限要素解析によりシミュレーションを行い、実験結果と同様の鉛直土圧軽減効果が得られることを検証した。また、地盤内の変位分布からたわみ性部材の圧縮変形に対して部材上部の地盤内にアーチ作用が発生し、鉛直土圧が低減されるという土圧軽減のメカニズムを明確にした。

第4章では、鋼板からなる水平部材を補強土擁壁背後地盤内に水平に設置した場合についての遠心載荷模型実験結果を示し、直径6mm、高さ1mmの小型土圧計により壁面土圧を計測した結果から土圧軽減効果を明確にした。本研究は、補強土擁壁の現設計法は、裏込め地盤が塑性状態に達した場合について設計されているため、安全側になり過ぎていることから、補強土擁壁の壁変位により裏込め地盤のひずみレベルが変化することに着目して、補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を調べた。その結果、擁壁背後のヒズミレベルが1%以下の補強土擁壁が安定した状態では、壁面土圧や補強材張力は背後地盤の塑性状態を仮定した現行設計法による値の20%程度であり、破壊時には主働土圧以上の土圧が作用することを明らかにした。また、壁面土圧と補強材張力の関係より、補強土擁壁は壁変位の初期には補強材の摩擦力を期待でき安定して

いるが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより、主働領域の摩擦力が小さくなり不安定となることを明らかとした。以上の実験より、補強土擁壁の変形の関数としての壁面土圧と補強材張力の関係を明確にすることができた。

第5章では、第4章で述べた実験模型に対する二次元弾塑性FEM解析結果を示し、実験と同様の土圧軽減効果を検証した。地盤と補強材との境界面における摩擦力が土圧軽減に寄与し、土圧の低減量は背後地盤のひずみ状態に大きく影響されるというメカニズムが明らかにされた。また、補強土擁壁の破壊領域の進行状況は、補強土塊の背面で塑性領域が広がった後、壁面底部から上部に破壊領域が広がった後、急激に広範囲で破壊領域が広がることがわかった。

第6章では、第4章と第5章の結果に基づき、補強土擁壁の変位量についての現地計測、数値解析、実物大実験の事例を収集整理した結果を示し、補強土擁壁が安定状態にあるとして設計可能な許容変位量として $H/150$ (H :壁高)を提案した。既存のタイプの補強土擁壁の実物大モデルを対象にした一連の二次元弾塑性FEM解析結果より、許容変位量にもとづく補強土擁壁の合理的な設計方法として、補強材長および鉛直方向の補強間隔に対する相対変位量の最大値 δ/H の図表を作成して最適な補強材量を求める手法を提示した。

第7章では、三次元弾塑性FEM解析により補強材の剛性が高い(非延性の)実物大構造物の補強土擁壁モデルに対して初期応力の影響や三次元効果について調べ、初期応力を解析で求めることの必要性、二次元解析が安全側の値となり特に載荷時に対して三次元解析が必要なことを明確とした。また、鉛直材を含め筆者らの提案による新しい形式であるいくつかの立体的な構造(補強材を連結した場合、アンカー材として鉛直補強材を使用した場合、二重壁構造、鉛直方向の隔壁を取り付けた場合、および面状の水平補強材を有する場合)に対してその適用性・経済性について吟味した結果を示した。

本研究は近年開発が盛んな地盤安定化工法についてその基本原理となる土圧軽減メカニズムを明瞭にし、合理的・経済的設計方法の提言を行なっている。今後このような構造物を安全で合理的に設計する上で有意義な成果であり、その工学的意義は大きいと考える。

謝辞

本研究は、筆者が豊橋技術科学大学大学院建設工学専攻修士課程に在学中から高知高専在職中および平成9年度の豊橋技術科学大学の内地留学期間に至るまでの研究成果をとりまとめたものです。この間、本研究に対し豊橋技術科学大学の河邑眞助教授、栗林栄一教授には、懇切丁寧な御指導と御鞭撻を賜りました。深く感謝の意を表します。また、終始暖かい御支援を賜りました、角徹三教授、加藤史郎教授をはじめ豊橋技術科学大学建設工学課程の諸先生方、研究にあたり御協力頂いた土質工学研究室の皆様ならびに土質工学研究室の先輩方に謝意を表します。

本研究の実験に際し、実験の実施や装置の作成など惜しみない御協力を頂いた高知高専の秋山幸二郎技官、大谷亘教授、地盤工学研究所の本郷隆夫氏および卒業研究として実験に御協力頂きました高知高専の卒業生の方々に感謝の意を表します。また、実験装置導入および移設などに対し御協力を頂きました高知高専の建設システムの諸先生方、元教授の岡崎義則先生、元教授(故)吉田泰治先生および導入当時に御協力頂いた先生方に心から謝意を表します。

また、御支援と御協力を頂いた高知大農学部の南信弘元教授、小椋正澄助教授、(株)相愛の中村和弘部長および高知県地盤工学研究会の皆様には謝意を表します。

最後に、本研究のとりまとめを行うにあたり内地研究の機会を与えて下さった高知高専の建設システムの諸先生をはじめ高知高専の教職員の方々に謝意を表します。

