

# 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

河邑眞<sup>1</sup>・岡林宏二郎<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 豊橋技術科学大学助教授 工学部建設工学系 (〒441-8122 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 高知工業高等専門学校助教授 建設システム工学科 (〒783-8508 高知県南国市物部乙200-1)

補強土擁壁の安定性を検討するには、壁変位、補強材の張力、壁面土圧、補強材と土との間の摩擦力などの関係を把握する必要がある。このような問題に対して遠心力模型実験を行ったところ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。本論文では、この遠心力模型実験をモデル化して、補強土擁壁の壁変位による裏込め地盤のヒズミレベルの変化に着目して有限要素解析を行った。その結果、遠心模型実験と同様に補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の関係は裏込め地盤のヒズミレベルに依存することが明確となった。

**Key Words :** *finite element method, centrifuge model, earth pressure, reinforcement, tensile force*

## 1. まえがき

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、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においては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行われており、安定した状態における実現象と対応していないものと考えられる。R.K.Roweら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<sup>1)</sup>。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<sup>2), 3), 4)</sup>。このような問題に対して著者らが遠心力模型実験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ヒズミが増大

するに従って主働域の補強材の摩擦力が減少して壁面土圧が増加することにより破壊に至ることが明確となった。本研究では、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について検証を行った。

これまでに補強土擁壁に関する遠心模型実験を有限要素解析でシミュレートしたものには、S.K.Ho<sup>5)</sup>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、J.S.Sharma<sup>6)</sup>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。両解析とも実験をよく再現できるうえ補強材張力の大きさがわかると述べられているが、裏込め土のヒズミレベルによる補強材と土圧の経時的な変化については言及していない。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<sup>7), 8), 9), 10)</sup>、施工過程をシミュレートしたもの<sup>11)</sup>、補強材についてのパラメトリックスタディー<sup>12)</sup>、解析法の検討<sup>13), 14), 15)</sup>などがみられるが、壁面土圧と補強材の相互関係に対する裏込め地盤のヒズミレベルの影響については必ずしも明確にされていない。

本研究では、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、遠心力模型実験に用いた補強土擁壁を解析モデルとし

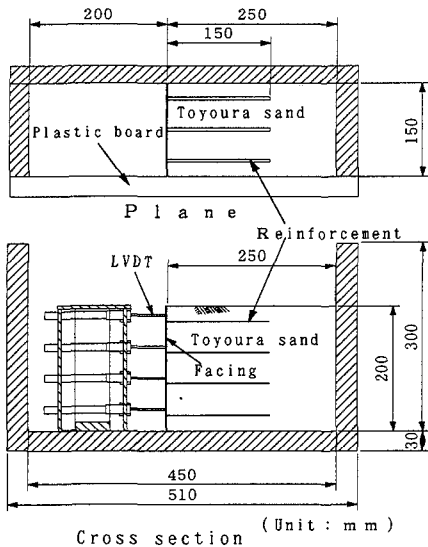


Fig.1 Profile of Centrifugal model

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考慮し、遠心力の載荷過程を重力を1g毎に物体力としてステップ載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。

## 2. 有限要素解析

### (1) 解析でシミュレートした遠心模型実験概要

遠心模型実験については文献(16)に詳述しているのでここでは、概要について述べる。実験模型の作成状況を Fig.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。模型材料の裏込め土は気乾状態の豊浦標準砂を用いた。

模型作成にあたり、30g の遠心力場の模型と実物の相似則が成り立つように模型寸法を定めた。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 の連続したアルミ板を用いた。実物の壁面材は分割されたコンクリートのパネル状のものを想定し、分割による剛性低下を考慮して壁厚を 1/10 とした。補強材は、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。作動トランスを用いた接触型変位計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

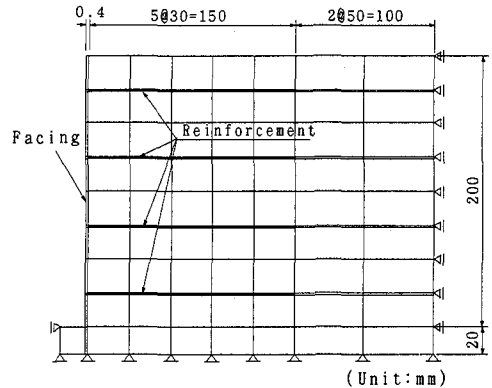


Fig.2 Finite Element Mesh

計は直径 6mm、厚さ 1mm、容量 980kPa のものを、壁面中央の補強材間に 3 箇所設置した。なお、土圧計は実験時と同密度の模型地盤内に設置し遠心力場で検定し、その検定値を用いて計測した。

模型地盤の作成は砂の充填装置を用い、砂の落下高  $H=50\text{cm}$  とし 0.42mm フルイを通過させて砂を降らせる方法で行い、相対密度を 80% ( $\gamma = 15.50\text{KN/m}^3$ ) に調整した。また、裏込め土の変位状況を観るためターゲットを縦横 40mm ピッチに埋め込んだ。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) を取り付け、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。遠心力の載荷は破壊に至るまで 5g 毎に載荷した。これにより、壁変位に伴う裏込土のひずみレベルの変化と破壊の関係がわかる。

### (2) 解析モデル

#### a) 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) 物体力のステップ載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載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。

#### b) 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 Fig.2 に示す。

Table 1 Material Properties

	Elastic Modulus E (kPa)	poisson's ratio $\nu$	unit weight $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C kPa	$\phi^\circ$	A
facing	7030000.	0.345	26.36	—	—	—
reinforcement	7030000.	0.345	26.36	—	—	—
backfill	19600.	0.3	15.50	0	35	0.7

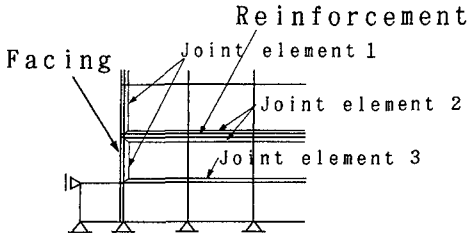


Fig.3 Joint Element

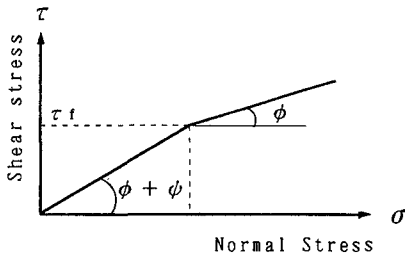


Fig.4 Constitutive relation of joint element

Table 2 Properties of joint elements

	Ks (kPa)	Kn (kPa)	$\phi^\circ$	$\psi^\circ$
facing/soil	100000.	10000.	10.	10.
reinforcement/soil	100000.	100000.	10.	10.
base/soil	1000000.	1000000.	10.	10.

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体とし、地盤は弾塑性体とし構成則はドラッカー-ブランクの完全弾塑性構成則を用い、塑性軟化を考慮した。二次元平面ひずみ解析のため補強材の挿入率 15mm/150mm=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、応力および変位の初期値は0となり、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Table 1に示す。この材料定数は、遠心力模型実験と同密度の豊浦標準砂で供試体を作成して50~200 KPaのもとで行った三軸圧縮試験の値から定めた。

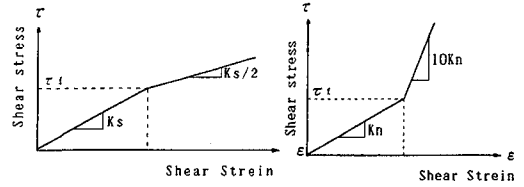


Fig.5 Deformation characteristics of joint element

c) 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Fig.3に示す。ジョイント要素1は壁面と土(facing/soil)、ジョイント要素2は補強材と土(reinforcement/soil)、ジョイント要素3は底版と土(base/soil)を示す。解析に用いたジョイント要素の構成則をFig.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<sup>17)</sup>、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 $\phi + \psi$ でその後は降伏によりダイレイタンスが終了し $\phi$ のみになると考えた。ジョイント要素の材料定数をTable 2に示す。

ここに、Ks : せん断剛性率 (kPa)

Kn : 垂直剛性率 (kPa)

$\phi$  : ジョイント表面の摩擦角

$\psi$  : ダイレイタンス角

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、Fig.5に示すように壁面のKnを $10^5$  kPaに補強材のKsを $5 \times 10^4$  kPaに変更し、せん断剛性率と垂直剛性率を定めた。

3. 解析結果

(1) 壁面変位

Fig.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。この変位モードは坂上<sup>9)</sup>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、下部では主働土圧

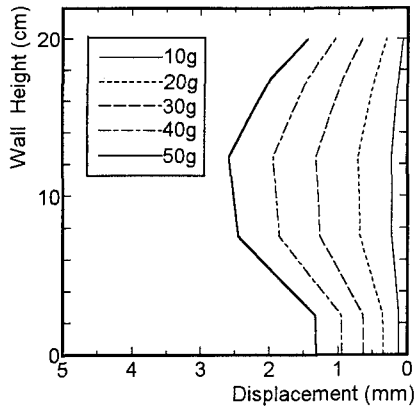


Fig.6 Wall face displacement (analysis)

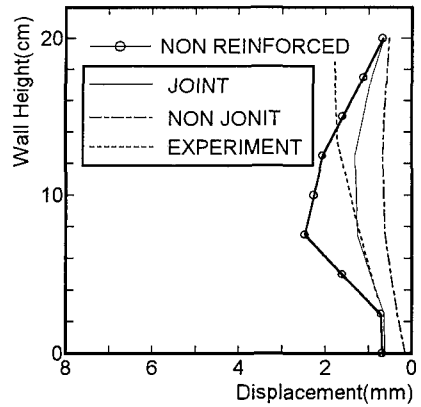


Fig.7 Comparison wall face displacement

が作用すると考えている<sup>19)</sup>。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 $\delta/H$ は、それぞれ1/150と1/80程度である。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。

Fig.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た。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。

## (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、一般には補強材の壁背面直近の張力を求めて、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<sup>19)</sup>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

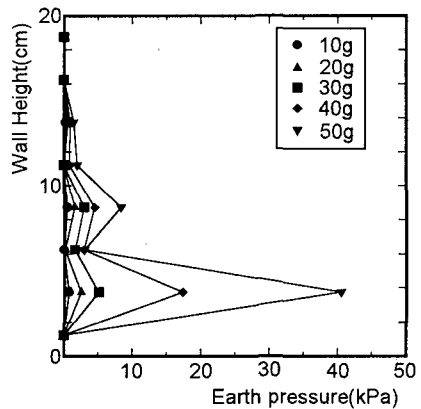


Fig.8 Horizontal earth pressure distribution (analysis)

り、より実験条件に近い条件であることから、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Fig.8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、補強材の下部について着目すると、補強材のすぐ下では小さく補強材から離れると大きくなっている。

## (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Fig.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Fig.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。

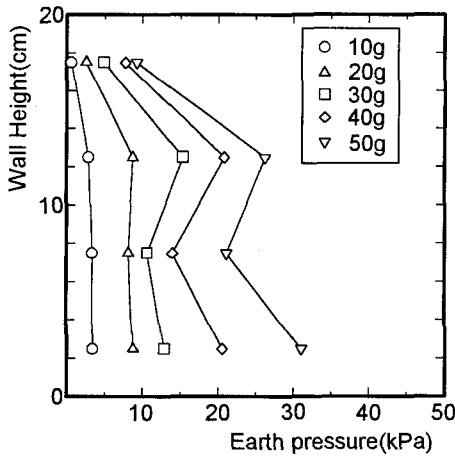


Fig.9 Tensile stress distribution (analysis)

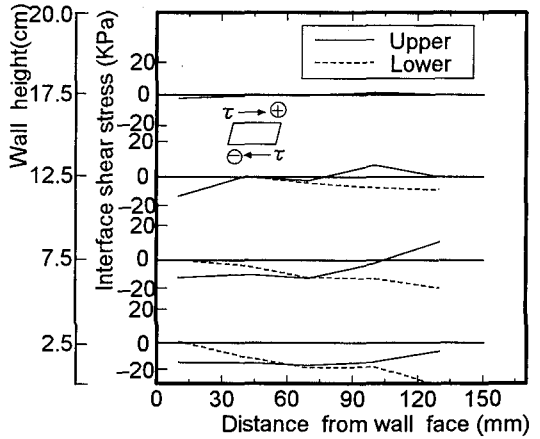


Fig.11 Shear stress between soil and reinforcement (analysis)

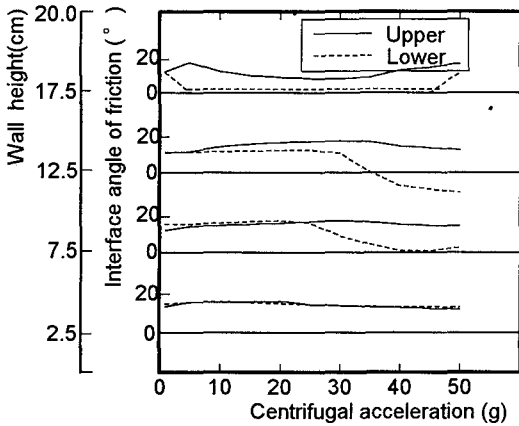


Fig.10 Friction angle of interface (analysis)

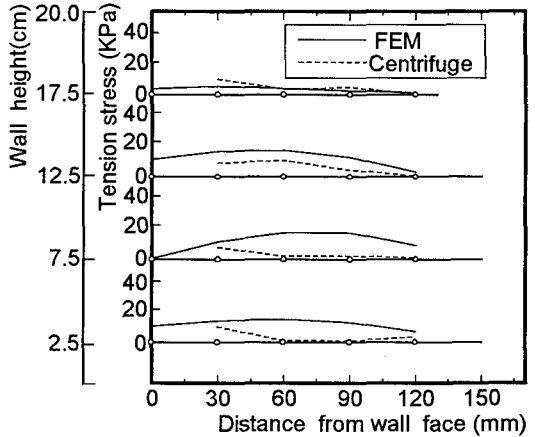


Fig.12 Tensile stress distribution of reinforcement (analysis and experiment)

#### (4) 壁面材表面の摩擦角と遠心加速度

本研究では、張力、土圧、摩擦力の関係を調べるにあたり、張力は壁面の直近を問題としているので、摩擦力も壁面直近として壁面壁面材から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 Fig.10 に示す。図中の Upper は補強材の表面を示し、Lower は補強材の裏面を示す。補強材表面の摩擦角 ( $\delta$ ) は、補強材と土との間のジョイント要素に働く垂直応力  $\sigma$  とせん断応力  $\tau$  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くことがわかる。

#### (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 Fig.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動領域と抵抗領域的に働いている。壁面上部では、壁変位と補強土塊後部での不等沈下による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。

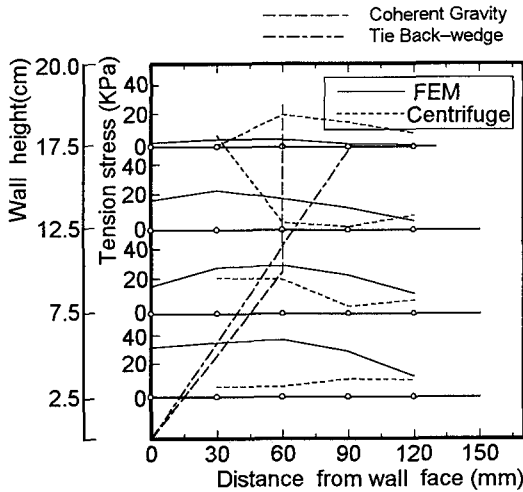


Fig.13 Tensile stress distribution of reinforcement (analysis and experiment)

(6) 補強材の引張り力分布

a) 安定時

Fig.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。

b) 破壊時

Fig.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<sup>20)</sup> 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おり前者の方法に近い結果が得られた。

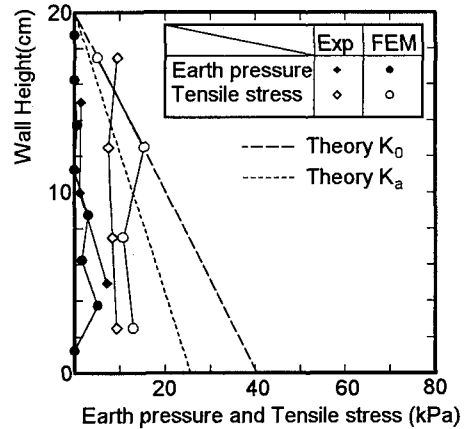
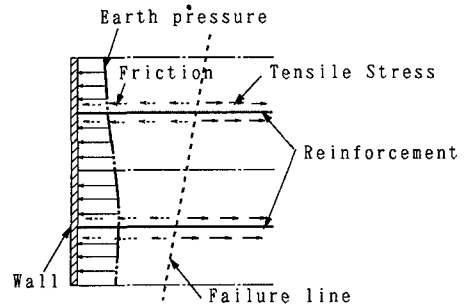


Fig.14 Distribution of Earth pressure and Tensile stress (30g) (analysis and experiment)



$$\text{Tensile force} = \text{Earth Pressure} + \text{Friction}$$

Fig.15 Relation between tensile force and earth pressure

4. 壁面土圧と補強材の張力との相互関係

(1) 裏込め地盤のひずみレベルによる比較

a) 安定時

Fig.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、壁変位により補強材の周りの土がせん断変形を起こし發揮される力であり、河邑ら<sup>21)</sup>の二次元弾塑性FEM解析でも確認されており、その関係をFig.15に示す。

## b) 破壊時

Fig.16は破壊時（破壊が発生する直前の値）の補強材の張力と壁面土圧を比較したものである。なお、実験による破壊は補強材の切断により全体の安定が失われて発生した。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。

## (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Fig.17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。また、遠心力模型実験結果も示す。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。解析および実験とも遠心加速度が上がることにより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よい」という龍岡らの考え<sup>22)</sup>と関連している。すなわち、Fig.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<sup>18)</sup>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、安定時の挙動と整合しない。

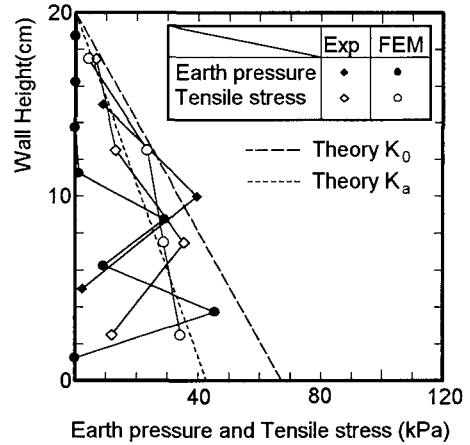


Fig.16 Distribution of Earth pressure and Tensile stress(Failure) (analysis and experiment)

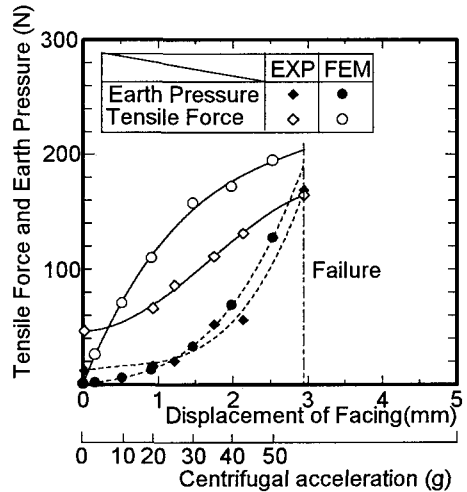


Fig.17 Earth pressure and Tensile stress for Displacement of wall

## 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 Fig.18 と Fig.19 に示す。ここで安全率とは、各要素の応力円の中心から破壊基準までの距離（半径）を、対象とする載荷段階における各要素の応力円の半径で割って求めたものである。補強材を有し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、

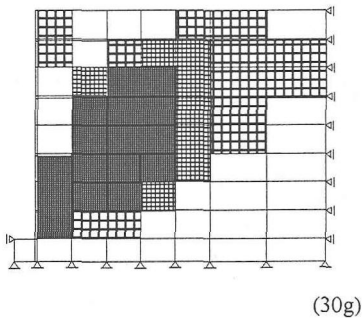
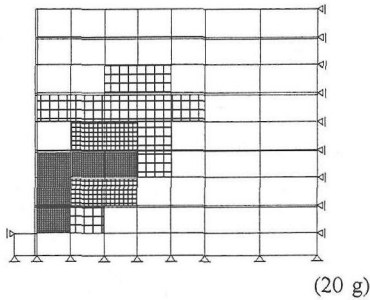
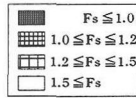


Fig.18 Safety factor of specimen (non reinforced)

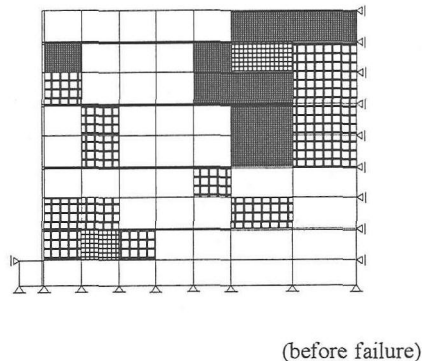
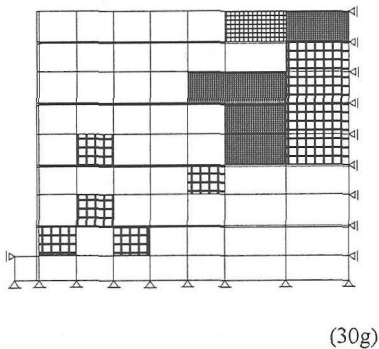


Fig.19 Safety factor of specimen reinforced retaining wall

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塑性領域が広がって破壊に至ることがわかった。

## 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。

(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塑性領域が広がって破壊に至ることがわかった。

(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) 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 - マカスムからの一考 -, 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, J., 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) 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.
  - 6) 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.
  - 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) Arav, R., Villard, P. and Gourc, J. P. : Mecanizm of reinforcement from two field trials, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.303-308, 1996.
  - 9) 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.
  - 10) 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.
  - 11) 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.
  - 12) 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.
  - 13) 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.
  - 14) 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.525-530, 1996.
  - 15) 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.
  - 16) 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, No.589/ III -42, pp.263-273, 1998.3.
  - 17) 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.
  - 18) 土木研究センター：補強土 (テールメタ) 壁工法設計・施工マニュアル pp.63-191, 1988.
  - 19) Murry, R.T. : Discussion in the paper, Reinforced earth-research and practice, *Ground Engineering*, Vol.13, No.4.
  - 20) 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.
  - 21) 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.15 21-1522, 1989.
  - 22) 龍岡文夫：ジオソフ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.

(1997. 7. 29 受付)

## FINITE ELEMENT ANALYSIS ON INTERACTION BETWEEN EARTH PRESSURE AGAINST REINFORCED RETAINING WALLS AND TENSILE FORCE OF REINFORCEMENTS

Makoto KAWAMURA and Kojiro OKABAYASI

In order to evaluate stability of reinforced retaining walls, it is required to know the relations between displacement of a wall, tensile force of reinforcements, earth pressure against the wall, frictional force on reinforcement and so on. In this study these relations were observed in the finite element analysis taking into account the strain level of the backfill soils. As the results of the analysis, it was made clear that tensile force of the reinforcements and earth pressures against the wall as the small strain level of backfill soil are relatively small compared with those which are estimated in the current design. When the failure of backfill soil occurs, the tensile force and the earth pressures coincide with those in the current design. The relation between earth pressure against the wall and tensile stress of the reinforcement according to the wall displacement were clarify from this research.