

補強土壁の耐震性に関する遠心模型実験

Centrifuge Model Tests on Seismic Stability of Reinforced Soil Walls

桑野二郎 (くわの じろう)

東京工業大学助教授 大学院土木工学専攻

井澤 淳 (いざわ じゅん)

東京工業大学助手 大学院土木工学専攻

1. はじめに

地盤工学における模型実験の重要性は今さら述べるまでもないが、耐震問題においても多くの模型実験が行われている。2002年にカナダで開かれた Physical Modelling in Geotechnics に関する国際会議では、約160編の論文中、30編あまりが耐震に関する模型実験についての報告であり、液状化に関するものが多かった。これまでの当該会議の経緯から遠心模型実験に関するものが大部分であったが、1g 場における大型振動台実験¹⁾や全体系の一部を取り出した土槽実験²⁾もあった。一方、やはり2002年にフランスで開催された国際ジオシンセティックス学会の世界大会では、約300編の論文中、耐震関係は約15編のみであった。その半数強が高さ50～100 cm の補強土模型の1g 振動台実験³⁾であった。耐震以外の分野では施工事例や実規模実験が比較的多く見られるが、振動問題ではやはり室内模型実験が中心となっている。

模型実験を行う際には、想定している実構造物の状況をいかに再現するかが重要となる。その際、土だけであれば応力レベルを合わせることで強度と剛性の両方をほぼ満足させられるが、補強土構造物の場合は土とジオグリッドの複合構造物であり、それぞれの材料単体の特性を再現するのみならず、相互作用なども含めた考慮が必要となる。したがって、すべてを完全に模擬することは不可能であろう。むしろ条件をパラメトリックに変化させ、何が構造物の挙動にどのように影響するかを調べる要因分析の手段と考え、得られた知見を実規模構造物の挙動の評価に用いることが現実的であると考える。ここでは、そのような検討の一例として、模型ジオグリッドの特性が補強土壁の耐震性におよぼす影響を、震度法を模擬した遠心傾斜台実験と地震動を模擬した遠心振動台実験により検討した実験結果を紹介する。

2. 補強材特性

ジオグリッドの補強効果を評価するのに引抜き試験が実施されているが、筆者らのこれまでの研究⁴⁾から、補強材の形状および剛性が引抜き特性に影響を与えることが分かっており、これから述べる構造物としての補強土壁の耐震性においても、部材としての補強材特性として形状と剛性に着目した。本研究では、剛性の異なる補強材として実ジオグリッドの比較的軟らかいものに剛性が

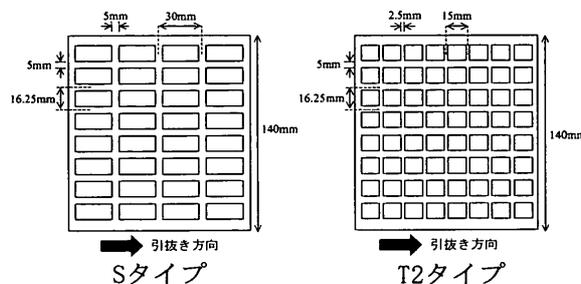


図-1 模型ジオグリッドの形状

表-1 模型ジオグリッドの特性・引抜き摩擦定数

材料		VS	VT2	CS
		塩化ビニール	塩化ビニール	ポリカーボネイト
厚さ	(mm)	0.5	0.5	0.5
縦リブ間隔	(mm)	16.25	16.25	16.25
横リブ間隔	(mm)	30	15	30
破断強度	(kN/m)	0.663	0.681	7.01
破断時ひずみ	(%)	24.8	26.2	4.81
剛性	(kN/m)	2.38	2.28	190
δ_p	(deg.)	11.3	12.8	21.4
c_p	(kPa)	1.12	1.63	0.591
$\tan \delta_p / \tan \phi$		0.222	0.252	0.435

近いポリカーボネイトと、比較のためかなり剛性の低い塩化ビニールを使用し、図-1に示す形状のものを用いた。補強材特性を表-1にまとめる。T2タイプはSタイプと上下表面積や剛性などの諸元はほぼ同じだが、引抜き抵抗への寄与が大きいと考えられる横リブ本数が2倍ある。なお、盛土は豊浦砂を相対密度80% ($\phi = 42^\circ$) となるよう空中落下法により作製した。

10, 15, 20 kPa の3種類の上載圧で引抜き試験を実施した。図-2に結果の一例を示すが、引抜きせん断応力は $CS > VT2 > VS$ の順に大きく、剛性が高いほど、また横リブが多いほど、大きな引抜き抵抗を示す。また、剛性の高いCSでは、小さな引抜き量で最大値を示す。引抜き試験から得られた結果を土の強度と同様にまとめると、に表-1示すような引抜き摩擦定数 (c_p, δ_p) が得られた。

3. 遠心模型実験

補強土壁の耐震性にジオグリッドの特性が及ぼす影響を調べるため、50Gの遠心加速度場で傾斜台実験と振動台実験を実施した。補強土壁模型は図-3に示すような盛土高150mm (実換算7.5m) のもので、乾燥豊浦砂を空中落下法で相対密度80%となるように地盤を作

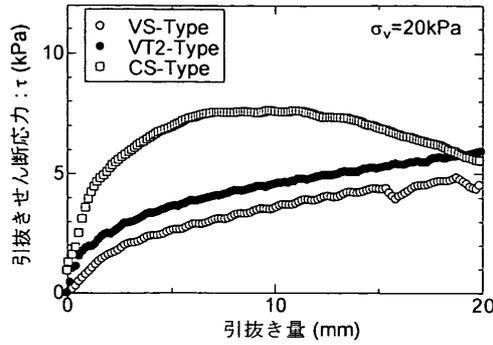


図-2 引抜き量～引抜きせん断応力

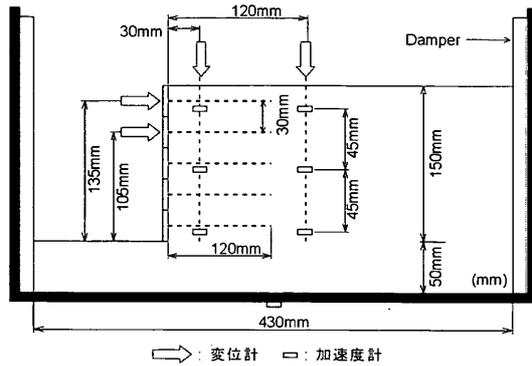


図-3 模型補強土壁

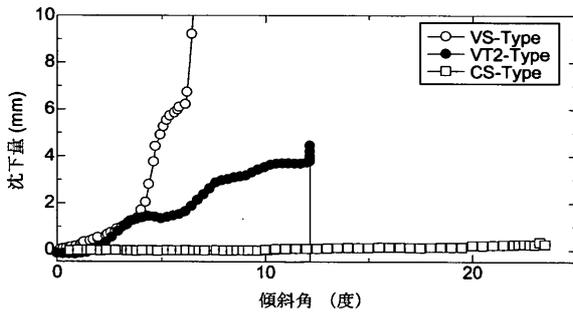


図-4 傾斜角と天端沈下量

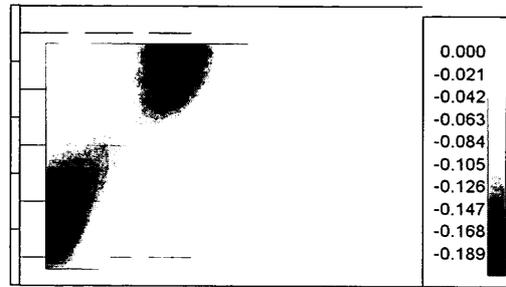
製した。補強材は先に述べた3種類を用い、敷設長90 mm、敷設間隔30 mmとした。地盤変形の計測は、CCDカメラを用いた画像処理システム⁵⁾を用い、地盤内に埋設したターゲット位置を求めることで行った。

3.1 遠心傾斜台実験

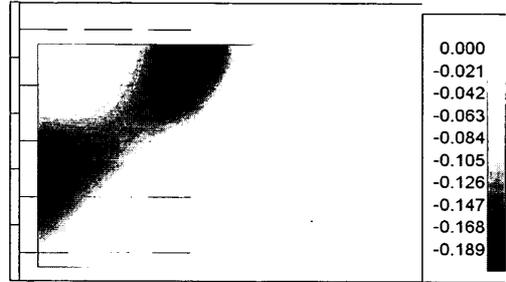
遠心傾斜台実験は、震度法を模擬するため、遠心加速度場で試料容器を破壊が生じるまで毎分1度で傾斜させた。傾斜させるだけでは角度が大きくなると鉛直加速度成分が低下するため、傾斜とともに遠心加速度を増加させ、鉛直加速度を50 Gに保った。

図-4に変位計で計測した壁面から30 mmにおける天端沈下量と傾斜角の関係を示す。また、地盤内変位量から求めた崩壊直前の水平ひずみ ϵ_h 分布を図-5に示す。

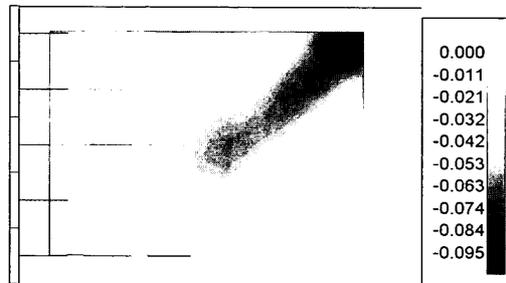
VSタイプでは傾斜角4°程度までは変形が徐々に進むが、その後急激に変形が進行する。ひずみ分布図からも、補強領域下部の壁面に近い部分からひずみの局所化が始



a) VS-Type 傾斜角= 4.8deg. ($k_h=0.084$)



b) VT2-Type 傾斜角=11.5deg. ($k_h=0.20$)



c) CS-Type 傾斜角=23.5deg. ($k_h=0.43$)

図-5 傾斜台実験における崩壊直前の水平ひずみ分布

まり、傾斜に伴いすべりが生じている様子が観察された。

VSタイプと剛性の等しいVT2タイプでは、傾斜角4°程度までの初期段階ではVSタイプと同様の沈下を生じている。その後も引き続き同様な割合で沈下が増加し、約12°で崩壊が生じた。ひずみ分布を見ると、やはり補強領域内を通過するすべり線が生じているが、その下端はVSタイプと比べ、補強材の一段高い位置付近にある。これはVT2タイプの引抜き抵抗がVSタイプよりも高い分、拘束圧の高い盛土下部では引抜きが起きにくかったためと考えられる。

CSタイプでは傾斜角23.5°に至るまで崩壊せず、また変形もほとんど生じなかった。補強領域下部にややひずみの大きい領域が見られるが、明瞭なすべり線は補強領域内部ではなく背面に現れた。これは、剛性の高い補強材で補強することにより補強領域が一体化され、局所的な変形が起きにくくなったためと考えられる。

3.2 遠心振動台実験

遠心振動台実験では、傾斜台実験と同様の補強土壁模型を、やはり50 Gの遠心加速度場で正弦波20波を入力振幅を徐々に大きくしながら3回入力した。CSタイプでは振幅17 Gまでしか入力できなかったため、4回目に2倍の波数を入力した。

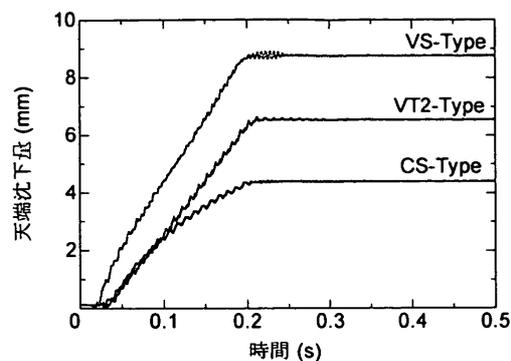


図-6 天端沈下時刻歴

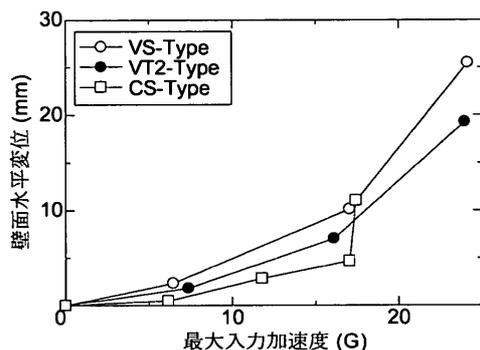


図-7 入力加速度と残留水平変位

図-6 に壁面から30 mmにおける天端沈下量の時刻歴を示す。このように、振動開始から終了まで変位は蓄積し、振動が終了すると、土あるいはジオグリッドが変位しても新しい安定状態となり、沈下は止まる。変位の蓄積は、引抜き抵抗が小さいほど大きくなっている。図-7 に入力加速度と壁面上部での残留水平変位量の関係を示す。VS>VT2>CSの順に大きな残留変位を示した。またCSでは、入力加速度振幅はほぼ同じでも波数を倍にすることで、残留変位もほぼ2倍になった。

最終載荷終了時の水平ひずみ分布を図-8に示す。補強材剛性が低いVS, VT2タイプでは、傾斜台実験と同様にすべり線が補強領域を貫いている。CSタイプでは、剛性の低いケースほど顕著なすべり線は発生しなかったが、最終的には補強領域上部の浅い部分に変位のやや大きい領域が見られた。しかし、補強材の剛性が低いケースと比べると補強領域の一体化がなされ、さらに大きな入力があると、傾斜台実験と同様に補強領域背面にすべり面が現れてくるのではないかと予想される。

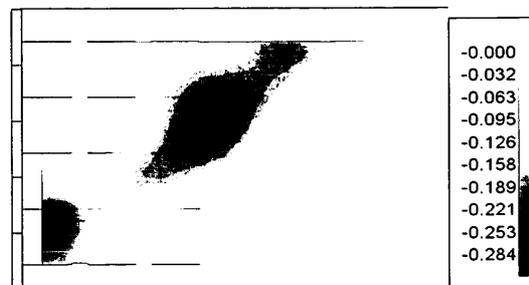
3.3 耐震性評価

補強土構造物の耐震性評価には震度法が用いられることが多い。ここでは、震度法を模擬した遠心傾斜台実験についてTwo-Wedge法を用いて解析した⁶⁾。ジオグリッドの補強効果は、引抜き試験から得られた表-1にまとめた δ_p と c_p を用いて計算した。

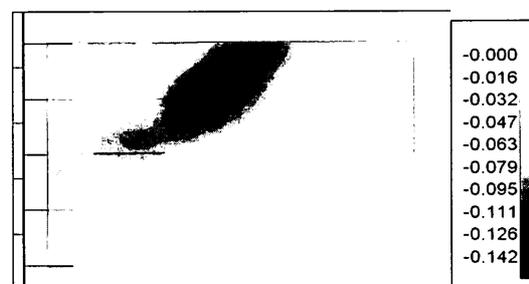
図-9, 10において安全率が1.0となった時の傾斜角 θ 、水平震度 $k_h = \tan \theta$ 、およびすべり面を実験と解析結果について示している。図-9は引抜き試験から得られた最大の引抜き抵抗をそのまま用いた計算結果である。



a) VS-Type



b) VT2-Type



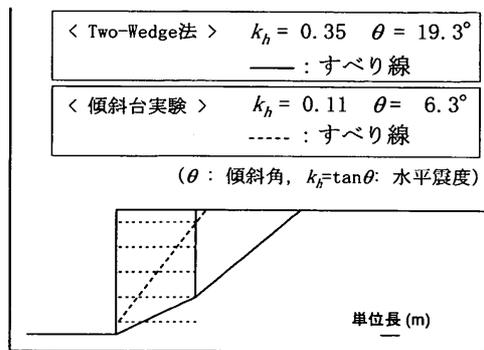
c) CS-Type

図-8 最終振動終了時の水平ひずみ分布

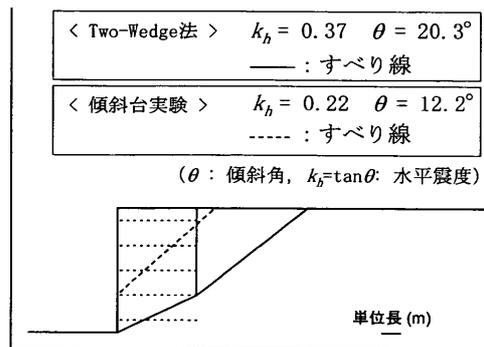
計算結果では、実験のように補強領域を大きく貫くすべり面は得られていない。また、破壊に至る傾斜角(震度)も過大評価している。ところで図-2を見ると、剛性の低い補強材では引抜き強度を発揮するまでに大きな引抜きが必要であり、そのような状態では土は既に破壊していると考えられる。そこで、試みに引抜き量3 mmでの引抜き抵抗を用いて計算を行った結果が図-10である。VS, VT2, CSそれぞれについて、引抜き強度を約0.4, 0.4, 0.8倍に低減したことになる。図-9と比較すると、破壊時の傾斜角(震度)とすべり面の位置のどちらも実験結果をかなり良く再現できている。今回仮定した3 mmという引抜き量の妥当性はともあれ、土の破壊時変形と補強材の剛性に見合った引抜き強度低減の検討は今後さらに必要であろう。

最後に、傾斜台実験と振動台実験で得られた破壊時水平震度を表-2に示す。振動台実験では、傾斜台実験よりもかなり大きな水平震度を入力するまで、補強土壁は崩壊に至らなかった。今回用いた正弦波形は、同じ最大加速度振幅を有する実地震のような不規則波形と比較すると、より危険と考えられる。したがって、補強土壁はかなり高い耐震性を有するものと思われる。

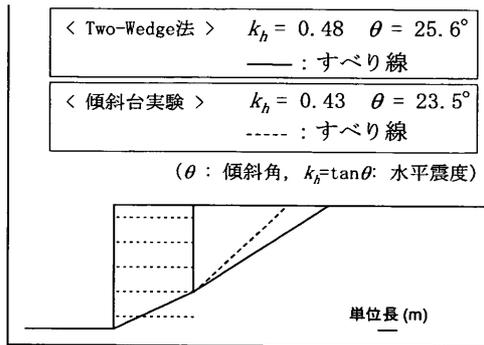
論 文



a) VS-Type



b) VT2-Type



c) CS-Type

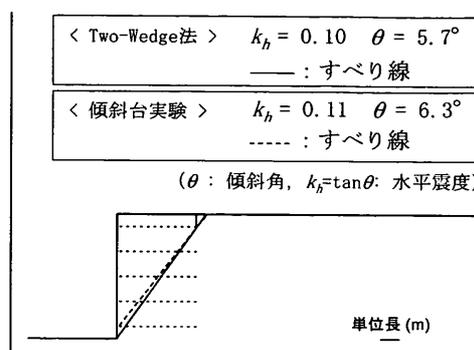
図-9 引抜き強度を用いた Two-Wedge 法による安定計算結果

表-2 破壊時水平震度 k_h

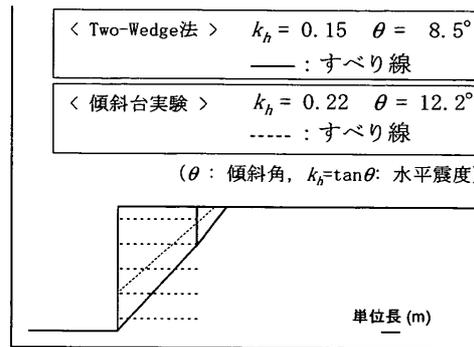
	VS	VT2	CS
傾斜台実験	0.11	0.22	0.43
振動台実験	0.48	0.48	破壊せず

参 考 文 献

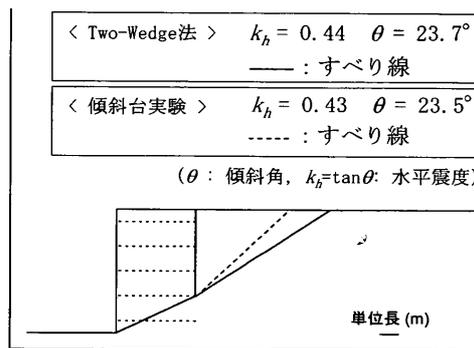
- Hagiwara, T., Arai, T. & Asega, H.: Large shaking table tests on counter measures against soil liquefaction for an oil tank with pile foundations, Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02, Swets & Zeitlinger, pp. 563~568, 2002.
- Takahashi, A., Kuwano, J., Arai, Y. & Yano, A.: Lateral Resistance of buried cylinder in liquefied sand, Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG '02, Swets & Zeitlinger, pp. 477~482, 2002.



a) VS-Type



b) VT2-Type



c) CS-Type

図-10 引抜き強度を低減させた Two-Wedge 法による安定計算結果

- ger, pp. 477~482, 2002.
- 例えば Bathurst, R. J., El-Emam, M. M. & Mashhour, M. M.: Shaking table model study on the dynamic response of reinforced soil walls, Geosynthetics—7th ICG, Swets & Zeitlinger, pp. 99~102, 2002.
- Izawa, J., Kimura, H., Ishihama, Y., Takahashi, A. & Kuwano, J.: Effects of geogrid properties on pullout resistance, Landmarks in Earth Reinforcement (IS Kyushu 2001), Swets & Zeitlinger, Vol. 1, pp. 55~60, 2001.
- Taylor, R. N., Robson, S., Grant, R. J. & Kuwano, J.: Image acquisition using an on-board film camera, Centrifuge 98, Balkema, Vol. 1, pp. 73~78, 1998.
- 井沢 淳・桑野二郎・高橋章浩: シオグリッドの特性が補強盛土の地震時安定性に及ぼす影響, シオシンセティックス論文集, Vol. 16, pp. 37~44, 2001.

(原稿受理 2002.11.5)