

投稿論文 (和文報告)

**TECHNICAL
REPORT**

補強土工法の液状化抑止効果とその補強メカニズム

阿知波文夫¹・水谷俊孝²・丹羽 誠³・松尾 稔⁴

¹正会員 工修 中部電力株式会社 川越火力建設事務所 副所長 (〒512 三重郡川越町大字新田字朝明 87-1)

²正会員 工修 中部電力株式会社 土木建築部

³正会員 大日本土木株式会社 技術研究所

⁴正会員 工博 名古屋大学教授 工学研究科 地圏環境工学専攻

現在、地震時の地盤の液状化やすべり破壊に対してさまざまな対策工法が提案されているが、これらの工法を護岸や堤防などの既設構造物へ適用する場合には、振動・変形等の課題があった。そこで、筆者らは前論文¹⁾において補強土工法の考え方を取り入れた新しい耐震補強対策工法を提案した。本報告では、補強効果の定量的な評価を目的とした大型せん断土槽を用いた液状化振動実験を実施し、液状化に対する効果的な補強方法を検討した。さらに、補強効果の評価方法を提案し、実験結果との比較によりその妥当性を確認した。

Key Words : *liquefaction, shaking test, friction, reinforcement*

1. はじめに

地震時の液状化やすべり破壊に対しては、従来よりサンドコンパクションパイル工法やグラベルドレーン工法等、さまざまな対策工法が実用に供されている。しかし、これらの対策工法は主に新設構造物を対象とした工法であった。このため、護岸や堤防などの既設構造物に対してこれらの対策工法を適用する場合、①施工時において有害な変形や振動等が発生する、②施工上の制約条件が多い、③液状化とすべり破壊の両者に対して補強することが難しい、といった課題があった。

一方、切土や盛土等の地盤の安定性を増加させることを目的として、各種の補強土工法が近年実用に供されている。補強土工法には施工に伴う地盤変位や騒音・振動などの周辺環境への影響が小さく、場所的な制約が少ないといった特長がある。このような補強土工法が液状化に対してもその効果を発揮できれば、有力な対策工法となりうる。

そこで、筆者らはこれを応用した液状化対策方法を前論文¹⁾で提案した。この対策方法は、地盤中に引張り剛性の大きな鋼管や鉄筋を打設し、その周囲をグラウチング等により地盤との一体化をはかった上で、その頭部をコンクリート床版（以下面板と呼ぶ）により連結するものである。

前論文¹⁾ではこの方法による補強効果を確認するために、小型振動台（長さ 100 cm, 幅 20 cm, 高さ 40 cm）を用いた液状化振動実験を実施した。この小型振動実験では補強仕様を変えて補強効果を比較するとともに、補

強効果に寄与するパラメータを抽出し、その定性的な評価を行った。その結果、地盤との摩擦を有する補強材を地盤に挿入し、補強材頭部を面板で固定することにより顕著な補強効果が得られ、液状化対策工法としての有効性が確認された。

しかし、この小型振動実験ではモデルのスケールが小さすぎたため、補強効果を評価する上で鍵となる補強材に働く力（ひずみ）を直接測定することが不可能であった。このため、補強材の詳細な挙動が不明であり、補強効果については定性的な評価にとどまっていた。

既往の研究でも、望月ら²⁾が針金で補強した砂の非排水繰り返し試験や振動実験を行っている。また古賀ら³⁾は小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰り返しねじりせん断試験を実施して、補強土工法の液状化対策工としての有効性を示唆している。しかし、補強材の仕様や補強材頭部の固定方法の液状化抑止効果に及ぼす影響を分析して補強メカニズムについて検討した例は少ない。

本報告では、補強メカニズムを明確にするために大型せん断土槽を用いた液状化振動実験を実施し、補強材に発揮される力（ひずみ）と補強効果との関係を検討する。さらに、補強土工法の液状化現象に対する補強メカニズムについて検討し補強効果の評価方法について検討する。

2. 大型せん断土槽を用いた液状化振動実験

(1) 実験方法

実験は図-1 に示す大型せん断土槽を載せた振動台を

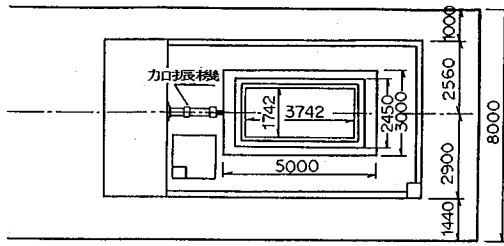


図-1 大型せん断土槽振動実験装置

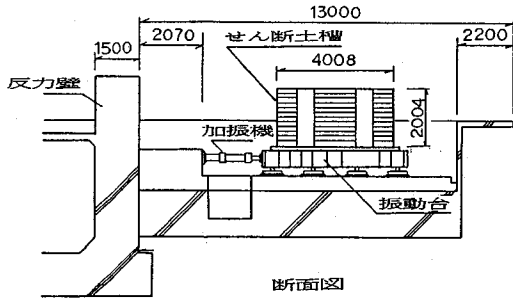


図-1 大型せん断土槽振動実験装置

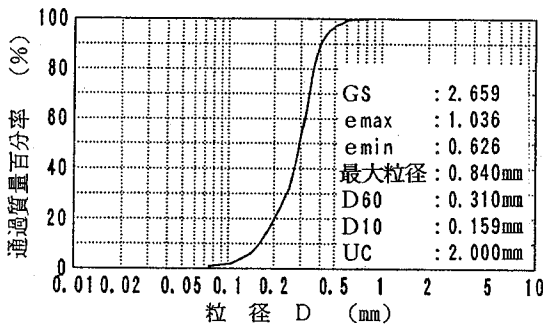


図-2 実験砂の物理特性

用いて行った。せん断土槽の大きさは、長辺方向 374.2 cm、短辺方向 174.2 cm、高さ 200.4 cm である。地盤のせん断変形を拘束しないように高さ 8 cm の枠が 25 段積み重なった構造になっている。

実験には、図-2 に示す粒度分布の細砂を用いた。地盤は、水中落下法により作成した。すなわち、せん断土槽の水位を規定値まで上昇させ、水面から一定の高さを保ってラムシェルパケットにより砂を投入した。この後順次水位とパケットを上昇させて砂を投入し、地盤が所定の高さになるまで繰り返した。この時、地盤の密度はパケットから水面までの落下高さ、砂の水中での落下距離を一定に保つことにより管理した。

地盤作成後、補強材を地盤内に挿入させて補強地盤を作成した。補強材には、地盤との摩擦を生じさせるため砂を接着剤で付着させている。作成した供試体の代表的な例を図-3 に示す。

加振は、20 波の定常域とその前後に 5 波ずつのウイ

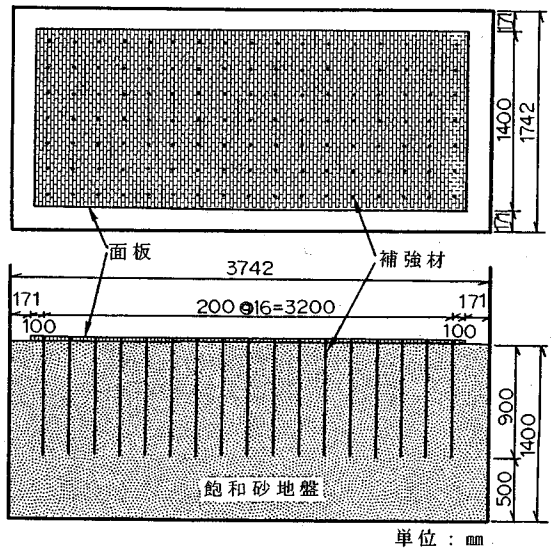


図-3 供試体概要

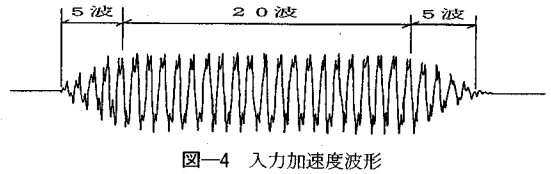
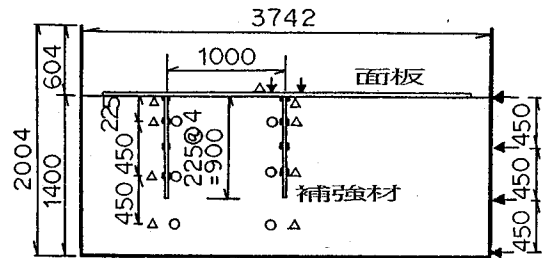


図-4 入力加速度波形



○：間隙水圧計 単位：mm

△：加速度計

←：側壁変位

⇓：ひずみゲージ

↓：鉛直変位

図-5 計測機器の配置

ンドウをかけた過渡域からなる正弦波を変位制御で入力した。図-4 は振動台のベースに設置した加速度計による加速度波形の一例である。また、入力加速度レベルは 20 gal から始めて約 20 gal ずつ段階的に増加させて、全層が液状化するまで段階加振した。

加振時の計測項目は、地盤の間隙水圧、地盤・面板・振動台の加速度、面板・地表面の沈下量、せん断土槽側壁の変位、補強材のひずみとした。補強材のひずみは 1 本につき、深度方向に 4 ヶ所、各深度で加振方向に補強

表—1 補強部材の相似則と相似比

量	相似則	相似則から決まる相似比	実験で用いた相似比
長さ	l_m/l_p	1/7	1/7.5
密度	ρ_m/ρ_p	1	1/0.94
弾性係数	$(l_m/l_p)(\rho_m/\rho_p)(\alpha_m/\alpha_p) \times (\varepsilon_m/\varepsilon_p)^{-1}(\nu_m/\nu_p)$	1/7	1/0.48
ポアソン比	ν_m/ν_p	1	1
ひずみ	$\varepsilon_m/\varepsilon_p$	1	1
加速度	α_m/α_p	1	1
引張り剛性	$(l_m/l_p)^3(\rho_m/\rho_p)(\alpha_m/\alpha_p) \times (\varepsilon_m/\varepsilon_p)^{-1}(\nu_m/\nu_p)$	1/421	1/192
曲げ剛性	$(l_m/l_p)^5(\rho_m/\rho_p)(\alpha_m/\alpha_p) \times (\varepsilon_m/\varepsilon_p)^{-1}(\nu_m/\nu_p)$	1/23730	1/15625

m:model p:prototype

表—2 代表的な補強条件

項目	想定する実構造	模型
補材	材質 鉄筋	アルミ棒
強	寸法 $\phi=200\text{mm}, \ell=7\text{m}$	$\phi=10\text{mm}, \ell=900\text{mm}$
材	構造 外周面をグラウトした構造	外周部に砂を付着
面	板 厚さ150mmのコンクリート床版	厚さ6mmの鋼板

材の両側に2点、計8点を計測した。図—5に各計測機器の配置を示す。

(2) 実験パラメータ

実験の規模は、寸法比で小型振動実験と比べて4倍、想定している実構造と比べて1/7.5とした。補強条件については表—1に示す相似則⁴⁾をできるだけ満足するように設定した。弾性係数については、頭部を固定する面板は曲げ剛性(EI)で、補強材については引張り剛性(EA)を基準に材料を選択した。表—2に、代表的な補強条件と想定される実構造との対比を示す。

小型振動実験の成果を踏まえ、次のパラメータに着目して、実験ケースを設定した。

- ① 補強材の引張り剛性
- ② 補強材の打設ピッチ (配置密度)
- ③ 補強材頭部の固定条件
- ④ 造成地盤の密度 (強度)
- ⑤ 地盤と補強材との摩擦の大小

なお、小型振動実験では、このほか補強材の挿入角度、面板の剛性をパラメータとして選択していた。しかし、今回の実験では補強材を斜めに挿入し、面板と固定することが困難であることからこのパラメータを除いた。また、面板の剛性については、面板は護岸や堤防の表面処理工をそのまま流用するものとして考えているので、表—2に示した実構造物との相似比から求めた値のみを設定し、パラメータとしては変化させなかった。

表—3 実験ケース一覧

実験	実験	頭部条件		引張り剛性				摩擦		打設ピッチ	
		自由	固定	極小	小	中	大	小	大	20cm	40cm
I	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2		○			○			○	○	
	3		○	○					○	○	
	4		○		○				○	○	
	5		○			○			○		○
II	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	7	○					○	○		○	
	8		○			○			○		○
	9		○				○	○			○

表—4 補強材の材質と引張り剛性

剛性	仕様	E A (kN)
極小	7ケリ棒, $\phi 10\text{mm}$	6.13×10^2
小	7ケリ $\Delta 17^\circ$, $\phi 10\text{mm}, t=1\text{mm}$	2.26×10^3
中	7ケリ棒, $\phi 10\text{mm}$	5.12×10^3
大	異形鉄筋, $\phi 10\text{mm}$	1.46×10^4

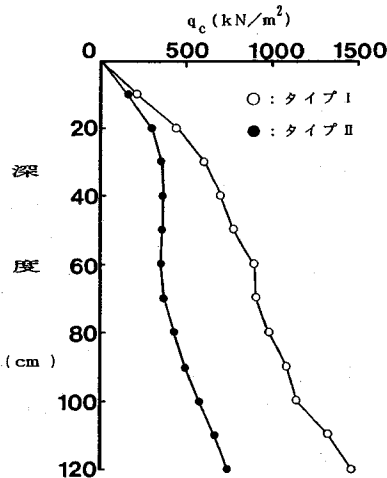
表—5 補強材の摩擦特性

補強材	付着砂	最大引抜き力(N)		摩擦係数 μ^*
		平均値	変動係数	
小	粒径(mm)	230.3	0.20	1.53
大		646.8	0.20	3.79

表—3に以上のパラメータをもとに設定した実験ケースの一覧を示す。実験は大別して2つのタイプを実施した。タイプIは、基本ケースで、補強材の引張り剛性、打設ピッチをパラメータとした。タイプIIは、極めて緩い地盤をベースに、前論文で想定した補強メカニズムから補強効果があらわれにくいと考えられるパラメータを選定し、補強材頭部の固定条件、引張り剛性をパラメータとした。また、ケース1、ケース6はタイプI、タイプIIの無補強ケースである。

以下、表中の各パラメータについて述べる。

造成地盤は、作成時の砂の落下高さを変えて強度の差を設けた。タイプIはバケットから水面までの落下高さ200cm、水中落下距離を30cmとし、タイプIIはそれぞれ100cm、60cmとした。作成した地盤の相対密度は平均で、タイプIが49%、タイプIIが41%となった。また、静的コーン貫入試験の結果を図—6に示す。ただし、図はタイプごとの各ケースの平均値を示す。この図から、深度90cmにおいてタイプIは $q_c=1000\text{ kN/m}^2$ 、タイプIIは $q_c=500\text{ kN/m}^2$ と、貫入抵抗では約2倍の差があることがわかる。また、貫入抵抗値は通常の均一な



図—6 静的コーン貫入試験結果

地盤と同様に深度に比例していることがわかる。

表—4 に実験した補強材の材質と引張り剛性を示す。補強材の引張り剛性は、表—1 に示した相似比を基準に、材質を変えて $6 \times 10^2 \sim 1.46 \times 10^4$ (kN) の間で 4 ケース選定した。

補強材の打設ピッチは、正方形配置で 20 cm ピッチと 40 cm ピッチの 2 種類とした。

補強材頭部の条件は、「自由」、「水平拘束」、「固定」とした。「自由」は、面板を設置せずに補強材のみである。「水平拘束」は、面板により補強材頭部の水平方向の動きのみを拘束する構造であり、補強材頭部には曲げモーメントや軸力が発生しない。実験では面板に補強材よりわずかに大きめの穴をあけて、その穴に補強材頭部を通しただけの構造である。このケースは、面板の水平方向の拘束効果を評価するために設定した。「固定」は、面板と補強材頭部をボルトとナットで完全に固定したものである。

なお、タイプ II において補強材頭部を固定したケースが表—3 には示していないが、実験としては実施した。しかし、実験地盤が緩すぎたために過剰間隙水圧がほとんど発生しないような小さな加速度においても地盤が沈下し、面板と地盤との間に隙間を生じ、面板による地盤の拘束効果を評価できなかったため、今回の検討には加えなかった。

補強材周面と地盤の摩擦は、補強材に付着させる砂の粒径を変化させて設定した。表—5 に、実験で用いた補強材の摩擦特性を示す。表中のみかけの摩擦係数 (μ^*) は、実験地盤で行ったそれぞれ 20 本程度の静的な引抜き試験結果より以下の式で求めており、摩擦「大」の摩擦係数は、「小」の約 2.5 倍である。なお、土圧係数 K は土槽壁面内側に設置した土圧計から求め、 $K=1.0$ と

して見かけの摩擦係数を次式で求めている。

$$\mu^* = \frac{2 \cdot P_{\max}}{s \cdot K \cdot \gamma' \cdot l^2} \quad (1)$$

ここに、

P_{\max} : 補強材の最大引抜き荷重

s : 補強材の周長

K : 土圧係数

γ' : 土の有効重量

l : 補強材長

3. 実験結果

実験結果は、次の 3 点に着目し、検討する。

- ① 最大過剰間隙水圧比の深度分布
 - ② 最大過剰間隙水圧比とせん断応力比との関係
 - ③ 補強材引張り力の分布
- ①、②ではこの補強方法の液状化に対する補強効果に、③では補強メカニズムの鍵と考えられる補強材に発生する力に着目し、各実験パラメータとの関係について検討する。

(1) 最大過剰間隙水圧比の深度分布

過剰間隙水圧については、加振時の最大の過剰間隙水圧を、その深度の鉛直有効土被り圧で除した最大過剰間隙水圧比に着目した。なお、鉛直有効土被り圧は、面板のあるケースは、面板の重量も考慮して算定した。また、過剰間隙水圧比が 1.0 となった状態を液状化したものとして評価した。

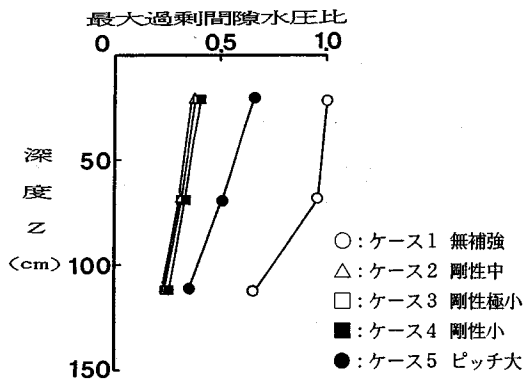
図—7 (a) に、タイプ I (入力加速度約 55 gal) の、図—7 (b) にタイプ II (入力加速度約 50 gal) の実験結果をそれぞれ示す。

タイプ I で深度 22.5 cm で比較すると、無補強のケース 1 では最大過剰間隙水圧比が 1.0 まで上昇しているのに対し、補強ケース (ケース 2~5) では、0.34~0.65 程度にとどまっており、液状化しにくくなることを示している。また、タイプ II では深度 22.5 cm ではすべてのケースで液状化している。深度 67.5 cm では無補強のケース 6 と頭部自由のケース 7 が液状化しているが、他のケースは液状化までは至っていない。しかし、タイプ I に比べると過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果は低い。

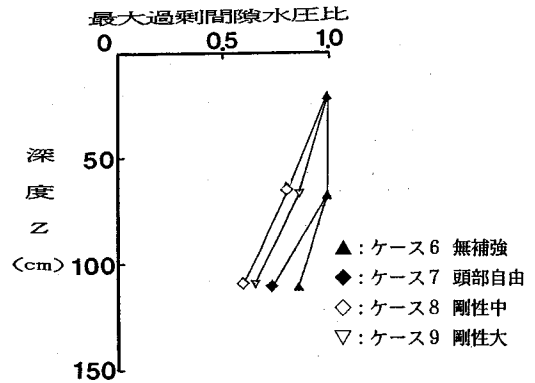
各パラメータ毎に過剰間隙水圧比について比較すると次のことがいえる。

①補強材の引張り剛性

タイプ I で剛性を变化させたケース 2, 3, 4, およびタイプ II のケース 7, 8 の過剰間隙水圧比はほとんど同じである。すなわち、補強材の剛性は過剰間隙水圧の抑制効果にはほとんど影響しないと考えられる。



(a) タイプ I (約55gal加振時)



(b) タイプ II (約50gal加振時)

図-7 最大過剰間隙水圧比の深度分布

②補強材の打設ピッチ

補強材の打設ピッチを変えたケース5は、ケース1とケース2, 3, 4の中間にあり、補強材ピッチは補強効果に反比例することを表している。

③補強材頭部の固定条件

タイプIIにおいて、補強材頭部水平拘束のケース9と頭部自由のケース7とを比較すると、深度22.5 cmを除いて若干ではあるが水平拘束した方が過剰間隙水圧が小さくなっている。しかし、深度112.5 cmではその差も非常に小さくなっている。このことから、補強材頭部を水平方向に拘束するだけでは、過剰間隙水圧を抑制する効果はあまり期待できないものと考えられる。ここで、本来ならタイプIでの頭部固定のケースと比較できれば問題ないが、前述したように実験上の問題でタイプII地盤での頭部固定のケースが評価できない。そこで、頭部固定のタイプIのケースと比較する。他のパラメータが異なるため単純な比較はできないが、補強材頭部を固定したタイプIは深さ方向に過剰間隙水圧比の変化が少ないが、タイプIIは深さ方向に減少する傾向がみられる。このことは、補強材頭部を固定することにより地盤の浅い領域での過剰間隙水圧を抑制する効果が大きくなるものと推察される。

(2) 最大過剰間隙水圧比とせん断応力比

液状化に対する補強効果は、前論文¹⁾と同様に地盤に発生したせん断応力比と最大過剰間隙水圧比との関係に着目して評価する方法を選定した。

地盤に発生するせん断応力の算定は、佐々木ら^{5),6)}の手法によって算定した。これは、計測点間ごとの平均加速度にその間の全応力増分を掛け、地表から順に重ね合わせる方法である。その算定式を以下に示す。

$$\tau_n(t) = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i(t) + \alpha_{i+1}(t)}{2g} \cdot \Delta\sigma_i \quad (2)$$

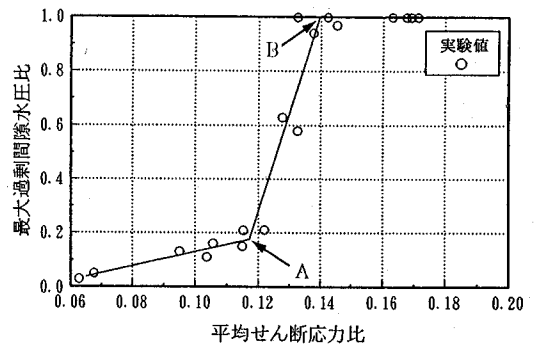


図-8 最大過剰間隙水圧比と平均せん断応力比との関係(ケース1)

ここに、

$\tau_n(t)$: 地表面から n 番目の計測点におけるせん断応力

g : 重力加速度

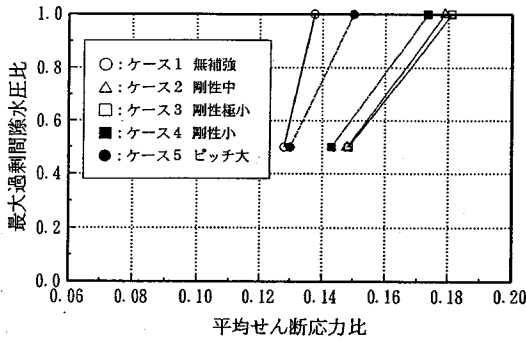
$\Delta\sigma_i$: 地表面から $i \sim i+1$ 番目の鉛直全応力増分

$\alpha_i(t)$: 地表面から i 番目の加速度計の応答加速度

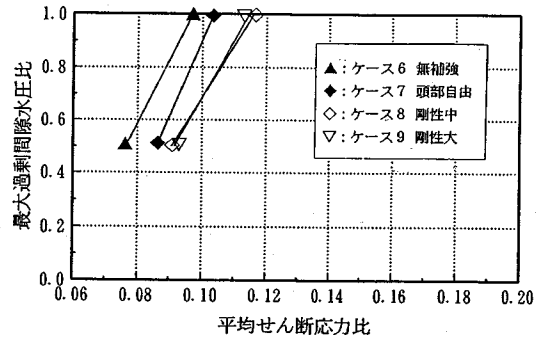
t : 加振開始からの時刻

平均せん断応力比は、上式のせん断応力の最大過剰間隙水圧が発生する時刻、もしくは液状化直前までの平均をとり、計算位置での鉛直有効土被り圧で除して求める。

図-8に一例として、ケース1における平均せん断応力比とそのときの最大過剰間隙水圧比を示す。図に示すように、最大過剰間隙水圧比は平均せん断応力比の値が小さい区間は、緩やかな増加であるが、図中A点付近より急速に増加し、B点においてほぼ1.0となる。図中には両者の関係を折線で表した。見方を変えるとこの図は、ある最大過剰間隙水圧比が発生するのに必要な平均せん断応力比を表しているから、液状化抵抗を定量的に評価することができる。すなわち、A-B間を結ぶ直線



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-9 最大過剰間隙水圧比と平均せん断応力比

が図の上で右に行くほど液状化抵抗が大きくなる。また、ある最大過剰間隙水圧比に対する平均せん断応力比の値を図の直線から求めることもできる。例えば図-8では最大過剰間隙水圧比1.0の時の平均せん断応力比は約0.14 (B点)と読みとれる。この値を他の補強ケースと比較することにより補強効果を評価することができる。

図-9に各ケースの平均せん断応力比～最大過剰間隙水圧比関係を示す。図中の直線は図-8中の最大過剰間隙水圧比が増加する区間 (A-B間) を表したものである。図-9 (a) は、補強材頭部が完全に固定された場合のタイプ I グループを示している。この図で最大過剰間隙水圧比が1.0でのせん断応力比で比較すると、ケース2, 3, 4は無補強時 (ケース1) の約1.3倍となっており、30%の補強効果があることがわかる。

各パラメータ毎に平均せん断応力比について比較すると次のことがいえる。

①補強材の引張り剛性

平均せん断応力比で比較しても、先に述べた過剰間隙水圧比と同様に剛性の違いによる差は、ほとんどない。

②補強材の打設ピッチ

補強材の打設ピッチの影響については、最大過剰間隙水圧比が1.0でのせん断応力比で比較する。図-9 (a) よりこの値を読むと、ケース5 (打設ピッチ40cm) は無補強に対して約0.01のせん断応力比の増加が、ケース2 (打設ピッチ20cm) は約0.04の増加となっている。すなわち、せん断応力比の増分で比較するとケース2はケース5の4倍である。

これは、補強材1本あたりの平面的な分担面積がケース5はケース2の4倍という関係に対して、せん断応力比の増分が単純に反比例することを示している。

③補強材頭部の固定条件

タイプ II ではいずれのケースも最大過剰間隙水圧比～

平均せん断応力比関係を表す直線の傾きが、ほぼ同じであるのに対し、タイプ I では補強ケースの傾きが無補強に比べて小さくなっている。これは、補強によってせん断応力比の増加に対して過剰間隙水圧が上昇しにくくなっていることを示している。先に述べた最大過剰間隙水圧比の深度分布と合わせて考えると、無補強や補強材頭部が完全に固定されていない場合は、浅い領域であるせん断応力比で液状化が発生した後、順次深い領域へ液状化が進行していくので、せん断応力比の増加に対して図-9に示したように急激に過剰間隙水圧が上昇する。これに対し補強材頭部を固定した場合には、浅い領域での過剰間隙水圧の上昇が抑えられるため、せん断応力比が増加しても急激には液状化に至らないものと考えられる。

ところで、図-9 (b) のタイプ II グループでは、タイプ I に比べて、全体的に平均せん断応力比が小さく、ケース間の差が小さかった。これは、補強材頭部の固定条件も要因としてあげられるが、補強土工法の特徴のひとつでもある原地盤の強度に補強効果は比例するという点も要因として考えられる。

(3) 補強材引張り力分布

補強材に発生する引張り力は、計測した補強材の軸ひずみに引張り剛性 EA を乗じて算出した。図-10に補強材引張り力の深度分布を示す。なお、補強材引張り力は、時刻により変化するため、計測深度での最大値をプロットしている。

図-10 (a) のタイプ I グループでは、補強材頭部が固定されているため、ほとんどのケースで頭部で最大の引張り力が計測され、深度が大きくなるにつれて減少する傾向が見られた。これに対し、図-10 (b) のタイプ II グループでは、補強材に発生する引張り力分布はタイプ I に比べ全般的に小さく、補強材中間部付近で最大値

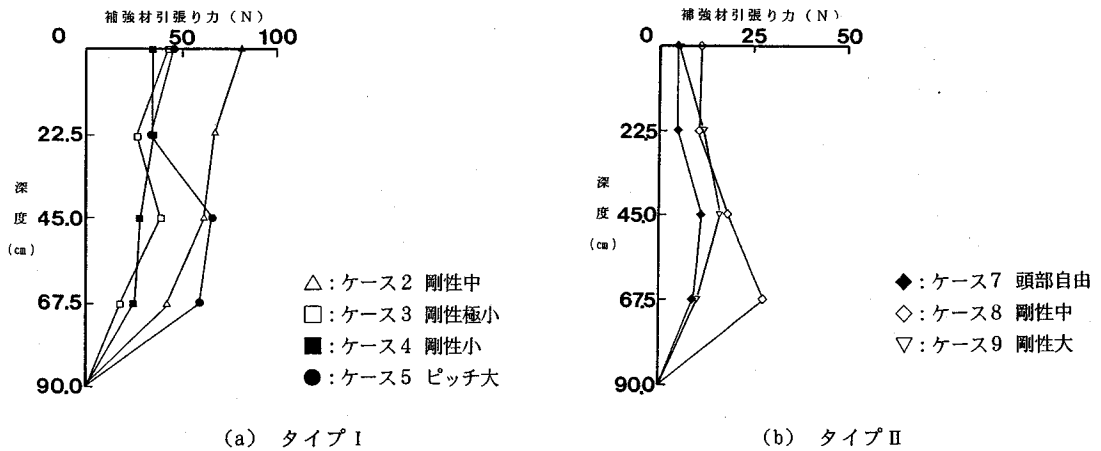


図-10 補強材引張り力分布

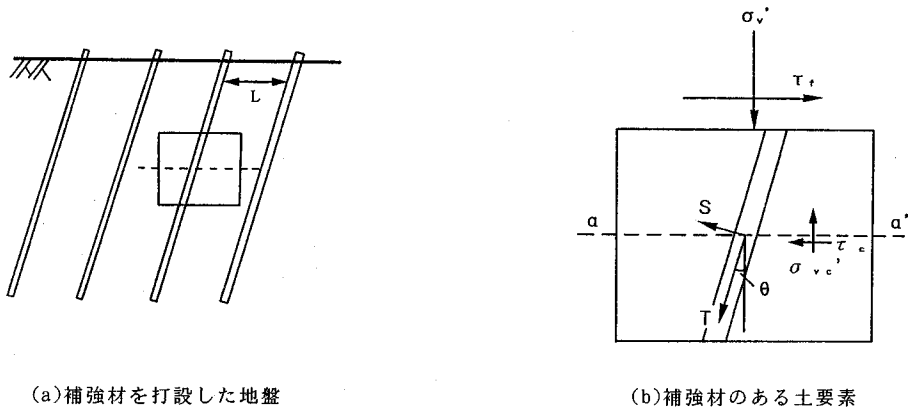


図-11 補強地盤の力と応力の釣り合いモデル

を示す傾向にある。このことから、大きな補強材引張り力を得るには、補強材頭部が完全に固定されていることが条件と考えられる。

4. 補強メカニズムの検討

(1) 補強地盤の力の釣り合いモデル

これまでの実験結果で示した補強効果は、加振時に地盤のせん断変形に伴って補強材に発生する力によって発揮されると考えられる。これは従来からいわれている補強土工法と基本的には同じ補強メカニズムである。このことから、まず液化化直前までの地盤の状態を静的なせん断変形の繰り返しと考えると、静的なせん断変形時の応力状態に着目する。すなわち、図-11に示す地盤内の応力(せん断応力・直応力)と補強材に発生する力(補強材軸力・せん断力)の釣り合いに着目し、せん断変形時の地盤をモデル化する。モデル化にあたっては、「土質工学会編:補強土工法 pp.91-98」⁷⁾を参考にした。

図-11 (a) は、地盤に補強材を角度 θ だけ傾けて打設した状況を示す。このとき、補強材は平面的にピッチ L で正方形配置されているものとする。この図から土の要素をとり出して、作用している力と応力の状態をモデル化したのが図-11 (b) である。図-11 において、
 τ_f : 補強された要素全体のせん断強度
 σ'_v : 土要素に作用している有効鉛直応力
 θ : 補強材が鉛直方向となす角(時計まわりを正)
 T : 引張り力を正とする補強材1本当りの軸方向力
 S : 補強材1本当りのせん断力
 L : 補強材ピッチ(正方形配置)
をそれぞれ表す。

このモデルにおいて、粘着力 c のない土を考え、 α - α' 面での土要素のせん断強度は次式で表わされるものとする。

$$\tau_c = \sigma'_{vc} \cdot \tan \phi \quad (3)$$

ここに、

τ_c : 土のせん断強度

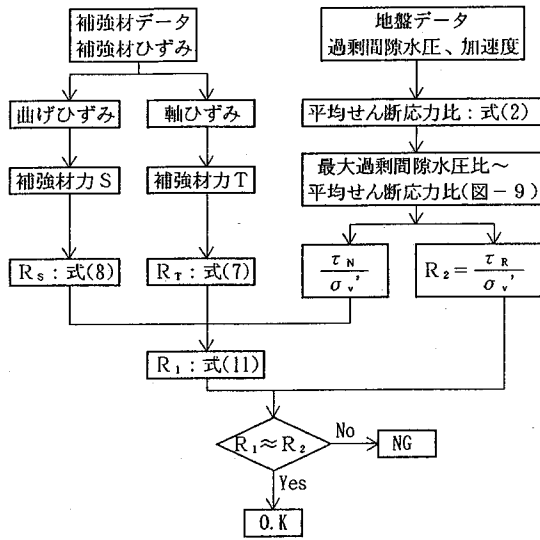


図-12 評価式の検討フロー

σ_{vc} : 土に作用している有効鉛直応力
 ϕ : 土の内部摩擦角

次に τ_f は、 $\alpha-\alpha'$ 面での補強材引張り力 T による等価な引張り応力 $t_0(=T/L^2)$ および、補強材せん断力 S による等価なせん断応力 $s_0(=S/L^2)$ を用いて、図-11 (b) の応力の釣り合いから、

$$\tau_f = (\sigma'_v + \Delta\sigma'_v) \tan \phi + \Delta c \quad (4)$$

$$\Delta\sigma'_v = t_0 \cos \theta - s_0 \sin \theta$$

$$\Delta c = t_0 \sin \theta + s_0 \cos \theta$$

が得られる。ここで、 $\Delta\sigma'_v$ は見かけの拘束圧の増加、 Δc は見かけの粘着力と呼ばれており、補強効果はこの両者により発揮される。

式(4)は、静的な極限釣り合い状態で成り立つが、本報告の補強方法にも適用できるようにまず式(5)を次のように書き換える。

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_v} = (1 + R_T \cdot \cos \theta - R_S \cdot \sin \theta) \tan \phi + R_T \cdot \sin \theta + R_S \cdot \cos \theta \quad (5)$$

$$R_T = \frac{t_0}{\sigma'_v} = \frac{1}{\sigma'_v} \cdot \frac{T}{L^2} \quad (6)$$

$$R_S = \frac{s_0}{\sigma'_v} = \frac{1}{\sigma'_v} \cdot \frac{S}{L^2} \quad (7)$$

この R_T 、 R_S はそれぞれ補強材に発生する引張り力、せん断力による補強効果を表している。

次に、今回の実験では補強材の打設角度 θ が 0° (鉛直) であることを加味すると、式(5)は次式となる。

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_v} = (1 + R_T) \tan \phi + R_S \quad (8)$$

ここで、静的な極限釣り合い状態で成り立つ式(8)

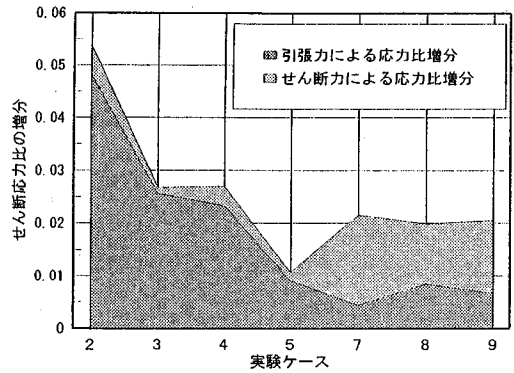


図-13 各ケースのせん断応力比増分

と先に示した最大過剰間隙水圧比～せん断応力比関係とを結びつけるため、液状化直前の応力状態に着目する。この状態では、大原ら⁸⁾も指摘しているように次式が成り立つと考える。

$$\begin{aligned} \tau_N &= \sigma'_v \cdot \tan \phi \\ \tau_R &= \tau_f \end{aligned} \quad (9)$$

ここに、

τ_N : 原地盤の液状化に対するせん断強度

τ_R : 補強地盤の液状化に対するせん断強度

式(8)に式(9)を代入して、次式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{\tau_R}{\sigma'_v} &= (1 + R_T) \cdot \frac{\tau_N}{\sigma'_v} + R_S \\ &= \frac{\tau_N}{\sigma'_v} + R_T \cdot \frac{\tau_N}{\sigma'_v} + R_S \end{aligned} \quad (10)$$

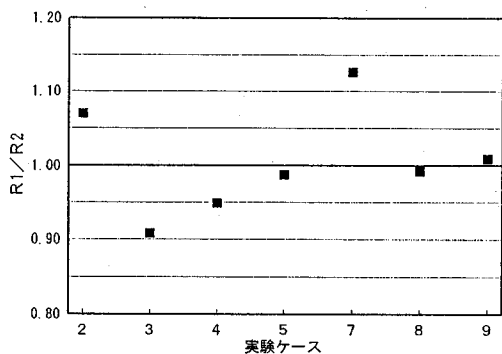
この式(10)の右辺の第1項は原地盤の強度を、第2項は補強材に発生する引張り力による強度増分を、第3項は補強材に発生するせん断力による強度増分をそれぞれ表している。

式(10)の妥当性を確認するため、実験結果より図-12に示すフローにしたがって評価式を検証する。

まず、計測した補強材ひずみより補強材引張り力 T 、せん断力 S を求める。せん断力 S は、曲げひずみ成分を深さ方向に微分して求められる。この補強材に発生する力 (S 、 T) から、式(6)、(7)を用いて R_T 、 R_S を計算する。

次に、図-9で示した最大過剰間隙水圧比～せん断応力比の関係から無補強ケースの最大過剰間隙水圧比1.0に対応するせん断応力比を読みとる。この値と先に求めた R_T 、 R_S から式(10)の補強地盤のせん断応力比を計算する。この値を以下 R_1 と呼ぶ。

図-13は、各補強ケースの無補強ケースに対するせん断応力比増分を式(10)より求めたものである。この図は、各ケースとも液状化直前の状態より求めた。図中の引張り力による応力比増分は式(10)の第2項を、せ



図—14 各ケースの R_1/R_2

せん断力による応力比増分は第3項を表す。すなわち、この図のハッチング部分全体が式(10)の第2項と第3項の和であり、補強により増加したせん断応力比を示している。また、図から引張り力による応力比増分の全体に占める割合は、面板を固定したケース2, 3, 4, 5が大きくなっている。このことから面板と補強材とを固定することにより、補強材により大きな引張り力が発揮されることがわかる。前論文¹⁾で示した面板の固定により大きな補強効果が得られた要因は、この引張り力の増大が主な要因と考えられる。すなわち、補強材に発生するせん断力よりも引張り力が補強効果により寄与していると考えられる。

次に、図—9で示した最大過剰間隙水圧比～せん断応力比の関係から各補強ケースの最大過剰間隙水圧比1.0に対応するせん断応力比を読みとる。このせん断応力比を以下 R_2 と呼ぶ。式(10)で示される補強効果の評価方法が正しいならば、ここで求められる R_2 は、補強材力を用いて先に求めた R_1 と同一の値でなければならない。

図—14に各ケース毎の (R_1/R_2) の値を示す。ここで、1.0に対して1割以上の違いがあるのはケース7のみである。これはケース7の補強材ひずみが他のケースと比較して特に小さく、わずかな補強材ひずみの違いが、計算値に大きく影響したものと考えられる。しかし、その他のケースでは (R_1/R_2) の値は1.0に対して±1割程度の範囲に収まっており、式(10)が液状化に対する補強効果の評価式として適用できるものと考えられる。

(2) 補強材に発生する引張り力

前節までの考察からは、補強材に発生する力を推定することはできない。検討すべき補強材力としては、先に示したように引張り力とせん断力とがあるが、ここでは補強効果に対して寄与率がより高いと考えられる引張り力について考察する。

まず補強材に発生する引張り力の分布を補強材の周面

摩擦より導く方法を検討する。補強材に発生する引張り力は、補強材周面と地盤との摩擦力に比例すると考えて、以下の手順で導いた。

加振時に発揮される補強材の周面摩擦応力 τ_d を、静的な周面摩擦応力 τ_s より次式で表す。

$$\tau_d = f_r \cdot \tau_s = f_r \cdot \mu \cdot \sigma_h' \quad (11)$$

ここに、

f_r : 静的な周面摩擦力から動的な値を推定するための低減係数

μ : 地盤と補強材の摩擦係数

σ_h' : 補強材に作用する水平有効応力 ($=K \cdot \gamma' \cdot z$)

z : 着目点の地表面からの深さ

ここで低減係数 f_r は、過剰間隙水圧や地盤強度等をパラメータとした関数と考えられる。特に、過剰間隙水圧の上昇に伴い、大きく変化する。過剰間隙水圧比が0の時には $f_r = 1.0$ であり、1.0 (完全液状化時) には $f_r \approx 0.0$ となる。

次に τ_d を補強材の周方向、深さ方向に積分することにより、補強材引張り力の分布を求めることができる。この補強材引張り力 T の分布の基本となる積分式は、次式で表される。

$$\begin{aligned} T &= \int \tau_d ds \cdot dz + C \\ &= s \cdot f_r \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot \int z dz + C \end{aligned} \quad (12)$$

ここに、

s : 補強材周長

C : 積分定数

問題となるのは補強材両端での境界条件であるが、この検討では以下のように考える。なお、加振時の地盤のせん断変形は深度方向に一定と仮定する。

① 頭部自由の場合

地表面 $z=0$ 、および補強材先端 $z=l$ において、自由であるから、この両端では補強材に力は発生しない。すなわち、補強材中間で最大となると考えられる。この境界条件を用いて、式(11)、式(12)より次式が得られる。

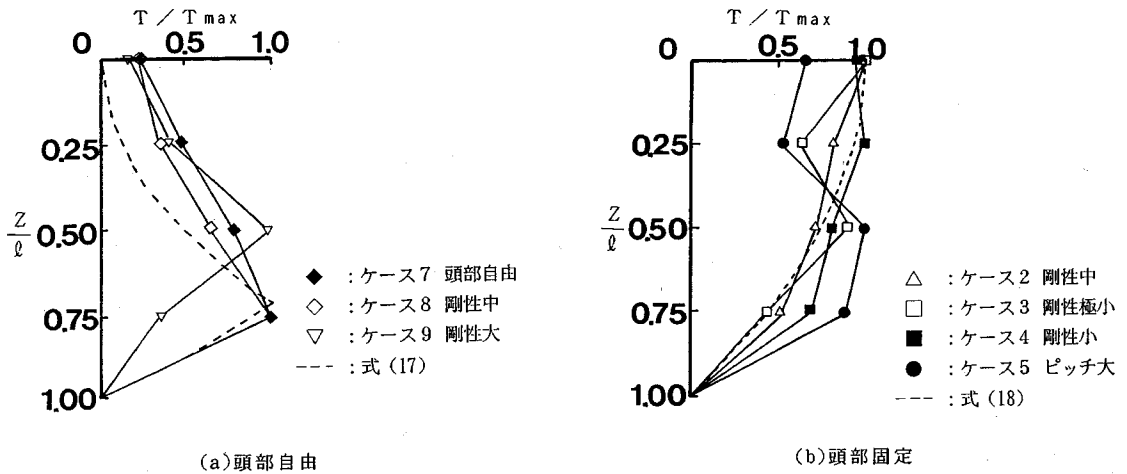
$$T = \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot s \cdot f_r \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot z^2 & (0 \leq z < l/\sqrt{2}) \\ \frac{1}{2} \cdot s \cdot f_r \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot (l^2 - z^2) & (l/\sqrt{2} \leq z < l) \end{cases} \quad (13)$$

このとき、 $z=l/\sqrt{2}$ は引張り力の釣り合い点であり、最大値 T_{\max} となる。

$$T_{\max} = \frac{1}{4} \cdot s \cdot f_r \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot l^2 \quad (14)$$

② 頭部固定の場合

補強材頭部を支点として、補強材先端から周面摩擦力が積分されて引張り力が発生すると考えられる。すなわち、補強材頭部で最大引張り力が発生する。この場合次



図—15 補強材引張り力の分布形

式が引張り力分布式となる。

$$T = \frac{1}{2} \cdot s \cdot f_T \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot (l^2 - z^2) \quad (15)$$

このときの最大値 T_{max} は、

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot s \cdot f_T \cdot \mu \cdot K \cdot \gamma' \cdot l^2 \quad (16)$$

であり、頭部自由の式 (14) の値の 2 倍となる。

計測した補強材の引張り力分布と、式 (13)、式 (15) の分布とを比較する。ここでは、静的な周面摩擦力から動的な値を推定するための低減係数 f_T が不明なため、引張り力の分布形状のみに着目する。このため、式 (13)、式 (15) を無次元化する。

①頭部自由の場合

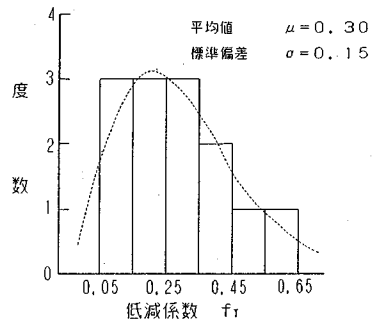
$$\frac{T}{T_{max}} = \begin{cases} 2(z/l)^2 & (0 \leq z < l/\sqrt{2}) \\ 2\{1 - (z/l)^2\} & (l/\sqrt{2} \leq z < l) \end{cases} \quad (17)$$

②頭部固定の場合

$$\frac{T}{T_{max}} = 1 - (z/l)^2 \quad (18)$$

図—15 に縦軸を深度、横軸に補強材引張り力を取り、それぞれ補強材の長さ、最大引張り力で無次元化したものを示す。図中の破線は式 (17)、式 (18) より計算したものである。頭部条件が「水平拘束」のケースについては、補強材頭部で引張り力がほとんど発生していなかったことから図には頭部自由として表している。また、各ケースとも深度に関係なく最大の補強材引張り力が発生した時の状態を示してある。この状態はほぼ液状化直前の状態に一致している。

この図から、式 (17)、式 (18) の曲線は実験結果に近い分布を示しており、補強材引張り力分布は先に示した境界条件で表現できるものと考えられる。また、頭部自由と頭部固定の引張り力の深度分布を比較すると、地



図—16 低減係数 f_T の頻度分布

表面に近い部分ほどその差が大きくなり、この差が補強効果の差となっていると考えられる。

次に、低減係数 f_T について検討する。この低減係数 f_T がわかれば、加振中に発揮される引張り力が推定できる。しかし、この低減係数 f_T を解析により評価することは現状では非常に困難であるため、ここでは実験結果から逆算し求めた。なお、先に述べたように低減係数は過剰間隙水圧比を主なパラメータとする関数であるため、この検討では他のパラメータと同様に液状化直前の補強材引張り力が最大の時点での値を求めた。

補強材 (杭) と地盤との摩擦に関しては、杭打ち機にみられるように、動的な周面摩擦力は静的な周面摩擦力を動的な状態 (杭打ち機の振動加速度) に応じて低減させている例もある。そこで、式 (11) の低減係数 f_T を振動実験時の補強材引張り力と補強材引抜き試験結果より求めた。図—16 に低減係数 f_T の頻度分布を示す。データ数は少ないものの、傾向としては対数正規分布に近い分布をしている。

このように低減係数 f_T はある程度ばらつきを持った値であり、現状ではこのばらつきを考慮して評価する方

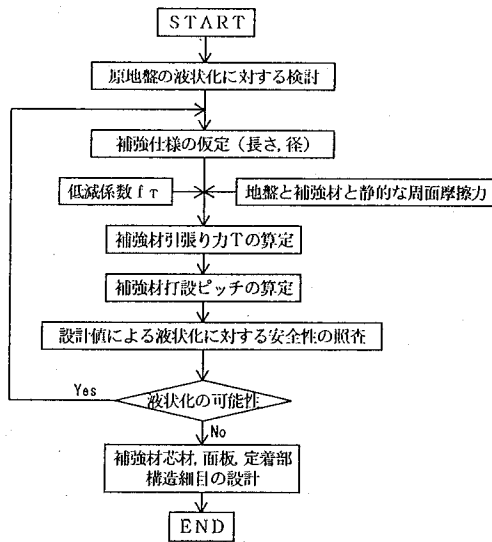


図-17 設計フロー

法が妥当と考えられる。例えば、設計に反映させるならば、安全側となるように平均値から $n\sigma$ (n : 係数, σ : 標準偏差) を差し引く方法が考えられる。

5. 設計法の考え方

これまでの評価より、加振時に発揮される補強材引張り力を用いて無補強地盤に対する補強効果を求められることがわかった。これらの成果に基づいて実構造物への適用を考えて設計法を提案する。なお、十分な補強効果を発揮させるため、面板を設置し、面板と補強材とを剛結する構造を基本とする。設計の概略フローを、図-17 に示す。設計は、以下の手順で行う。

- ① 原地盤に対する液状化判定は、道路橋示方書¹⁰⁾の F_L 値を用いて行う。
- ② 液状化層の分布から補強材長を、施工性などから補強材径を仮定する。
- ③ 低減係数と静的な周面摩擦力より、補強材に発生する引張り力を算定する。
- ④ 必要となる補強材打設ピッチを求める。
- ⑤ 施工性を考慮して補強材打設ピッチを設定する。
- ⑥ 補強地盤の F_L 値を計算し、確認をする。
- ⑦ 面板、補強材芯材、定着部、構造細目の設計を行う。

また、静的な周面摩擦力については、各種の基準にみられるように標準貫入試験値、三軸圧縮強度、内部摩擦角、もしくは引抜き試験から推定した値を利用できると考えている。

7. おわりに

本報告では、補強土工法の考え方を応用した液状化対策工法の大型せん断土槽を用いた液状化実験結果と、その補強効果の評価方法について述べた。前論文¹⁾での得られた知見と合わせて、以下にその内容をまとめる。

(1) 大型せん断土槽を用いた液状化実験を実施し、小型振動台での実験と同様に過剰間隙水圧の抑制効果がみられ、より大きなスケールの実験においてもその補強効果を確認した。

(2) 補強効果は、補強材の周面摩擦力に比例し、補強材頭部を固定することにより増大することを確認した。また、補強材の引張り剛性の大小は、補強効果にはほとんど影響しなかった。

(3) 力と応力の釣り合いから導いた補強効果の評価式を実験結果と比較し、液状化に達する直前の状態にも適用できることを確認した。また、補強効果は補強材の頭部を面板で固定した場合、補強材のせん断力に比べて補強材の引張り力による効果が大きく、補強材は引張り補強材として作用していることを確認した。

(4) 補強材の周面摩擦応力度を周方向、深さ方向に積分することにより、補強材に発生する引張り力の分布を求めた。この分布形を実験結果と比較し、その妥当性を確認した。また、補強材頭部を固定する効果は、補強材に発生する引張り力が、地盤表層部分でも発揮されることによるものであることを確認した。

(5) 引抜き試験から得られる静的な補強材引張り力と、実験結果から得られた加振中の引張り力とを比較し、低減係数として評価した。この低減係数は、動的な引張り力と静的な引張り力との比を表し、その平均値は 0.30 であった。この低減係数をもとに、補強材引張り力を推定することが可能と考えられ、概略的な設計法を提案した。

以上、先に示した小型振動台、および今回の大型せん断土槽とスケールの異なる一連の液状化振動実験から、この対策工法の液状化に対する有効性を確認するとともにその評価方法と補強メカニズムについて検討した。

現在、工法の実用化に向けて、設計法の確立と具体的な施工方法を検討中である。

最後に、本研究を行うにあたり多くの助言を得ました不動建設株式会社 末松直幹氏、水野恭男氏をはじめとする関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 阿知波文夫, 水谷俊孝, 上野 誠, 松尾稔: 補強地盤の液状化抑止効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 487/III-26, pp. 41-50, 1994.

- 2) 望月美登志, 福島伸二, 香川和夫: 液状化防止対策としての補強土工法の適用性, 第19回地震工学研究発表会, pp. 257-260, 1980.
- 3) 古賀泰之, 谷口栄一, 越智健三, 岡本正広: 小杭を挿入した豊浦砂のねじりせん断強度, 第21回土質工学研究発表会, pp. 599-602, 1985.
- 2) 吉川正昭, 黒岩真彦, 山田善一: 模型地盤を用いた鉄塔—基礎—地盤の非線形連成振動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第334号, pp. 53-61, 1983.
- 3) 近藤益央, 佐々木康, 松本秀應: 飽和砂層の振動台実験における過剰間隙水圧比と動的せん断応力比の関係, 第42回土木学会年次学術講演会(第III部門), pp. 132-133, 1987.
- 4) 佐々木康, 増井 仁: 振動台実験における間隙水圧の発生特性, 第23回土質工学研究発表会, pp. 935-936, 1988.
- 5) 土質工学会編: 補強土工法, pp. 91-98, 1986.
- 6) 大原資生, 鈴岡直彦: 飽和砂の液化に対する有効圧の影響について, 土と基礎, pp. 45-50, 1972.
- 7) 社団法人日本建設機械化協会編: 仮設鋼矢板施工ハンドブック, 技報堂, p. 192, 1983.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp. 38-42, 1990.

(1994. 7. 13 受付)

A STUDY ON THE EFFECT OF SOIL REINFORCEMENT AGAINST LIQUEFACTION

Fumio ACHIWA, Toshitaka MIZUTANI, Makoto NIWA
and Minoru MATSUO

The various countermeasures for liquefaction and slope slide are proposed, but they are inadequate for existing facilities such as revetment and bank. The authors have proposed the new type countermeasure for liquefaction based on the idea of soil reinforcement. In this paper, the authors made an experiment with large scale shaking tests for evaluation of its reinforcement. As a result, it has been become clear its effectiveness for anti-liquefaction, and confirmed the validity of proposed evaluation for reinforcement in comparison with experiment data.