

壁状にセメント改良された複合地盤からなる斜面の破壊実験と解析

西林 清 茂 細 谷 芳 己
須 藤 賢 小 日 向 隆

Failure Experiments and Analyses of Complex Ground Slope of Soil Improved in Wall Form with Cement

Kiyoshige Nishibayashi Yoshimi Hosoya
Ken Sudo Takashi Kohinata

Abstract

The strength properties and deformation behavior of soft ground (complex ground) of soil improved with cement by the Deep Mixing Method are of intricate natures and there is much left to be explained. The authors, therefore, set up a wallshaped improved soil model (extending in the direction of depth of the model) which is easy to deal with as a two-dimensional problem, conducted failure experiments and two-dimensional FEM elasto-plastic analyses, and investigated the applicability of the analysis method, in addition to which the properties and complex ground were considered. The results were as follows:

(1) The FEM elasto-plastic analysis method which is adopted here is quite applicable for investigating behavior of complex ground since results of experiments correspond comparatively well with analysis results, although there is a limit to application to large deformation problems.

(2) Ground improvement by the Deep Mixing Method is effective in control of horizontal and vertical displacements and greatly increases load capacity.

概 要

深層混合処理工法によって造成されたセメント改良体を含む軟弱地盤（複合地盤）の強度特性や変形挙動は、複雑であり未解明な点が多い。そこで、二次元問題として扱いやすい壁状改良斜面モデル（模型の奥行方向に続く壁体）を設定し、斜面破壊実験ならびに二次元 FEM 弾塑性解析を行ない、解析手法の適用性について検討するとともに、複合地盤としての特性について考察を行なった。その結果以下のことが判明した。

(1) 今回用いた FEM 弾塑性解析手法は、大変形の解析には適用の限界があるものの、実験結果と解析結果は比較的良く対応しており、複合地盤の挙動の検討に十分適用可能である。

(2) 深層混合処理工法による地盤改良は、水平・鉛直変位を抑制し、載荷能力を大幅に増加させる効果がある。

1. まえがき

深層混合処理工法によって造成された改良体は、一般には強度が未処理土の数10倍と大きい上に、破壊ひずみが1%弱と小さく、通常の粘性土の応力-ひずみ関係とは大きく異なる特性を持つ。

このような高強度の改良体と未処理の軟弱地盤から形成される複合地盤の強度や変形挙動は複雑であり未解明な点が多い。また、複合地盤の強度や変形挙動を検討する手法の1つとして FEM 解析法が用いられているが、その精度、適用性など十分に把握されていないのが現状である。

そこで、二次元問題として扱いやすい壁状改良斜面モ

デル（模型の奥行方向に続く壁体）を設定し、大型土槽を用いた斜面破壊実験ならびに FEM 二次元弾塑性解析を行ない解析手法の適用性について検討するとともに、複合地盤の特性に関して考察を行なった。

2. 実験概要

実験装置は、横 2 m、高さ 1.5 m、奥行 1 m の鋼製土槽及び載荷装置から成っている。土槽の前面は地盤の挙動を観察できるようアクリル板としており、載荷装置は門型載荷枠と空気ベネローズベネで構成されている。

粘土地盤は、圧密圧力 $p=1.3 \text{ kgf/cm}^2$ で70日間予圧密したのち、所要の斜面（勾配1:1、高さ $h=45 \text{ cm}$ ）に整形し、幅 4 cm（ピッチ 20 cm）の壁状に掘削した。そし

ここに、スラリー状にしたセメント混合土を流し込んで改良壁を作製した。図一1に、模型地盤及び測定計器の設置位置を示す。なお斜面破壊実験は、7日間養生した後実施した。

荷重は、図一1に示すように斜面の法肩部分に幅60cmの荷荷板を介して、空気ベネローズパネによって行なった。荷重は、 $p=0.2, 0.4, 0.6, 0.7 \text{ kgf/cm}^2$ として各15分ずつ段階的に荷荷した。

3. 解析方法

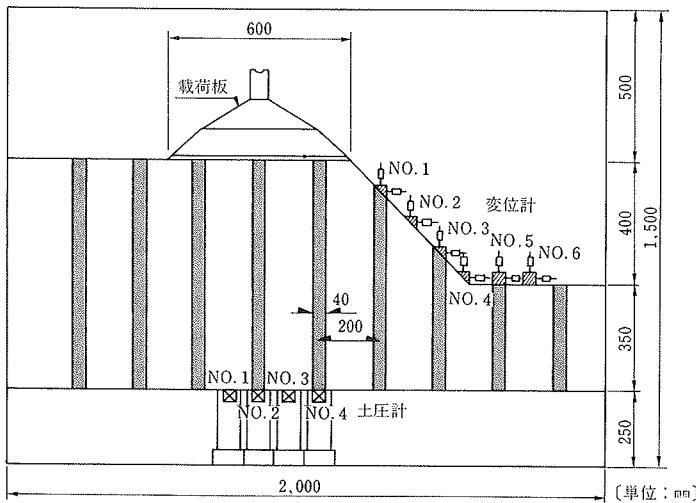
有限要素法による総合解析プログラム (SIGNAS) を用い、二次元平面ひずみ問題として弾塑性解析を行なった。破壊基準は Drucker-Prager の破壊基準を用いた。

ところで図一2は、実験の影響が最も小さいと思われる模型地盤の端部から、実験終了後に採取した粘土と改良体の一軸圧縮強度試験結果を示したものである。入力用の応力-ひずみ関係は、この応力-ひずみ曲線を基に改良体を弾完全塑性体¹⁾、粘土を直線硬化性弾塑性体と仮定した。表一に解析に用いた土質定数を示す。

4. 実験結果、解析結果の比較

4.1. 破壊荷重

図一3は、模型実験における荷荷重と荷荷板の鉛直変位



図一1 模型地盤及び測定計器設置位置

	単位体積重量 γ_t (kgf/cm^3)	粘着力 C (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	ヤング率 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν	ヒズミ硬化 パラメーター H' (kgf/cm^2)	引張り限界 T (kgf/cm^2)
粘土	1.59×10^{-3}	0.036	0	10.0	0.45	2.22	7.20×10^{-3}
セメント混合土	1.34×10^{-3}	0.863	0	288	0.40	0	1.73×10^{-1}

H' : 塑性ヒズミの硬化程度を表すパラメーター

$$H' = \frac{E_0 \cdot E_1}{E_0 - E_1} \quad E_0: \text{初期のヤング率}, \quad E_1: \text{降伏後のヤング率}$$

表一 入力土質定数

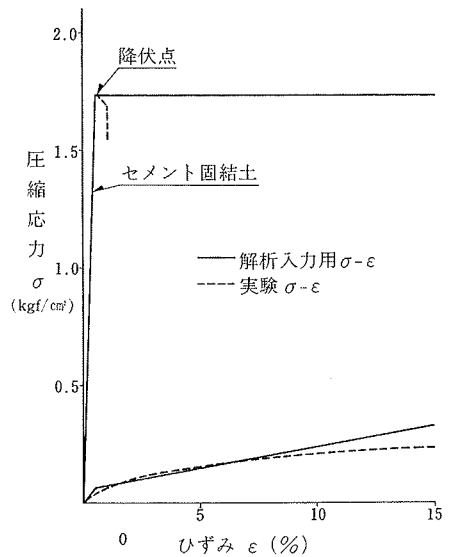
量の関係を示したものである。 $p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ では15分を経過してもクリープ的な沈下が継続し、 $p=0.7 \text{ kgf/cm}^2$ に増加させた瞬間に大きな変位を伴って破壊に至っている。このときの最大地盤反力は、 $p=0.675 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

図一4は、解析によって得られた塑性領域の分布を示したものである。荷荷重が $p=0.2, 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ では塑性領域は荷荷板端部に少し見られる程度であるが、 $p=0.6, 0.675 \text{ kgf/cm}^2$ と大きくなると荷荷板下全面に広がる。この様に塑性領域が荷荷板下全面に広がった状態、あるいは法肩付近から法尻付近まで貫いた状態を地盤の破壊と判断すると、解析から破壊荷重として $p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ が得られる。

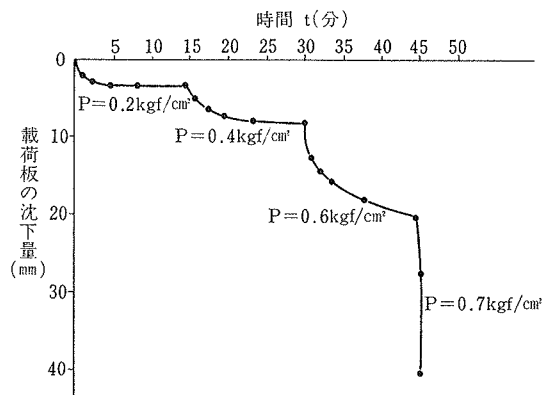
先の実験において、 $p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ で、クリープ的な変形が続いたことから、すでにこの時点で破壊していると考えると実験結果と解析結果はよく対応する。

4.2. 地盤の変形

写真一は、模型地盤の破壊状況を示したものである。



図一2 入力用応力-ひずみ曲線



図一3 荷荷に伴う荷荷板の沈下

また図-5は、載荷重 $p=0.675 \text{ kgf/cm}^2$ とした時の解析による変形状況及び変位ベクトルを示したものである。

実験結果と解析結果の絶対値は異なるものの、両者の状況は比較的良く似ており、載荷板下の地盤が圧縮され両側に押し出されるとともに、法尻方向に大きく押し出されていることがわかる。特に、載荷板前方の改良体の曲げ変形、前方への移動状況は実験と解析でかなり良く似通っている。

図-6は、法尻付近の改良体と粘土地盤の水平変位を実験結果、解析結果について示したものである。改良体、粘土地盤とも載荷重が小さい場合の変位量は小さいが、 $p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ で急激に大きくなり破壊に至っていることがわかる。変位の方向は、実験結果と解析結果は良

く一致しているが、変形量は解析値が実験値に比べて小さい。今回の解析手法は、破壊後も地盤を連続体として扱っているため破壊までを考えた大変形の解析には、適用の限界があると考えられる。

4.3. 地盤応力

図-7は、載荷板下の改良体及び粘土地盤に発生する応力について最下部に設置した土圧計で測定した値と解析値を比較したものである。

粘土下の応力は、解析値が少し小さいものの、実験値と解析値は比較的良く一致しており、載荷重の増加に伴い両者ともほぼ直線的に増加していることがわかる。

改良体下の応力は解析値に比べ実験値はかなり小さいが、その増加傾向は似通っており、 $p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$ 以上で増加割合が小さくなっている。図-8は、これを応力分担比（改良体と粘土地盤の応力の比）で示したものである。実験結果と解析結果では

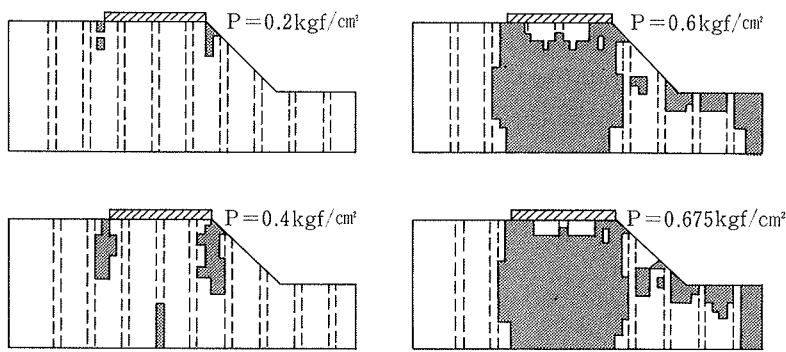


図-4 塑性領域の分布

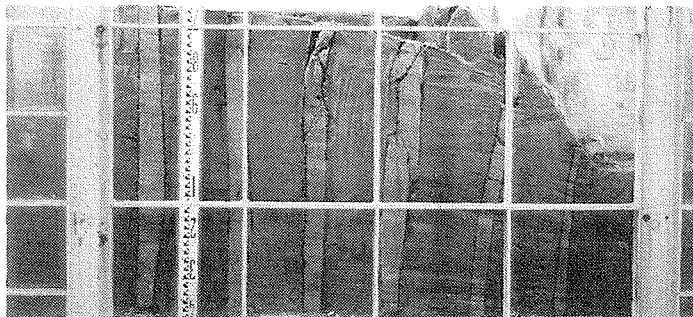


写真-1 破壊状況

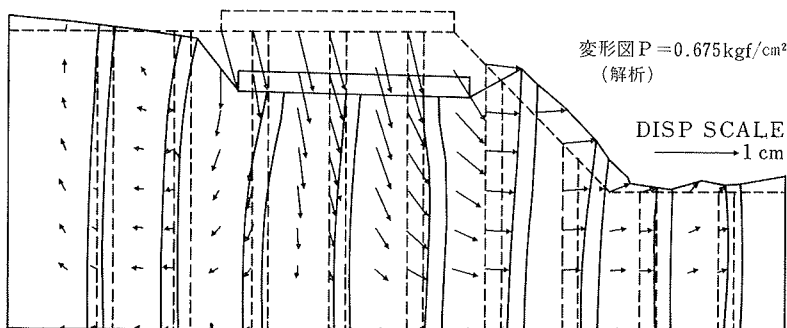


図-5 変形状況と変位ベクトル

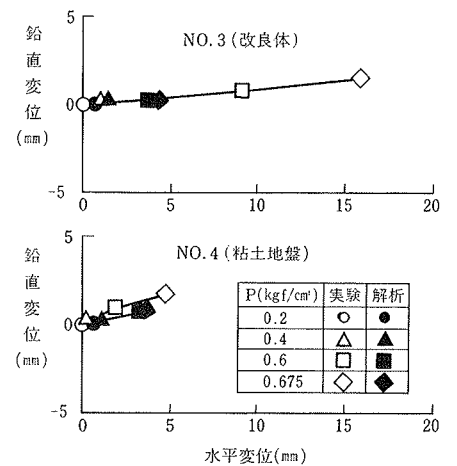


図-6 地盤の水平・鉛直変位

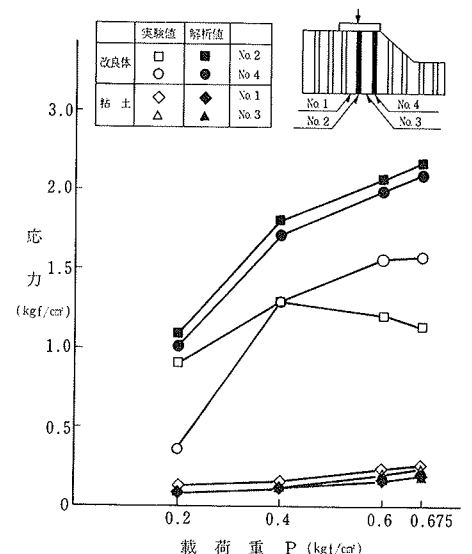


図-7 改良体と粘土地盤の土圧の比較

絶対値は異なっているが、荷重に伴う応力分担比の変化の傾向は、両者で良い対応を示している。すなわち、 $p = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ を越えた荷重重では改良体は破壊により応力分担能力が低下し、粘土地盤の土圧の増加につながっていることが両者からわかる。なお、解析値に比べて実験値の応力分担比が小さいのは改良体の形状、強度のばらつき、土圧計と改良体の接触精度などが関係しているものと考えられる。

ところで、図-9は応力分担比の深度分布を解析結果から求めたものである。改良体が破壊しない小さな荷重状態では、応力分担比は深さによって異なり中央付近で最大となっている。ところが、荷重重が大きくなり改良体が破壊を始めると、応力分担比が小さくなるだけでなく、深さによる差も小さくなり、一定値に収れんする傾向が見られる。なお、ここでの応力分担比の最大値は、19.5でありこの値は、改良体の最大強度とその時のひずみと同一ひずみの粘土強度 ($q_u = 0.072 \text{ kgf/cm}^2$) の比24.0と近いものとなっている。このことから、改良体が破壊するまでは、改良体と粘土は一体となって挙動し、同一ひずみでの強度が発揮されているものと推察される。

実験では、この様に深さ方向の任意の位置での応力を取り出すことは困難であるから、解析からその傾向を読み取ることは有用である。

5. 地盤改良効果の検討

前章までの結果から、FEM 弾塑性解析結果は実験結果を定性的にかなり良く説明できることがわかった。そこで、壁状改良による地盤改良の効果を解析的に把握するために、未改良とした場合の FEM 弾塑性解析と比較検討する。

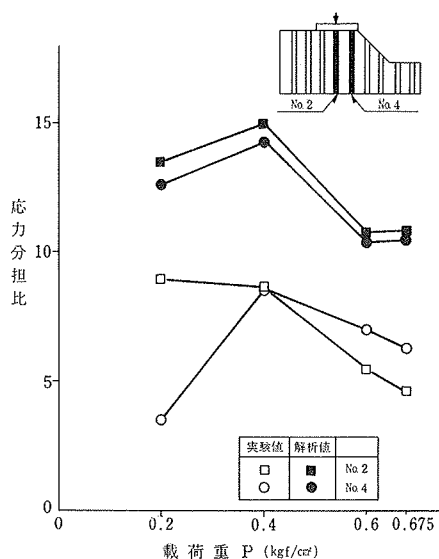


図-8 荷重に伴う応力分担比

図-10は、未改良地盤と壁状改良地盤の地表面変位量を比較したものである。強度比（改良体の強度と粘土の強度の比）約7倍で20%程度改良した効果は水平・鉛直変位抑制に大きく寄与することがわかる。

図-11に、未改良地盤の FEM 弾塑性解析による塑性域の分布を示す。壁状改良地盤の破壊荷重 $p = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ と比較的似ている塑性域の分布は、未改良地盤においてはすでに $p = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ で見られる。そこで、未改良地盤の破壊荷重を $p = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と考えると、地盤改良によって強度が3倍以上に増加することになる。

未改良地盤の塑性域の分布状況から破壊の進行を見ると、まず支持力的な破壊状態が起こり、引き続き法尻付近の塑性域とつながり、いわゆる円弧すべりの破壊状況に至っていることがわかる。これに対して、前述の壁状改良地盤での塑性域の広がり状況は、支持力不足的な破壊状態を示しており、未改良地盤とは破壊形態が異なっている。このように、壁状改良地盤の破壊が円弧すべりのにならないのは、降伏に至っていない斜面部の改良体が、支持力破壊後の破壊の拡大を防ぐ役割を担っているためと考えられる。

図-12は、未改良地盤の水平応力の深度分布と、壁状

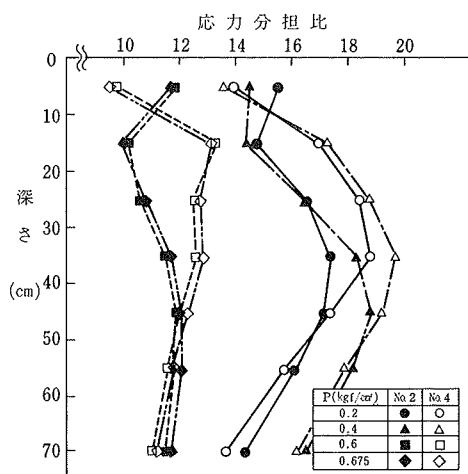


図-9 応力分担比の深度分布

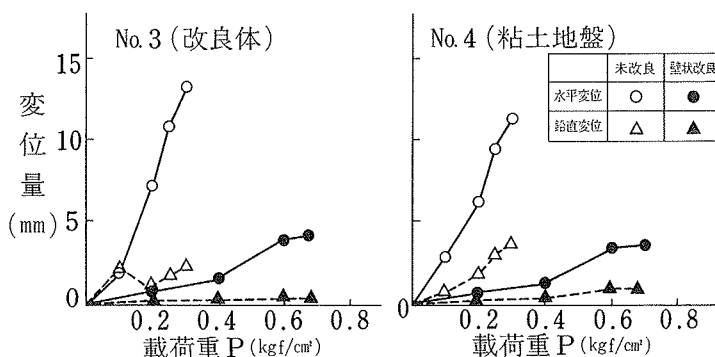
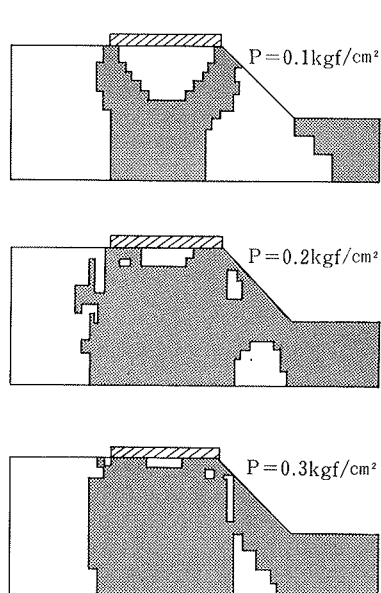


図-10 未改良地盤と壁状改良地盤の地表面変位



図一11 塑性領域の分布（未改良地盤）

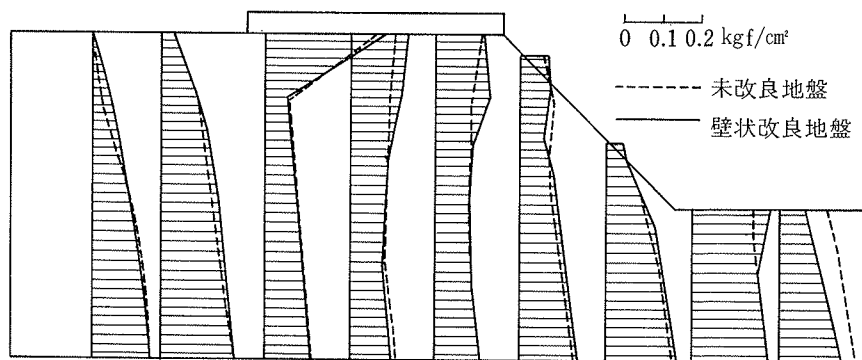
改良地盤の粘土部分が受け持つ水平応力の深度分布を、未改良地盤 ($p=0.2 \text{ kgf/cm}^2$) と壁状改良地盤 ($p=0.6 \text{ kgf/cm}^2$) で比較したものである。載荷重が3倍異なっているにもかかわらず、両者の水平応力は絶対値、分布形状とも非常に良く似ている。ここでは示していないが、鉛直応力についても同様の傾向が見られた。

これらのことから、複合地盤の特性として次のことがわかる。

- (1) 荷重が小さい間は改良体が応力を負担し、粘土部分の応力が低減され載荷能力が増大する。
- (2) 載荷重が大きくなり改良体の降伏が始まると、次第に増加応力は粘土部分に移行し、最終的に複合地盤の粘土部分の応力は未改良地盤と変わらないものとなる。

6. まとめ

セメント混合改良体を壁状に配置した複合地盤の斜面



図一12 水平応力の深度分布比較

破壊実験結果と FEM 弾塑性解析結果から、以下のことが判明した。

- (1) 解析による塑性領域の分布状態から判断した破壊荷重は実験結果と良く対応する。
- (2) 解析結果は、破壊に至らないような小さな変形に対しては、実験結果との対応は良いが、破壊までを考えた大変形の解析に適用するには限界がある。
- (3) 応力、応力分担比についても、解析結果は実験結果と良く対応した。さらに、実験では得にくい任意の位置での応力状態を検討するのに解析は有用である。
また、FEM 弾塑性解析から複合地盤の特性として、以下のことが判明した。
- (4) 未改良地盤は、最終的に円弧すべり的な破壊状況となるのに対し、壁状改良地盤はこのような破壊状況が生じにくい。
- (5) 破壊時には、複合地盤の粘土部分の応力は、未改良地盤の破壊時の応力と等しくなる。

参考文献

- 1) 山口柏樹：弾塑性力学，森北出版