

Effects of the Area of Sand Compaction Piles on the Stability of Embankments.

森 脇 武 夫* (Takeo Moriwaki)

中ノ堂 裕 文* (Hirofumi Nakanodo)

吉 国 洋** (Hiroshi Yoshikuni)

山 本 実*** (Minoru Yamamoto)

キーワード：サンドコンパクションパイル／支持力／安定解析／盛土 (I G C : K 6 / E 3)

1. まえがき

粘性土地盤中に比較的大口径で密に締固めた砂杭を打設し、基礎地盤として必要な支持力を得ようとするサンドコンパクションパイル工法は、置換工法とサンドドレーン工法の両者の長所を兼ねそなえた地盤改良工法として、各方面で盛んに多用されている。このような地盤の安定計算は、慣用的に円弧すべり法を用いて行われることが多く、なかでもスライス法(簡便法)は計算の簡便さから最も多く用いられている。しかし、スライス法ではスライス間に働く不静定力を考慮していないため、すべり面上の直応力が正しく評価できず、過少な安定率を得る傾向にあると言われている。そこでこれを改善する目的で、盛土荷重の地盤内応力分散を考慮し、すべり面上の直応力を算出したスライス法(以下、応力分散法と呼ぶ)が用いられることも多い。これらの円弧すべり法は、簡便法として実用的に使用されているが、必ずしもサンドコンパクションパイルと粘性土の複合地盤の挙動や力学的性質を忠実に反映したものではない。従って、円弧すべり法で得られた最も効果的なサンドコンパクションパイルの打設位置が、実際の最も効果的な位置とは必ずしも一致していないと考えられる。

そこで本研究では、サンドコンパクションパイルで改良した複合地盤の支持力増加の観点から、最も効果的なサンドコンパクションパイル打設位置を明らかにするため、スライス法と応力分散法の2通りの円弧すべり法で安定計算を行い、得られた結果と弾塑性有限要素法による解析結果と比較・検討した。

2. 解析方法

2.1 概 要

最も効果的なサンドコンパクションパイルの打設位置が、用いる計算法によってどのように変わるかを明らかにするため、同一条件の地盤上に盛土が行われる場合を、円弧すべり法と有限要素法を用いて安定解析を行った。そして、種々の打設位置に応じた限界盛土高をそれぞれ算出し、打設位置と限界盛土高の関係が、各種の計算法によってどのように影響される

か検討した。ここで限界盛土高とは、円弧すべりの場合、安全率が1.0となる盛土高であり、有限要素法の場合、柴田・関口の側方変位係数¹⁾がゼロとなる盛土である。また打設位置は、

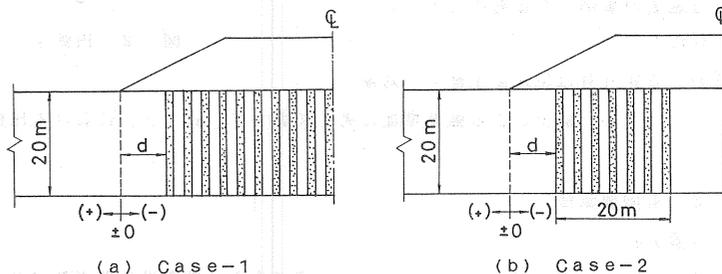


図-1 計算条件

* 広島大学工学部第四類 助手、** 広島大学工学部第四類 教授、*** 不動建設(株)広島支店

最も外側を、盛土のり尻を原点とし、盛土外側を正、盛土内側を負にとった座標 d によって表わした。

また、解析ではサンドコンパクションパイルの打設位置によって次の2つのケースを考えた。Case - 1 は、図-1(a)に示すように盛土の内側に向かって全面改良する場合であり、Case - 2 は図-1(b)に示すように幅20mだけ部分改良する場合である。

2.2 円弧すべり法

1) 計算方法

計算は修正フェレニウス法を用いて行った。なお、盛土による地盤内の増加応力が考慮でき、サンドコンパクションパイルを打設した複合地盤にも適用できるように改良が加えられている。即ち、すべり面上のせん断抵抗力を算出する際、地盤と粘性土地盤、砂質土地盤、および複合地盤の3種類に分け、各々の地盤に対して次式を適用している。

$$\circ \text{粘性土地盤} : \tau = C_0(Z) \quad (1)$$

$$\circ \text{砂質土地盤} : \tau = (\gamma \cdot Z + \sigma_z) \tan \phi \cdot \cos^2 \theta \quad (2)$$

$$\circ \text{複合地盤} : \tau = (1 - F_v) \cdot \{ C_0(Z) + C_u / P \cdot \Delta P \cdot \mu_c \cdot U \} + F_v \{ \gamma_s \cdot Z + \mu_s \sigma_z \} \tan \phi_s \cdot \cos^2 \theta \quad (3)$$

ここに、 $C_0(Z)$ ；原地盤粘性土の粘着力、 γ ；砂質土地盤の単位体積重量（地下水位以下では水中単位体積重量 γ' を用いる）、 Z ；地表面からすべり面まで深さ、 σ_z ；すべり面上での盛土による増加応力（Boussinesq による）、 ϕ ；砂質土地盤の内部摩擦角、 θ ；すべり面上でのスライス中心と円弧の中心を結ぶ直線と円弧の中心を通る垂線との狭角、 F_v ；単位面積当りのサンドコンパクションパイルの占める割合（置換率）、 C_u/P ；粘性土の強度増加率、 ΔP ；増加荷重、 U ；圧密度、 γ_s ；サンドコンパクションパイルの単位体積重量（地下水位以下では γ'_s ）、 ϕ_s ；サンドコンパクションパイルの内部摩擦角、 μ_c と μ_s はそれぞれ応力低減係数と応力集中係数で、次式によって与えられる。

$$\mu_c = 1 / \{ 1 + (n-1) F_v \} \quad (4) \quad \mu_s = n / \{ 1 + (n-1) F_v \} \quad (5)$$

ここに、 n は応力分担比（ $\Delta \sigma_s / \Delta \sigma_c$ ）である。

2) 計算条件

計算は通常のスライス法と応力分散法を用いて行い、応力分散法では式(2)と(3)中の σ_z をBoussinesqの弾性応力解より算出した。計算に用いた地盤定数は図-2に示すとおりであり、有限要素法解析で用いる地盤条件と同一になるように設定されている。また、応力分担比は過去の事例²⁾を参考にして、 $n = 4$ と仮定した。

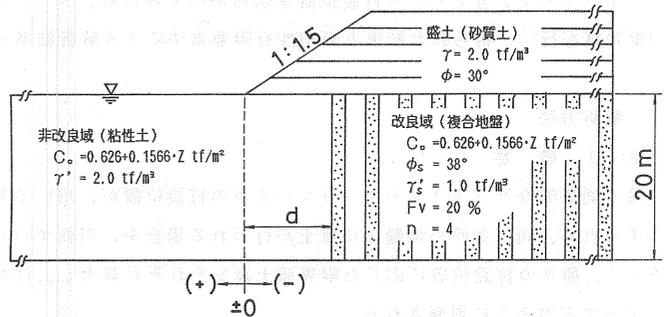


図-2 円弧すべり法における計算条件

なお、安定計算は急速盛土施工を対象としているため、盛土による強度増加は考えておらず、式(3)における圧密度は $U = 0$ としている。

2.3 有限要素法

1) 計算方法

計算に用いた要素分割は図-3に示すとおりであり、地盤部の要素数は259、節点数は304、高さ10mの盛土部の要素数は111、節点数は93である。要素は一次要素であり、間隙水圧は要素内で一様としている。計算に用いた構成式は、粘性土では修正 Cam-Clay モデルを用い、砂質土（サンドコンパクションパイル、盛

土) に対しては破壊の考慮できるバイリニアな応力～ひずみ関係をを用いた。即ち、Mohr - Coulomb の破壊規準を用い、破壊に達していない場合は、せん断弾性係数を $G = G_0 / P_0 \cdot P$ とし、破壊に達するとその値を $1/100$ に低減した。ここに、 G_0 / P_0 は平均有効応力で正規化した場合のせん断弾性係数であり、 P は平均有効応力である。

なお、ポアソン比は一定としている。

盛土荷重は、盛土要素を非排水状態で、 1 m づつ付加することによって載荷し、増分計算では付加された盛土要素の自重をさらに 10 分割して加えている。盛土部は砂質材料とし、剛性も考慮している。

2) 計算条件

計算に用いた材料定数は表-1 に示すとおりであり、粘土については福山粘土の非排水三軸試験結果を、砂質土(サンドコンパクションパイル、盛土)は太田川砂の排水三軸試験結果を参考にして定めた。初期状態は図-4 に示すような K_0 状態で、深さ方向に分布を持っている。

計算は、全て図-3 に示すような要素分割で行い、サンドコンパクションパイル打設範囲内の A タイプの要素を砂質土材料としている。その際、砂質土は完全排水状態、粘性土は非排水状態としている。なお、比較のために、サンドコンパクションパイルを打設しない無処理地盤についても計算を行った。

3. 解析結果

3.1 サンドコンパクションパイルの打設位置と限界盛土高

最も効果的なサンドコンパクションパイルの打設位置を調べるため、打設位置と限界盛土高の関係をプロットしたのが図-5 の (a) と (b) である。ここで限界盛土高とは、前述したように、円弧すべり法の場合は安全率が 1.0 となる盛土高であり、有限要素法の場合は柴田・関口の側方変位係数がゼロとなる盛土高である。従って、円弧すべり法と有限要素法で得られた限界盛土高は、同一定義のものではないので直接比較はできないが、その変化傾向から両者を比較・検討する。

円弧すべり法のスライス法と応力分散法では、Case-1、Case-2 とともに一部を除いてほとんど同じ打設位置～限界盛土高関係が得られた。Case-1 では、 $d \leq -1.0\text{ m}$ で無処理地盤と全く同じ限界盛土高で改良効果は見られないが、 $-1.0\text{ m} < d < +1.0\text{ m}$ で急激な支持力増加を示している。その際、打設位置が盛土のり尻よ

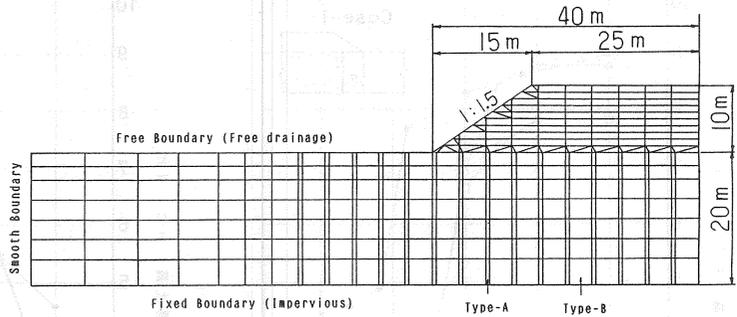


図-3 要素分割図

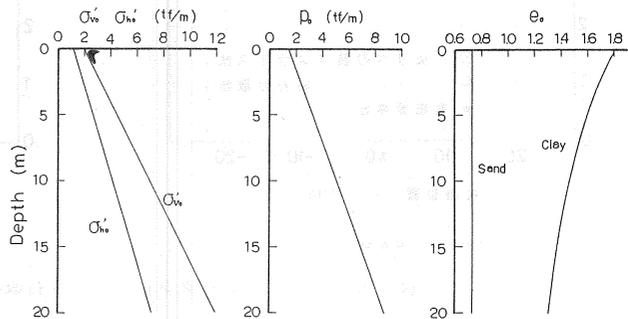


図-4 有限要素法における初期条件

粘性土	λ	0.291
	κ	0.0304
	M	1.4
	K.	0.597
サンドパイル	ϕ	38°
	G./D.	230
	ν	0.25
盛土	ϕ	30°
	G./D.	140
	ν	0.25

表-1 有限要素法における材料定数

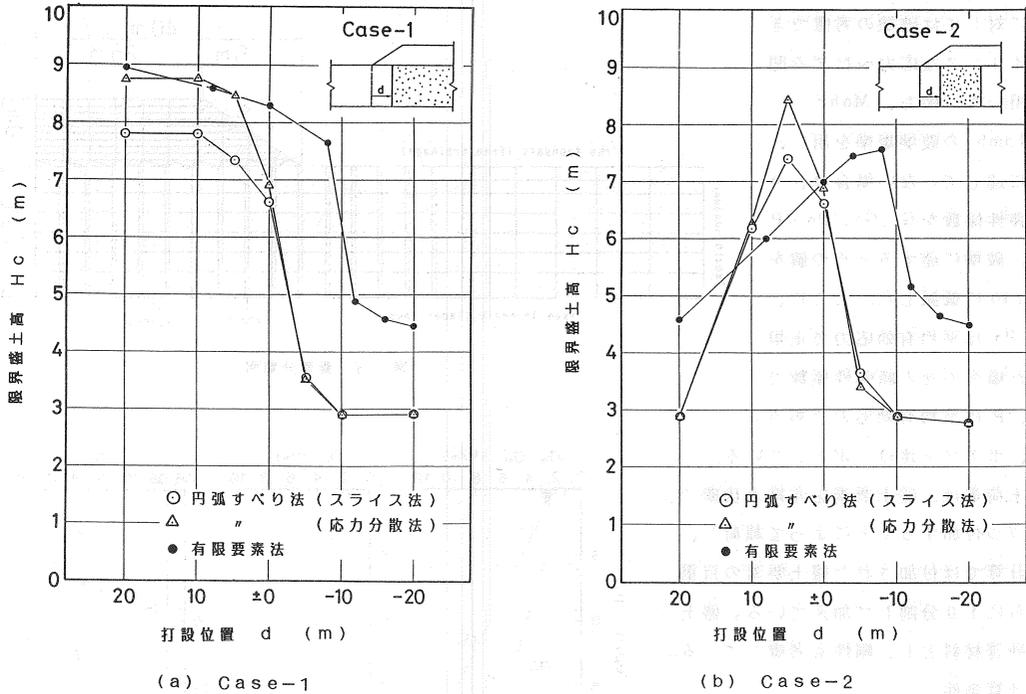


図-5 サンドコンパクションバイル打設位置と限界盛土高

り内側では、スライス法と応力分散法で全く同じように限界盛土高が増加しているが、盛土のり尻より外側では応力分散法の方がスライス法より約1割大きな限界盛土高を得ている。これは、応力分散法が盛土のり尻外側へも盛土荷重の応力分散を考慮しているためである。d > +10mでは、これ以上打設範囲を拡げても全く支持力増加は見られない。一方、Case-2の場合、d < -10mではCase-1と同様に改良効果は認められず、d = -10mから改良効果が現われ、d = +5mで最大値を示す。このときも、応力分散法の方がスライス法より約1割ほど大きな限界盛土高となっている。打設位置が盛土のり尻より外側に移るにつれて支持力は減少し、d = +20mで改良効果はほとんど見られない。従って円弧すべり法によると、Case-1の場合、d = -10mより改良効果が現われ、d = +10mで最大となり、それ以外側での改良効果は期待できなく、Case-2の場合はd = +5mが最も効果的な打設位置であるという結果を得る。

これに対して有限要素法による結果では、定性的には円弧すべり法の結果と同様の傾向を示しているものの、打設位置に若干の相異が見られる。即ち、Case-1では支持力の急激な増加が見られるのはd = -12mからで、d = -8m付近でほぼ一定値に達しており、最も効果的な打設範囲は円弧すべり法によるものより内側となっている。また、Case-2でも同様で、d = -8mで最大の支持力が得られており、この場合も最も効果的な打設位置は、円弧すべり法によるものより内側である。

円弧すべり法と有限要素法でこのような差異が出た理由を、Case-2を例に取り簡単に考察する。円弧すべり法における円弧の中心は盛土のり尻付近にあるため、円弧すべりの滑動モーメントを小さくするには、非改良域に比べて単位体積重量の大きな改良域を盛土のり尻付近に配置した方がよい。また、抵抗力を支配する改良域でのせん断抵抗はすべり面上の直応力に左右されるので、抵抗モーメントを大きくするには、改良域でのすべり面が深くなるように、円弧の中心となる盛土のり尻付近を改良したほうがよい。従って、円弧すべり法では、滑動および抵抗モーメントの両面から、盛土のり尻付近が最も効果的な改良位置となる。一方、有限要素法では柴田・関口の側方変位係数を用いて限界盛土高を算出しているため、限界盛土高は盛土のり尻の地表面側方変位に

よって決定される。解析では粘性土を非排水状態としているため、盛土のり尻での側方変位は盛土部全体の沈下量と比例している。従って、有限要素法では改良位置が盛土のり尻よりやや内側にある方が、盛土全体の沈下量を小さくするので効果がある。しかし、改良位置があまり内側すぎると、改良域の外側ですべり破壊が起るため、改良効果は見られなくなる。

以上のように、円弧すべり法と有限要素法で、最も効果的なサンドコンパクションパイルの打設位置が異なるのは、円弧すべり法では盛土による地盤の変形を考慮していない剛塑性論を用いているのに対し、有限要素法では破壊を変形によって規定しているためと考えられる。

図-6の(a)と(b)に有限要素法解析で得られた盛土高と地表面沈下量の関係を示す。盛土の施工段階によって沈下が増大する場所が異なるため、ここでは各盛土段階で生じた最大の地表面沈下量をプロットしている。図中に黒丸印で示した点は、柴田・関口の側方変位係数を用いて求めた限界盛土高の位置であり、沈下量が10~20cmで、沈下が急増し始める点と対応している。

3.2 破壊形状と臨界円の位置

図-7(a)~(d)は円弧すべり法で得られた安全率 $F_s = 1.0$ 付近の臨界円を示したものである。図に示した安全率はスライス法によるもので、応力分散法によるものは括弧内に示してある。Case-1の場合、 $d = +2.0m$ で応力分散法を用いた場合を除き他の全ての場合に、臨界円は地表面から深さ4mの位置を通り盛土のり尻上に中心を持つ浅くて小さい円弧となっている。これは、解析した地盤が深さとともに強度を増す地盤となっているため、地表面に近く強度の小さなところで浅いすべりが生じたためと考えられる。また、Case-1の $d = +2.0m$ の応力分散法で、臨界円の中心位置が盛土のり尻より内側に入っているのは、応力分散法では盛土荷重の応力分散を盛土外側へも考慮しているため、盛土外側のサンドコンパクションパイルの強度を大きく見積っているためである。

有限要素法で得られた限界盛土高付近における地盤の破壊状況を示したのが図-8(a)~(d)で、それぞれ図-7(a)~(d)に対応している。なお、破壊域の判定は、粘性土では要素の応力比 $\eta = q/P$ と限界状態線の傾き M によって、砂質土では Mohr-Coulomb の破壊規準に従って ϕ によって行っている。この図より

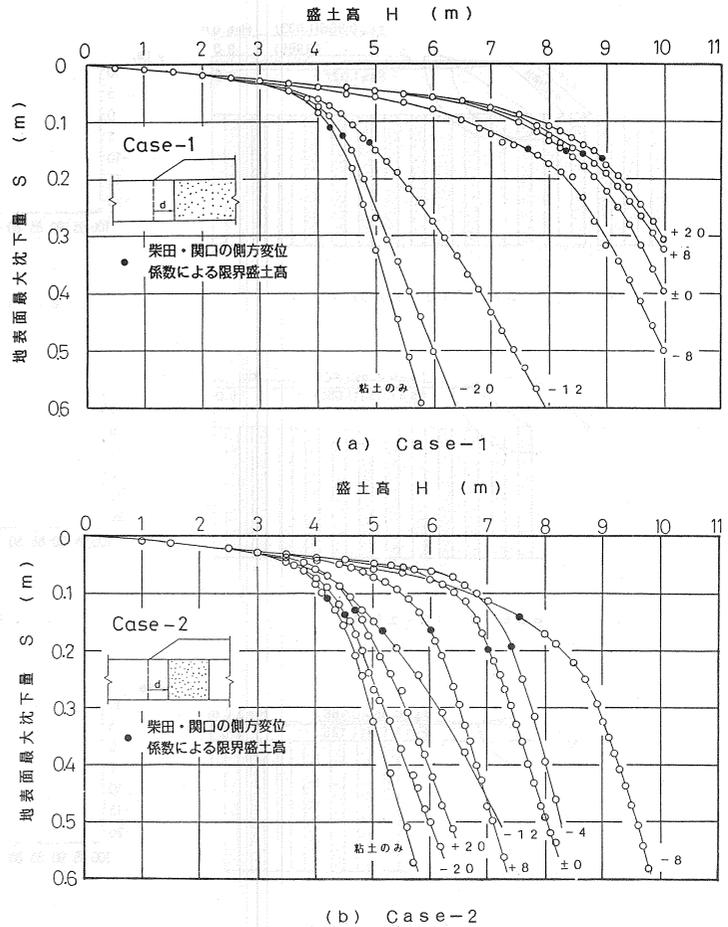
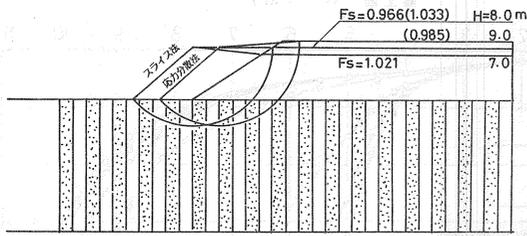
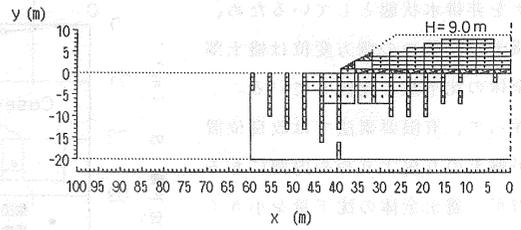


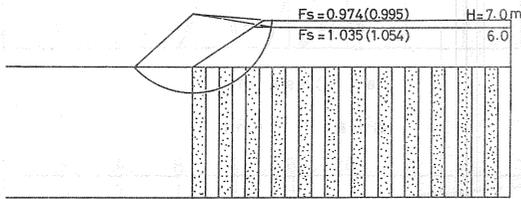
図-6 盛土高と地表面最大沈下量



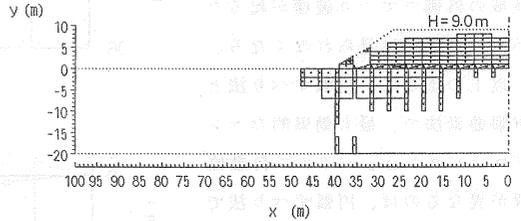
(a) Case-1 (d=+20m)



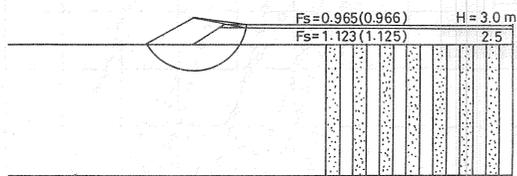
(a) Case-1 (d=+20m)



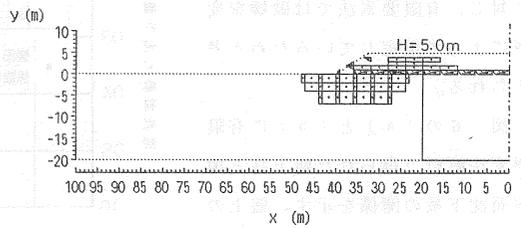
(b) Case-1 (d=±0m)



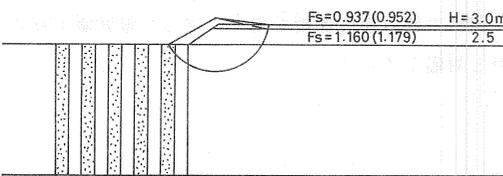
(b) Case-1 (d=±0m)



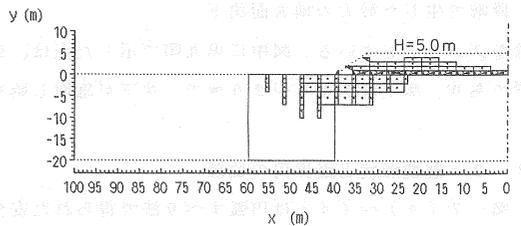
(c) Case-1, 2 (d=-20m)



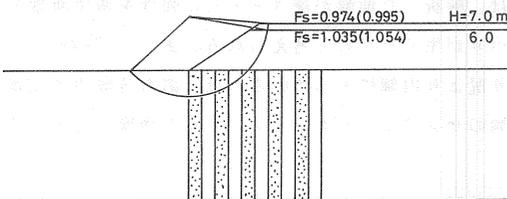
(c) Case-1, 2 (d=-20m)



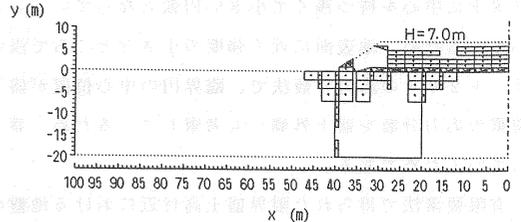
(d) Case-2 (d=+20m)



(d) Case-2 (d=+20m)



(e) Case-2 (d=±0m)



(e) Case-2 (d=±0m)

図-7 円弧すべり法による臨界円

図-8 有限要素法による破壊域

有限要素法による破壊域は全般的に円弧すべり法によるものと位置・大きさともに良く一致しており、盛土のり尻付近を中心とする浅くて小さいすべりによって支持力が決定されているのがわかる。

円弧すべり法と有限要素法とは、破壊の判定等に若干の違いがあり必ずしも定量的で細かい議論はできないが、ここで得られた結果によると円弧すべり法によってもかなり合理的な結果を得ることができると判断される。

3.3 応力分担比

実測および逆算による複合地盤の応力分担比は、図-9に示すように $n = 4$ 程度といわれている。²⁾ 有限要素法による応力分担比を、Case-1の $d = +2.0\text{ m}$ の場合で、深度 $Z = -5.5\text{ m}$ における分布を示したのが図-10である。応力分担比 n は盛土高の増加とともに増大し、最終的には盛土のり肩で $n = 6$ 、盛土中央部で $n = 4$ となっており、図-9の平均的な値内におさまっている。

図-11は、この場合の盛土中央部、盛土のり肩部、および盛土外側の各要素の応力経路を示したものである。なお、粘性土要素は非排水条件であるため有効応力経路 (ESP) と全応力経路 (TSP) は異なるが、砂質土要素は完全排水条件であるため両者は一致している。また、軸差応力は、 $\sigma_v > \sigma_h$ の場合を正、 $\sigma_v < \sigma_h$ の場合を負としている。これまで応力分担比を理論的に求める際は、サンドコンパクションパイルは主動破壊し、周辺の粘性土は受働破壊するとしていることが多い。^{3),4)} しかし、この図を見るかぎりでは、盛土荷重直下ではサンドコンパクションパイル部も粘性土部も主動破壊を起しており、盛土外側では両者とも受働破壊を起している。そこで、サンドコ

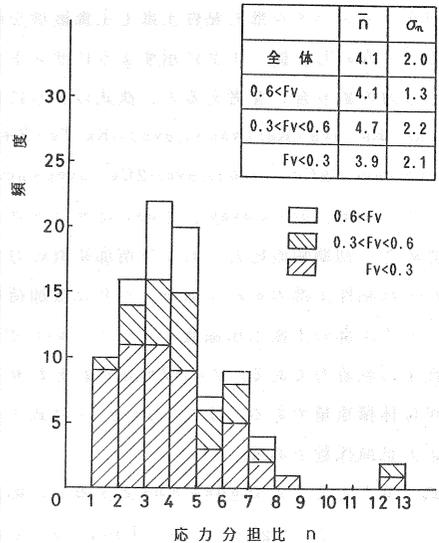


図-9 沈下・土圧による逆算応力分担比

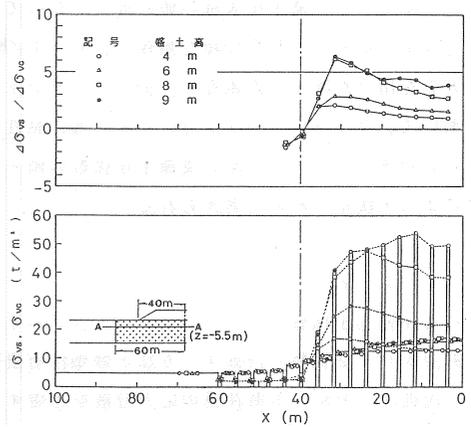
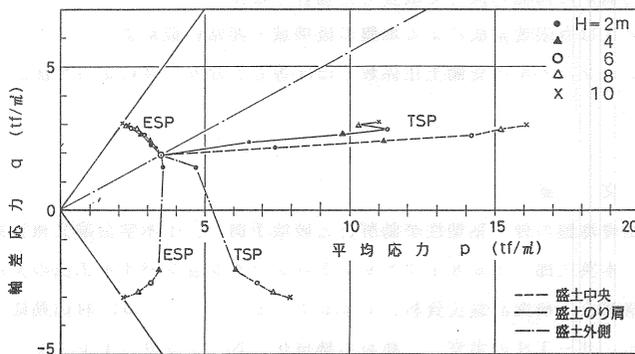
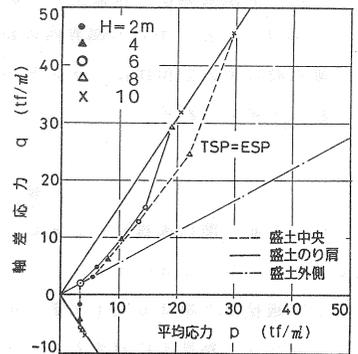


図-10 有限要素法による応力分担比



(a) 粘性土部



(b) サンドコンパクションパイル部

図-11 有限要素法における各要素の応力経路図

ンパクションパイル部も粘性土部も主動破壊を起こすとして、応力分担比を求めてみる。すなわち、図-12に示すようにサンドコンパクションパイル部と周辺の粘性土の力の釣り合いを考えると、次式ようになる。

$$\sigma_{hs} = K_a \cdot \sigma_{vs} = K_a(\sigma_{vso} + \Delta\sigma_{vs}) = K_a(\gamma_s \cdot Z + \mu_s \cdot \Delta P) \quad (6)$$

$$\sigma_{hc} = \sigma_{vc} - 2C_u = \sigma_{vco} + \Delta\sigma_{vc} - 2C_u = \sigma_{vco} + \mu_c \cdot \Delta P - 2C_u \quad (7)$$

ここで、 σ_{hs} 、 σ_{vs} 、 σ_{vso} 、 $\Delta\sigma_{vs}$ はサンドコンパクションパイル部の水平応力、鉛直応力、初期鉛直応力、および増加鉛直応力であり、 σ_{hc} 、 σ_{vc} 、 σ_{vco} 、 $\Delta\sigma_{vc}$ はそれぞれ粘性土部のそれである。 ΔP は増加荷重であり、 K_a はサンドコンパクションパイル部の主動土圧係数 ($= (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$) であり、 C_u は粘性土の粘着力である。 γ_s と γ_c はそれぞれサンドコンパクションパイルと粘性土の単位体積重量である。また、 μ_s と μ_c は式(4)と(5)で示した応力集中係数と応力低減係数である。

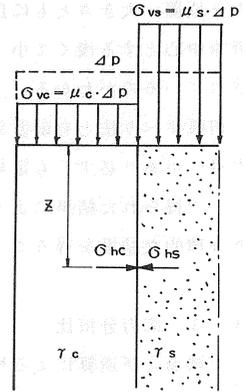


図-12 釣合い状態図

式(6)と(7)で $\sigma_{hs} = \sigma_{hc}$ とすると、応力分担比 n は次式のように求める。

$$n = \frac{1 - \{ 2C_u - (\gamma_c - K_a \gamma_s) Z \} (1 - F_v) / \Delta P}{K_a + \{ 2C_u - (\gamma_c - K_a \gamma_s) Z \} F_v / \Delta P} \quad (8)$$

この式で Case-1 で $d = +20m$ 、 $H = 9m$ 、 $Z = -5.5m$ の場合の応力分担比を求めると $n = 4.22$ となり、図-10に示した盛土中央部の値と等しくなっている。このときの分子の第2項は 0.068 、分母の第2項は 0.017 となり、これらの項を無視し、 $n = 1/K_a = K_p$ として応力分担比を求めても $n = 4.20$ となり、式(8)を用いた場合と大差ない。従って、サンドコンパクションパイルを用いて地盤改良を行うような軟弱地盤において、サンドコンパクションパイル部と粘性土部がともに主動破壊を起すような場合の応力分担比は、サンドコンパクションパイル部の受働土圧係数の値とほぼ等しくなり、応力分担比はサンドコンパクションパイルの ϕ' によって決定されると考えられる。

4. ま と め

正規圧密粘土地盤をサンドコンパクションパイルを用いて改良した場合の改良位置と改良効果について支持力の観点から、2種類の円弧すべり法と弾塑性有限要素法でシリーズ計算を行ったところ、次のような結果を得た。

- 1) 円弧すべり法で上載荷重の応力分散を考慮する応力分散法は、ほとんどの場合に通常のスライス法と有意な差は出ないが、盛土のり尻より外側を改良した場合には、支持力を約1割程度大きく見積ることがある。
- 2) 最も効果的な改良位置は、円弧すべり法では盛土のり尻のやや外側から盛土内側に向って改良した場合となるが、有限要素法では盛土のり尻のやや内側から内側に向って改良した場合となる。
- 3) 円弧すべり法における臨界内の位置・大きさは有限要素法による地盤の破壊域と非常に似かよっている。
- 4) 破壊時の応力分担比は、サンドコンパクションパイルの受働土圧係数とほぼ等しくなり、 ϕ' によって決定されると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 柴田 徹・関口秀雄(1980)“盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測”、土木学会論文報告集第301号、p.p.93~104
- 2) 一本英三郎(1981)“サンドコンパクションパイル工法の実用設計と実施結果”第36回土木学会年次学術講演会・研究討論会資料、p.p.51~55
- 3) 村山朔郎(1962)“粘性土に対するパイロコンポーザー工法の考察”、建設の機械化、No.150、p.p.10~15
- 4) 末松直樹・坪井英夫(1984)“複合地盤の応力分担比に関する考察”、土質工学会・複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集、p.p.165~169