

石灰安定処理した粘土の拘束圧下の力学特性

建設省中国地方建設局 正〇 佐藤 篤
佐賀大学 理工学部 正 三浦 哲彦

1. まえがき：深層混合処理工法のように粘土を柱状に改良した地盤の安定解析は、一般に一軸圧縮試験結果に基づいて求めることが多いが、実際の現場では拘束圧が作用しており、合理的な設計強度を得るためにはその影響を考慮する必要がある¹⁾。この問題に資する為、本報告は、石灰安定処理した粘土の三軸圧縮試験データより拘束圧下の力学特性を把握し、その結果に基づきより合理的な設計について検討するものである。

2. 室内試験：実験に使用した有明粘土は佐賀市川副町から採取した（ $\omega_n=125\sim135\%$, $\omega_L=88.9\%$, $I_p=52.4$, $\rho_s=2.640\text{kgf/cm}^3$ ）。供試体は生石灰（CaO:97%）を粘土の乾燥重量に対して5%と10%混合し、円柱状に作製して恒温恒湿で約40日間養生した。実験はCD試験（ $\dot{\epsilon}=0.002\%/min$ ）、及びCU試験（ $\dot{\epsilon}=0.050\%/min$ ）を行った。ここで圧密圧力 p' を低圧領域（ $1.0\sim3.0\text{kgf/cm}^2$ ）、高圧領域（ $10\sim80\text{kgf/cm}^2$ ）とした。

2-1. 圧密降伏特性：石灰安定処理した有明粘土の等方圧密試験の結果を図-1に示す。 $e-\log p'$ の曲線上で、最大曲率点より高い圧力域では正規圧密状態（塑性）、それより低い領域では過圧密状態（弾性）とみなすことができる。各配合量の圧密降伏応力 p'_v は、5%で 6.3kgf/cm^2 、10%で 16.2kgf/cm^2 となった。

この様に、改良体における弾性領域がかなり広範囲にわたり定義される（圧密降伏曲線は、石灰配合量5%に比べ10%では相似な形で約2.6倍弾性領域が広がる）。そして、現在DJM工法により改良した地盤の石灰改良体の変形解析において弾性特性の適用がなされているが、その正当性が改めて確信された。

2-2. 応力～ひずみ特性：応力～ひずみ関係における強度特性を図-2、3に示す。圧密降伏点よりも低い拘束を受けた供試体は、互いに類似した挙動を示し、一軸圧縮強度と同様の強度増加を示す（図-2）。 p'_0 -強度は約 10kgf/cm^2 であった。すなわち、骨格形成（改良効果）に伴う強度増加を示す。一方、圧密降伏点よりも高い拘束を受けた供試体は、拘束圧の影響が明らかに認められ、拘束圧が高い程 p'_0 -強度が増加する傾向がみられた（図-3）。これは、高圧で等方圧

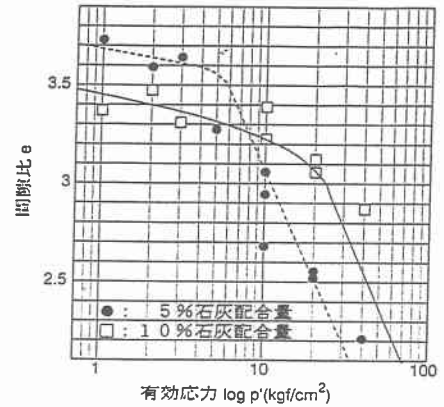


図-1 圧密降伏曲線

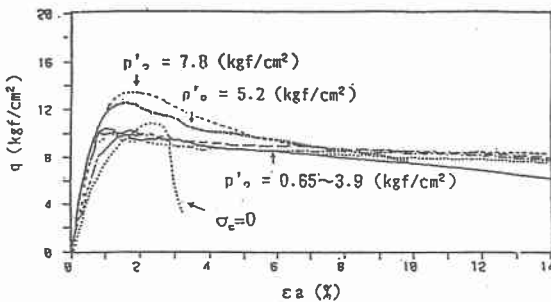


図-2 軸差応力～軸ひずみ関係

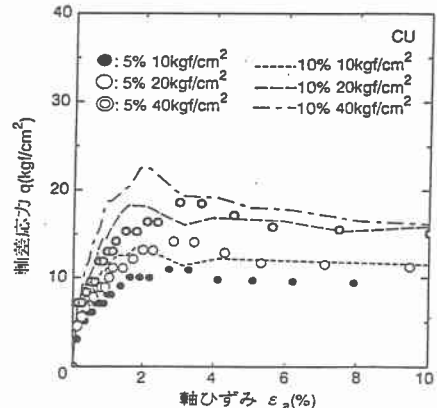


図-3 軸差応力～軸ひずみ関係

密することにより、石灰改良した供試体の骨格の中で弱い部分は壊れて密度増加し、かつ弱い部分が消滅したことにより供試体強度の増加をもたらすと考えられる。また供試体の骨格の中で、本来強い部分は等方圧密の影響を受けず、拘束圧の影響は受けないと考えられる。

また、一軸圧縮試験では顕著なひずみ軟化を示すのに対して、降伏点より低い応力レベルでの拘束圧下での応力～ひずみ曲線は、 ϵ_p - σ 後の強度低下が小さい。10 %以上の大ひずみの下でも、残留強度は石灰配合量の多少によらず、 ϵ_p - σ 強度の80～90 %の値を維持していることは注目に値する。このことは、石灰改良地盤が大変形を受けた後でも、一定のせん断抵抗を保ち続けることを示唆している。

表-1 安定解析結果

設計強度 (tf/m ²)	深層混合処理工法での安全率	
	着底での安全率	
	堤内側	
	改良列数	大円
(1) 10 経験値	3	1.607
(2) 8.215 現設計法	3	1.491
(3) 6.573 残留強度考慮	3	1.385
(4) 0	3	0.961

※改良後の平均せん断強度：

$$\begin{aligned}
 (1) C &= ap * (qf/2) \\
 &= 0.5 * (4.0 \text{ (kgf/cm}^2) * 10/2) = 10 \text{ (tf/m}^2) \\
 (2) C &= ap * (qf/2) = \alpha * ((q1/3)/2) \\
 &= 0.5 * ((9.859 \text{ (kgf/cm}^2)/3) * 10/2) = 8.215 \text{ (tf/m}^2) \\
 (3) C &= ap * (qf/2) = \alpha * ((q1/3) * 0.8/2) \\
 &= 0.5 * ((9.859 \text{ (kgf/cm}^2)/3) * 0.8 * 10/2) = 6.573 \text{ (tf/m}^2) \\
 (4) C &= ap * (qf/2) \\
 &= 0.5 * (0.0 \text{ (kgf/cm}^2) * 10/2) = 0.0 \text{ (tf/m}^2)
 \end{aligned}$$

$q1$: 室内試験強度
 $qf (= q1/3)$: 現場強度

3. 石灰改良体に及ぼす拘束圧の影響：実際の現場においては、石灰混合量に関係なく、改良体が常におおよそ4kgf/cm²（一軸圧縮強度）の強度が得られるように施工されている。また設計強度においては、改良体のせん断強度は現在のところ一軸圧縮強度（28日強度）に基づいて行われている。しかし実際は改良体には拘束圧が作用されているので、より合理的な設計のためにはその影響を取り入れる必要がある。

3-1. 検討方法：せん断破壊を受けた後もかなりの残留強度を維持できることに着目し、円弧すべりにおける安定計算を①現設計法、②残留強度（ ϵ_p - σ 強度の80%程度）を考慮した場合及び③残留強度がゼロの場合に分けて行い、実際の改良地盤に対しての比較検討を行った。なお今回は、DJM 工法が行われている佐賀県六角川施工現場におけるデータをを用いて検討を行った（表-1）。

3-2. 円弧すべり安定解析結果：安定解析の結果、現設計法（Fs=1.491）においても、残留強度を考慮した場合（Fs=1.385）においても基準安全率を十分満足した。また残留強度がゼロである場合はFs=0.961であった。実地盤において、石灰改良体が大変形を受けた場合にでも ϵ_p - σ 強度の約80%を維持するという点を考慮すると、円弧すべりの安定計算上十分安全率を満足し、また、現設計法においても基準安全率を十分満足できるということが確認された。

4. 結論：

- (1) 改良体における弾性領域は、かなり広い範囲にわたることを示した。実際問題において、DJM 工法で施工された地盤について沈下解析を行う場合に、改良体を弾性体として扱うことは妥当である。
- (2) 各石灰混合量の降伏点より高い応力レベルで拘束した改良体は、一部の骨格構造が壊されることにより、本来の骨格形成（改良効果）に伴う強度増加に加え、密度増加に伴う強度増加を示すと考えられる。
- (3) 応力～ひずみ特性は、降伏点より低い応力レベルでの拘束圧の下では、せん断破壊時の大ひずみの下でも ϵ_p - σ 強度の80 %以上の残留強度を示す。このことは、実地盤での石灰改良体が大きなせん断ひずみを受けても、 ϵ_p - σ 強度の80 %をくだらないことを示唆する。
- (4) 六角川堤体の安定性について検討を行い、大変形後の改良体のせん断強度をゼロとした場合、すべりに対する安全率は0.961 となるが、 ϵ_p - σ 強度の80%程度の強度を考慮すると、安全率は1.385 となる。

最後に、本検討をとりまとめるにあたり、多大なるご指導をいただきました佐賀大学の三浦哲彦教授に、記して感謝の意を表します。

〔参考文献〕 1) 三浦、古賀、西田：有明粘土地盤に対する生石灰を用いた深層混合処理工法の適用
 土と基礎 Vol.34 No.4 1986.4