

## 土構造物の大変形挙動から推定した土の残留強度の報告

東京大学 東畑郁生<sup>1</sup>

東京大学 プラサド・クリシュナ・スンダラジ<sup>1</sup>

東京大学 アッパース・ガランデルザデ<sup>1</sup>

土が大せん断変形したときに発揮されるせん断強度は残留強度、定常状態強度とも呼ばれる。ピーク強度が破壊の有無を判定するパラメータであるのに対し、残留強度は大変形の度合い、施設の機能損傷などの大きを具体的に推定するのに必要な情報である。従来は、要素試験によって残留強度を測定してきた例が多い。しかし試験装置の中で発生しうるひずみには高々20%程度という限界があった。また振動、慣性力が作用している現実の状況と、静的にせん断する試験条件とでは、差違が存在した。今回の地震では、実地盤の地震時挙動から土の残留強度を推定する手がかりが得られた。一つは液状化地盤での地震時加速度である。これを用いて土の動的応力ひずみ挙動を再現し、強度を推定してみた。次に崩壊した盛土構造物の解析による強度推定である。これらの推定値を相対密度に対して整理し、従来の三軸試験、模型地盤の流動実験などから得られた強度と、比較検討を行なった。

### 1. はじめに

土の大変形時の強度すなわち残留強度は、土構造物の地震時大変状の有無を推定する基本的パラメータである。しかし従来の室内試験機では、ひずみが20%を越える大変形を実現することができず、よい情報を得ることができないでいた。また実地盤の土は振動と慣性力に攪乱されつつ大変形に至るのに対し、要素試験の供試体は、動的試験と静的試験の違いを問わず、攪乱を受けずにせん断荷重を受けている。このような条件の違いも残留強度に影響しないとは言いきれない。今回の地震で発生した幾つかの地盤破壊例から、未知の点の多い残留強度を推定することは、意義がある。

### 2. 地震加速度記録の利用

関西地震観測研究協議会の手で得られたポートアイランド鉛直アレー記録を解析してみる。観測された水平加速度 $\ddot{u}(z,t)$ がS波の鉛直伝搬による、と仮定すれば、水平地盤ではせん断応力 $\tau$ とせん断ひずみ $\gamma$ とが次の式で推定できる。ここで $z$ と $t$ はそれぞれ鉛直下向き座標と時刻、 $\rho$ は土の質量密度である。

$$\tau(z,t) = \int_0^z \rho \ddot{u}(\xi,t) d\xi \quad (1)$$

$$\gamma(z,t) = \{u(z+\Delta z,t) - u(z,t)\} / \Delta z \quad (2)$$

上記協議会の資料をもとに現地の地盤構成を図-1のように描いた。地表と深さ16メートルでの加速度記録を使うと埋め土について式1と2とが計算できる。ポートアイランドの深さ $z=7$ メートルでの南北方向応力ひずみ時刻歴をこうして推定し、図-2にプロットした。この時刻歴はかなり複雑だが、およそ+10ないし15 kPaと-10 kPa付近で、せん断応力一定でひずみだけが変動する状況が見られる。このようにやや不確定ではあるが、正負の差の半分を残留強度の推定値としておく。このあたりのN値がおおよそ10(図-1)なので、Meyerhof(1957)の経験式

$$Dr(\%) = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v'(kgf/cm^2) + 0.7}} \quad (3)$$

を使って相対密度を40%と推定する。式3が現地のレキ混じり砂に適用できるかどうかは、今後の検討課題である。なお図-2で-40 kPaにいたる応力のピークも見られるが、これは震動の

キーワード：残留強度、地盤破壊、大変形

<sup>1</sup>東京大学工学部、03-3812-2111

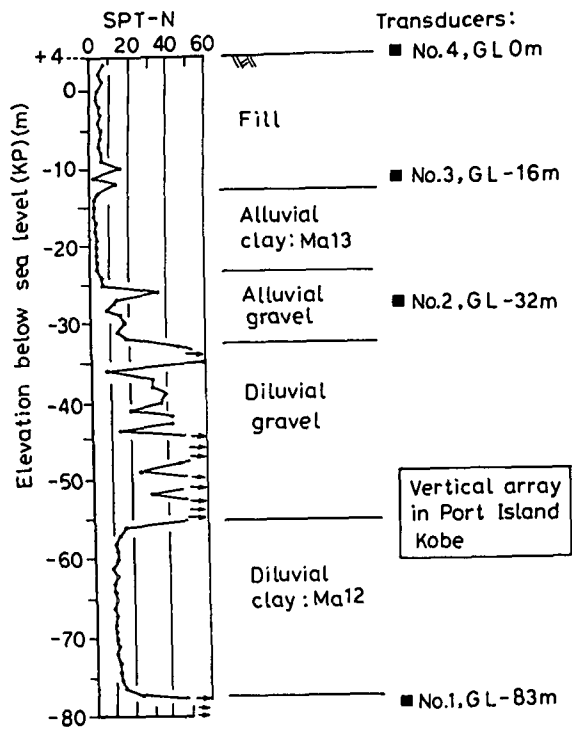


図-1 ポートアイランド鉛直アレー地点の地盤  
(関西地震観測研究協議会の資料に基づく)

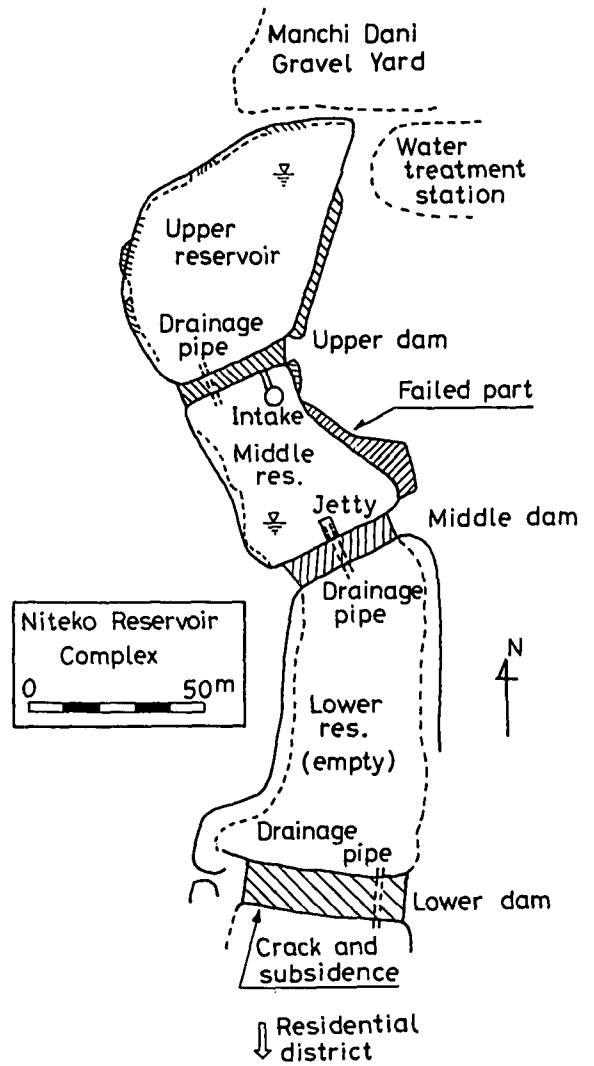


図-3 ニテコ池の平面図  
(西宮市水道局の資料による)

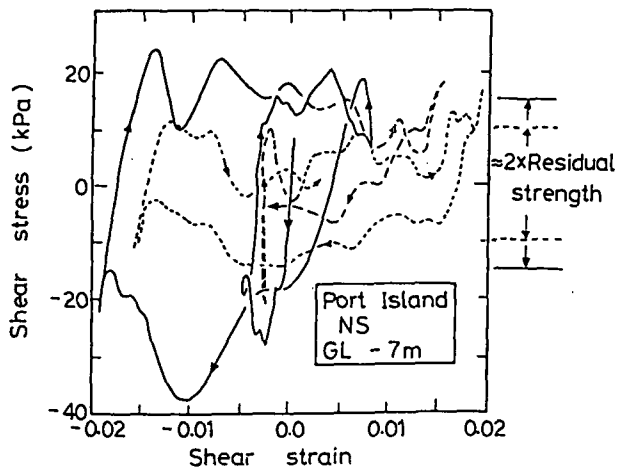


図-2 加速度記録から推定したポートアイランド地盤の応力ひずみ関係

初期であり、いまだ最終的な残留強度としては不適当と判断した。後になって同じひずみでも $10\text{ kPa}$ の応力レベルがあり（点線の部分）、 $40\text{ kPa}$ は液状化地盤の残留強度としては過大であろう。

### 3. ニテコ池堰堤の崩壊事例

ニテコ池は江戸時代に灌漑用のため池として作られた。材料はマサ土である。上中下三つの池からなり、地震時に上と中の池には8割程度の貯水があり、下の池は10年前から空であった。図-3はその平面図である。上と中の堰堤は完全に崩壊した。下の堰堤にも亀裂が走り沈下もはなはだしかったが、崩壊には至らなかった。

図-4は各堰堤の断面図及びN値である。ポーリングは地震後に行なわれた。堤体の形は、一点鎖線が被害時、実線が復旧計画断面である。復旧は原状復旧なので、小段を除いて実線が原形を表わすと考えて良い。地震後のN値で判断する限り、盛土に相当する部分はかなりゆるい。図-5は上池崩壊跡で採取した土の粒径加積曲線で、基本的に砂質土である。

地震後の堤体の様子を図-6（上）、7（中）、8（下）に示す。上と中は崩壊し、その後の水流によって土が洗い流された。下は変形したにとどまった。図-9は貯水池に隣接する満池谷墓地の中の液状化である。この地区の震動が緩い砂地盤を液状化させるに十分な強さをもっていたことがわかる。堤体自身も図-4のようにゆるいので、液状化した可能性は大いにある。

崩壊した上と中の堤体を対象に安定解析を試みた。目的は安全率の算定ではなく、未知の強度（残留強度）の推定である。そのためには安全率 $=1$ を仮定せざるを得なかった。解析に当たっては次の状況「地震継続時間は比較的短く、堤体の大変形は震動後、慣性力なしに起こった」を仮定した。つまり、地震動は堤体の間隙水圧上昇を引き起こしたりピーク強度を上回って流動を開始させはしたが、流動進行時にはすでに震動が止まっていた、という仮定である。また上流側だけに水がたまり、下流側は空であった中の堤を想定し、図10のような2通りの崩壊メカニズムを想定した。（a）のメカニズムでは、上流側の静水圧を荷重とみなし、これと堤体底面のせん断抵抗（残留強度）とが釣り合っている。（b）では含水比

の高い上流側へ向かった平面滑り面を試行し、そのうちもっとも小さな強度で滑りの起こるものを採用した。

安定解析の結果（a）のメカニズムでは強度が $3.3\text{ kPa}$ 、（b）では $4.6\text{ kPa}$ となった。（b）の解析では図示した滑り面が最小の安全率を与えるが、このときの安全率を1とおくことにより、強度を推定した。またこの滑り機構ではまだ残った堤が水面上にあり崩壊とはならない。しかしこれほどの大変形なら残った部分にも亀裂が走って漏水、パイピングに至るであろうこと、堤が薄くなれば動水勾配が大きくなってやはりパイピングを起こしやすくなることを考慮し、被害の現実を説明するに足る、と判断した。実際の安全率は1より小さかったことも充分考えられるので、ここで得られた強度は上限値であろう。N値が得られているので、これより相対密度を推定した。

### 4. 残留強度と相対密度との関係

図-11は、これまで様々な方法で推定された砂の残留強度を相対密度に対してプロットしたものである。ここで使った方法は、

- # 新潟大形砂の三軸圧縮試験 TC, Ohgata in Niigata
- # 釧路木場地区砂の三軸圧縮伸張試験 TC&TE, Kiba in Kushiro
- \* 豊浦砂模型斜面の流動、停止後の勾配から推定 Free flow of slope
- \* 豊浦砂の液状化模型地盤中で加振時に埋設管を動かして地盤反力を測定 Moving rod during shaking
- \* 流動する豊浦砂模型斜面が固定した埋設管に及ぼす力を測定 Fixed rod in free flow
- \* 豊浦砂の非排水三軸圧縮試験 CU compression

である。豊浦砂の強度と相対密度との関係には、測定手法によらず一致した傾向が見られる。しかし新潟や釧路の砂は、これと異なる傾向を示した。さらに詳細に観察すると、同じ豊浦砂の結果でも、加振時に埋設管を動かす方法は他より強度を小さめに見積もっているようである。

図-12はニテコ池とポートアイランドの結果を追加した図である。いずれも豊浦砂の加振なしの方法より小さい強度となった。この理由を砂の

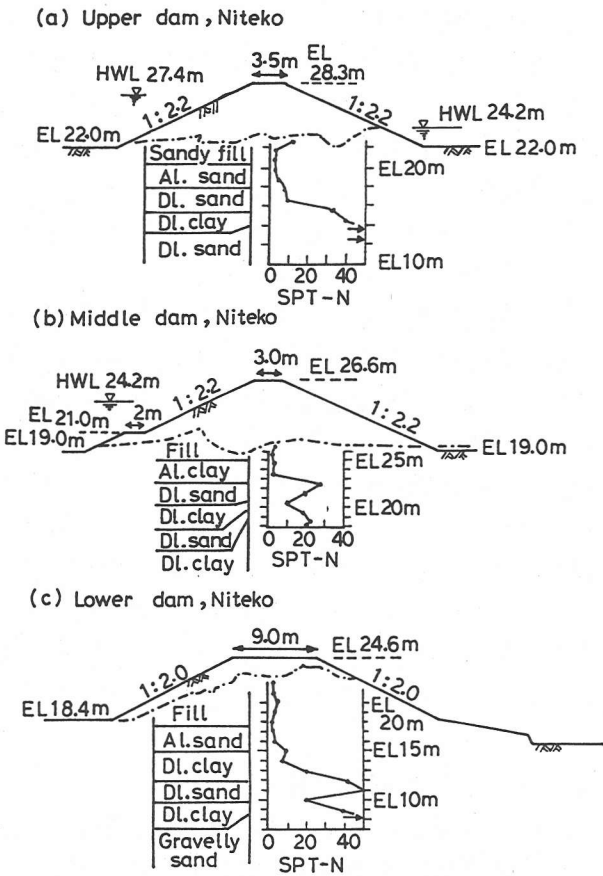


図-4 ニテコ池堰堤の断面図  
(西宮市水道局の資料による)

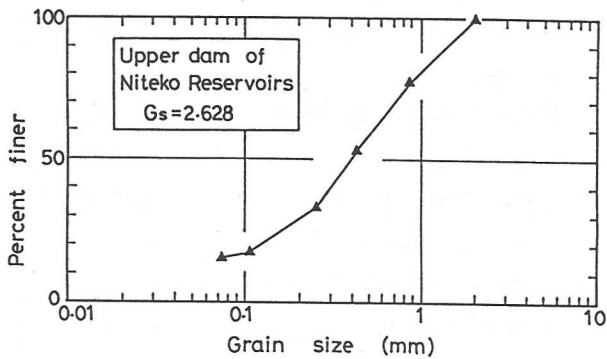


図-5 ニテコ上堤試料の粒径加積曲線



図-6 地震後のニテコ池、上堤の様子

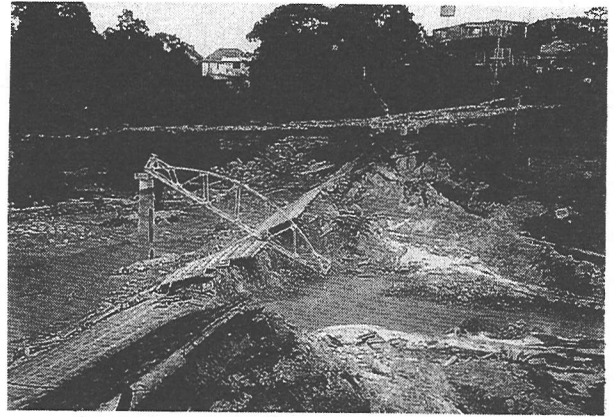


図-7 地震後のニテコ池、中堤の様子



図-8 地震後のニテコ池、下堤の様子  
(石原教授による)

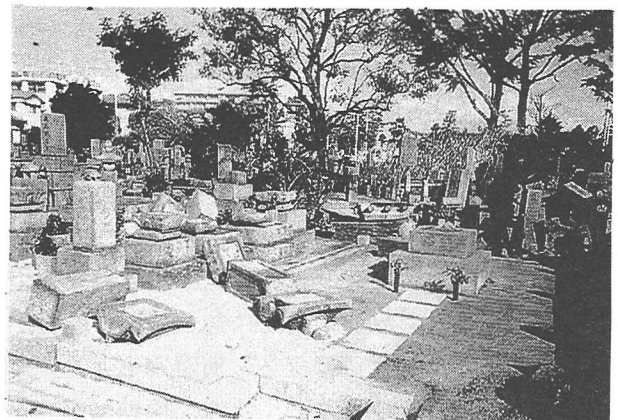
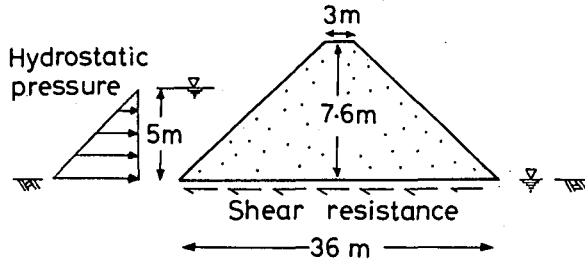


図-9 満池谷墓地の液状化

(a) Stability under hydrostatic pressure



(b) Stability of soil wedge

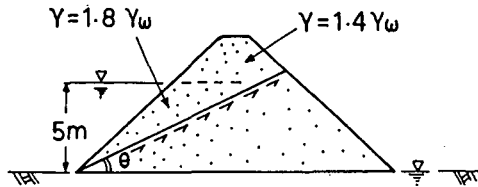


図-10 想定された堤体の崩壊メカニズム

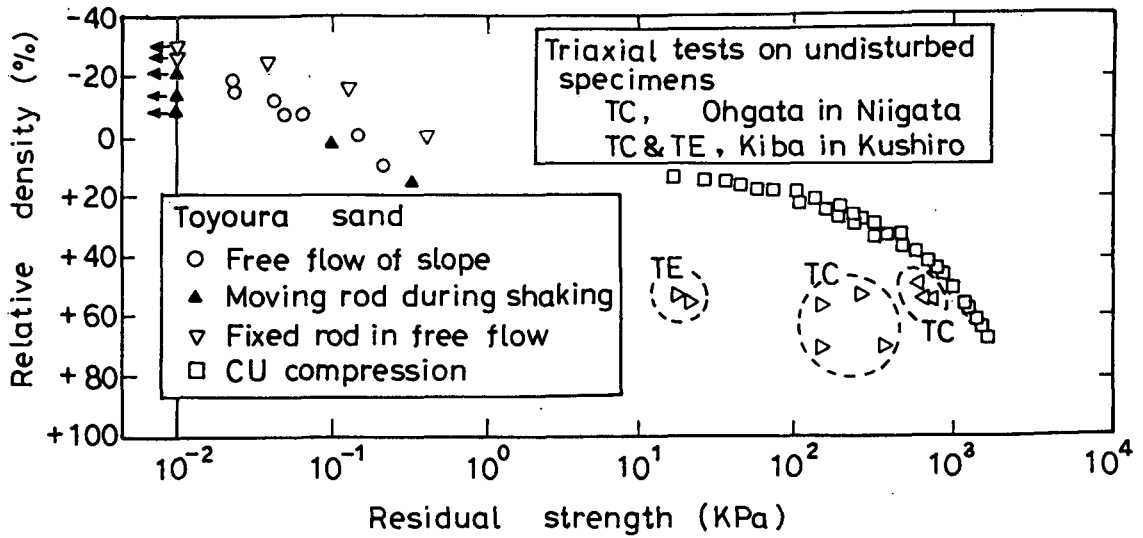


図-11 砂の残留強度と相対密度との関係 1

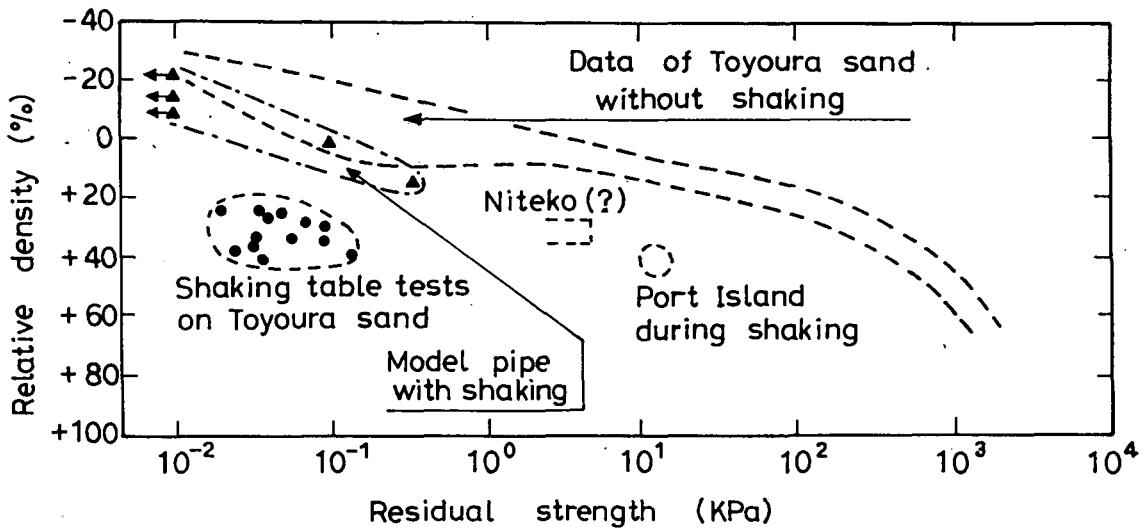


図-12 砂の残留強度と相対密度との関係 2

種類の違いに求めることも、もちろん可能である。しかし豊浦砂の場合にも見られたように、測定時の加振と慣性力の有無が、強度に影響しているかもしれない。図-12にはさらに、せん断土槽に収めた豊浦砂模型地盤を加振して液状化させ、このときの加速度から応力ひずみを計算して(式1と2)求めた強度も記入した(Shaking table tests on Toyoura sand)。これも加振の影響が著しいらしく、強度が小さめになっている。

## 5. まとめ

地震の事例から砂の残留強度を推定し、豊浦砂などの既往のデータと比較した。結果は一貫したものではないが、その理由の一つに慣性力の有無が差を生じていることが考えられる。

### [参考文献]

- 1) Meyerhof, G.G. (1957) "Discussion" in Session 1, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg, Vol.3, p.110.

## Residual Strength of Sand Evaluated from Case Histories

Ikuo Towhata, Prasad Sundaraj, Abbas Garandarzadeh

The residual strength of sand undergoing large deformation was assessed by using two case histories; namely the Port Island acceleration records and the failure of dams at Niteko reservoir. The derived strength was compared with those previously obtained on Toyoura sand. There seems to be an effect of inertia force on the residual strength.