

4. 兵庫県南部地震における埋立地の液状化現象と S波速度を用いた液状化強度の評価例

Evaluation on Liquefaction Potential by Seismic Tomography
after the Earthquake Event in the Reclaimed Land of Kobe

塚本登土, 中島 俊, 山本正人, 村田芳信
Takashi Tsukamoto, Satoshi Nakazima,
Masato Yamamoto, Yoshinobu Murata

Abstract

The 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake gave major port cities in and around Kobe significant liquefaction damage causing sand boils and significant settlement of ground surface. The Port Island, the reclaimed land, lying on very soft clay, was constructed with cut and fill soil, called "MASA", which originated from highly weathered granitic rock.

Because MASA includes a large quantity of gravel and cobble with diameter larger than 100mm, it is very difficult to obtain an undisturbed sample for laboratory testing or to use results of penetration tests to evaluate the liquefaction potential of the ground. Instead of these methods, shear wave velocity measurements between two boreholes was put into practice. The distribution of shear wave velocity between the borehole sites analyzed using seismic tomography, was used to estimate in situ liquefaction potentials. Comparative studies between the unimproved area and the improved area by sand drain were carried out.

Using seismic records obtained by a seismometer installed in Port Island shear stress ratios against the earthquake were estimated. Based on the presentations of Tokimatsu et al (1990) and Robertson (1992), it was concluded that the ground improvement work by driving sand drain is clearly more effective in preventing liquefaction damage and also the specified zone of unimproved area which was constructed by dropping soils on the seabed from pusher barge has a high potential of liquefaction.

In practical point of view, it is suggested that shear wave velocity by these method shows well the difference of both ground characteristics and gives good results of liquefaction potential correspondent to actual damages due to the earthquake.

1 まえがき

平成7年1月17日の午前5時46分に発生した兵庫県南部地震により、阪神間の埋立地を中心とする臨海部では、噴砂や地盤沈下などを伴う液状化現象が広く発生した。中でも、神戸港の大規模人工島であるポートアイランドならびに六甲アイランドでは、著しい液状化現象に加えて、港湾施設や護岸構造物などに多くの被害を受けた。

従来、良質な埋立材料とされてきた“まさ土”による埋立地域に液状化現象が多く発生したことから、その被害の実態ならびに材料特性や施工の履歴、および地盤改

良との関係などについて詳しく調査が進められている。

これらの結果は、(財)建設工学研究所『阪神大震災被害状況調査報告書』平成7年4月¹⁾、ならびに神戸市開発局『兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド、六甲アイランド)報告書』平成7年7月²⁾に報告されている。

本報告は、その後の多くの研究発表や独自の研究も踏まえながら、埋立地の液状化強度の評価方法について検討を加えたものである。

今回、とくに原位置で埋立地盤の平均的せん断波速度を測定し、その結果から液状化強度を評価した。その評

価結果は、地震に伴って発生した液状化現象や地盤沈下などの液状化の応答とよく一致した。

このことは、礫分を多く含むまさ土から成る埋立土の液状化強度の評価には、地盤のせん断波速度を利用する方法が優れていることを示すものである。

また一方で、液状化程度の評価には、地震によって発生するひずみ(変位量)の大きさに着目した判定方法が必要と考えられる。

2 埋立地の液状化現象

2・1 人工島の形成と地盤

ポートアイランドは、昭和41年から水深12~15mの神戸港沖に埋立を開始し、15年の歳月をかけて昭和55年に完成した。また、六甲アイランドは、昭和47年よりポートアイランドの東4kmの海上に埋立を開始し、平成2年に造成を完了した。さらに、ポートアイランドの南側隣接地を埋め立てるポートアイランド2期工事を昭和61年に開始し、平成10年度に完成する予定である(図-1参照)。

埋立は、その大半を神戸市北西の丘陵地(須磨ニュータウン)より搬出した土砂を、船舶(底開き式バージ)により海上運搬しており、表-1に示すように埋立箇所によって異なる材料を用いて造成している。ポートアイランドの埋立土は、風化花崗岩(まさ土と呼ぶ)を使用した。その後施工した六甲アイランド、ポートアイランド2期では、六甲アイランド北側を除いて、大半を神戸層群(砂岩・泥岩・凝灰岩)と大阪層群の土砂(神戸層群の土砂と呼ぶ)を使用している。

表-1 人工島の規模ならびに埋立時期と材料
Table 1 Summary of reclamation of Port and Rokko Islands

	埋立時期	主な埋立材料	面積
ポ-アイランド	昭和41年度 ~ 昭和55年度	まさ土	436ha
ポ-アイランド 2期	昭和61年度 ~ 現在造成中	神戸層群 大阪層群	390ha
六甲アイランド	昭和47年度 ~ 平成4年度	まさ土 神戸層群 大阪層群	580ha

両人工島下の地質構成は、図-2に示すように³⁾、埋立土の下位に沖積層(Ma13)、以下に更新世の砂層、砂礫層(Dg₁)及び粘土層(Ma12)が分布する。

2・2 地震動と液状化

ポートアイランドでは、図-1(図-5(1))に示す位置で、4深度において鉛直アレー地震観測が行われており、兵庫県南部地震の波形が収録されている²⁾(図-3)。水平成分の加速度の特徴は、G.L.-83m~-16mまでは振幅は増加傾向を示すが、地表面では284~341galと減衰している。一方、鉛直成分の加速度は、G.L.-16mのパルス的な特異波を除けば、ほぼ地表に向かって増幅する傾向を示す。

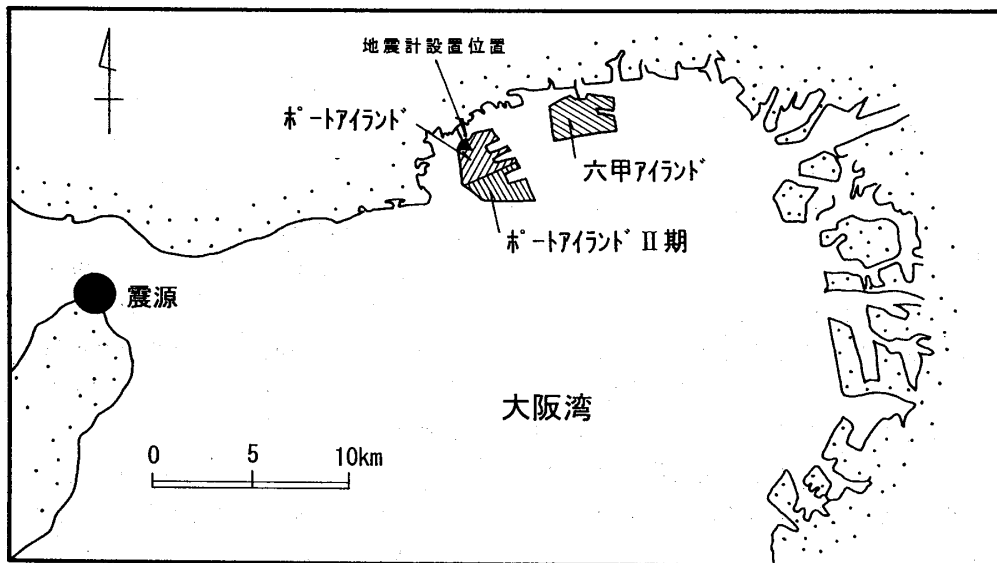


図-1 位置図

Fig.1 Location of epicenter, Port and Rokko Islands

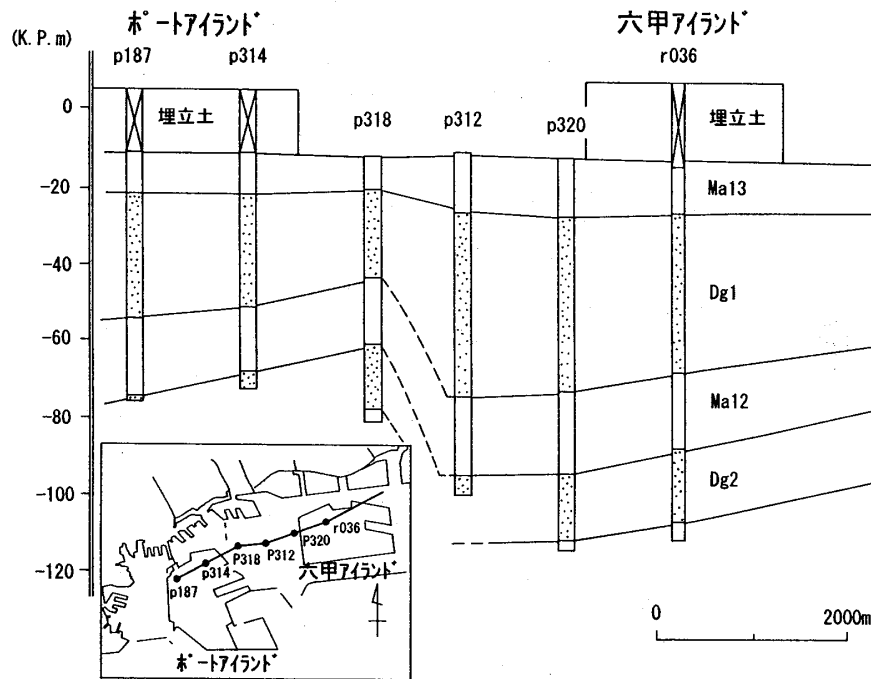


図-2 人工島下の地質構成
Fig.2 Soil profile under Port and Rokko Islands

表-2 S波速度の比較表
Table 2 Comparison of S-wave velocity at Port Island

地層	S波速度 (m/sec)		
	PS検層測定値	重複反射計算値	地震波形に基づく計算値 (Tanaka, 1995)
埋立土	210	110	30
Ma13	110	90	85
沖積砂	200	130	
Dg1	370	210	250
Ma12	260	150	

Tanaka (1995)⁴⁾は、図-3の波形記録に基づいて、特徴的な波形の出現する時間差を求め、観測深度間のせん断波伝播速度 (S波速度) を計算した。表-2には、その計算結果と、PS検層結果ならびに重複反射理論に基づくS波速度の計算値とを比較して示す。実際には地盤の非線形特性ならびに地層毎の速度構造を考慮しなければならないが、波形記録から計算した埋立土層のS波速度は、30m/sとあまりにも低い値である。このような加速度波形の地表面での減衰や、スペクトルのピークの遅れ (周期が明らかに大きくなっている) の原因として、

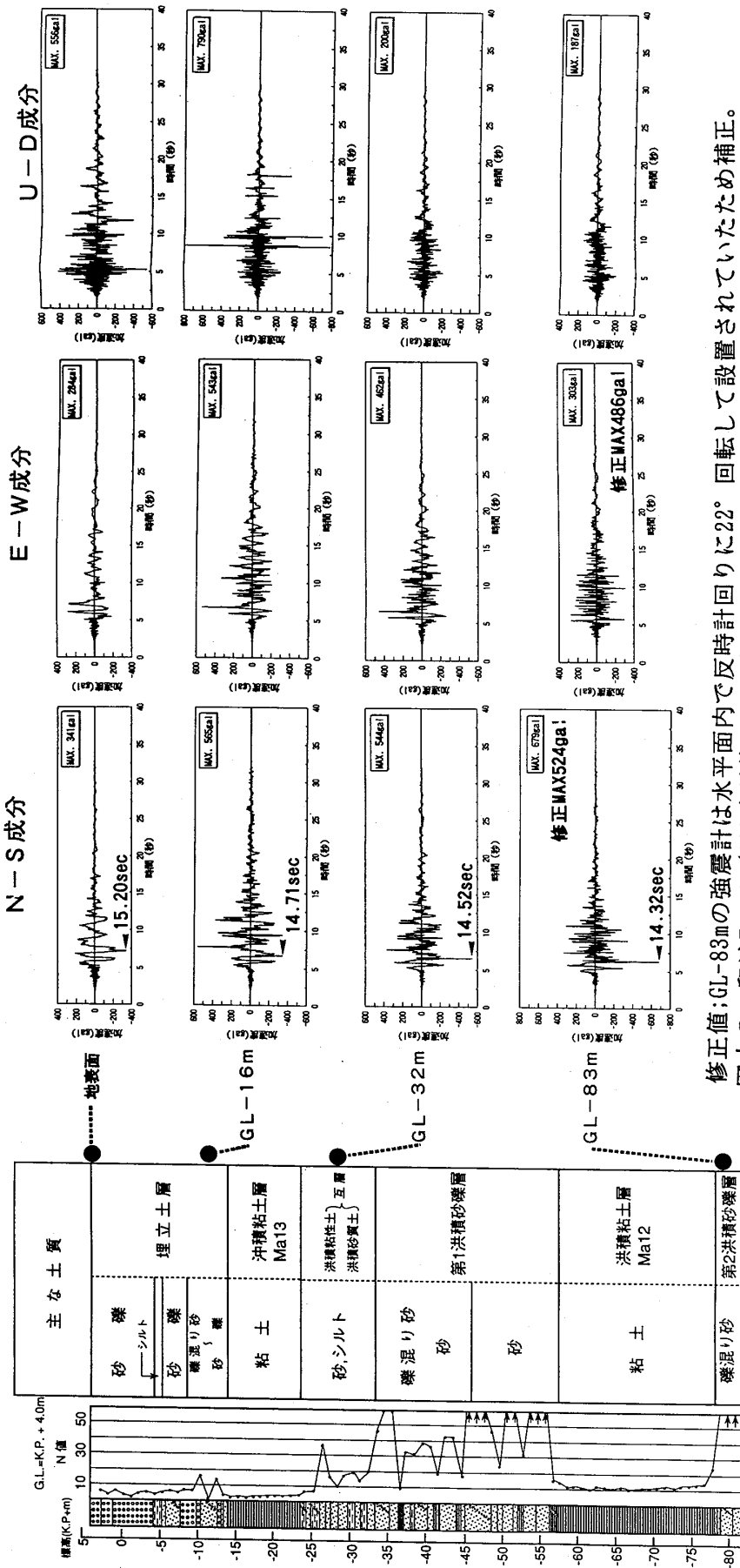
埋立土層では、地震動による (瞬間的な) 過剰間隙水圧の上昇に伴って、土の剛性の低下 (地盤剛性の軟化) が起きたものと考えられている。

また、これらの地震動の記録を用いた解析では、岡ら (1995)⁵⁾が弾塑性構成式を用いた有効応力解析により、G.L.-10m~20mの埋立土と、G.L.-32m付近の砂層が液状化することを示し、この液状化により水平動が減衰することを説明している。その上、衝撃的な上下動がP波に相当すると仮定すれば、その表層部の増幅をうまく説明できるとしている。

さらに、国生ら (1995)⁶⁾や吉田ら (1995)⁷⁾もインバージョン解析を用いた地盤物性の評価の中で、埋立土の過剰間隙水圧の発生と地盤の軟化現象について説明している。

図-4には、ポートアイランド2期で観測した沖積粘土層下に分布する砂礫層の間隙水圧測定結果を示す²⁾。計測は、6時間毎に自動計測されており、地震発生前の1月17日午前0時では3.62Kgf/cm²、地震発生より13分後の午前6時時点では5.35Kgf/cm²の間隙水圧を記録している。この水圧計設置深度 (G.L.-38.5m) の有効上載圧は、3.5Kgf/cm²程度であることから、午前6時時点に地震により発生した過剰間隙水圧は、有効上載圧のおよそ50%程度と推定される。

このように、地震直後に地盤には大きい過剰間隙水圧が発生しており、例えば埋土層の下端付近に相当する



修正値;GL-83mの強震計は水平面内で反時計回りに22°回転して設置されていたため補正。
 図中の◀印はTanaka(1995)が着目した波形の特徴点(時刻を表示)

図-3 ポートアイランドで観測された加速度波形記録
 Fig.3 Accelerations recorded at the site on Port Island (at Borehole Array Observation Station)

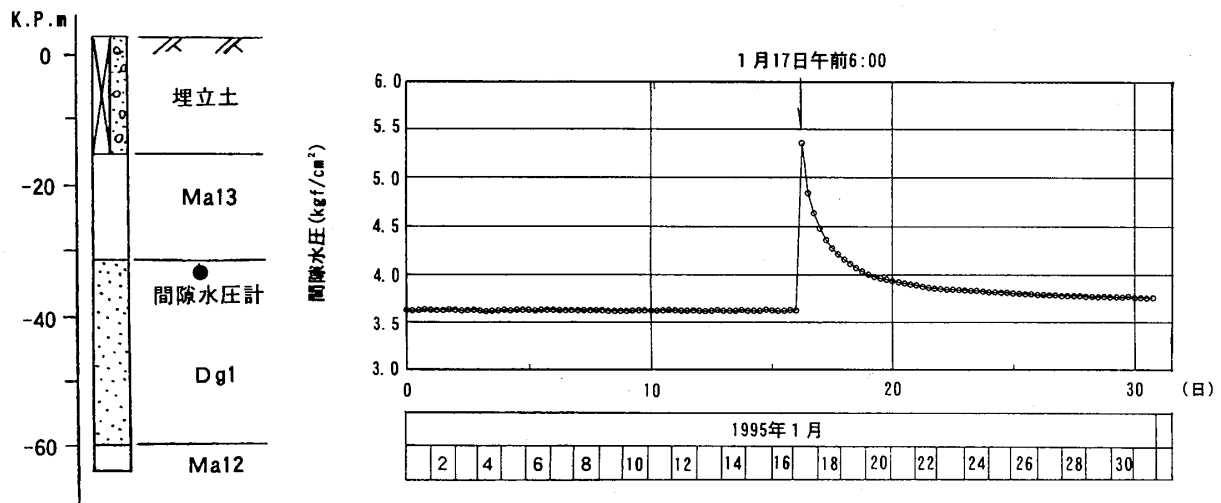


図-4 間隙水圧の経時変化図 (Dgl層)

Fig.4 Behavior of piezometer at Port Island (at Diluvial Gravel Layer)

G.L.-20m付近において、有効上載圧の50%に相当する過剰間隙水圧が発生したとすると、その過剰間隙水圧は約 1.1Kgf/cm^2 (水頭で地表より9m高い水圧)にもなり、地震発生後に“高潮と思われる程に地下水位面が地表に表れた”とする目撃証言を裏付けている。

2・3 液状化現象と被害

ポートアイランド、同2期ならびに六甲アイランドにおける噴砂の流出範囲を、空中写真判読に基づいて作成し、図-5(1)、(2)に示す。また、現地調査により得た地盤に発生した亀裂の分布ならびに護岸構造物などに生じた被害状況も併せて示す^{1)、2)}。

噴砂は、開口クラックや構造物沿いに発生しており、噴出後、クラックがはっきりと口を開けて形を残している。また、噴出した泥流状の砂がかなり広範囲に流れ広がっている。大きく海側に変位を生じた岸壁の背後地では、大きく陥没したものの噴砂の発生の跡が少なかった。

まさ土で埋め立てられたポートアイランドならびに六甲アイランドの北側には噴砂が多く見られ、神戸層群の土砂から成るポートアイランド2期ならびに六甲アイランド中央～南側では、噴砂の発生は少なく地盤沈下も少なかったことが確認されている^{1)、2)}。

また、埋立地では、沖積粘土層の圧密促進や埋立地盤の支持力増加を目的とした、プレローディング工法やサンドドレーン工法などによる地盤改良が施工されている。その施工範囲を先の図-5に示すように、改良が施された地域での噴砂の発生は、無処理の区域に比べて非常に少ないことが分かる^{1)、2)}。

とくに、サンドドレーン工法に関しては、噴砂の発生に対して一定の効果があったことが認められており(石

原ら、1995)⁸⁾、打設した砂杭が、振動締め効果や過剰間隙水圧消散効果を発揮したものと考えられている。

震災後、ポートアイランド2期と六甲アイランドにおいて、それぞれサンドドレーン工法による改良地盤と無処理地盤での埋立土のN値(平均N値)を比較した。その結果は、図-6に示すように、サンドドレーン工法による改良地盤では、N値が増加しており、液状化が起りにくくなっていたことが考えられる。

2・4 まさ土と液状化

ポートアイランド、同2期と六甲アイランドの埋立に使われたまさ土と、神戸層群の土砂の平均的な粒径加積曲線を図-7に示す。神戸層群の土砂は、まさ土に比べて細粒分を多く含み、液状化を起こしにくい材料であることが分かる。また、いずれの埋立材料にも直径100mmを越す粗粒材が多く混入しており、従来の粒度組成図を基にした液状化判定では、液状化を起こす可能性が少ない土であるといえる。さらに、いずれの埋立材料もレキから細粒分まで含む粒度配合の良い材料である。

埋立地の地表地盤(地下水位より浅い部分)は良く締まっており、噴砂はこれらの地表地盤に生じたクラックから噴出している。このクラック部分を掘削(G.L.-2.5mまで)して観察したところ、地表面のクラック幅は1cm程度であったものが、掘削深度が増加するにつれて、最大1.5~2.0cmと広がっていることが確認された²⁾。この地表面から地下深部へ連続するクラックには、所々に噴砂(シルト質の砂)が充填されているものの、ほとんどが中空となっている。さらに、クラック壁面には乱された形跡が認められていないことから、噴砂は地下水位より深いところより噴出していることが分かる。

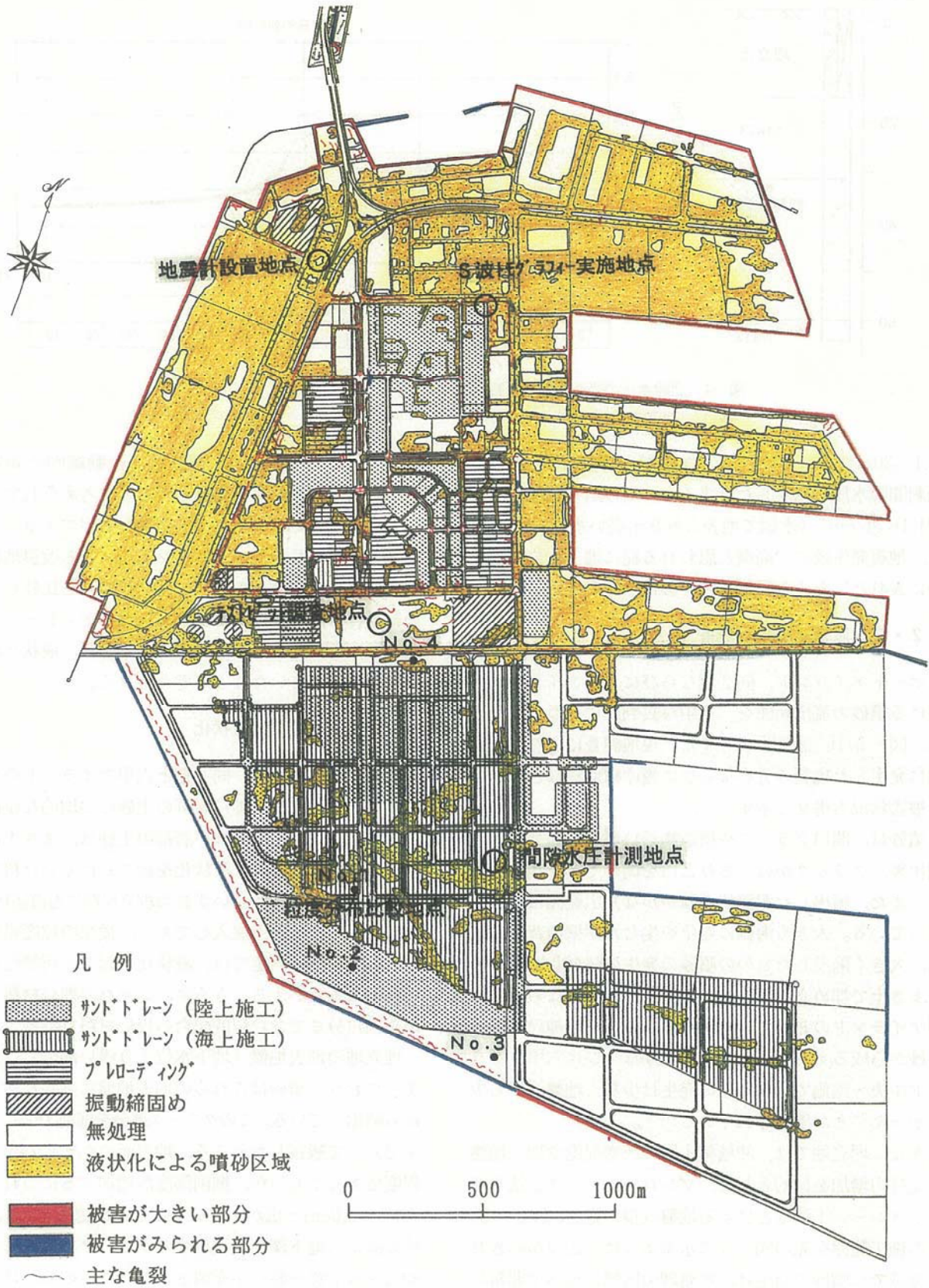


図-5(1) 液状化現象と被害状況ならびに地盤改良範囲 (ポートアイランド, 同II期)
 Fig.5(1) Improved area with Liquefied and/or inundated area in Port Island

六甲アイランド

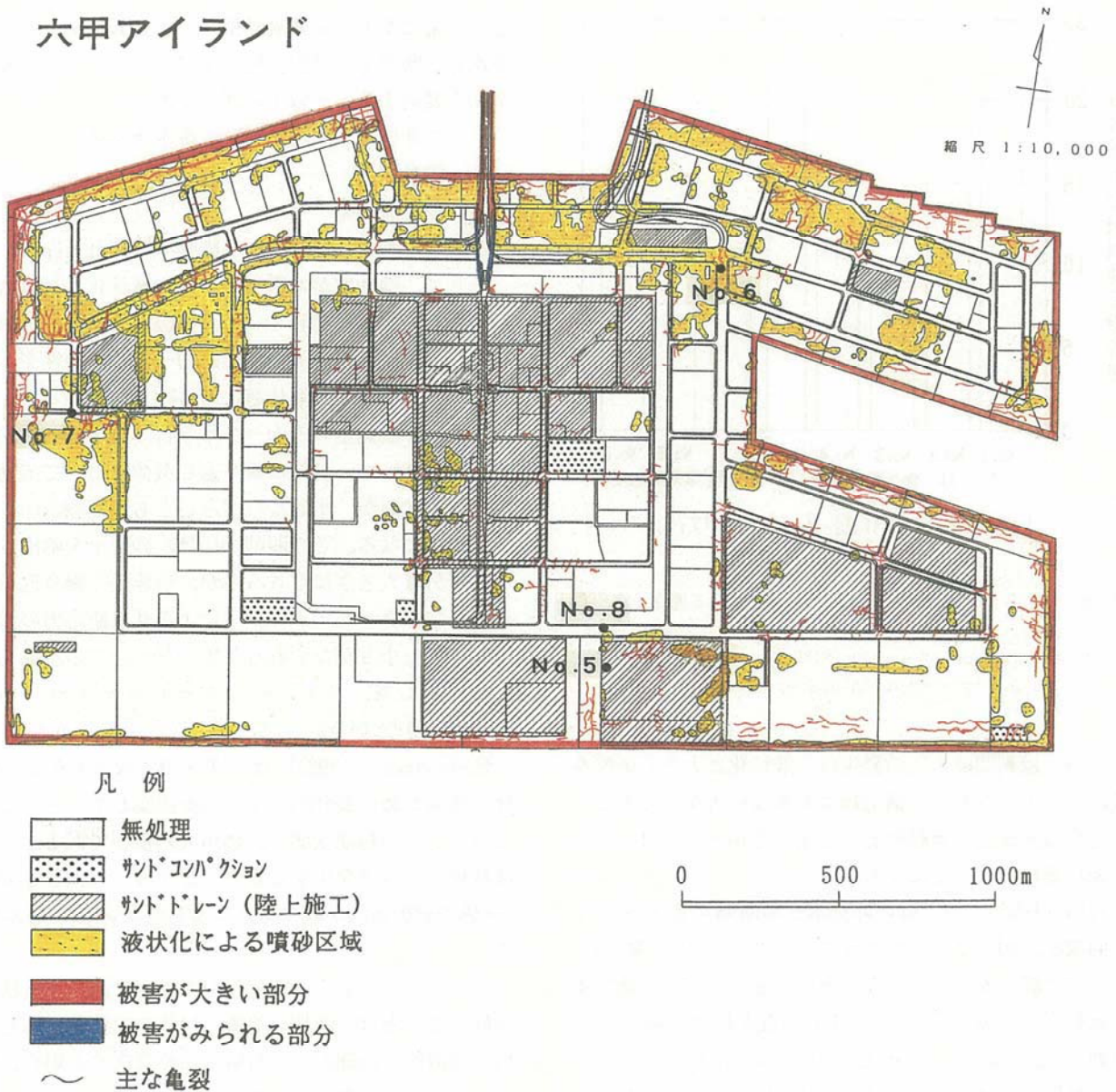


図-5(2) 液状化現象と被害状況ならびに地盤改良範囲（六甲アイランド）
 Fig.5(2) Improved area with Liquefied and/or inundated area in Rokko Island

噴砂区域でボーリングを行い、噴砂と標準貫入試験で採取した試料の粒度特性ならびに色調を比較した。その結果、図-8の粒径加積曲線に見られるように、噴砂の粒度組成は埋立土の深いところ（図ではG.L.-17~20m）の粒度組成に近いことが分かる。

まさ土の動的性質については、谷本(1974, 1975)^{9), 10)}が詳しく調査研究をしており、液状化する限界N値は、200gal程度の地震に対して12程度、300galで19程度としている。これに対し、今回噴砂の生じた埋立土のN値は10前後と小さく、液状化の可能性が指摘されていた。

また、震災後に地震計設置地点で採取した乱さない試料（トリプルチューブサンプラー）において液状化試験

が実施され、その結果によれば液状化の生じる（ $N_c=20$, $DA=5\%$ ）繰り返し応力比（ $\sigma_d/2\sigma_c$ ）は0.18~0.31を示す²⁾。

3 埋立土の液状化現象とその評価

3・1 液状化の考え方

一般に、発生する過剰間隙水圧を予測して液状化判定することは非常に困難であることから、多くの液状化判定法は、それによって発生する変位量の相対比較を基にしている。

ところが、現状慣用的に採用されている液状化評価法は、変位量を考慮した判別をしていない。

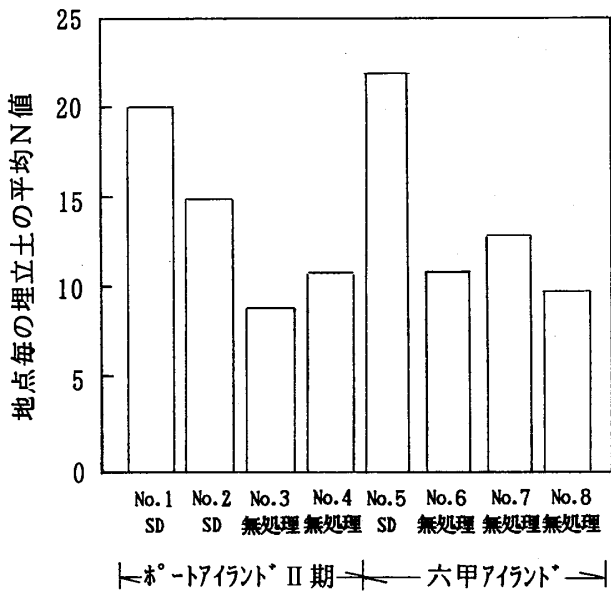


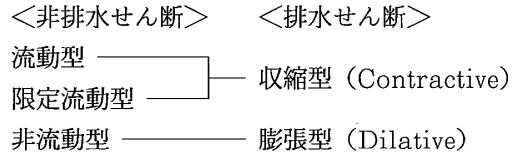
図-6 サンドドレーン打設部と無処理部における埋立土の平均N値
 Fig.6 Comparison of average SPT N-values of improved ground by sand drain and unimproved ground

一方、過剰間隙水圧の発生は、液状化に大きく影響を及ぼすことになるが、構造物に大きな被害を与えるような完全な液状化（流動変形）を生じるかどうかは、土の初期状態によることになる。

石原（1993）¹¹⁾は、砂の非排水せん断時の応力～ひずみ曲線を、図-9に示すような三つのタイプに分類した。

非常に緩い砂では、一定応力のもとでひずみが進行する流動型（flow-type）と、少し密度が増すと限定的な流動（flow with limited deformation）を示す二つの流動型に分けられ、これらの砂は排水せん断されると収縮挙動を示す。さらに密度が増大した砂では、せん断

応力が常に増大する非流動型（non-flow-type）となり、排水せん断の下では膨張型の挙動を示す。それらの土の挙動を要約すると、以下の通りである。



そして、砂地盤が地震動によって液状化した場合に、多少とも地盤が傾斜して流動破壊を起こしうるのは、砂が上記分類の内、流動型の応力～ひずみ特性を示す時すなわち収縮型の初期状態にある時としている。

また、非流動型の応力～ひずみ特性を示す砂（膨張型の初期状態）は、動的な繰返し载荷において流動変形は起こらないが、小さなひずみとともに間隙水圧を発生することになる。この間隙水圧は、砂や水を噴出させるのに十分な大きさになりうるが、引き続き繰返し荷重に対してはダイレイタンスによるせん断応力の増加により有限の小さなひずみしか生じない。この現象を液状化と区別して、サイクリックモビリティ（cyclic mobility）という。

Robertson（1992）¹²⁾は、図-10に示すように、液状化評価のための概念的な流れ図を提案している。これによると、土の初期状態の評価が大変重要であることと、液状化によって発生する変形（ひずみ）の大きさと区別（評価や解析方法が異なる）する必要があることが分かる。

さらに、このような変位量の大きさに応じて液状化を評価することは、液状化対策の目的や対象物に応じた適切で経済的に無理のない対策工法を選定する場合に極めて有効であると考えられる。

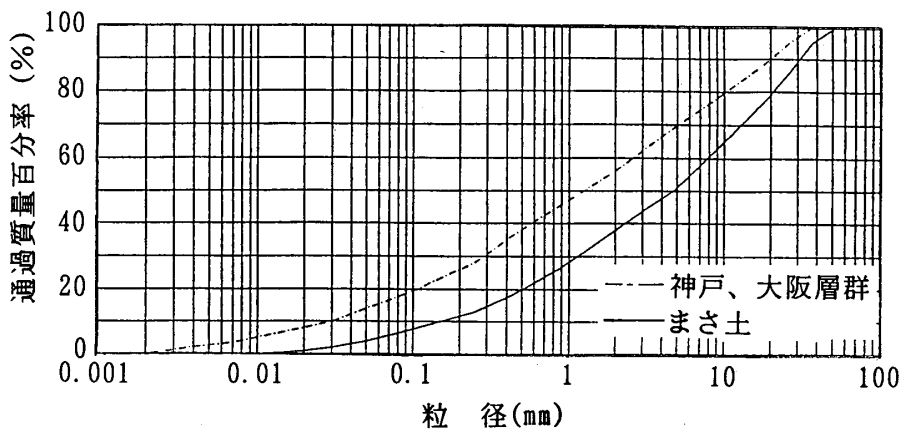


図-7 埋立材料の粒径加積曲線
 Fig.7 Grain size accumulation curves of the materials used for land reclamation

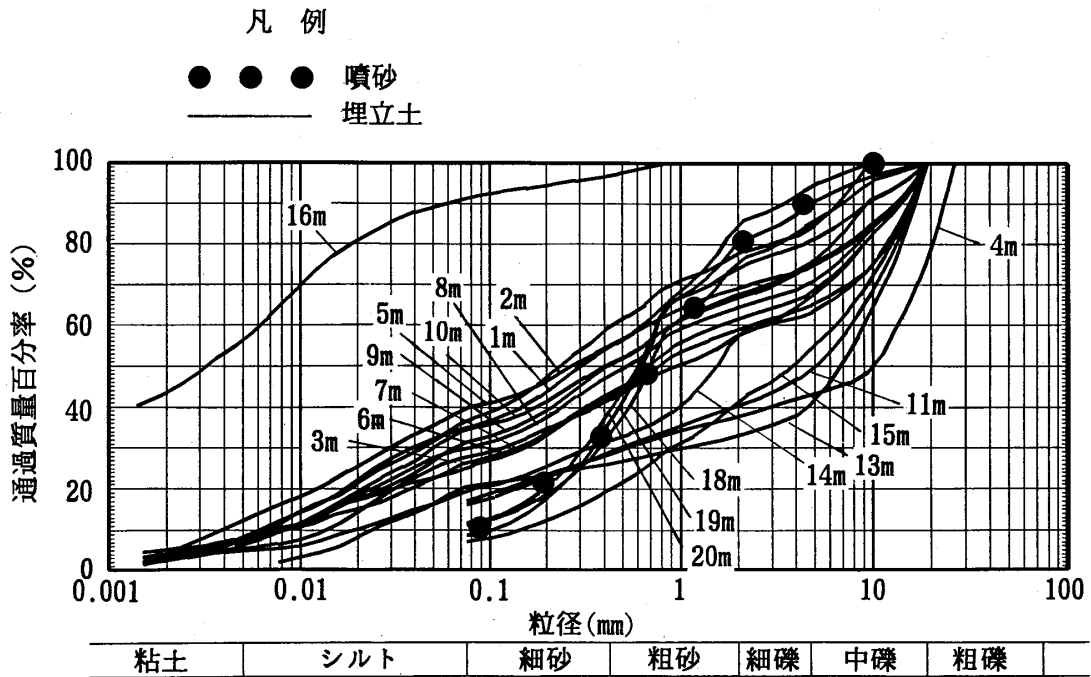


図-8 噴砂と埋立土の粒径加積曲線

Fig.8 Comparison of grain size accumulation curves of the samples from each depth of reclaimed soils and boiled sand

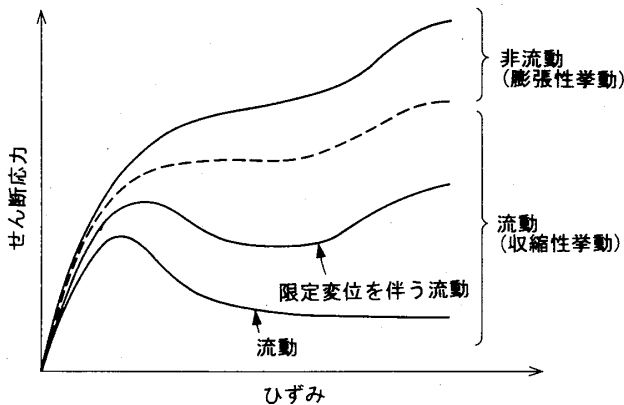


図-9 流動型および非流動型の応力-ひずみ関係 (石原, 1993)

Fig.9 Schematic of undrained stress-strain behaviour of sand (Ishihara, 1993)

3・2 埋立土の液状化予測のための試験

液状化を評価するために用いられる主な室内ならびに原位置試験を表-3に示す (Robertson et al., 1992)¹²⁾。

これらは、大きく二つに分類される。

- ①室内試験データを基にした解析
- ②原位置試験結果に基づいた解析

石原 (1993) は、第33回Rankine Lectureを回顧する中で、室内試験と原位置試験を関連づけるための系統的な研究の必要性を強調している¹¹⁾。

国内では、室内試験が盛んで土の性質の解明に大きく

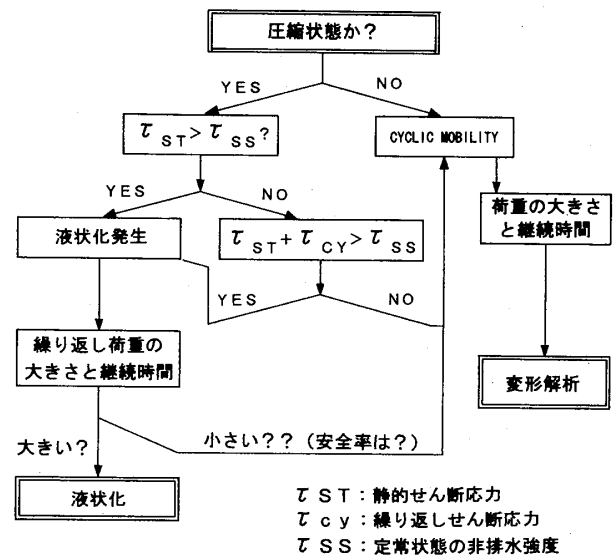


図-10 液状化解析のための概念的な流れ図 (Robertson, 1990)

Fig.10 Schematic flow chart for liquefaction analysis

役立っているのに対し、海外では原位置試験に重点が置かれ、それなりの成果が挙げられているようである。

S波速度は、土の密度、拘束圧、応力履歴および地質年代など多くの影響を受けることが知られており、それ故に混合土の液状化強度を評価する上で非常に有望であると考えられる。

表-3 液状化評価のための主な室内・原位置試験 (Robertson, 1992)

Table 3 Summary of main laboratory and in-situ tests used to evaluate liquefaction potential

試験名	利点	欠点
非排水繰り返し試験	乱さない試料に設計地震荷重を加えて室内試験でシミュレート。	試料の乱れを補正することが困難。
定常状態解析	室内試験の中で乱さない試料についての試験によって定常状態パラメータを決定する。	試料の乱れを補正することが困難。
標準貫入試験(SPT)	多数の歴史的なデータの蓄積があり、土の試料採取が可能。	不統一な装備、一定しない試験間隔、貫入エネルギーのバラツキ。
コーン貫入試験(CPT)	連続記録、経済的、素早い標準化されている。	データの蓄積が少ない。試料が採取できない。
せん断波速度(S波)	ほかの方法で試験することが困難な場所で使用できる	データの蓄積が少ない。試料が採取できない。
セルフポーリングプレッシャメータ(SBP)	原位置で乱さない試験の土の試験ができる	データの蓄積が無い、試験データの解釈が困難。
フラットディラトメータ(DMT)	ほぼ連続的な記録が取れる経済的、標準化されている	データの蓄積が無い。

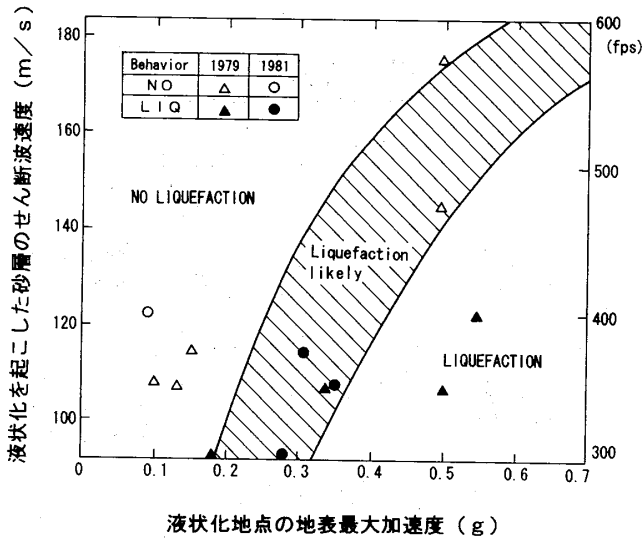


図-11 Imperial Valleyのデータに基づいたせん断波速度と砂の液状化ポテンシャルの対比 (Bierschwale and Stokoe 1984)

Fig. 11 Correlation between shear-wave velocity and liquefaction potential of sands based on Imperial Valley

図-11は、CaliforniaのImperial Valleyにおいて、1979年のImperial Valley, 1981年のWestmorland地震中に起きた液状化現象に基づいて、液状化した場所としない場所を区分するS波速度の分布を、それぞれの地点の最大地表加速度 a_{max} (g) との関係で直接対比したものである (Bierschwale and Stokoe 1984)¹³⁾。

さらに、Robertson et al (1992)¹²⁾ は、Imperial

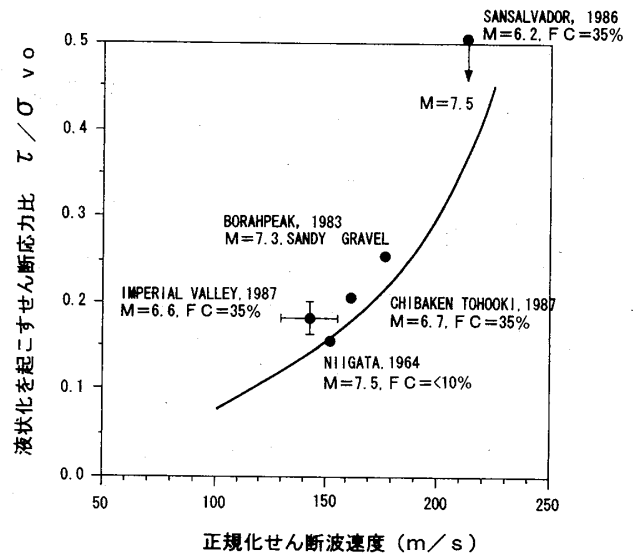


図-12 正規化せん断波速度とM=7.5に関して液状化するせん断応力比 (Robertson, 1992)

Fig. 12 Proposed correlation between normalized shear-wave velocity and cycle stress ratio to cause liquefaction for M=7.5

Valleyで観察した結果に基づいて、鉛直有効応力の関数で正規化したせん断波速度 V_{s1} と液状化 (ここでは流動状態の液状化 flow liquefaction) を生じるせん断応力比の関係を、図-12のように提案している。

ここで、正規化したせん断波速度 V_{s1} は次式で表される。

$$V_{s1} = V_s (1/\sigma_v')^{0.25} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 V_s は原位置で測定したS波速度である。

図-12には、液状化（流動）が発生した地点で測定したS波速度から求めた V_{s1} と、その近くの確かな強震記録に基づいたせん断応力比の関係をプロットしているが、液状化発生境界が曲線の上にプロットされることを示している。また、これらの結果では、細粒分含有率 F_c は対比曲線にほとんど無関係であることが大変興味深い。

まさ土による埋立土には多くの礫を混入することから、室内試験のための乱さない試料採取が難しく、また、従来から多用される標準貫入試験やコーン貫入試験では、正確なデータの入手が困難である。

したがって、まさ土のように礫を多く混入する地盤では、地盤の平均的なS波速度を求める方法が良いと考えられる。

4 埋立土の液状化評価例

4・1 S波速度を用いた液状化評価方法

Tokimatsu et al (1990)¹⁴⁾は、数種の砂について、繰り返し三軸試験によって小ひずみ（せん断ひずみ振幅=10⁻⁵）におけるせん断剛性 G_{OL} と、15回の繰り返しで軸ひずみの両振幅が5%に達するようなせん断応力比（液状化強度） $\sigma_a/2\sigma_v'$ との関係を求めた。そして、砂の特性を表す指標として最小間隙比 e_{min} を用いることにより、正規化せん断剛性 G_N を、次のように定義した（例えば、Hardin and Richart, 1963. $G_0 = A_F (e)$ (σ_m')ⁿ)¹⁵⁾。

$$G_N = G_{OL} \frac{(1+e_{min})}{(2.17-e_{min})^2} \frac{1}{(\sigma_m')^n} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 σ_m' は平均有効主応力であり、 n は1より小さい係数である。 $n = 2/3$ としたときの液状化強度と G_N の関係を示すと、図-13のようになり、材料の違いによる差はかなり小さくなる。

この正規化せん断剛性と液状化強度の関係を整理したものが図-14である。この結果を用いて、S波速度から

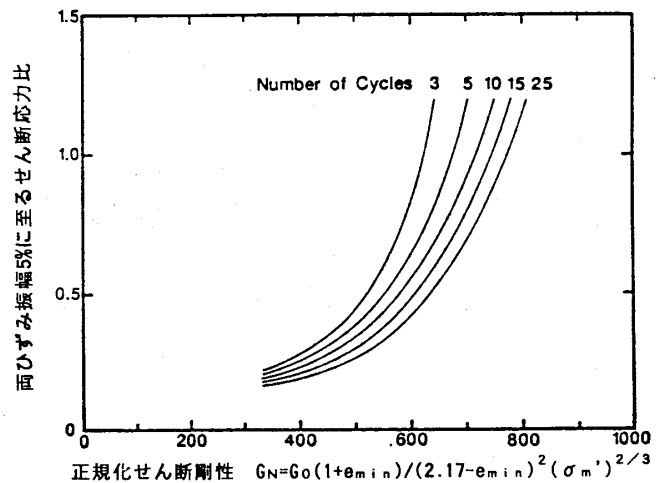


図-14 正規化せん断剛性と液状化強度の提案図 (Tokimatsu et al, 1990)

Fig. 14 Representative correlations between normalized shear modulus and stress ratio causing DA=5% at different number of cycles

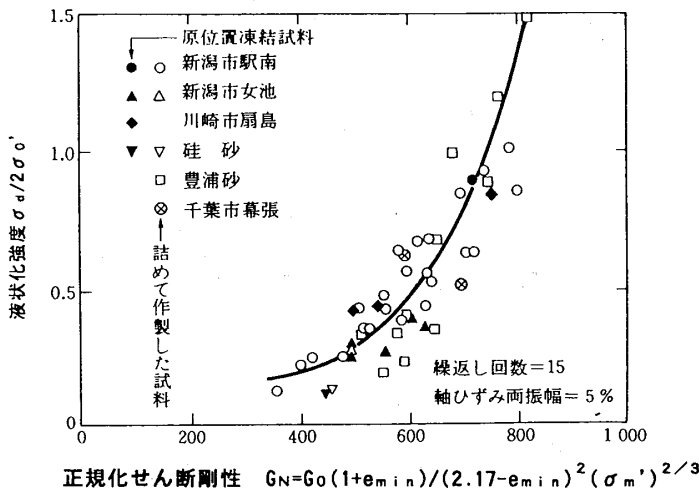


図-13 砂の液状化強度と正規化せん断剛性の関係 (時松・内田, 1990)

Fig. 13 Relationship between liquefaction resistance and normalized shear modulus for various sands

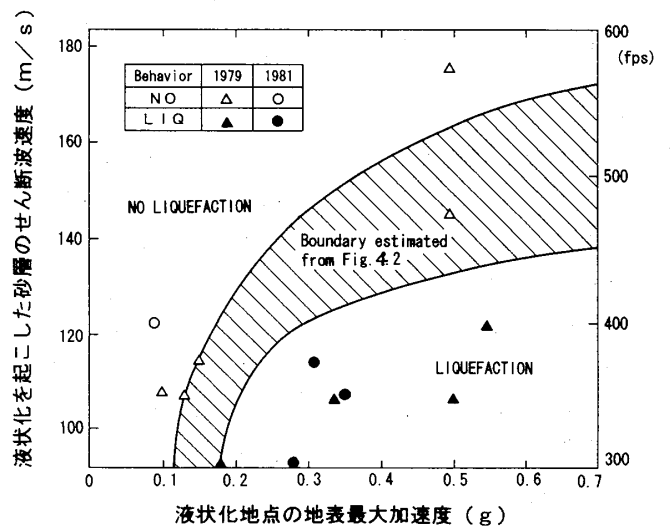


図-15 図-14の関係とImperial Valleyの対比図 (Tokimatsu et al, 1990)

Fig. 15 Comparison of field performance with boundary between liquefiable and non-liquefiable conditions predicted by the proposed method

液状化強度を推定することができる。

時松ら (1990)¹⁰⁾ によれば、新潟市内でレーリー波探査法によって求めたS波速度から G_{OF} を算出し、 $G_{OF} = G_{OL}$ として求めた各地点の液状化強度は、1964年の新潟地震の際の被害状況と良い対応が得られたとしている。

さらに、Tokimatsu et al (1990)¹⁴⁾ は、せん断応力比 τ_d/σ_v' と地震動の関係を、次式により変換することによって、先の図-14の関係をBierschwale and Stokoe (1984) の関係図 (図-11) 上に表した。その結果を図-15に示す。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} = 0.65 \alpha_{max} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 σ_v は鉛直全応力、 σ_v' は鉛直有効応力、さらに r_d は深さZに関する地震時せん断応力の低減係数である。

図-15は、液状化と非液状化の境界をよく表現している。

4・2 静止土圧係数

正規化せん断剛性ならびに液状化強度は、平均有効主応力 σ_m' の影響を受ける。また、 σ_m' は、次式に示すように静止土圧係数 K_0 の関数になっており、無処理地盤と改良地盤では大きく異なることが予想される。

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_v' \quad \dots\dots\dots (4)$$

図-16は、ポートアイランド2期 (神戸層群の土砂) で震災後に実施したサンドコンパクションパイル (SCP) による改良地盤において、その施工前後におけるN値とフラットディラトメータ試験 (DMT) により測定した K_0 の結果を示す。

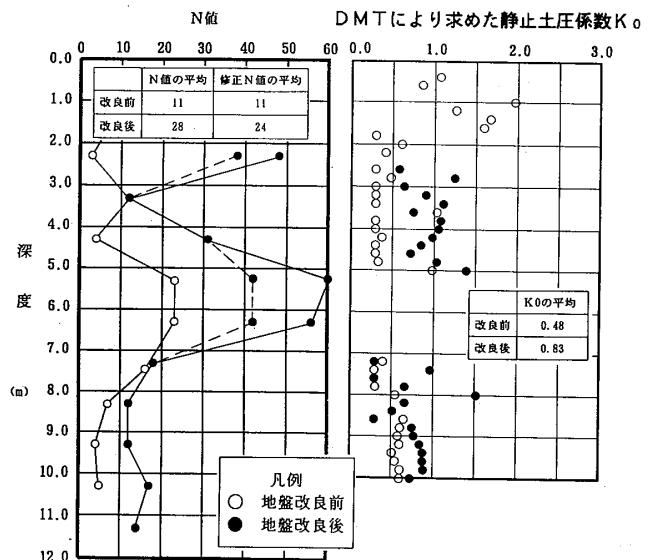
このSCPによる地盤改良は、低層の平面構造物 (RC造) を建設するに当たり、地盤の支持力確保と液状化に伴う地盤変位 (沈下量) の抑止を目的として、限界N値15を改良目標値として施工された。

図-16の修正N値は、10cm毎の貫入値が15回を越えるものは削除して30cm当たりの貫入値に換算したものである。このように礫打ち (大きな礫に当たり貫入値が高く評価されること) の影響を削除した場合、改良前の修正N値の平均値は10~11であったものが、改良後にはいずれも15以上 (16~24) となり、改良前より1.6~2.2倍に増加している。

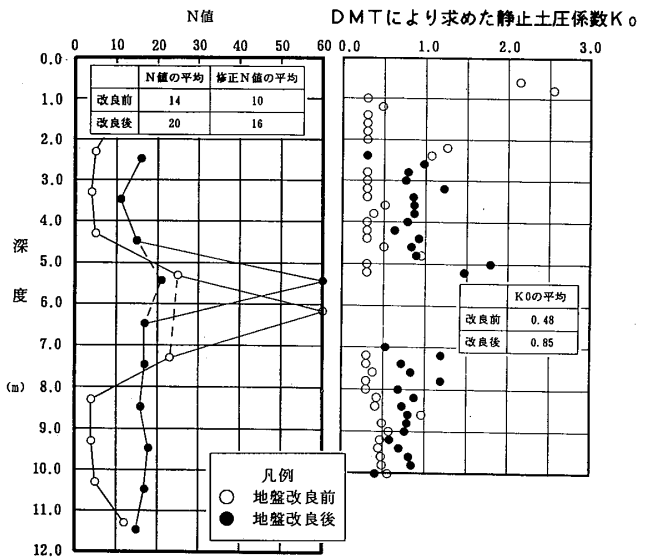
Marchetti (1975)¹⁷⁾ の開発したDMTから求めた K_0 値は、改良の対象となった深度2 m以深 (10mまで) を

平均すると、改良前は $K_0=0.48$ であったものが、改良後には $K_0=0.83\sim0.85$ となり、1.7~1.8倍に増加したことになる。なお、深度5~7m間の礫の多く含まれる層では、DMTを実施していない。

このように、いずれの結果も改良効果をよく評価できているが、 K_0 に着目してみると、埋立土の改良前の K_0 は低く、深度方向に増加する傾向にあることが分かる。



A地点



B地点

図-16 サンドコンパクションパイルによる地盤改良前後のN値と静止土圧係数の深度分布図 (ポートアイランドII期)

Fig. 16 Increase in SPT N-value and coefficient of earth pressure at rest by DMT due to sand compaction pile method (Port Island second phase)

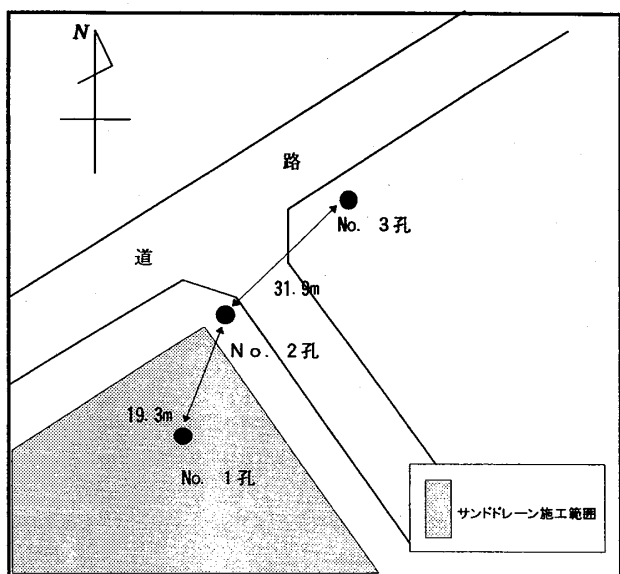


図-17 観測孔配置図

Fig.17 Location of borings and improved area by sand drain

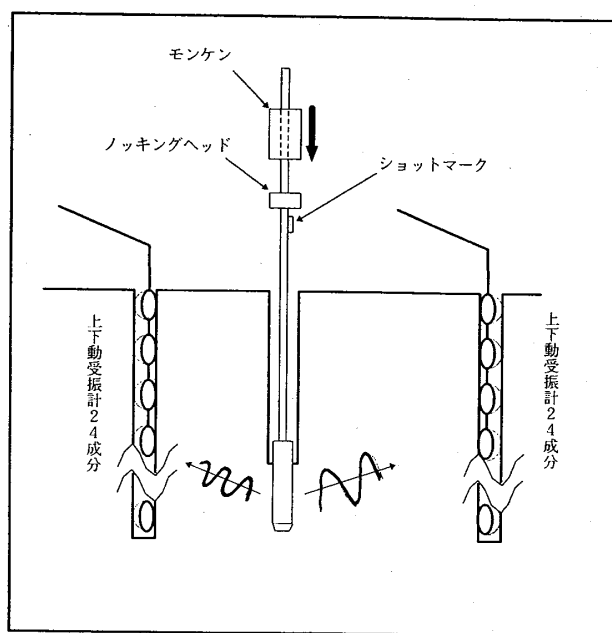
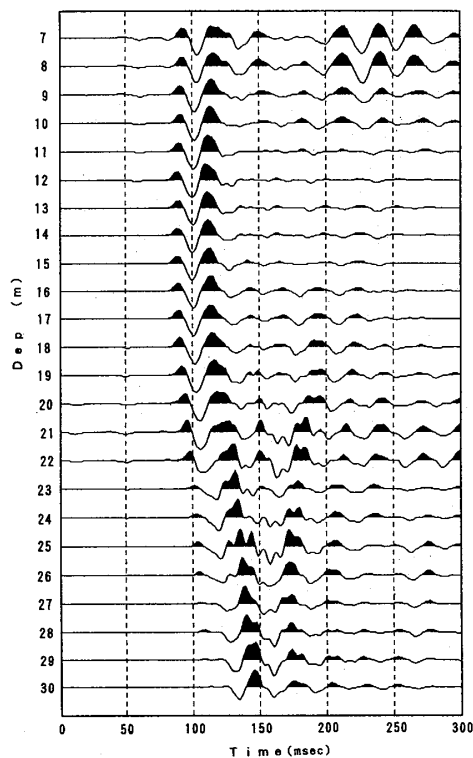
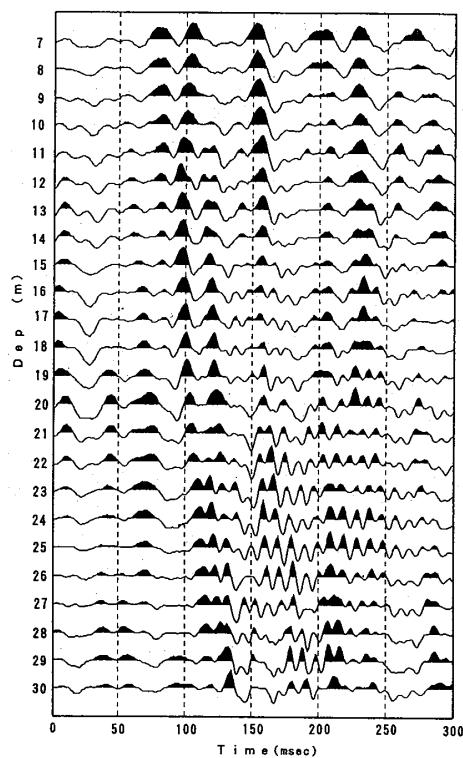


図-18 S V波トモグラフィ測定系図

Fig.18 Schematic of vertical shear wave source by SPT and down-hole receivers with 24 vertical geophones in each boreholes



(1)鉛直下打ち(No.2孔GL-16m起振)



(2)鉛直上打ち(No.2孔GL-16m起振)

図-19 貫入試験による測定結果例 (No.1, GL-7m~30m受振)

Fig.19 Obtained wave form records by downward and upward penetrations (Received at No.1-borehole)

また、改良後には比較的均一な K_0 に改良されており、平均値で見た場合、N値の増加率と同程度であることが確認された。

以上のように、 K_0 は埋立土の液状化評価に大きく影響するため、以下の検討では、無処理地盤の埋立土の K_0 を0.5と仮定し、改良後の地盤ではN値の比較によって決定するものとした。すなわち、今回対象とする改良地盤の K_0 は、無処理地盤で概ね20弱のN値に対し、改良地盤では30以上のN値に改良されていることから、無処理地盤の K_0 の1.6倍程度と考えて0.8と評価した。

4・3 S波速度のトモグラフィー解析

兵庫県南部地震後、ポートアイランドのまさ土による埋立地において（図-5 (1) 参照）、サンドドレーン（SD）による改良地盤と無処理地盤にまたがってS波トモグラフィーを実施した。

調査孔の配置を図-17に示す。

兵庫県南部地震により、無処理地盤では噴砂が生じ約30cm沈下したが、改良地盤では10cm程の沈下が生じた

ものの噴砂現象は確認されなかった。

測定は、中央のNo.2孔を起振孔とし、図-18に示すように、標準貫入試験で実施する打撃エネルギーを振源とした。観測孔として設けたNo.1とNo.3孔には、1mピッチ24連の単成分の受震計を上下方向の受震が可能なように設置し、1回の起震で双方の48成分の伝播記録を収録するようにした。これを、深度1m毎の標準貫入試験の度に繰り返し実施した。

S波は、打撃方向を反転すると、直交方向に伝播する波の位相が反転する性質がある。この位相の反転性を確認するために、打ち込んだロッドを引き抜き方向に打撃して収録した測定記録を、正規の打撃による記録と併せて図-19に示す。図より、引き抜き方向の打撃による観測波形は、SN比が低くノイズが大きく現れているものの、鉛直方向に生じるS波の位相がきれいに反転していることが分かる。

また、貫入試験によるS波の初動時刻は、貫入試験装置のノッキングヘッドの直下に取り付けたショットマークに収録される時刻から、ロッドを伝播し孔底に達する

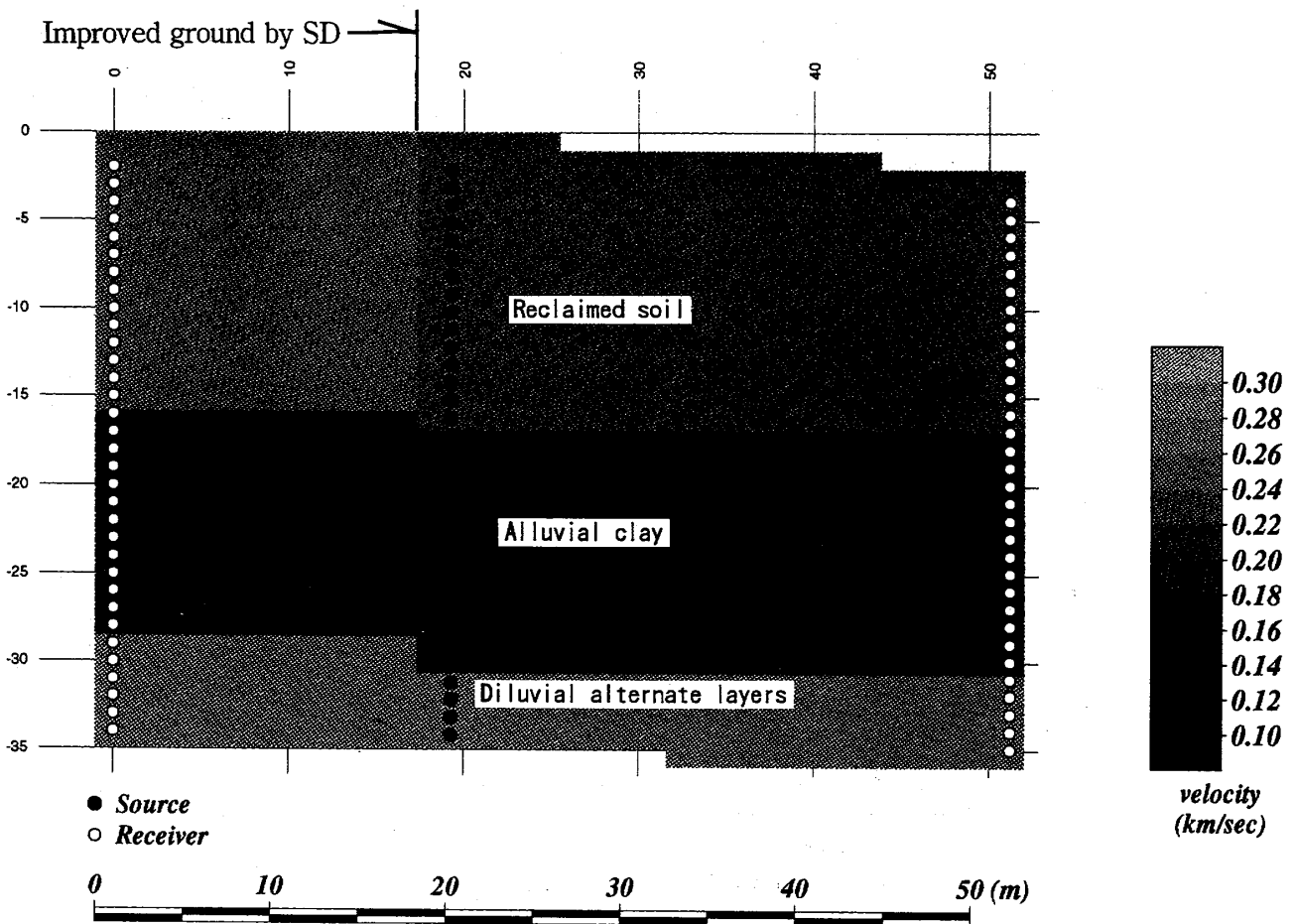


図-20 S波トモグラフィー初期モデル速度断面図

Fig. 20 Initial seismic velocity model for tomography analysis and geological section

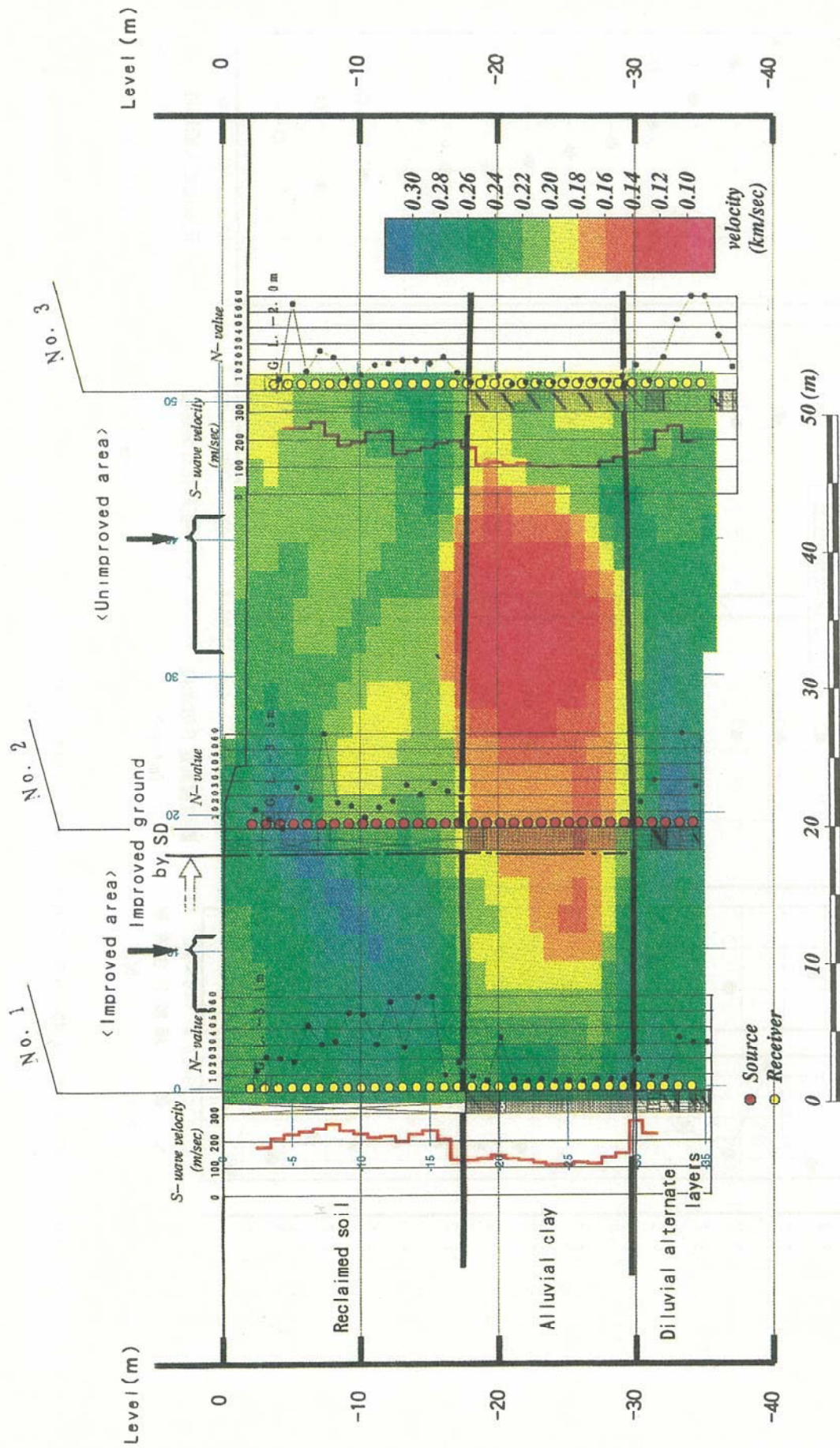


図-21 S波トモグラフィ解析結果図(速度断面図)
 Fig. 21 Results of seismic tomography, measured SPT N-value and seismic velocity from suspension PS-logging

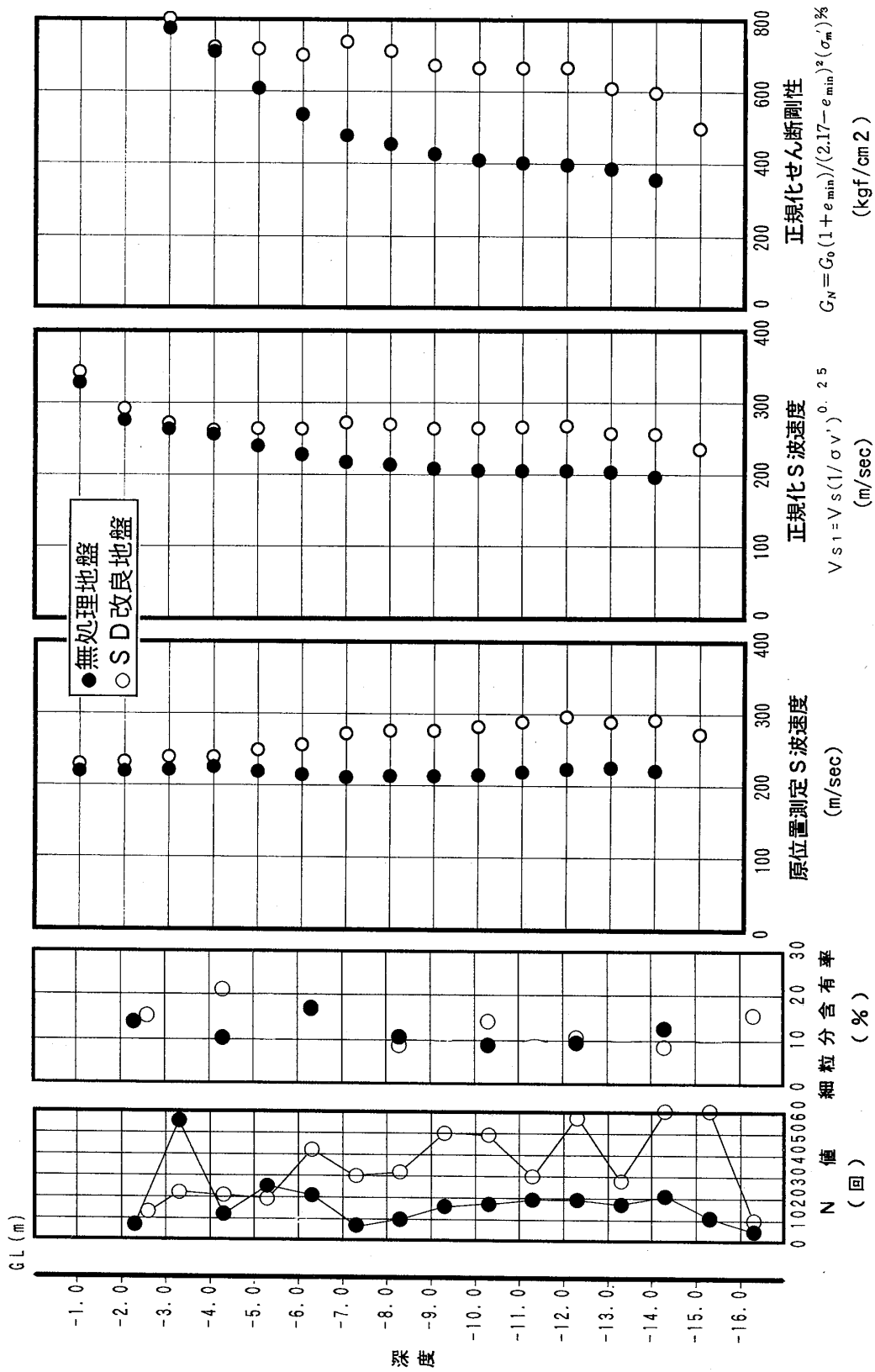


図-22 N値, 細粒分含有率, 原位置 S 波速度, 正規化 S 波速度, 正規化せん断剛性の深度分布図
 Fig. 22 SPT N-values, fines contents, measured in-situ shear wave velocities, normalized shear modulus against depth

までの伝播時間を計算し差し引いて求めた。

観測データより、各起振毎に各受振点のS波初動走時を読みとってトモグラフィーの入力データとし、この膨大な走時データをもとにトモグラフィー解析を行った。

解析は、先ず対象領域を1m×2mの長方形セルに分割し、サスペンションPS検層の結果などを基に、各セルの速度値をきめて初期モデルを作成した。図-20に初期モデルを示す。この初期モデルに対して、ホイヘンスの原理に基づく波路計算を行い、理論走時を計算した。計算された理論走時と観測走時の差(走時残差)を算出し、同時反復再構成法(SIRT)を用いて走時残差が小さくなるまで速度モデルを修正し反復した。

トモグラフィー解析の結果を、図-21に速度分布断面図として示す。図中には、ボーリング結果による地質柱状図とサスペンションPS検層の結果を併示した。

解析の結果、埋立土下に分布する粘土層では、孔壁周辺に速度の高い部分が集中した。これは、起振点と受振点の距離が大ききことと、ボーリング孔を塩ビパイプにより保護し、さらに孔壁との隙間をセメントベントナイトモルタルによりグラウトしていることから、S波の波路が孔壁周辺と埋立土ならびに下部の砂層を迂回することによるものである。ただし、埋立土内では、S波の波路は分散しており、地盤の平均的な速度分布を評価できた。

その結果、無処理地盤の埋立土のS波速度分布は、おおむね200~240m/secとほぼ等しい値であり、下部に若干高い部分が見られる。一方、地盤改良箇所のS波速度分布は、表層部分で230m/secで深度方向に徐々に増加し、下部で最大300m/secとなる。このように、トモグラフィの結果は、改良地盤と無処理地盤とのコントラストも良く表現できた。

4・4 液状化強度の推定

S波トモグラフィーによって求めた埋立土のS波速度から、液状化強度を推定する。

地盤の微小ひずみにおけるせん断剛性 G_{OF} は、原位置で求めたS波速度 V_s より次式で計算できる。

$$G_{OF} = \rho V_s^2 = \frac{\rho_t}{g} V_s^2 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots (5)$$

ここで、 ρ は密度であり、湿潤密度 ρ_t と重力の加速度 g より計算できる。

先の4・1で示したように、 $G_{OF} = G_{OL}$ として、式(2)より正規化せん断剛性ひいては液状化強度を求めることができる。

ここでは、図-21の速度断面において、測点間の中央区間(測点区間距離の1/3区間、↓部分)の速度値を深度毎に平均し、それぞれ改良地盤と無処理地盤の原位置S波速度の代表値とした。図-22には、その原位置のS波速度 V_s と、そのS波速度から(2)式を用いて計算した正規化せん断剛性 G_N 、ならびに(1)式を用いて求めた正規化せん断波速度 V_{s1} 、さらに受振孔(No.1, No.3)で求めたN値とその試料の細粒含有率 F_c を、それぞれ深度分布図として一括して示す。この計算に当たり、埋立土の土質定数は、地震計設置地点で実施された土質試験結果²⁾に基づき、湿潤密度 $\rho_t = 2.0\text{g/cm}^3$ 、最小間隙比 $e_{min} = 0.30$ と仮定した。

G_N ならびに V_{s1} の深度分布の傾向は似ており、表層部分では改良地盤も無処理地盤も同様に高い値を示すが、無処理地盤では深度とともにそれぞれの値は減少し、改良地盤との差が大きくなる。また、N値や F_c とは、有意な相関関係は見られない。

つぎに、先の図-14を用いて、繰り返し回数3回と15回に対する液状化強度(両ひずみ振幅5%に至るせん断応力比)を求めて図-23に示す。

推定した液状化強度は、明らかに改良地盤の方が大き

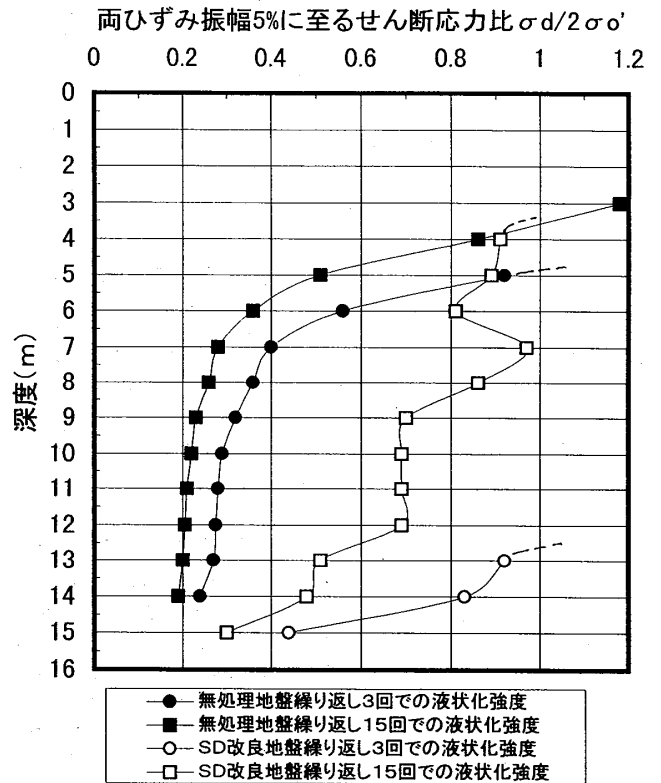


図-23 S波速度から推定される液状化強度
Fig.23 Evaluation of liquefaction resistance from shear modulus

い値を示し、無処理地盤の深度5 m以深では、概ね0.2~0.4となる。先に述べたように、震災後に実施された液状化試験の結果²⁾は、 $\sigma_d / 2 \sigma_c = 0.18 \sim 0.31$ であることから、室内試験結果よりやや大きい値となった。

4・5 液状化の判定と考察

地震により発生する等価せん断応力比 (τ_{av} / σ_v') _dは、次式で計算する (Tokimatsu and Yoshimi, 1983)¹⁸⁾。

$$\left[\frac{\tau_{av}}{\sigma_v'} \right]_d = C \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \dots\dots (6)$$

ここに、 $C=0.1(M-1)$ で、 M はマグニチュードである。 r_d は、深さ z によるせん断応力の低減係数で $r_d =$

$1 - 0.015 \cdot z$ と表す。さらに、 a_{max} は地表面最大加速度で、今回(兵庫県南部地震, $M=7.2$)の埋立地内の強震観測記録では、 $a_{max}=426gal$ (N34W)が観測されている (Ejiri et al., 1996)¹⁹⁾。

一方、三軸試験により求めたせん断応力比 $\sigma_d / (2\sigma_c)$ から、実地盤における等価せん断応力比 (τ_{av} / σ_v') _eは、次式により求めた。

$$\left[\frac{\tau_{av}}{\sigma_v'} \right]_e = \frac{1 + 2K_0}{3} \frac{\sigma_d}{2\sigma_c} \dots\dots (7)$$

図-24には、強震記録から予想される地震により発生するせん断応力比と、先のS波速度から推定した地盤の等価せん断応力比を、それぞれ無処理地盤ならびに改良地盤について示す。

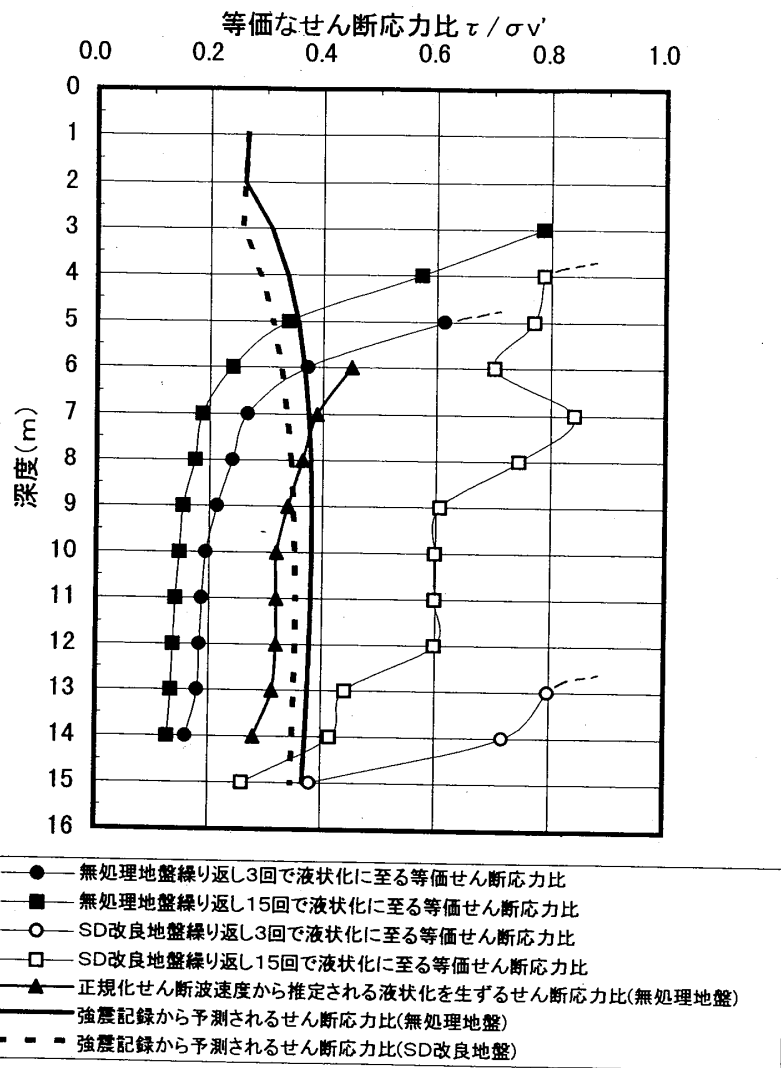


図-24 S波速度から推定される等価せん断応力比と強震記録から予測されるせん断応力比の比較

Fig. 24 Comparison of predicted response due to Hyogo-ken Nanbu earthquake for site in Port Island using seismic tomography normalized shear modulus and normalized shear wave velocity

さらに、図-12に提案された (Robertson, 1992) 正規化せん断波速度と液状化を生じるせん断応力比の関係から、無処理地盤の正規化せん断波速度より液状化 (流動的) に至るせん断応力比を読みとり、図-24に併せて示す。

図より、改良地盤では、S波速度から求めた地盤のせん断応力比 (液状化強度) は、強震記録から予測されるせん断応力比より大きな値を示す。一方、無処理地盤では、地盤の液状化強度の方が明らかに小さく、とくに深度7m付近より小さくなる傾向を示す。

これらの結果は、無処理地盤の埋立土層の下部で液状化が発生し易い状況、ならびに改良地盤では顕著な液状化現象が見られなかった (非液状化) とする現地の応答とほぼ一致する。

また、無処理地盤の正規化せん断波速度 V_{s1} より推定される液状化 (流動化) を生じるせん断応力比は、深度8m以深で強震記録から予測されるせん断応力比よりやや低い値となる。すなわち、ここでも無処理地盤のやや深いところで液状化の発生を示唆している。ただし、それぞれのせん断応力比の差は僅かである。

さらに、表層部分のせん断応力比は、地震動から予測されるせん断応力比より大きな値を示すことが、いずれの結果からも明らかであり、改良地盤と無処理地盤とで大きな差は見られない。

以上の評価より、兵庫県南部地震における埋立土の液状化について、次のように考察される。

- ① 推定した液状化強度と地表面最大加速度から予測されるせん断応力比との比較より、無処理地盤の深度7m以深の埋立土層は、液状化した可能性が高い。
- ② その程度は、表層部分の液状化抵抗の大きな地盤の影響や、比較的高い液状化強度を有する地盤であったと考えられることから、土が流動状態に至るほどの液状化 (流動破壊に至るまでの大きな変形挙動) には及んでいないと判断できる。
- ③ サンドドレーンによる改良地盤では、高い液状化強度を有する地盤に改良されていることが推定され、液状化には至っていないと判断される。

①は、海上埋立施工 (底開き式バージ船) による埋立の範囲 (GL-7m以深) に相当する埋立層が、転圧不足や施工に伴う材料の分離 (沈降に伴う分級) などの影響により、液状化強度の低い部分を形成しているものと考えられる。また、図-8で示したように、噴砂の発生箇所が埋立土の下部と考えられる結果とも一致する結果であり、さらに、吉田 (1995)²⁰⁾ の有効応力解析の結果によると、埋立層の下部が最も大きなせん断ひずみ (最大

で約5%弱) を発生しており、液状化に伴って過剰間隙水圧を発生させ易い状況とも整合している。

②は、埋立地内の建築物やその基礎に大きな被害が発生していないことや、地震により生じた地表面の沈下量が、圧縮率で埋立層厚の2%以下 (大半が1%前後) であることとも一致する。護岸やその周辺の港湾施設では、護岸の変位に伴って有効拘束圧が急減することから、流動化の可能性は否定できないが、人工島の内部では流動化を伴う液状化は発生していないと判断される。また、表層地盤が比較的強い強度を持ち、下部の地層の有効拘束圧を保持する効果が発揮されたと考えられる。ただし、液状化に伴う過剰間隙水圧は、よく締まった表層に生じたクラックに集中して水と砂を噴出させ、時には礫をも巻き込んで噴出させるのに十分な大きさを持つ (過剰間隙水圧比0.5で地表より9mも高い水頭となる)。

③は、改良地盤に顕著な液状化現象が確認されていないことから予想されることであるが、地盤沈下は圧縮率で1%程度生じているところもあり、埋立土以深のサンドドレーンや下部の砂層の液状化ならびに変形等について検討が必要であると考えられる。

このように、S波速度に基づく評価は、実際に生じた液状化の履歴や、現在までに行われてきた数値解析の結果とも一致する結果が得られた。

また一方で、これらの結果は、この埋立土下部層の液状化に伴う地盤剛性の軟化によって、下位の地層からの地震動は大きく減衰され、決定的な流動破壊に至るような被害を免れたことを表現しているといえよう。

5 あとがき

兵庫県南部地震により、港神戸の新都市を形成してきた2大人工島 (ポートアイランド、六甲アイランド) に、液状化に伴う噴砂や沈下現象が現れた。

従来より、良質な埋立材料とされてきたまさ土にこれらの液状化現象が集中したことから、そこに住む住民を始め建設に携わってきた技術者の多くが不安を抱いた。

ところが、人工島内の建物や基礎への被害の実態は、市街地の悲惨な被害実態に比べて、予想以上に軽微であることが分かってきた。

噴砂=液状化、液状化=被害といった、液状化現象と液状化による被害とを短絡的に結びつけた見方に疑問を抱き、液状化の程度ならびに評価を冷静に被害実態と比較する必要が生じてきた。

今後、液状化の評価には、そこに発生する変形の大きさに着目した判定方法が必要と考えられる。また、4章で述べたように、液状化を以下の三つに分けて評価する

必要があると考える。

流動型液状化 (flow liquefaction)

限定流動型液状化 (limited liquefaction)

非流動型液状化 (cyclic mobility)

今回、まさ土よりなる埋立土の平均的なS波速度をトモグラフィにより求め、そのS波速度から液状化強度を推定し、兵庫県南部地震での地震動の強さと比較した。

その結果、サンドドレーン(圧密促進)による改良地盤では、埋立土は密に締まっており、地震動に充分抵抗したと判断できた。また、無処理地盤では、埋立土下部の海中埋立施工部分の液状化強度が低く、流動型液状化には至らないものの、非流動型液状化を生じた(一部に限定流動型液状化を生じた可能性は否定出来ないが)と評価された。すなわち、まさ土は地震動に対して粘り強い強度を発揮したものと考えられ、一方で過剰間隙水圧の発生に伴う地盤剛性の軟化は、地震動を減衰させ、埋立地全体の免振的な役割を果たしたと考えられる。

このように、サンプリングや従来の貫入試験の適用が難しい地盤において、S波速度を用いた液状化強度の評価が十分適用できることが分かった。

今後、原位置のS波速度から与えられるせん断剛性と室内試験で求められるせん断剛性の対比や、礫材を多く含む埋立土のS波速度の応答特性(礫材が多いと速度が高く評価される)や異方性(SV波とSH波の速度の違い)などについての十分な研究が不可欠であると考ええる。

謝 辞

現地調査に際しては、神戸市港湾整備局新都市整備本部工務課に多大な御協力を頂いた。また、S波トモグラフィは不動建設(株)ジオエンジニアリング事業本部が研究の一環として実施したものであり、本年報への掲載に快く御了解頂いた。

これらの研究・報告に当たり、神戸大学名誉教授谷本喜一先生には終始御指導を賜った。

ここに記して深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 阪神大震災被害状況報告書概要版, (株)建設工学研究所, 1995.4.
- 2) 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド)報告書, 神戸市開発局, 1995.7.
- 3) 土質工学会関西支社編: 海底地盤-大阪湾を例と

して-, pp.資-3, 1995.

- 4) Tanaka, Y.: Liquefaction and damages to harbour facilities, 2nd Report on Great Hansin Earthquake, Reconnaissance Team on Great Hansin Earthquake, Kobe University, pp.228-232, March, 1995.
- 5) 八嶋厚・岡二三生・田口洋輔・立石章: 水の圧縮性を考慮した三次元液状化解析, 第40回土質工学会シンポジウム, 地盤工学会, pp.257-264, 1995.
- 6) 国生剛司・佐藤清隆・松本正毅: 1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性, 土と基礎, Vol.43, No.9, pp.39-43, 1995.
- 7) 吉田郁政・栗田哲史: 兵庫県南部地震の観測記録を用いたポートアイランド表層地盤の動的特性の逆解析, 土と基礎, Vol.43, No.9, pp.44-48, 1995.
- 8) 石原研而・安田進・原田健二・新川直利: 兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の関係, 土木学会第50年次学術講演会, pp.1520-1521, 1995.
- 9) 谷本喜一: 風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用, 土質基礎工学ライブラリー-16, 第II編, 第5章, 土質工学会, pp.229-239.
- 10) 谷本喜一: ポートアイランドの耐震調査, 神戸市開発局, 1974.
- 11) 石原研而: 地震時の液状化と流動破壊-第33回 Rankine Lectureより-, 土と基礎, Vol.41, No.8, pp.6-12, 1993.
- 12) Robertson, P.K., Woller, D.J., and Finn, W.D.L.: Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.686-695, 1992.
- 13) Bierschwale, J.G., and Stokoe, K.H.: Analytical evaluation of liquefaction potential of sands subjected to the 1981 Westmorland earthquake. Geotechnical Engineering Report GR-84-15, Civil Engineering Department, University of Texas, Austin, 1984.
- 14) Tokimatsu, K., and Uchida, A.: Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, Soils & Foundations, Vol. 30, No.2, pp.33-42, June, 1990.
- 15) Hardin, B.O. and Richart, F.E.: Elastic

- wave velocities in granular soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.89, No. SM1, pp.33-65, 1963.
- 16) 時松孝次, 桑山晋一: レーリー波探査を用いた液状化危険度予測, 土と基礎, Vol.38, No.6, pp.15-20, 1990.
 - 17) Marchetti, S.: In-situ tests by flat dilatometer, Jour. of Geotech. Eng. Div. of ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.299-321, 1980.
 - 18) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-values and fines content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.
 - 19) Ejiri, J., Sawada, S., Goto, Y., and Toki, K.: Peak Ground Motion Characteristics, SPECIAL ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Soils & Foundations, JGS, pp.7-13, Jan.1996.
 - 20) 吉田望: 1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土の基礎, Vol.43, No.10, pp.9-54, 1995.

