

事例調査に基づく砂礫地盤の液状化発生条件の検討

田中幸久¹・金谷守¹・幡谷竜太³・佐藤清隆²・河井正²・工藤康二²

¹正会員 工博 (財)電力中央研究所 上席研究員 (〒270-1194 我孫子市我孫子 1646)

²正会員 工修 (財)電力中央研究所 主任研究員 (同 上)

³工修 (財)電力中央研究所 主任研究員 (同 上)

一般に砂礫地盤は、砂地盤に比べて地震時液状化が生じにくいと考えられている。ところが、最近では地震後の被害調査や考古学的な発掘調査の際に砂礫の液状化事例がいくつか発見されている。本研究では過去に大きな地震動により砂礫地盤に生じた最大せん断応力比と砂礫地盤の貫入抵抗値の関係を求め、液状化発生条件を調べた。その結果、最大せん断応力比が大きいほど、また貫入抵抗値が小さいほど、液状化が発生しやすいことがわかった。更に、ゆるい砂礫地盤の液状化・非液状化の境界は、従来から提案されている砂礫地盤の液状化強度評価式による計算結果とほぼ一致していることがわかった。

Key Words : *gravelly soil layer, liquefaction, case study, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, penetration test*

1. はじめに

一般に砂礫地盤は、砂地盤に比べて地震時液状化の事例の報告が少なく、地震時に液状化が生じにくいと考えられてきた。特に密な砂礫地盤や洪積砂礫地盤では液状化事例がほとんどないため、液状化が生じない力学的に強固な地盤であると考えられてきた。事実、密な砂礫地盤や洪積砂礫地盤より凍結サンプリング法などにより採取した高品質な試料の繰返し非排水強度は大きく、液状化を生じないと判定されることが多かった。ところが、最近では地震被害調査や考古学的な発掘調査の際に砂礫が液状化した事例がいくつか発見されている^{1), 2), 3)}。これらの事例は、ほとんどが沖積砂礫地盤や埋戻し砂礫地盤であるが、洪積砂礫地盤で噴砂跡が発見されている事例もある⁴⁾。

このように、最近、砂礫地盤が液状化したことが確認された事例が増加していることを受けて、本研究では、実例に基づいた砂礫地盤の液状化発生条件を検討することを試みた。

まず、洪積砂礫地盤で液状化が発生した可能性が指摘されている地点においてトレンチ調査を含む詳細な地盤調査を実施し、噴砂の原因を明らか

にする。このことにより、地質学的な要因が砂礫地盤の液状化に及ぼす影響について検討する。

次に 1995 年兵庫県南部地震における埋立砂礫地盤や沖積砂礫地盤を対象にして、砂礫地盤の液状化発生条件を検討した。検討に際しては、地震応答解析を行うなどして砂礫地盤に生じた地震時最大せん断応力比を正確に評価し、最大せん断応力比と貫入抵抗値との関係から見た砂礫地盤の液状化発生条件を検討する。

2. 磐田市中泉地点における砂礫地盤の液状化事例調査

静岡県磐田市教育委員会が実施した御殿・二之宮遺跡の第 8 次調査において、徳川家康の別荘である中泉御殿 (1587~1690) の旧濠跡より液状化跡が発見された⁴⁾ (図-1, 図-2 参照)。これは、中泉御殿の跡地に隣接して建てられた中泉代官所の 1831 年の火災の際の残骸を含んだ旧濠中の粘土層を切ってその直上に噴出していることから、1854 年安政大地震の際に起こったと考えられている⁴⁾。この地域では、1854 年安政東海地震の際に震度 VI

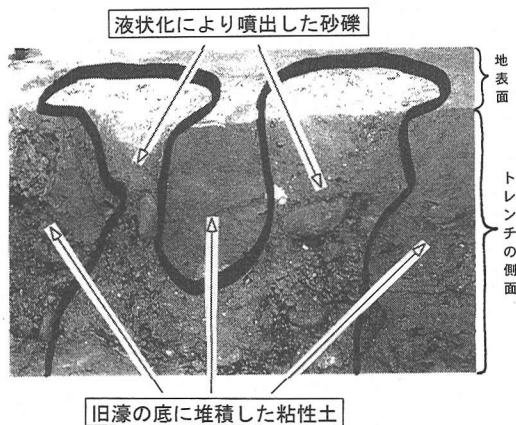


図-1 1854 年安政東海地震において液状化し噴出したとされる砂礫 (文献4 より引用・加筆)

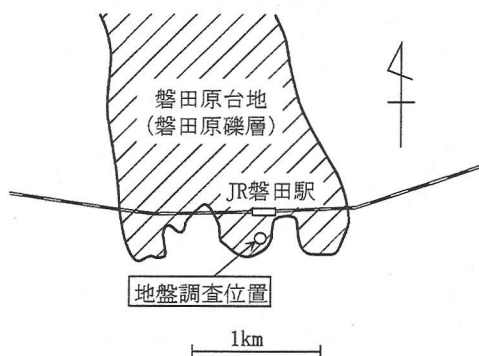


図-2 磐田市中泉地点における地盤調査位置 (文献5 に基づいて作成)

の揺れがあったと考えられている⁶⁾。

この液状化跡は、旧濠の中に堆積した軟質粘土層を切って、砂ならびに礫層が噴出している (図-1)。この地点が洪積台地である磐田原台地の南端に位置する (図-2) ことから、液状化の起源となった地層が洪積層である可能性がある。そこで、トレンチ調査、標準貫入試験ならびに大型貫入試験を実施し、液状化した砂礫層を特定することを試みた。

(1) 地盤調査の概要

調査地点はJR磐田駅の南方約 200mの宅地造成地にある (図-2)。前述したように、ここでは御殿・二之宮遺跡の第8次調査が磐田市により実施されたが、調査実施後には液状化跡は取り去られ、掘削箇所は埋戻されている。今回の地盤調査では、噴砂跡が発見された箇所を含み、中泉御殿の旧濠

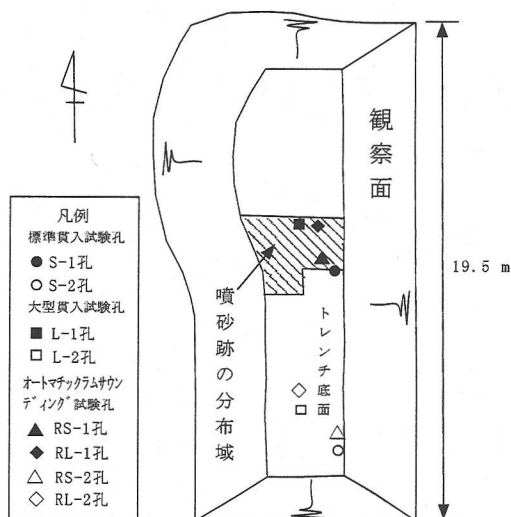


図-3 地盤調査位置平面図

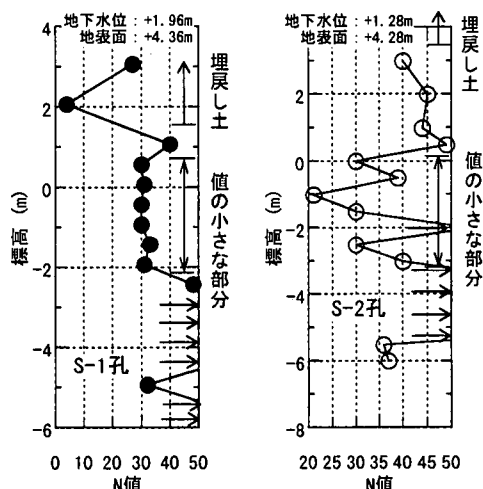
の内外をまたぐようにして、南北約 20m・東西約 8mのトレンチを掘削した (図-3)。

掘削前の地表面より標準貫入試験と大型貫入試験を実施した。また、トレンチ掘削後の掘削底面でオートマチックラムサウンディング (動的コーン貫入試験)⁷⁾を実施した。貫入試験の実施位置を図-3の平面図上に示す。S-1孔、L-1孔、RS-1孔ならびに RL-1 孔は、平面図上で旧濠内の噴砂跡が発見された領域にあり、S-2孔、L-2孔、RS-2孔ならびに RL-2 孔は、平面図上で旧濠外にある。また、トレンチの掘削底面より攪乱試料を採取し、粒度分布特性を調べた。

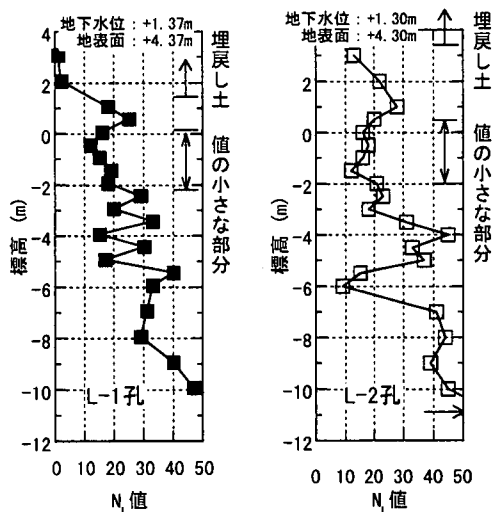
(2) ボーリング調査結果

トレンチ調査に先立って実施した標準貫入試験と大型貫入試験の結果を図-4に示す。図-4によれば、埋戻し土と判断される地層の下位は、おおむねよく締まった礫層であるが、図-4中の示したように標高 +1m ~ -2m 付近に平均N値 30 程度、大型貫入試験抵抗値 N_L の平均値 15 程度で周辺より貫入抵抗値がやや小さい部分が存在する。

トレンチ掘削後の掘削底面で実施したオートマチックラムサウンディング試験 (動的コーン貫入試験) の試験結果を図-5に示す。RS-1 孔ならびに RL-1 孔の貫入抵抗値には、掘削底面から 50~60 cm の深さにわたり貫入抵抗値が極端に小さい部分があることがわかる。



(a) 標準貫入試験結果



(b) 大型貫入試験結果

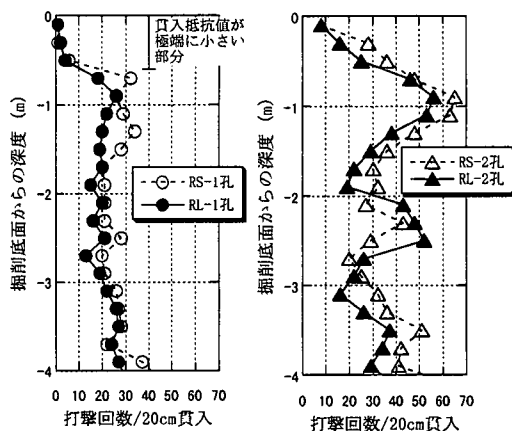
図-4 標準貫入試験ならびに大型貫入試験結果

(3) トレンチ調査結果

a) 旧濠跡部付近の地層の地質

トレンチ調査は東側法面のみを用いて実施した(図-3, 図-6)。トレンチ内では、旧濠内と表層に分布する1993年発掘調査後の埋戻し土、旧濠の底付近にあった黒泥、礫層から構成される自然地盤(図-6中の2A, 2B, 3, 4A, 4B, 5B層)が分布する。尚、前述したように1993年発掘調査時には旧濠内堆積物のほとんどが掘削されており、今回認められた黒泥はその残りである。

ちなみに、トレンチ掘削底面から攪乱採取した5B層の砂礫試料の粒度分布を図-7に示す。



(a) 旧濠内の液状化跡が発見された箇所 (b) 旧濠の外側の箇所

図-5 トレンチ掘削後の掘削底面におけるオートマチックラムサウンディング(動的コーン貫入試験)試験結果

b) 自然地盤の地質

磐田原礫層は、中～上部更新統であり⁸⁾、いわゆる洪積地盤である。

トレンチ内での礫層の観察により、自然地盤(礫層)の年代を示唆する以下のようなデータが得られた。

- ①表面が円磨された礫が原形を留めつつ、強風化を受けている、いわゆる腐り礫が存在する。特に花崗岩類の礫に著しい。
- ②礫の表面ならびにそれと接する基質に褐鉄鉱の沈着が著しい部分が多く認められる。
- ③礫の表面に砂粒子の膠結が認められることがある。

これらの現象は、定性的ながら、礫が固定されてからかなり長い時間を経ていることを示唆している。

c) 液状化した地層の特定

図-6に示す地層のうち、液状化の際に砂礫層の貫入を受けた地層は、旧濠内堆積物の粘土(図-6中の黒泥)であり、液状化を起こした礫層の候補としては、レプリカ採取位置の直下に分布する礫層5Aと5Bである。

図-4中の「値の小さな部分」は、5B層中にあり、当初この地層が液状化の起源をなしていると考えられた。しかし、トレンチで観察された液状化箇所直下ならびにその周辺に分布する5B層の最上部30～50cmには、下位の地層からの併入を受けた明瞭な証拠は認められず、また、以下のような理由により、5B層は液状化していないと判断した。

地 層 名	観 察 記 録
1993年発掘調査後の埋戻し土	暗灰～黒灰、黄褐。瓦、木材など多くのものが含まれる。
2A層	黄褐。礫混じりシルト。基質はシルトであり、礫をランダムに含む。部分的に礫を含まずシルトからなる所あり。礫の表面にリモナイトが沈着する。2B層と比較し礫が少ない。
2B層	黄褐。シルト混じり礫。基質はシルト礫を比較的多く含む。下面付近から下位の地層にかけてリモナイトバンド所々入る。上位とは漸移的に変化し境界不明瞭。礫の表面にもリモナイト付着する。花崗岩類のクサリ礫入る。φ7cm以下の礫が多い。
3層	黄褐～黄灰。中礫。基質はシルト質中粒砂。上位と下位の漸移帯。上位に向かいシルト量多くなる。
4A層	暗灰（一部黄褐）。中礫。基質は中粒砂?粗粒砂。下位と比較し礫率高くやや礫径が小さい。下位との境界は不明瞭である。
4B層	暗灰～緑灰。中礫。基質は中粒砂～粗粒砂。礫はインプリケーションが認められる。最大粒径27cm、平均粒径5cm。礫の表面に褐鉄鉱沈着する。花崗岩類のクサリ礫所々入る。薄いリモナイトバンド入る。礫率所々変化する。明瞭な砂層のレンズは見られない。

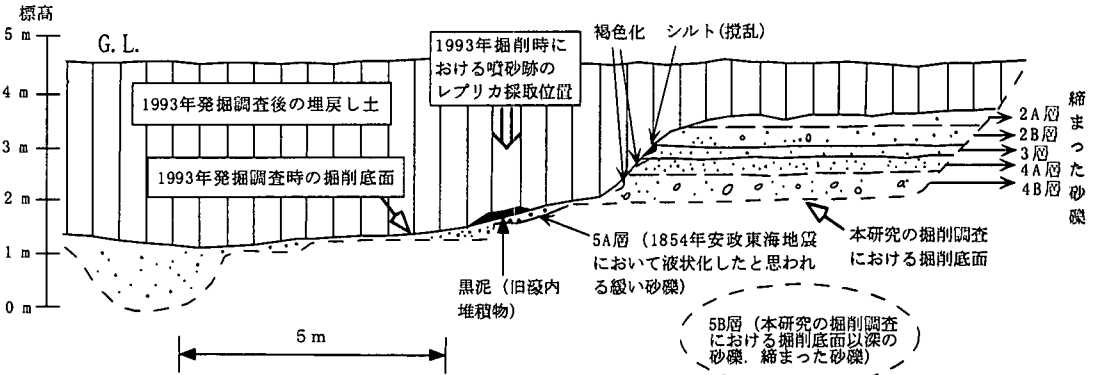


図-6 トレンチ法面のスケッチ

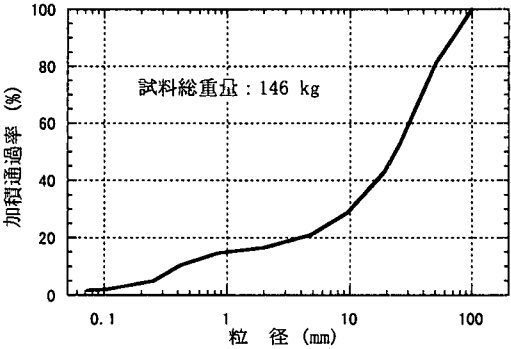


図-7 トレンチ掘削底面から撓乱採取した砂礫試料(5B 層)の粒度分布特性

- ① トレンチ内で観察される 5B 層のほぼ全域にわたり、礫のインプリケーション（河川の流れに起因して形成される礫の定向配列）が認められること
- ② b) で述べたように、礫が堆積後動いた可能性が極めて小さいこと
- ③ 腐り礫が外形を留めていること

したがって、液状化の起源をなした地層は、5B

層ならびにその下位では考えにくい。旧潁の底で液状化した砂礫層は、図-5(a)に見られる掘削底面から 50～60 cm の深さの貫入抵抗値が極端に小さい領域であると思われる。5A 層はこの領域に属している。5A 層は、5B 層と比較して礫分が少なく、かつ、基質の砂がルーズである。また、礫のインプリケーションは認められない。これらのことは、5B 層に比べて 5A 層が液状化した可能性が大きいことを示していると解釈できる。ただし、5A 層は、上位に礫層がないこと、旧潁に堆積したと思われる黒土の直下にあること、旧潁ののり面にのみ分布していたことといった特徴があるので、5A 層は旧潁の掘削に伴って液状化しやすくなったものと思われる。つまり、5A 層は、自然堆積層が掘削時に乱された層、あるいは、掘削の際にのり面より崩れて崖錐状に堆積した層である可能性が高い。

3. 1995 年兵庫県南部地震における埋立砂礫地盤の液状化事例調査

1995 年兵庫県南部地震においては、多くの砂地盤で液状化が生じた。砂礫地盤でも液状化が生じたが、その分布を埋立地盤ならびに沖積地盤の分

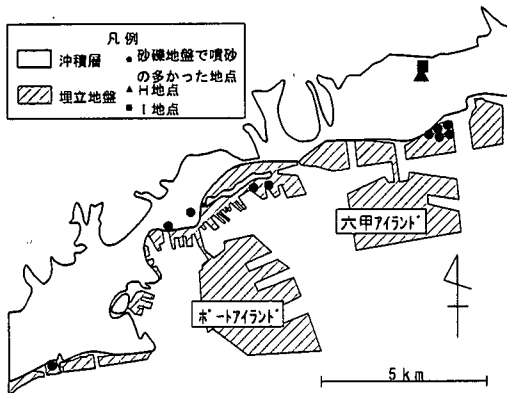


図-8 1995 兵庫県南部地震における砂礫地盤の液状化地点と表層地質の関係 (ポートアイランド、六甲アイランドの状況については、本図ではなく図-9参照のこと。) (文献9より引用・加筆)

布とともに示したものが図-8である。図-8によると、液状化した砂礫地盤はいずれも埋立地盤または低地の沖積地盤である。図-8はいずれも表層の地質を示したものであるため、表層の下に洪積砂礫地盤が液状化した可能性も完全には否定できないが、液状化地点の分布が表層が埋立または沖積層の地域に限られているため、洪積層が単独で液状化した可能性は低いと思われる。そこで、埋立砂礫地盤と沖積砂礫地盤を対象にして液状化の発生条件の検討を行う。

ここでは、埋立土が礫を多く含む土から成るポートアイランドならびに六甲アイランド内の地点を対象として地震応答解析を行うなどして砂礫地盤に生じた地震時最大せん断応力比を正確に評価し液状化の発生を詳細に検討する。

(1) ポートアイランドならびに六甲アイランドにおける地震後の噴砂の状況の概要

兵庫県南部地震において、ポートアイランドならびに六甲アイランドでは、地震後に噴砂跡が多くみられ、地盤内で間隙水圧が上昇したことが指摘されている¹⁰⁾。図-9にポートアイランドならびに六甲アイランドにおける噴砂の状況を示す。ポートアイランドよりも六甲アイランドやポートアイランド2期埋立地の方が全般的に噴砂量が少なく、六甲アイランドの中でも南側の方が噴砂量が少ない^{10), 11), 12)}。また、直接基礎の傾斜等の残留変形も六甲アイランドの方が小さいことが既に指摘されている¹²⁾。近接する2つの人工島でこのような被害の程度の差が生じた原因として、①埋立材料の違い^{10), 11)}と②地盤応答特性の違い^{13), 14)}が挙

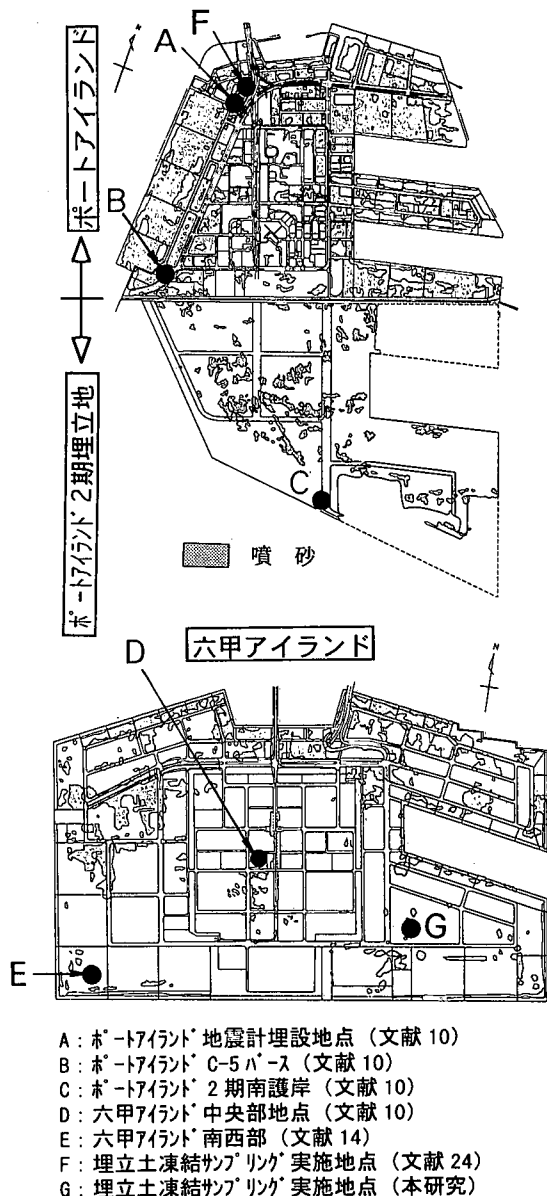


図-9 人工島における噴砂状況 (文献10より引用・加筆)

げられている

ポートアイランド全域ならびに六甲アイランドの北寄り地域の埋立材料には、風化花崗岩(まさ土)が使用されているが、噴砂量の少なかった六甲アイランド南側の埋立材料の大半は、神戸層群(砂岩・泥岩・凝灰岩)であり、大阪層群の土砂も使用されている¹⁰⁾。つまり、噴砂量の差は埋立て材料の物性の違いに基づいている可能性がある^{10), 11)}。また、六甲アイランド埋立土の平均N値は、ポートアイランド埋立土の平均N値よりも大きいこと

を示すデータがある¹¹⁾。

一方、六甲アイランドとポートアイランドの埋立土の直下にはMa13層と呼ばれる沖積粘土層があるが、六甲アイランドはポートアイランドに比べて埋立て後の経過日数が少ないため、六甲アイランドのMa13層は、圧密が完了しておらず軟弱である。このため、地盤の固有振動数が地震動の卓越振動数よりも小さくなり、地表面加速度が低下したという意見がある^{13), 14)}。これが、上記②の原因である。

ここでは、上記原因が両人工島における噴砂量の差に及ぼす原因を定量的に明らかにし、砂礫地盤における液状化発生条件を検討するため、まず六甲アイランドの噴砂量の少なかった地点の埋立土層から凍結サンプリングにより採取した不攪乱試料に対して室内試験を行い、その液状化強度を把握した。

次に、飽和埋立土層中に発生するせん断応力比を評価するために、様々な地震入力や地盤材料の応力ひずみ関係を用いるとともに、解析手法に関しても有効応力法と等価線形法を用いて詳細な地震応答解析を行った。

(2) 六甲アイランドにおける地盤調査

図-9中のG地点において、埋立土の凍結サンプリングを含む地盤調査を実施した。更に、凍結サンプリングした試料に対しては、三軸試験装置により繰返し非排水変形試験ならびに繰返し非排水強度試験を実施した。

a) 地盤調査位置

図-9からわかるように、G地点の周辺は噴砂が少ない。G地点は、サンドドレーンによる地盤改良を実施した範囲内にある。凍結サンプリング、貫入試験はいずれもサンドドレーンパイルの杭間で実施した。

b) ボーリング試験結果

図-10にG地点の地盤柱状図を示す。神戸層群による埋立土であると思われる地層が、深度10.5m～17.0mに存在している。標準貫入試験N値は深度5m～13mで値の変動が大きい。これは、地盤中に粒径の大きい礫が含まれていること、ならびに10m以浅では地盤中に建設廃材のコンクリートなどが多く含まれていたためである。

凍結サンプリングの主たる対象は、深度10.5m～17.0mの埋立土層であるが、それ以浅の試料でも土の供試体が採取可能であれば採取し、繰返し三軸試験の対象とした。

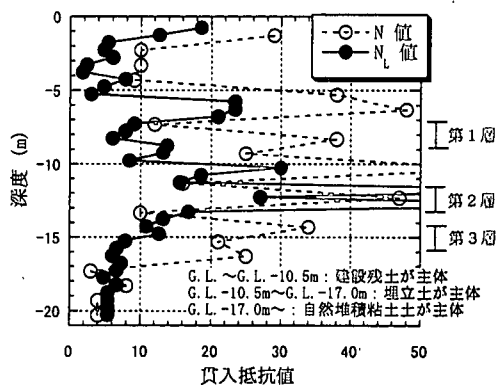


図-10 六甲アイランドにおける地盤調査地点(G地点)の地盤柱状図

c) 試験結果

図-11(a)には、本研究で採取した凍結サンプリング試料の粒度分布を示す。細粒分含有率は、バラツキが大きいのが概ね10～30%程度である。図-11(b)に既往のデータを示す。図-11(b)の粒度分布は図-11(a)に示す平均的な粒度分布とほぼ一致している。ところで、細粒分が多いと凍結時の乱れが大きくなることが予想されるが、今回は特別な処置はしていない。

表-1は液状化試験結果を示したものである。液状化試験の結果は、比較的深度の近い供試体ごとに3つのグループに分けて整理した。次式で計算した第1層、第2層、第3層の換算N値 N_L の平均値は、それぞれ23, 18, 18である。

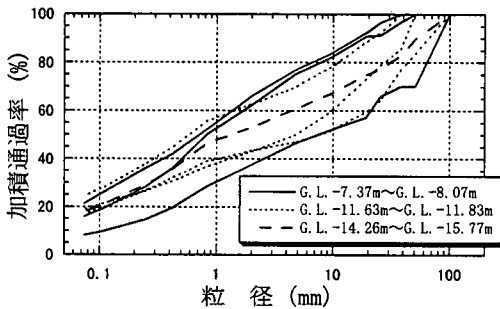
$$N_L = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}/P_1} \cdot N \quad (1)$$

ここで、 $P_1=98\text{kPa}$

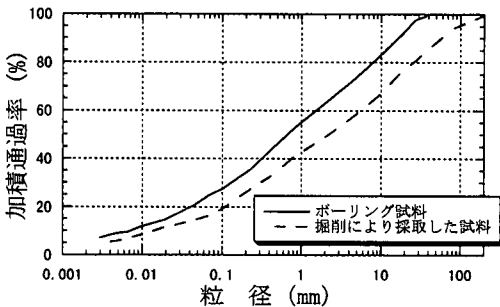
繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅が5%に達するのに要する応力比 $R_s(N_e=20, DA=5\%)$ で定義した液状化強度は、第1層、第2層、第3層でそれぞれ、0.32, 0.28, 0.25程度である。一方、 N_L の値が8～17の非改良埋立土層からサンプリングしたまき土試料の液状化強度 $R_s(N_e=20, DA=5\%)$ は0.25程度¹⁵⁾である。また、 N_L の値が8程度の非改良埋立土層から凍結サンプリングしたまき土試料の液状化強度 $R_s(N_e=20, DA=5\%)$ は0.20程度である¹⁶⁾。従って、本研究において得られたG地点埋立土の液状化強度は、凍結サンプリングにより採取した非改良まき土埋立土の液状化強度と同等か、または大きいと言える。G地点埋立土の液状化強度が、非改良まき土埋立土の

表-1 液状化試験結果一覧

層	供試体	サンプリング深度 G. L. (m)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	圧密応力 σ'_c kPa	応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_c$	繰返し载荷回数 N_c				初期せん断弾性係 G_0 Mpa
						DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%	
第1層	1	-7.87 ~ -8.07	1.77	98	0.362	0.9	1.9	4	5.96	108
	2	-8.54 ~ -8.74	1.81	98	0.291	22	34	49	60	127
	3	-7.37 ~ -7.57	1.88	98	0.327	1.1	2	3	3	167
第2層	4	-11.63 ~ -11.83	1.76	196	0.194	46	53	62	73.5	201
	5	-11.46 ~ -11.66	1.72	196	0.248	14	18	22	26	167
	6	-13.05 ~ -13.25	1.88	196	0.362	0.8	1.5	2.8	4.53	147
第3層	7	-15.57 ~ -15.77	1.62	245	0.202	33	39	46	52	127
	8	-14.26 ~ -14.46	1.63	245	0.315	0.7	1	1.9	2.86	176
	9	-14.50 ~ -14.70	1.70	245	0.185	85	92	101	110	274



(a) 凍結サンプリング試料の粒度分布 (本研究)



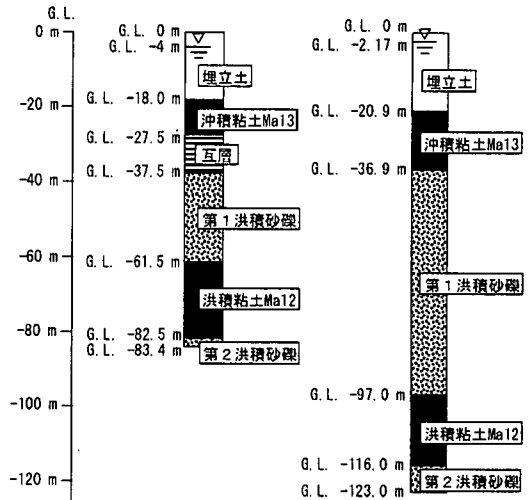
(b) 文献10)中に示されている結果より引用

図-11 六甲アイランド埋立土試料の粒度分布

液状化強度より大きい理由のひとつは、 N_L の値の大きさのちがいにあると思われる。

(3) 地震応答シミュレーション解析

地震時に埋立土層で発生するせん断応力を評価するために地震応答解析を実施した。噴砂の量が少なかった地点ならびに多かった地点として、それぞれ六甲アイランドE地点（噴砂量小）、ポートアイランドA地点（噴砂量大）（図-9、図-12 参照）を解析の対象として選んだ。ちなみに、A地点ならびにE地点は地盤改良が行われていない¹⁰⁾。ポートアイランド、六甲アイランドの地盤の層序は、基



(a) ポートアイランドA地点 (b) 六甲アイランドE地点

図-12 地震応答解析の対象地点の地盤柱状図

本的には一定しており、地表から、埋立土、M13層、第1洪積砂礫層、Ma12層、第2洪積砂礫層の順になっている。ポートアイランドの南北方向断面図¹⁷⁾ならびにポートアイランドと六甲アイランドの東西方向断面図¹⁸⁾によれば、各層の境界面の傾斜は1度未満であり、各地層はほぼ水平に堆積しているとみなして良い。

a) 解析方法

入力地震動としては、ポートアイランドA地点のG.L.-83.4mで得られた観測波（NS成分、EW成分）と作成波（NS成分、EW成分）の合計4種類を用いた。入力位置は、A地点、E地点でそれぞれG.L.-83.4m、G.L.-123.0mである。

作成波は、以下の手順で作成した。

- ①関西電力(株)新神戸変電所の地表で得られた本震の観測記録をこの地域共通の地震基盤と考えられる花崗岩岩盤に引き戻した。

表-2 地震応答解析に用いた土の応力・ひずみモデル

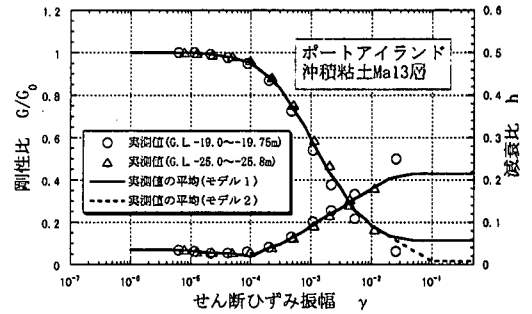
ポートアイランド A地点地盤	埋立土	有効応力非線形モデル (弾・塑性モデル)	実験値
	沖積粘土 Ma13	全応力非線形モデル (R-Oモデル ²¹⁾ , 修正H-Dモデル ²²⁾	実験値 (モデル1, 2)
	互層	有効応力非線形モデル (弾・塑性モデル)	実験値
	第1洪積砂礫	全応力非線形モデル (R-Oモデル)	実験値
	洪積粘土 Ma12		
六甲アイランド E地点地盤	第2洪積砂礫	全応力非線形モデル (R-Oモデル)	実験値
	埋立土		
	沖積粘土 Ma13		
	第1洪積砂礫		
	洪積粘土 Ma12		
	第2洪積砂礫		

②①で得られた波形をA地点ならびにE地点の深部地盤構造モデル (地表面から、花崗岩岩盤までのうち、非線形挙動を示す表層を剥ぎ取ったモデル) の花崗岩岩盤に入力し、Ma12層下端における地震応答をもとめ、それを作成波とした。作成波の作成方法の詳細については、文献19)を参照されたい。

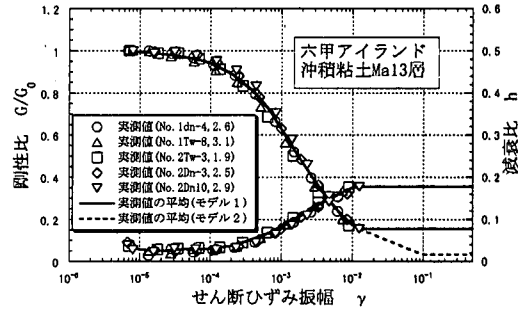
前述したようにポートアイランドならびに六甲アイランドの地盤は、ほぼ水平な成層地盤であることから、一次元地震応答解析を行った。有効応力に基づく非線形解析プログラムNAFSS²⁰⁾を用いた一次元非線形解析と一次元等価線形解析を実施した。

有効応力解析では、埋立土層を有効応力モデルとすると共に、ポートアイランドA地点では液状化が激しかったので、互層も有効応力モデルとした (表-2参照)。その他の層のうち、埋立土層の応答に大きな影響を及ぼすことが予想される Ma13層¹⁴⁾については、2種類の全応力非線形モデル (R-Oモデル²¹⁾, 修正H-Dモデル²²⁾でモデル化し、その他はR-Oモデルでモデル化した (表-2参照)。ここで、表-2中の修正H-Dモデルは、従来のH-Dモデル²¹⁾にパラメータを1つ付け加えることにより、せん断強度 τ_f の値を初期せん断弾性定数 G_0 ならびに規準ひずみ γ_r ($G/G_0=0.5$ となる時のせん断ひずみ振幅 γ)と独立して定められるように工夫したものである²²⁾。ちなみに、本論文においては、Ma13層の τ_f は、 $q_u/2$ (q_u : Ma13層の一軸圧縮強度) に等しいとして求めた。

等価線形解析では、繰返し三軸試験による実測の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係をそのまま用いた。ただし、土の塑性的な性質が顕著となり $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係を求めることが困難な大きなひずみにおける G は、Ma13層についてモデル1 (G/G_0 は、 $\gamma \approx 0.015$



(a) ポートアイランドA地点 (文献10より引用・加筆)



(b) 六甲アイランドE地点 (文献14より引用・加筆)

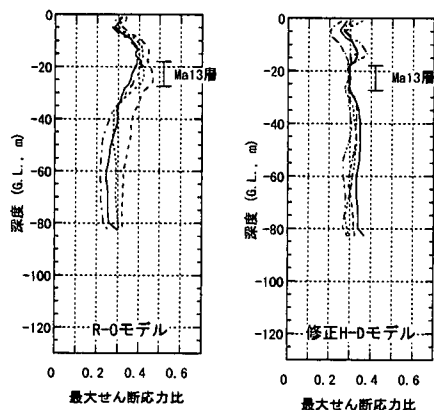
図-13 等価線形解析のための沖積粘土 Ma13の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係のモデル (モデル1, モデル2)

まで減少し、 $\gamma > 0.015$ では一定)とモデル2 (G/G_0 は、 $\gamma \approx 0.1$ まで減少し、 $\gamma > 0.1$ では一定)を設定した (図-13参照)。

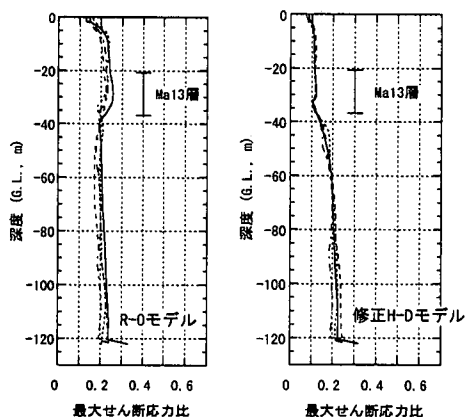
ポートアイランドA地点の解析用物性値は、文献23)において解析用物性値を定めるのに用いたデータに基づいて定めた。ただし、Ma13層の q_u は、文献10)に記載されているデータに基づいて定めた。一方、六甲アイランドE地点の解析用地盤データのうち埋立土の $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係は、G地点における凍結サンプリング試料のデータを用い、液状化強度についてはG地点における凍結サンプリング試料のデータを参考にして0.30とした。その他の地盤特性はOhtaら¹⁴⁾が用いたデータに基づいて定めた。

b) Ma13層で発生する最大せん断応力比と飽和埋立土層における液状化発生の可能性の検討

沖積粘土層である Ma13 層の圧密進行の程度の差によるせん断弾性係数の大きさの違いが埋立土層の地震応答に影響を及ぼすことが Ohta ら¹⁴⁾によって指摘されている。一方、図-14ならびに図-15は、計算により得られた最大せん断応力比 l_{max} ($=\tau_{h,max} / \sigma'_{v0}$, $\tau_{h,max}$: 最大せん断応力, σ'_{v0} : 鉛直有効土かぶり圧)の深度分布であるが、飽和



(a) ポートアイランドA地点



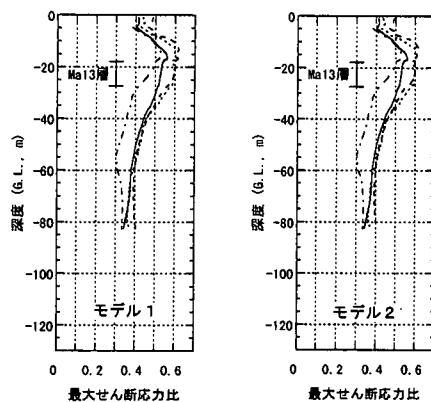
(b) 六甲アイランドE地点

図-14 非線形解析により得られた最大せん断応力比 L_{max} の分布 (凡例は表-3を参照)

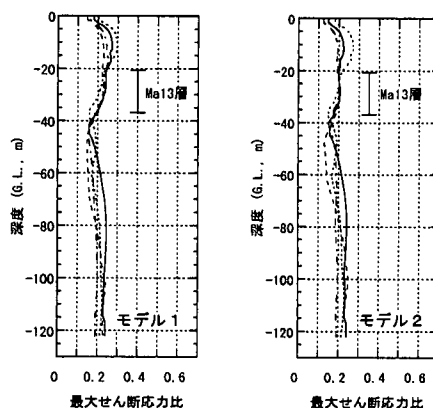
表-3 図-14、図-15における記号の説明

記号	波の種類
—	観測波 (NS成分)
- - - - -	観測波 (EW成分)
— · — · —	作成波 (NS成分)
- · - · - · -	作成波 (EW成分)

埋立土中の最大せん断応力比の深度方向の変化はあまり大きくなく、Ma13層に生じた最大せん断応力比との差は小さい。このことを詳細に検討したものが、図-16(a)、(b)である。ただし、図-16(a)、(b)中で同一記号のプロットが4点ある理由は、4種類の地震入力に対して解析を行ったためである。埋立土中の最大せん断応力比はMa13層に生じた最大せん断応力比の値にほぼ一致している。Ma13層に生じる最大せん断応力比は、Ma13層のせん断



(a) ポートアイランドA地点

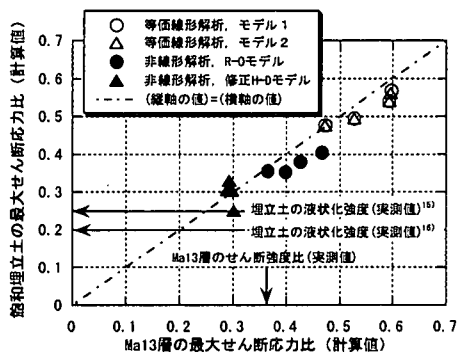


(b) 六甲アイランドE地点

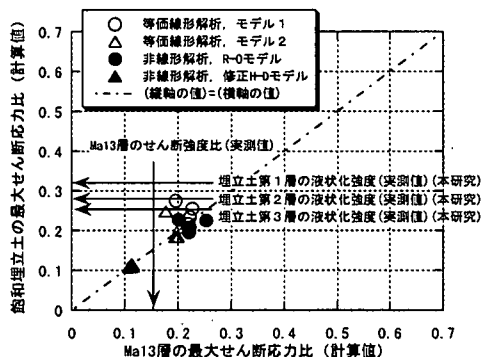
図-15 等価線形解析により得られた最大せん断応力比 L_{max} の分布 (凡例は表-3を参照)

強度比 τ_f/σ'_{v0} (τ_f : せん断強度, σ'_{v0} : 鉛直有効土かぶり圧) を越えることはあり得ないが、図-16によれば、R-0モデルを用いた場合や等価線形解析の場合には、Ma13のせん断強度比を越える最大せん断応力比がMa13層中に発生し、埋立土中に発生する最大せん断応力比を過大評価する可能性があることがわかる。従って、修正H-Dモデルによる計算結果が最も信頼できると言える。

図-14(b)においては、G.L.-120m付近で応力比が大きく変化している。図-12(b)によればこの位置は第2洪積砂礫層内である。更に深度が浅くなると、Ma13層の個所で応力比が低下し、Ma13層より浅い層のせん断応力比の変化は小さい。これは、Ma13層より深部の地盤の応力比が、Ma13層のせん断強度比より大きくても、Ma13層においてMa13層のせん断強度比まで低下すること、また前述したように飽和埋立土中の最大せん断応力比の深度方向変化は小さいことを考えるとMa13層より浅



(a) ポートアイランドA 地点

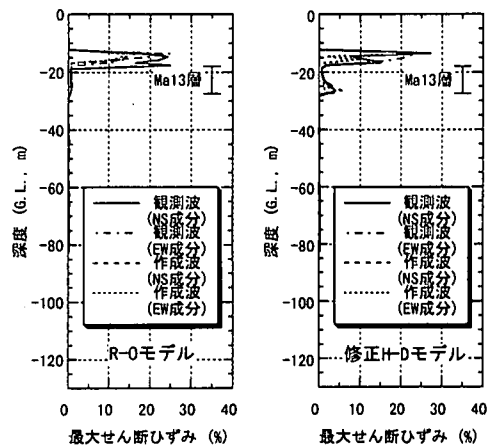


(b) 六甲アイランドE 地点

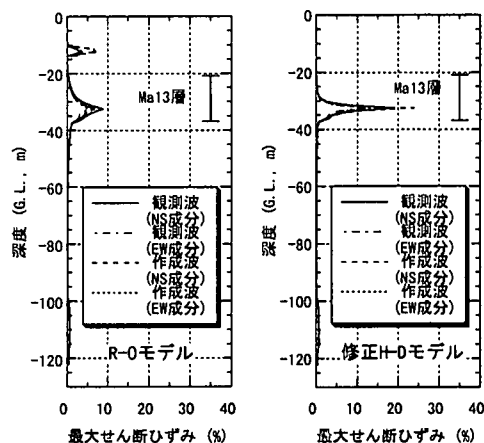
図-16 Ma13 層で生じる最大せん断応力比と飽和埋立土層で生じる最大せん断応力比の関係

い埋立層のせん断応力比が Ma13 層のせん断強度比と大きく異なるからである。このことから、G.L. -120 m 付近における応力比の変化は Ma13 層より深い層の応力比に影響を及ぼしているが、Ma13 層より浅い層の応力比に及ぼす影響は小さいと言える。

ところで、図-16(b)によれば、飽和埋立土層中で発生する最大せん断応力比の修正 H-D モデルによる計算値はいずれも前述した G 地点の液化化強度 (0.25 ~ 0.32) よりも小さいだけでなく、前述した非改良まき土の液化化強度 (0.20 または 0.25) より小さい。E 地点飽和埋立土の N_1 の平均値は 20 程度である¹⁴⁾。この値は前述した G 地点試料採取位置の N_1 値 (18~23) とほぼ同程度であり、同様に前述した非改良まき土採取位置の N_1 値 (8~17) より大きい。そこで、E 地点埋立土層の液化化強度は G 地点試料と同程度であると仮定すれば、E 地点では液化化が生じなかったと結論されるが、こ



(a) ポートアイランドA 地点

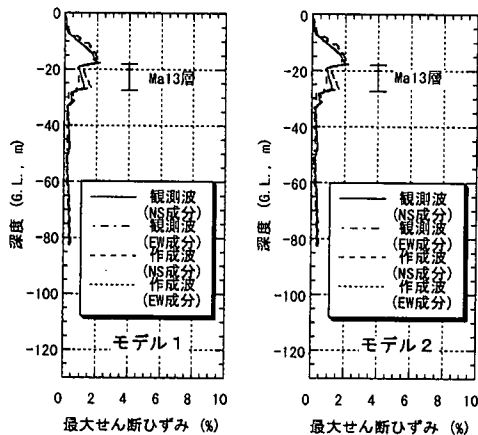


(b) 六甲アイランドE 地点

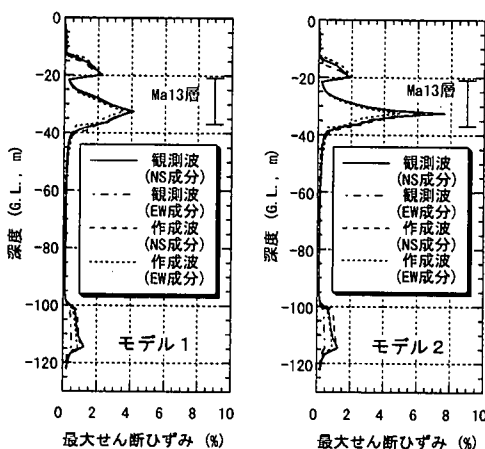
図-17 非線形解析により得られた最大せん断ひずみ分布

のことは、E 地点で噴砂が少なかった事実と整合している。それに対して図-16(a)によれば、修正 H-D モデルによる計算の結果得られた A 地点の飽和埋立土層中の最大せん断応力比はいずれの場合でも非改良まき土埋立土の液化化強度より大きく、A 地点で噴砂が多かった事実と整合している。

次に Ma13 中の最大せん断応力比と埋立土中の最大せん断応力比の平均値がほぼ一致する理由について考察する。図-17 に、A 地点ならびに E 地点に対する非線形解析の結果得られた最大せん断ひずみの深度分布を示す。また、図-18 には、等価線形解析の結果得られた最大せん断ひずみの深度分布を示す。E 地点に対する計算結果図-17(b)と図-18(b)では、深度方向に最大のせん断ひずみは、解析手法によらず Ma13 層で生じている。一方、A



(a) ポートアイランドA地点



(b) 六甲アイランドE地点

図-18 等価線形解析により得られた最大せん断ひずみ分布

地点に対する計算結果図-17(a)と図-18(a)では、深度方向に最大のせん断ひずみは、解析手法によらず埋立土層で生じているが Ma13 層でも埋立土層に次ぐ大きさのせん断ひずみが生じている。図-17(a)において埋立土層で大きなひずみを生じているのは埋立土層で液状化が生じているためである。埋立土層が液状化すれば埋立土層の加速度が低下するため、埋立土層の最大加速度は、埋立土層が液状化する以前に生じているものと思われる。埋立土層の加速度が最大の時に埋立土層から Ma13 層へ作用する応力も最大となるとと思われるので、Ma13 層の最大応力比ならびに最大せん断ひずみが生じるのは、液状化が生じる以前であると思われる。従って、Ma13 層に最大せん断応力比が生じた時点における埋立層のせん断ひずみは図-17(a)に示す最大せん断ひずみよりも小さいものと思われる。

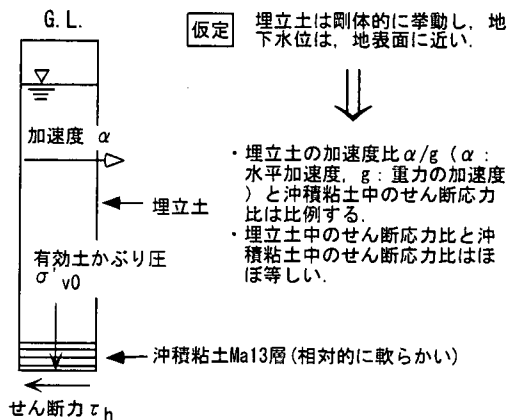


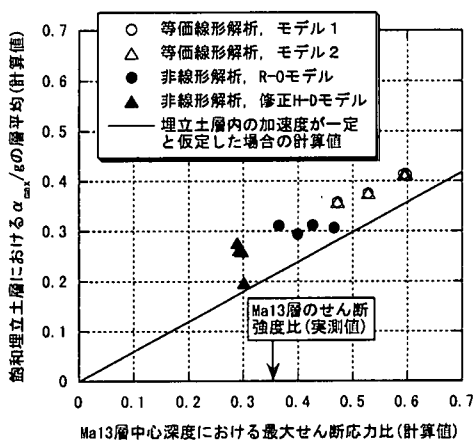
図-19 埋立土中および Ma13 層中のせん断応力比の関係に関する考察

そこで Ma13 層のせん断応力比が最大となる時点では、Ma13 層にひずみが集中し、Ma13 層よりも浅い位置にある埋立層は、あまり変形しないと仮定する。この仮定を説明したものが図-19 である。図-19 に示すように仮定すれば、Ma13 層より浅い地盤の最大加速度は Ma13 層に発生する最大せん断応力比に比例する。また、埋立土中に発生する最大せん断応力比は、Ma13 中の最大せん断応力比に近い。図-19 に示した仮定の妥当性を検討するため、ポートアイランドA地点と六甲アイランドE地点の埋立て土中の最大加速度と Ma13 中の最大せん断応力比の関係を示したものが図-20(a), (b) である。

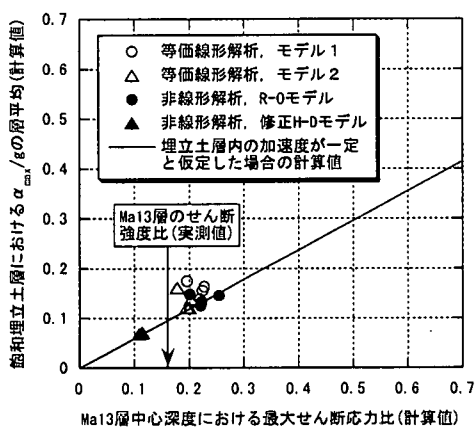
図-20(a), (b) 中には、図-19 に示した仮定に基づく計算値を実線で示してあるが、それらは実測値の傾向を良く表している。このことは、図-19 に示した仮定によって、Ma13 層ならびに埋立土層の地震応答特性が表現できることを意味している。

c) 飽和埋立土における最大せん断応力比の評価

図-16(a), (b) を詳細に見ると、Ma13 層の応力・ひずみモデルとして修正 H-D モデルを用いた場合には、Ma13 層に発生する最大せん断応力比は Ma13 層のせん断強度比を上回っていない。つまり、修正 H-D モデルでは Ma13 層のせん断強度をせん断応力の上限值として設定したため、地震応答解析の結果算出される地盤内のせん断応力がこの上限値を越えることはない。更に詳細にみると、修正 H-D モデルによる計算結果の場合、飽和埋立土の最大せん断応力比 L_{max} は、Ma13 層のせん断強度比 τ_f/σ'_{v0} よりも小さく、次式が成り立つ。



(a) ポートアイランドA地点



(b) 六甲アイランドE地点

図-20 沖積粘土層 Ma13 で生じる最大せん断応力比と埋立土層の平均最大加速度の関係

$$L_{\max} = 0.85 \times \left(\frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2)$$

次章における議論では、式(2)により A, B, C, D, E, F 地点の飽和埋立土における最大せん断応力比を評価することにする。

4. 砂礫地盤の貫入抵抗値、地震時最大せん断応力比と液状化発生の有無の関係

本章では、砂礫地盤の液状化発生の有無と地盤

の強さと地震時による地震動の大きさの関係を検討するため、横軸に換算 N 値 N_L 、縦軸に地盤に生じた最大せん断応力比 $L_{\max}$ の大きさをとって、各事例に対応する点をプロットし、砂礫地盤における液状化発生条件を検討する。こうした検討は従来より実施されていたが、本論文における下記の事例のうち、A, B, C, D, E, F, H, I 地点では地震応答解析に基づく式(2)を用いたり、対象地点の近傍で観測された地表面最大加速度を用いるなどして $L_{\max}$ の値を従来よりも正確に評価した。このことが本論文における検討の特長である。

(1) 1995 年兵庫県南部地震

a) A, B, C, D, E, F 地点

図-9 に示した A, B, C, D, E, F 地点の地下水位以下の埋立土層を対象として、平均的な換算 N 値 N_L と式(2)より推定した最大せん断応力比 $L_{\max}$ (表-4 参照) の関係を示したものが図-21 (a) の○または●記号である。F 地点の Ma13 層のせん断強度は A 地点のものと等しいと仮定した。また、F 地点の埋立土層の平均 N 値は文献 24) を参考にして求めた。ちなみに、A, B, C, E 地点では地盤改良が行われていないが、D 地点、F 地点ではそれぞれサンドドレーン工法、ロッドコンパクション工法による地盤改良が施されている。

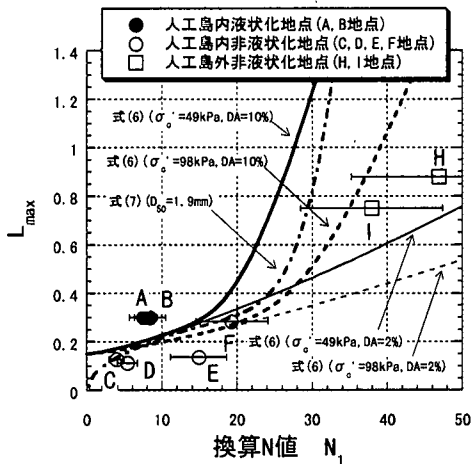
図-22 に砂礫の N 値と N_L 値の関係を示す²⁵⁾。N 値と N_L 値の関係は、砂礫に対する実験式である次式(3)²⁶⁾で表される関係のまわりにバラツいている。

$$N = 2N_L \quad (3)$$

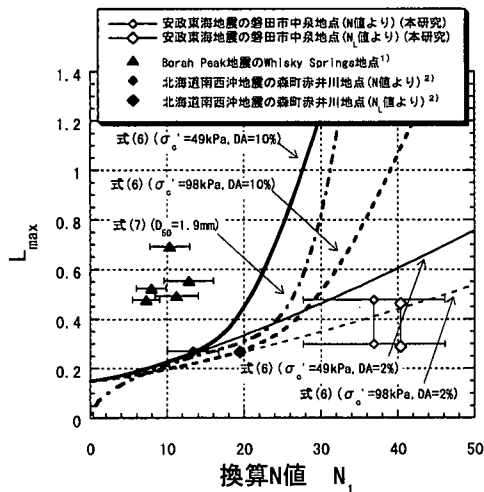
田中ら^{27), 28)}は、凍結サンプリングした砂礫の繰返し非排水強度と N 値および N_L 値の関係を調べ、 N_L 値を用いた方がバラツキが小さくなることを示した。このことから、図-22 中のデータのバラツキの原因が全て N 値にあり、±25%の範囲で N 値がバラツキと仮定して、図-21 中のデータのうち、 N_L 値を、 N_L 値からの換算ではなく、実測で求めたものに関しては、バラツキの範囲を示す記号を付した。

b) H, I 地点

兵庫県南部地震においては、ポートアイランド、六甲アイランド以外の沖積または埋戻し礫地盤においても液状化が生じている可能性がある。兵庫県の地盤柱状図²⁹⁾の中から地下水位の高い砂礫地盤(地下水位が G. L. -5m 以浅にあり、地下水面



(a) 兵庫県南部地震



(b) 兵庫県南部地震以外の地震

図-21 L_{max} と換算貫入抵抗値の関係

表-4 図-21 における L_{max} ならびに N_1 の計算方法

1995年兵庫県南部地震における人工島外のH地点、I地点	□	$(\alpha_{max}/g) * (\sigma_v/\sigma'_v) * (1-0.015*5)$	$\alpha_{max}=775\text{gal}$ (摂津山駅地震記録)	N値を式(1)にて換算
1993年北海道沖地震における森町赤井川地点	▼	$(\alpha_{max}/g) * (\sigma_v/\sigma'_v) * (1-0.015*2)$ の深度方向平均	$\alpha_{max}=183\text{gal}$ (森町赤井川地点における地震記録)	N値を式(1)にて換算または N_{L1} 値を式(5)、(9)にて換算
1954年安政東海地震における磐田市中央地点	◇	$(\alpha_{max}/g) * (\sigma_v/\sigma'_v) * (1-0.015*2)$ の深度方向平均	(深度VI, $\alpha_{max}=250\text{gal}$ (上限値) ~ 400gal (下限値))	N値を式(1)にて換算または N_{L1} 値を式(5)、(9)にて換算
1983年Borah Peak地震におけるWhisky Springs地点	▲	$(\tau_{ave}/\sigma'_v) / 0.65$	グラフより読みとった N_{L1} 値を0.8倍する(貫入エネルギーの補正)ことを0.65で除した。	グラフより読みとった N_{L1} 値を0.8倍する(貫入エネルギーの補正)ことを0.65で除した。

より 5m の深さまでに砂層が存在せず、8 割以上が砂礫)である地点を選び出し、更にその地点の中か

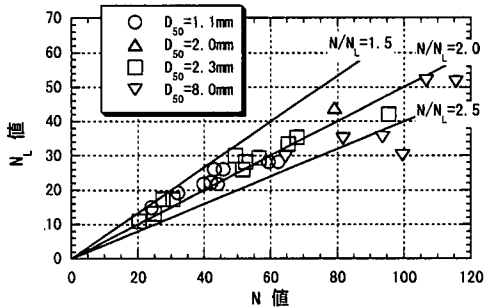


図-22 様々な粒径の砂層、砂礫層の N 値と N_{L1} 値の関係 (文献 25 より引用・加筆)

ら地表面加速度記録が近傍で得られており、地表面最大加速度 α_{max} の値の信頼性が高い H 地点と I 地点 (図-8 参照) を選び出し、図-21 (a) 中にプロットした。尚、H 地点ならびに I 地点の周辺には噴砂がほとんど生じていなかった³⁰⁾。

(2) 砂礫地盤の貫入抵抗値と繰返し非排水強度との関係に関する既往の提案式との比較

砂礫の非排水繰返し強度の評価式として、次式が既に提案されている^{27), 28)}。

$$R_s (N_c = 20, DA = 2\%) = 0.15 + 0.0059 \left\{ N_{L1} \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{P_i} \right)^{-0.5} \right\}^{1.3} \quad (4)$$

ここで、 $R_s (N_c = 20, DA = 2\%)$: 繰返し回数 $N_c = 20$ 回で軸ひずみ両振幅 DA が 2% 生じる時のせん断応力比、 σ'_c : 有効拘束圧 (kPa)

ところで、砂礫地盤に対しては実験式として次式が成り立つと報告されている²⁶⁾。

$$N_1 = 2N_{L1} \quad (5)$$

更に、式 (5) を式 (4) に代入すると次式が得られる。

$$R_s (N_c = 20, DA = 2\%) = 0.15 + 0.0059 \left\{ \frac{N_1}{2} \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{P_i} \right)^{-0.5} \right\}^{1.3} \quad (6)$$

一方、道路橋示方書では、礫地盤の液状化の判定ラインとして次式を提案している³¹⁾。

$$R_L = 0.0882 \cdot \sqrt{\frac{N_s}{1.7}} \quad (N_s < 14) \quad (7a)$$

$$R_L = 0.0882 \cdot \sqrt{\frac{N_s}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_s - 14)^{4.5} \quad (N_s \geq 14) \quad (7b)$$

ここで、

$$N_s = \left\{ 1 - 0.36 \cdot \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right\} \cdot N_1 \quad (8)$$

D_{50} : 平均粒径 (mm)

式 (6) による計算結果は有効拘束圧 σ'_c の値によって変化するが、 $\sigma'_c = 49, 98 \text{ kPa}$ の場合の計算結果を図-21(a)中のそれぞれ細い実線、細い点線で示す。六甲アイランドやポートアイランドの粒度分析結果を参考にして $D_{50} = 1.9 \text{ mm}$ と仮定し、式 (7a), (7b) を計算した結果が図-21(a)中に太い一点鎖線で示されている。

換算 N 値 N_1 の値が 5 ~ 20 では式 (6) と式 (7) による計算結果の差が少ないが、 N_1 の値が 20 以上の場合は式 (6) と式 (7) による計算結果の差が大きい。これは、式 (7) における非排水繰返し強度が繰返し回数 20 回、軸ひずみ両振幅 5% で定義されているのに対して、式 (6) における非排水繰返し強度が繰返し回数 20 回、軸ひずみ両振幅 2% という比較的小さなひずみで定義されているためである。ところが、砂礫試料の繰返しせん断後の体積収縮はせん断ひずみの大きさと相対密度が同一の場合には、砂よりも小さい^{27), 32)}ことが知られている。体積収縮は、地表面への噴砂の量に密接に関係していると思われる。そこで、地表面の噴砂の状況の差を論じるにはもっと大きなひずみで定義した繰返し非排水強度を用いるのが適切であると判断し、 $R_s(N_c=20, DA=2\%)$ から $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ を算出して用いた。その算出方法については付録を参照されたい。 $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ と換算 N 値 N_1 の関係も有効拘束圧 σ'_c の値によって変化するが、 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}, 98 \text{ kPa}$ の場合の計算結果を図-21(a)中のそれぞれ太い実線、太い点線で示す。

(3) 考察

a) 1995 年兵庫県南部地震における地震後の状況との対応

図-21(a)に示すように 1995 年兵庫県南部地震に

おける人工島 F 地点を除く、A, B, C, D, E 地点における液状化の状況は、式 (6) と式 (7) によってうまく説明できている。人工島 F 地点のデータは、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ とした式 (6) の計算結果よりも下にプロットされているが、式 (7) による計算結果とほぼ一致している。F 地点は、前述したようにロードコンパクション工法により地盤改良されているため、液状化による被害が軽微であったが、地盤は改良域でも 30 cm ほど沈下しており²⁴⁾、液状化に至らないまでも繰返しせん断により地盤内の過剰間隙水圧はある程度上昇したものである。図-21(a)に示す F 地点のデータはこうした現地状況とも整合していると思われる。

一方、H 地点ならびに I 地点とも式 (7) による計算結果ならびに式 (6) に基づく $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ による計算結果よりも下側にプロットされており、両地点で噴砂がなかった事実と整合している。ただし、図-21(a)中の口記号には、横軸の値のバラツキを表す記号が付されているが、H 地点ならびに I 地点の場合、式 (6) に基づく $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ による計算結果を表す曲線の傾きが比較的大きいので、上述した結論は横軸の値のバラツキを考慮しても成り立っているとは言い切れない。

以上により、換算 N 値 N_1 の値が 5 ~ 20 の範囲では式 (6) と式 (7) により液状化を判定した結果は、ほぼ実際の地盤の挙動と整合していると言える。また、プロットしたデータより、 N_1 値が大きくなるほど液状化が生じにくくなる傾向が読み取れる。図-21(a)中には、横軸の値のバラツキを表す記号が付されているが、換算 N 値 N_1 の値が 5 ~ 20 の範囲では式 (6) ならびに式 (7) による計算結果を表す曲線の傾きが比較的小さいので、上述した結論は横軸の値のバラツキを考慮してもほぼ成り立っていると言える。

b) L_{max} の評価がやや不正確と思われる事例に対する検討

以下に記述する 3 つの事例では、地盤調査地点からかなり離れた地点における地表面最大加速度から L_{max} を算定したり、マグニチュード、断層からの距離、震度などから推定した地表面最大加速度を用いて L_{max} を算定するなど、前述した A, B, C, D, E, F, H, I 地点の場合よりも L_{max} の算定が不正確であるが、参考のために L_{max} と N_1 の関係を示す。

1854 年安政東海地震における磐田市中泉地点では、図-4において、地下水位下の標高 +1m ~ -2m 付近に存在する、貫入抵抗値が周囲に比べてやや小さい礫層を対象として、換算 N 値 N_1 と最大せん

断応力比 L_{max} の関係を求めたものが図-21(b)の◇記号である。換算 N 値 N_L に関しては、実測 N 値から式 (1) により計算したものと下記の式 (9) により、まず換算 N_L 値 N_{L1} 値を計算し、更に式 (5) より換算 N 値 N_L を算出したものを図-21(b)中に示している。

$$N_{L1} = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}/P_1} \cdot N_L \quad (9)$$

最大せん断応力比 L_{max} については、表-4 に計算方法を示してある。1854 年安政東海地震における磐田市中泉地点の震度は VI である⁶⁾ので、地表面加速度の最大値 $\alpha_{max} = 250 \sim 400 \text{ gal}$ と仮定した³³⁾。

磐田市中泉地点の検討対象層の有効土かぶり圧が $49 \sim 98 \text{ kPa}$ であるので、式 (4) において有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$, 98 kPa の場合の計算結果 (図-21(b)中でそれぞれ細い実線、細い点線)と実測結果 (図-21(b)中で◇記号)を比較する。

図-21(b)によれば、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ とした式 (6) による計算結果 (図-21(b)中の細い実線)よりも下にプロットされているが、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ とした式 (6) による計算結果 (細い点線)とはほぼ一致している。前述したように、磐田市中泉地点では自然堆積した砂礫層が液状化した痕跡は全く見いだせ無かったので、少なくとも地表面に噴砂を生じるような激しい液状化は生じなかったものと思われる。このことは、図-21(b)中に示す実測結果と計算結果との比較結果と整合している。

1993 年北海道南西沖地震の際、森町赤井川地点において岩屑なだれ堆積物が液状化した²⁾。地下水位下にある液状化したと思われる礫層の換算 N 値 N_L と最大せん断応力比 L_{max} の関係を図-21(b)中に◆の記号で示す。換算 N 値 N_L に関しては、実測 N 値から式 (1) により計算したものと式 (5) と式 (9) より N_L 値から算出したものを示している。ただし、 N 値ならびに N_L 値に関しては、礫粒子の存在により明らかに貫入抵抗値が過大に評価されているものはデータから除いた。 L_{max} は、地盤調査地点から約 15 km 北に離れた地点における地表面最大加速度から算定した。

1993 年北海道南西沖地震における森町赤井川地点のデータのうち標準貫入試験による実測 N 値によるデータ (図-21(b)中で小さい◆記号)は、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$, 98 kPa とした式 (6) の計算結果ならびに式 (7) による計算結果よりも上にプ

ロットされており、液状化を生じた事実と整合している。それに対して、大型貫入試験による N_{L1} 値から換算した N_L を用いたデータ (図-21(b)中で大きい◆記号)は、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ とした式 (6) の計算結果とほぼ一致しているが、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ とした式 (6) の計算結果や式 (7) による計算結果よりもやや下にプロットされており液状化を生じた事実と必ずしも一致していない。この原因としては、地盤調査地点の L_{max} の推定精度が低いこと、森町赤井川地点の場合、式 (5) による換算が必ずしもうまくいっていないこと、式 (4) により評価した液状化強度が凍結サンプリング試料に対する試験結果よりも若干大きい²⁾ことが挙げられる。

1983 年 Borah Peak 地震の際、Thousand Springs Valley 地点においては、砂礫が液状化したことが報告されている¹⁾。液状化した砂礫に関する換算 N 値 N_L と最大せん断応力比 L_{max} を表-4 に示す方法で算定し図-21(b)中に▲の記号でプロットした。ただし、 L_{max} は、地震のマグニチュードと震源断層からの距離を用いた加速度減衰曲線から推定した地表面最大加速度から算定している¹⁾。図-21(b)より 1983 年 Borah Peak 地震における Thousand Springs Valley 地点における液状化の状況は、式 (6) と式 (7) によってうまく説明できていることがわかる。

5. 結論

静岡県磐田市教育委員会が実施した中泉御殿跡の発掘調査において、洪積台地にある旧礫の中から 1854 年安政東海地震によると思われる砂礫の噴砂跡が発見された。そこで、本研究では液状化した砂礫層を特定するため、噴砂跡を中心にトレンチ調査を含む地盤調査を実施した。その結果、

- (1) 砂礫層の堆積状況の観察結果 (腐り礫が存在することなど) などより、自然堆積した砂礫層は液状化していない可能性が高いことがわかった。
- (2) 液状化した砂礫層は、自然堆積した砂礫層が旧礫を掘削した際にのり面より崩れて崖錐状に堆積したものか、掘削時にゆるんだものである可能性が高いと考えられた。従って、従来より自然堆積した洪積砂礫地盤が地震時に液状化した事例は報告されていなかったが、本事例においても液状化した砂礫は自然堆積したものではない可能性が高いことが判明した。

以上により、液状化する可能性がある砂礫地盤は、従来通り、埋戻し砂礫地盤または沖積砂礫地盤であると判断して、これらの地盤における貫入抵抗値と地盤中に地震時に発生するせん断応力比の関係求めた。

1995 年兵庫県南部地震における人工島の A, B, C, D, E, F, H, I 地点の砂礫地盤の貫入抵抗値、地震時最大せん断応力比と液状化発生の有無の関係を調べた。地震応答解析結果で得られた結果や近傍の地表面加速度記録から、飽和砂礫地盤中のせん断応力比を正確に評価したと考えられる A, B, C, D, E, F 地点や H, I 地点において、砂礫地盤に生じた最大せん断応力比と砂礫地盤の貫入抵抗値の関係を求め、液状化発生条件を調べた。その結果、

- (1) 最大せん断応力比が大きいほど、また貫入抵抗値が小さいほど、液状化が発生しやすいことがわかった。
- (2) ゆるい砂礫地盤の液状化・非液状化の境界は、従来から提案されている砂礫地盤の液状化強度評価式による計算結果とほぼ一致していることが明らかになった。

謝辞：磐田市中泉地点における地盤調査では、國生剛治氏（中央大学教授）、寒川旭氏（通産省工業技術院地質調査所）、木村弘之氏（磐田市教育委員会文化財課）、河合励氏（磐田市建設部都市整備課）に御指導、御便宜賜った。

六甲アイランドにおける地盤調査ならびに人工島を対象とした地震応答解析は電力 9 社と日本原子力発電（株）による電力共通研究の一部として実施したものである。また、六甲アイランドの一部のデジタルデータは、萩野芳章氏（不動建設（株））から提供されたものである。

磐田市中泉地点における地盤調査ならびに六甲アイランドにおける地盤調査の実施では、基礎地盤コンサルタンツ（株）の方々に御助力賜った。また、六甲アイランドからの凍結サンプリング試料の室内試験にあたっては、瀬尾和義氏（（株）シー・アール・エス）の御助力賜った。

末筆ではあるが、以上の方々に感謝の意を表する次第である。

付録 $R_s(N_c=20, DA=2\%)$ から、 $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ を算出する方法

國生ら³⁴⁾が提案し、Tokimatsu and Yoshimi³⁵⁾が

用いている砂の繰返し三軸試験に関する次式を用いている。

$$R_s(N_c = 20, DA = DA\%) = 0.35 \cdot \left\{ \frac{D_r}{100} + \left(\frac{D_r}{10 - 3.6 \cdot \log_{10} DA} \right)^{14} \right\} \quad (10)$$

砂礫に対しても式(10)が成立するとして、以下の手順で $R_s(N_c=20, DA=2\%)$ から、 $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ を算出する。

- 1) 次式を解いて、 D_r^* を求める。

$$R_s(N_c = 20, DA = 2\%) = 0.35 \cdot \left\{ \frac{D_r^*}{100} + \left(\frac{D_r^*}{10 - 3.6 \cdot \log_{10} 2} \right)^{14} \right\} \quad (11)$$

- 2) 式(11)で求めた D_r^* を用いて、次式により $R_s(N_c=20, DA=10\%)$ を求める。

$$R_s(N_c = 20, DA = 10\%) = 0.35 \cdot \left\{ \frac{D_r^*}{100} + \left(\frac{D_r^*}{10 - 3.6 \cdot \log_{10} 10} \right)^{14} \right\} \quad (12)$$

参考文献

- 1) Andrus, R. D. and Youd, T. L. : Subsurface investigation of a liquefaction induced lateral spread Thousand Springs Valley, Idaho, Miscellaneous paper GL-87-8, Geotechnical Laboratory, US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1987.
- 2) 田中幸久、國生剛治、岡本敏郎、楠建一郎、河井正、鈴木浩一、工藤康二、片岡哲之、遠田晋次、阿部信太郎、本荘静光：1993 年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明（その 1）、一 地盤調査・試験と液状化判定 一、電力中央研究所研究報告 U94007, 1994.
- 3) 寒川旭：地震考古学、遺跡が語る地震の歴史、中公新書, 1992.
- 4) 静岡県磐田市教育委員会：御殿・二之宮遺跡、第 8 次発掘調査のあらまし, 1994.
- 5) 工業技術院地質調査所：見付、地質調査所 5 万分の 1 地形図, 1957.
- 6) 宇佐美龍夫・大和探査技術（株）：わが国の歴史地震の震度分布・等震度線図、（社）日本電気協会, 1994.

- 7) 地盤工学会：地盤調査法，1995.
- 8) 日本の地質『中部地方 I』編集委員会編：中部地方 I，日本の地質 4，共立出版（株），p.175，1988.
- 9) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，共通編 2，p.334，丸善（株），1998.
- 10) 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，1995.
- 11) （社）地盤工学会・阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），1996.
- 12) 加倉井正昭，青木雅路，平井芳雄，俣野博：埋立人工島における直接基礎の挙動，土と基礎，Vol.44，No.2，Ser.No.457，pp.64-66，1996.
- 13) 寺田邦雄：兵庫県南部地震による人工島の液状化に関する一考察，第31回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1223-1224，1996.
- 14) Ohta, H., Iizuka, A., Hagino, Y., Udaka, T. and Denuma, Y. : Seismic Deamplifying Effect of Soft Clay Layers, Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.859-862, 1997.
- 15) 善功企，山崎浩之，南兼一郎，中島由貴：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，（その4）埋立て地盤の特性，港湾技研資料 No.813，1995.
- 16) Hatanaka, M., Uchida, A. And Ohara, J. : Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol.37, No.3, pp.107-115, 1997.
- 17) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会（1997）：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，丸善（株），pp.32-34.
- 18) 末広国基：神戸港における洪積粘土（Ma12）の地質学的及び土質工学的特性に関する基礎的研究，神戸大学自然科学研究科博士論文，pp.31-32，1988.
- 19) 田中幸久，金谷守，幡谷竜太，佐藤清隆，河井正，工藤康二：事例調査に基づく砂礫地盤の液状化発生条件の検討，電力中央研究所研究報告 U98053，1999.
- 20) 金谷守，西好一，当麻純一，大波正行：有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証，土木学会論文集，No.505/III-505，pp.49-58，1994.
- 21) 龍岡文夫：3.4 土の動的変形特性の履歴モデル化，土木学会編 新体系土木工学，18 土の力学(III)，一圧密・せん断・動的解析一，pp.242-256，1981.
- 22) 田中幸久，工藤康二，國生剛治，加藤宗明，加藤朝郎，長崎清：砂礫材料の動的変形特性について，第20回土質工学研究発表会発表講演集，pp.599-602，1985.
- 23) 兵庫県南部地震検討グループ：1995年兵庫県南部地震における断層，地震動，被害に関する調査研究，電力中央研究所総合報告 U29，1996.
- 24) 阪神淡路大震災地盤調査研究会：阪神淡路大震災・地盤調査研究会，平成9年度報告書，1998.
- 25) Tokimatsu, K. : Penetration tests for dynamic problems, Proc. of the First International Symposium on Penetration Testing, Vol.1, pp.117-136, 1988.
- 26) 吉田保夫，國生剛治：砂礫地盤への貫入試験の適用法の提案，電力中央研究所研究報告 U87080，1988.
- 27) 田中幸久，工藤康二，吉田保夫，國生剛治：砂礫地盤の地震時の強度と沈下量の簡易評価法，電力中央研究所研究報告 U90063，1991.
- 28) Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y. and Kokusho, T. : Undrained cyclic strength of gravelly soil and its evaluation by penetration resistance and shear strength, Soils and Foundations, Vol.32, No.4, pp.128-142, 1992.
- 29) 神戸市：神戸の地盤，1980.
- 30) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K. : The 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, 1995.
- 31) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996.
- 32) Tanaka, Y., Kokusho, T., Tohma, J. and Kudo, K. : Settlement evaluation of gravel and sand due to earthquake, Proc. of XIII the ICSMFE, Vol.3, pp.1025-1028, 1994.
- 33) 例えば，勝又護：地震，発生のしくみ，光風社出版，1981.
- 34) 國生剛治，嶋田光明，加藤進：密な砂の非排水繰返しせん断特性，第16回土質工学研究発表会発表講演集，pp.609-612，1981.
- 35) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.

（1999. 8. 15 受付）

EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF GRAVELLY SOIL LAYER BASED ON FIELD PERFORMANCE DATA

Yukihisa TANAKA, Mamoru KANATANI, Ryuta HATAYA, Kiyotaka SATO,
Tadashi KAWAI and Koji KUDO

In general, gravelly soil layers are considered to be less susceptible to liquefy during earthquakes than sandy soil layers. However, traces of liquefaction that occurred in gravelly soil layers are discovered recently.

In this paper, firstly, detailed site investigation was conducted at the site where a diluvial gravelly soil layer might have liquefied during a strong earthquake. As a result, no evidence showing that the gravelly soil layer at the site had liquefied was found. Secondly, relationships between maximum shear stress ratios during earthquakes and penetration resistance were investigated for both liquefied sites and nonliquefied sites. It was revealed that the boundary between liquefied sites and nonliquefied sites could be approximated by existing equations.