

港湾技研資料

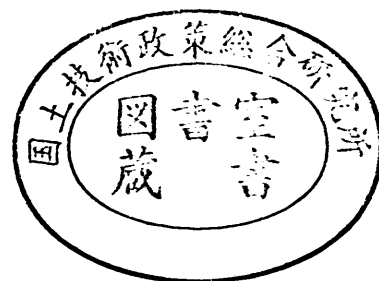
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 914 Sept. 1998

粒度・N値法による液状化の予測・判定に関する考察

山 崎 浩 之
善 功 企
小 池 二 三 勝

運輸省港湾技術研究所



目次

| | |
|------------------------------|----|
| 要旨 | 3 |
| 1. まえがき | 4 |
| 2. 従来の粒度・N値法による液状化の予測・判定法 | 4 |
| 2.1 粒度による判定 | 4 |
| 2.2 等価N値，等価加速度による液状化の予測・判定 | 5 |
| 3. 液状化・非液状化事例 | 7 |
| 3.1 北海道南西沖地震 | 7 |
| 3.2 兵庫県南部地震 | 10 |
| 4. 細粒分を多く含む砂，れき分を多く含む砂に対する検討 | 16 |
| 4.1 細粒分を多く含む砂 | 16 |
| 4.2 れき分を多く含む砂 | 19 |
| 5. 巨大地震動に対する検討 | 23 |
| 5.1 兵庫県南部地震での事例解析 | 23 |
| 5.2 他の研究との比較検討 | 24 |
| 6. 液状化予測・判定法の改訂案 | 25 |
| 6.1 粒度による判定 | 25 |
| 6.2 等価N値，等価加速度による液状化の予測・判定 | 26 |
| 7. 結論 | 28 |
| 8. あとがき | 29 |
| 参考文献 | 29 |
| 付録 | 30 |

Study of the Liquefaction Prediction Based on the Grain Distribution and the SPT N-value

Hiroyuki YAMAZAKI*

Kouki ZEN**

Fumikatsu KOIKE***

Synopsis

The liquefaction prediction method based on the grain size distribution curves and the SPT N-value is studied on the applicability for three items; (1)silty sands, (2)gravelly sands and (3)big earthquake motions. The study is performed using the data from the liquefaction or non-liquefaction sites during both the 1993 Hokkaido Nansei-oki Earthquake and the 1995 Hyougoken Nanbu Earthquake as well as laboratory data by cyclic triaxial tests. The study shows that the prediction method does not have sufficient accuracy for the three items, and the method is revised to raise the accuracy. The following results were obtained.

(1)There is a possibility that the critical N-value for the silty sands may not give a conservative side against liquefaction.

(2)The correction method of the SPT N-value for the silty sands is proposed using its plasticity index.

(3)There is a possibility that the critical N-value for the gravelly sands may not give a conservative side against liquefaction .

(4)The index to judge whether the gravelly sands have a possibility to liquefy or not is presented using a permeability coefficient.

(5)The critical equivalent N-value is 25 for the big earthquake motion with a equivalent acceleration of about 500 Gal.

(6)The existing liquefaction prediction method is revised based on the results mentioned in (1) to (5).

Key Words: Liquefaction, Grain size, SPT N-value, Cyclic triaxial test

* Chief of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Director of Geotechnical Engineering Division

***Member of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

1-1-3, Nagase, Yokosuka, 239-0826, JAPAN

Tel.:0468-44-5022, Fax.:0468-44-0618, E-mail: yamazaki@phri.go.jp

粒度・N 値法による液状化の予測・判定に関する考察

山 崎 浩 之*
善 功 企**
小 池 二三勝***

要旨

本報告では、粒度と N 値による液状化の予測・判定法（粒度・N 値法とよぶ）について以下のような見直しを行っている。細粒分を多く含む砂に対する適用性、れき分を多く含む砂に対する適用性、巨大地震動に対する適用性の 3 点に関する考察を、1993 年北海道南西沖地震、1995 年兵庫県南部地震での液状化・非液状化事例を用いて行った。事例解析から、いずれも危険側の予測・判定結果となる場合があることが判明した。また、事例解析および乱さない試料を用いた繰返し三軸試験結果等を利用して、粒度・N 値法の修正を行った。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 粒度分布が Bf に含まれる砂に適用される限界 N 値は危険側の判定を下す可能性がある。
- (2) 塑性指数が得られる砂に対しての N 値の補正法を塑性指数を用いて提案した。
- (3) 粒度分布が Bc に含まれる砂に適用される限界 N 値は危険側の判定を下す可能性がある。
- (4) れき分を多く含む砂が、「液状化する可能性がある」とされる粒径範囲をまたぐ場合の判断の目安を透水係数で示した。
- (5) 等価加速度が 500Gal 程度の巨大地震動でも液状化しないと判断できる等価 N 値の最大値は 20 ではなく、25 である。
- (6) 上記(1)～(5)を取入れて、既往の粒度・N 値法を修正した。

キーワード：液状化，粒度，N 値，繰返し三軸試験

* 土質部動土質研究室長

** 土質部長

***土質部動土質研究室研究員

〒 239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1

Tel.:(0468)44-5022 Fax.:(0468)44-0618 E-mail:yamazaki@phri.go.jp

1. まえがき

港湾施設の設計における、地震時の液状化予測・判定は、粒度・N値法により行われ、必要に応じて繰返し三軸試験結果を利用した繰返し三軸法により行われる¹⁾。本研究では、この2つの内、粒度・N値法についてのみ取扱う。

粒度・N値法は、1970年に提案されたもので²⁾、1971年に港湾施設の設計法の一部として基準化され³⁾、その後1989年に改定されて現在に至っている。粒度・N値法は、過去の地震で液状化被災を受けた地盤の粒度分析結果、標準貫入試験でのN値、発生した外力（加速度、せん断応力）の推定値を基に開発されたもので、経験的な要素を多く含む方法である。

1989年の改定以降、1995年兵庫県南部地震⁴⁾、⁵⁾において巨大地震動下での液状化現象、および、まさ土というれき分を多く含む砂の液状化現象、また、1993年北海道南西沖地震⁶⁾においては函館港での細粒分を多く含む砂の液状化現象という、液状化に関する新たな事例が得られた。これらの事例に対して、1989年に改定された粒度・N値法（以降1989年版）が適用可能か、あるいは改定すべきかを念頭に本研究では考察を行う。考察のポイントとしたところは、上述したように2つの事例から得た3つの知見である。第1点は、1989年版は、地震動が等価加速度で200～300Gal程度のものを基にしていた⁷⁾が、1995年兵庫県南部地震では400～500Galの等価加速度が発生し液状化現象が生じた。このような大きな地震動に対しての粒度・N値法の適用性を検討す

る。第2点は、1989年版では、れき分を多く含む砂に対しては、液状化が発生する限界N値を、通常の砂よりも小さく設定しているが、れき分を多く含むまさ土が大規模に液状化した。このことにより、れき分を多く含む砂の限界N値に関して検討する。第3点は、1989年版では細粒分を特に多く含む砂の限界N値を、れき分を多く含む場合と同様に小さくしているが、1993年北海道南西沖地震でそのような土が比較的小さな等価加速度で液状化した。このことから、細粒分を特に多く含む砂の限界N値に関して検討する。

以上のような事例を用いて1989年版に対して考察を行い⁸⁾、さらに、最近の液状化に関する室内試験結果を用いた考察も行う。そして、1989年版の粒度・N値法の適用性に疑問が持たれる部分については、粒度・N値法による液状化の予測・判定法を修正することを目的として研究を進める。

2. 従来の粒度・N値法による液状化の予測・判定法

1989年改定版の粒度・N値法による液状化の予測・判定は以下の手順で行われる¹⁾。

2.1 粒度による判定

現地盤の土の粒度を調べ、図-1に示されるA、B₁、B₂のどの範囲にあるかを求める。対象土がA、B₁、B₂のどの範囲にも含まれない場合には液状化しない材料と判定する。

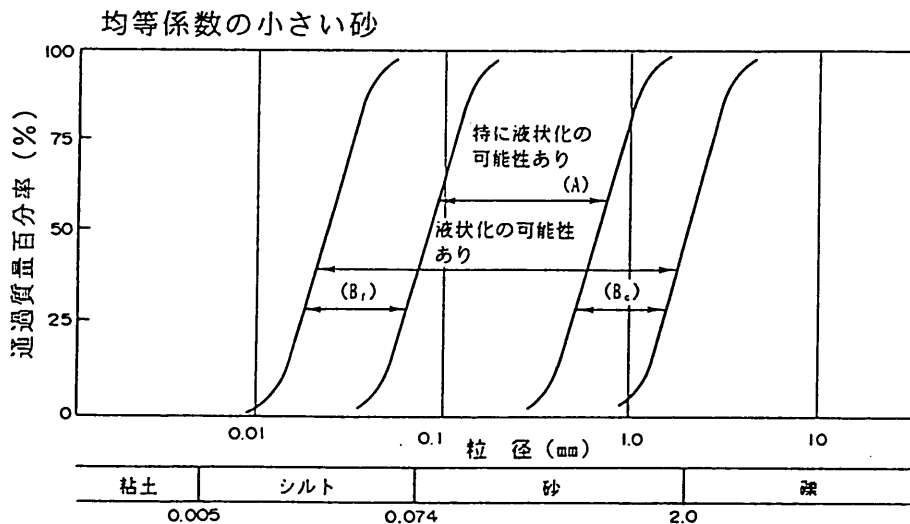


図-1(a) 液状化の可能性のある土の粒度(均等係数の小さい砂)

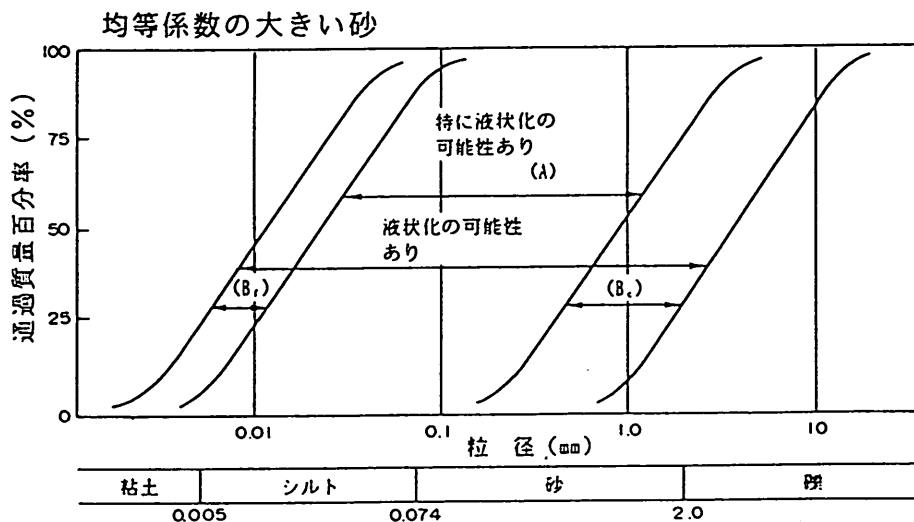


図-1(b) 液状化の可能性のある土の粒度(均等係数の大きい砂)

2.2等価N値, 等価加速度による液状化の予測・判定
対象土が図-1の A, B_r, B_r のいずれかの範囲に含まれた場合には以下の検討を行う。

(1) 等価N値

現地盤のN値から, 次式を用いて等価N値(N)_{0.66}を求める。

$$(N)_{0.66} = \{N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)\} / \{0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1\} \quad (1)$$

ここで, σ_v' は標準貫入試験を行った時点での有効上載圧 (kgf/cm²) である。図-2に標準貫入試験から得られたN値, 等価N値, 有効上載圧の関係を示す。なお, 図-1の範囲 B_r に含まれる土層については, 計測されたN値そのものを等価N値とする。

(2) 等価加速度

地震応答解析を行い, 得られた各深度の最大せん断応力 τ_{max} (kgf/cm²) から, 等価加速度 α_{eq} (Gal) を次式を用いて求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \cdot (\tau_{max} / \sigma_v') \cdot g \quad (2)$$

ここで, σ_v' は地震時の地盤高さから求めた有効上載圧 (kgf/cm²), g は重力加速度 (980Gal) である。

また, 井合・松永⁹⁾は, 液状化の予測を概略検討する場合のために, 地震応答計算を行わず, 以下に示す簡易な方法で地中の最大せん断応力 τ_{max} を算定する方法を提案している。

a) 地盤の一次固有振動数の算出

$$f = \{\sum (V_s \cdot h_i)\} / (4 \cdot H^2)$$

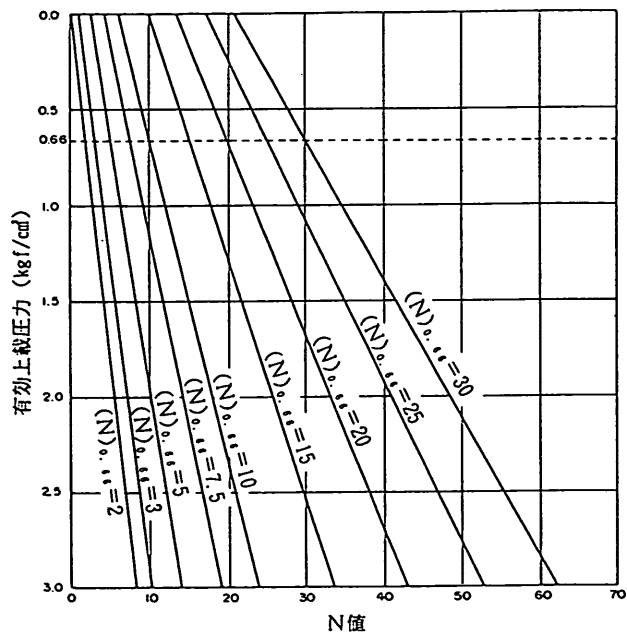


図-2 等価N値算定用チャート

f ; 地盤の固有振動数 (Hz)

V_s ; 第 i 層のせん断波速度 (m/s)

h_i ; 第 i 層の層厚 (m)

H ; 表層地盤の厚さ (m)

b) 地表最大加速度の推定

表-1より地表最大加速度 α_{max} を推定する。

c) 地中の最大せん断応力 τ_{max} は次式で与えられる。

$$\tau_{max} = \gamma_v(z) \cdot (\alpha_{eq} / g) \sigma_v'(z) \quad (3)$$

表-1 地表最大加速度の推定式

| S-252 NS Base | |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 基盤加速度 | 地表最大加速度: α_{max} |
| 200 Gal | $177 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.3$) 230 ($f > 1.3$) |
| 250 Gal | $200 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.5$) 300 ($f > 1.5$) |
| 300 Gal | $200 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.6$) 320 ($f > 1.6$) |
| S-1210 E41S | |
| 基盤加速度 | 地表最大加速度: α_{max} |
| 200 Gal | $190 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.0$) $27.5 \cdot f + 162.5$ ($1.0 < f \leq 5.0$) 300 ($f > 5.0$) |
| 250 Gal | $190 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.0$) $53.3 \cdot f + 136.7$ ($1.0 < f \leq 4.0$) 350 ($f > 4.0$) |
| 300 Gal | $190 \cdot f$ ($0.5 \leq f \leq 1.0$) $52.5 \cdot f + 137.5$ ($1.0 < f \leq 5.0$) 400 ($f > 5.0$) |

ここで、 z は地表からの深さである。 $\gamma_d(z)$ は低減率で下式で与えられる。

「S-252 NS Base」の場合

$$\gamma_d(z) = 1.0 - 0.019z \quad (z \leq 25m) \quad (4)$$

「S-1210 E41S」の場合

$$\gamma_d(z) = 1.0 - 0.026z \quad (z \leq 25m) \quad (5)$$

ここで、「S-252 NS Base」は、1968年十勝沖地震（マグニチュード 7.9）の際に八戸港で観測された地表での記録波形から逆算した基盤での波形である。「S-1210 E41S」は、1978年宮城県沖地震（マグニチュード 7.4）の際に大船渡港で観測された波形で、岩盤上で観測されたものである。したがって、式(3)から式(2)の等価加速度が算定できる。ただし、この方法で得られる最大せん断応力を用いる場合には、簡易な方法の誘導過程での回帰的に求めた際のばらつきを考慮する必要がある。その詳細は参考文献 9) を参照されたい。以降では、この方法により等価加速度を算定するものを簡易法とよぶ。簡易法は、通常の建造物の設計では用いられず、概略検討や特別な場合に用いられる。

(3) 液状化の判定

粒度範囲が 2.1 節で A と判定されたものは、図-3 を用いて I ~ IV のどの範囲にあるか調べ表-2 により液状化の判定を行う。粒度範囲が B および B_c と判定されたもの

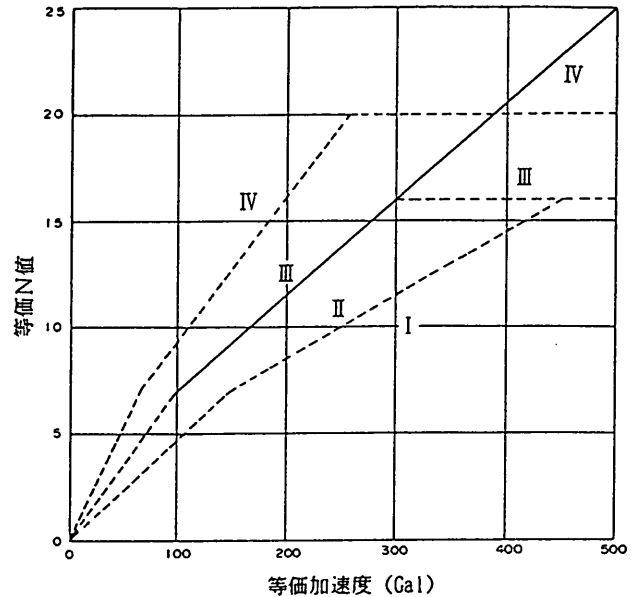


図-3 粒度範囲が A の場合の等価加速度と等価 N 値による土層の分類

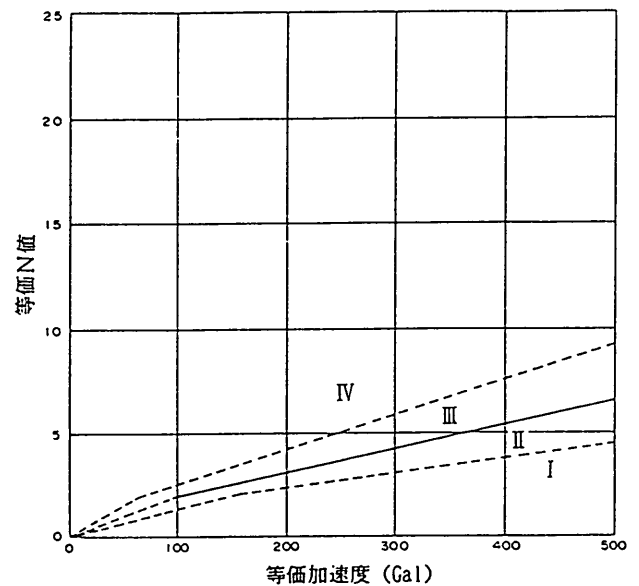


図-4 粒度範囲が B の場合の等価加速度と等価 N 値による土層の分類

は、図-4 を用いて I ~ IV のどの範囲にあるか調べ表-2 により液状化の判定を行う。ただし、粒度範囲が A と判定されたもので細粒分が 5% 以上含まれているものについては、図-5 を用いて図-3 の限界 N 値を低減させる。また、範囲 B_c の土層のうち、上側にシルト層等の非排水層がある場合には、範囲 A の土層と同じ方法で判定する。

また、粒度・N 値法において液状化抵抗率: F_L 値を算定する場合は、まず、図-3 において対象とする地盤の

表-2 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

| 図-3、図-4に示す範囲 | 粒度とN値による液状化の予測 | 粒度とN値による液状化の判定 |
|--------------|----------------|------------------------------|
| I | 液状化する。 | 液状化すると判定する。 |
| II | 液状化する可能性が大きい。 | 液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 |
| III | 液状化しない可能性が大きい。 | 液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 |
| IV | 液状化しない。 | 液状化しないと判定する。 |

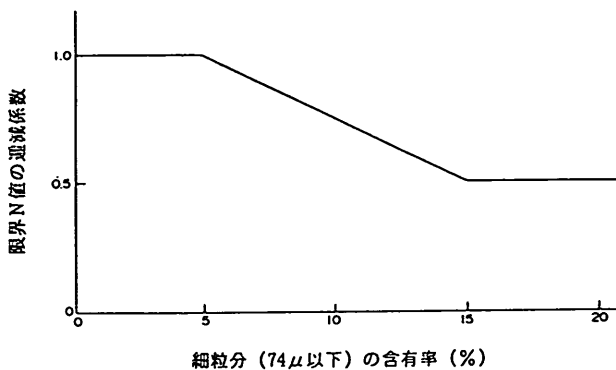


図-5 細粒分に応じた限界N値の低減係数

等価N値が限界N値（判定ⅡとⅢの境界）となる等価加速度 a_{eq} を求める。そして地震応答解析より得られた等価加速度 a_{eq} との比を求め、液状化抵抗率は $F_L = a_{eq} / a_{eq}$ として得られる⁷⁾。 F_L の値が 0.66 以下が図-4におけるⅠ（液状化する）、 $F_L = 0.66 \sim 1.0$ がⅡ（液状化する可能性が大きい）、 $F_L = 1.0 \sim 1.5$ がⅢ（液状化しない可能性が大きい）および $F_L = 1.5$ 以上がⅣ（液状化しない）の判定に対応するものである。ただし、上述の対応関係は、例えば等価加速度が 250Gal 以上になると図-3で示される限界N値のラインは折れ曲がるので、満たされない場合がある。

3. 液状化・非液状化事例

本研究で対象とした液状化・非液状化事例は、1993年北海道南西沖地震での函館港における液状化事例⁸⁾と、1995年兵庫県南部地震での神戸港における液状化・非液状化事例⁹⁾である。以下では、両事例について説明する。

3.1 北海道南西沖地震

1993年北海道南西沖地震は、1993年7月12日22時17分に発生し、地震の規模を表すマグニチュードは7.8が記録されている。この地震では奥尻島が津波による壊滅的な被害を受けた。津波に起因しない地震動による港湾・漁港の被害は震源に比較的近いところで発生し、特に函館港で液状化現象などが見られた。

港湾地域強震観測記録による函館港での基盤最大水平加速度は71Galで、地表では観測地点により異なり、149.3Galと119.4Galが記録されている。この地表面最大加速度の大きさは、液状化現象が発生した過去の地震の中では比較的小さいといえる。しかしながら、図-6に示すように函館港のいくつかの岸壁・護岸背後で液状化による噴砂が観察されている。これら噴砂が観察された地点のうち、細粒分を比較的多く含む砂の噴砂が観察された有川埠頭と七重浜地区について次章以降で検討を行う。以下に、有川埠頭と七重浜地区の地盤特性と被災状況を示す。

(1) 有川埠頭

有川埠頭は、旧国鉄により昭和17年から昭和26年にかけて埋立造成されたものである。有川埠頭では、この地震により護岸に10～60cmの亀裂が入り、亀裂箇所では法線方向に10～40cmのずれが生じている。また、護岸先端部では、上部工が全体的に20～30cm程度海側に移動し、背後の地盤は70cm程度陥没した。図-7に有川埠頭の平面図、また、図-8に地震前に実施された埠頭内の土質調査結果を示す。なお、土質調査地点は、図-7の平面図のNo.4とNo.5の位置である。図-8から、ボーリングNo.4ではG.L.-25.0m以深の砂礫層では $N > 50$ を示すが、シルト層(G.L.-25～-20m)で $N=2 \sim 4$ 、砂質シルト層(G.L.-20～-18m)で $N=4 \sim 6$ 、微細砂層(G.L.-18～-12m)で $N=7 \sim 10$ 、シルト質微細砂層(G.L.-12～-8m)で $N=1 \sim 5$ 、細砂層(埋立、G.L.-8m以浅)で $N=1 \sim 4$ と

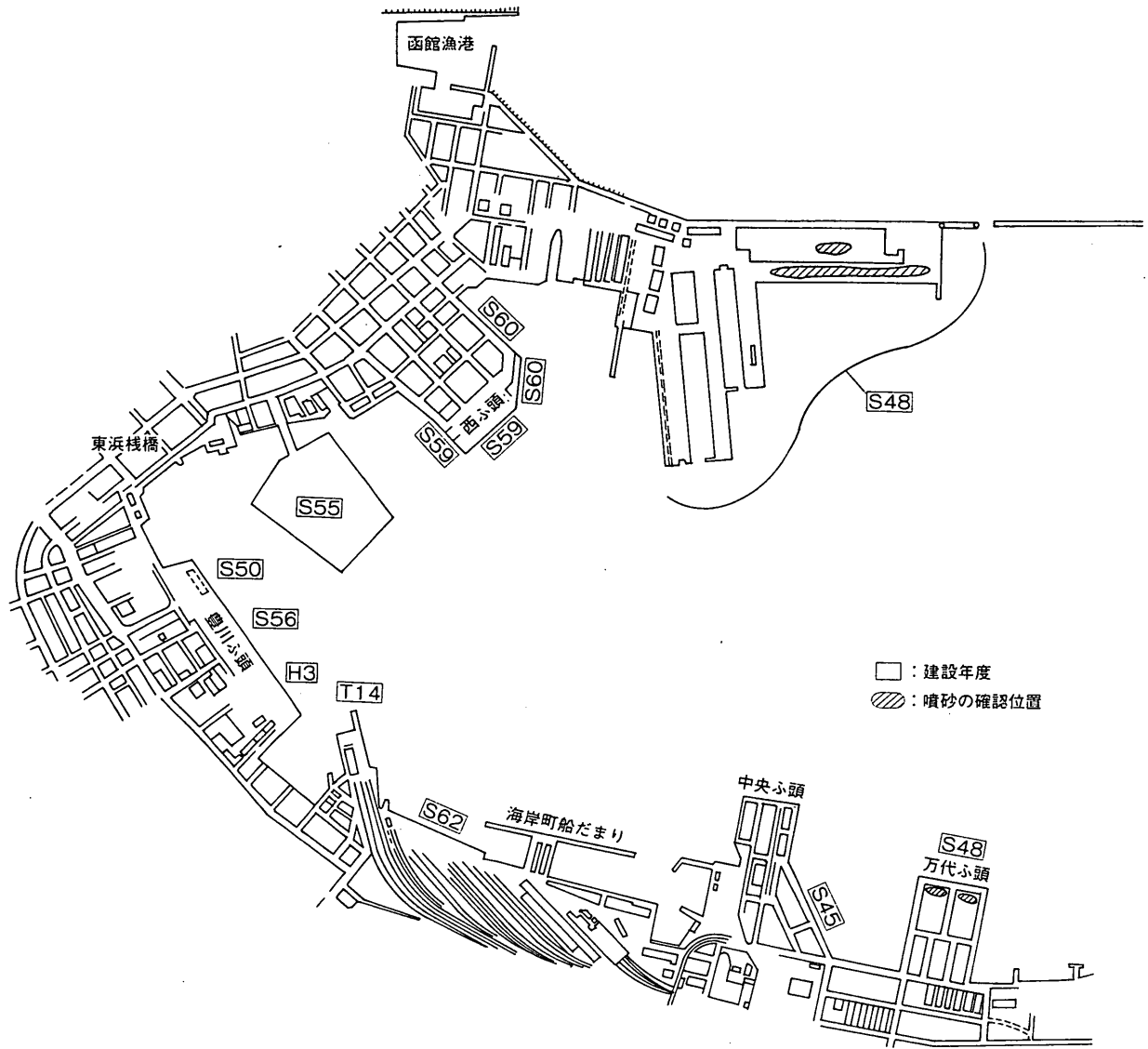


図-6(a) 函館港の平面図

なっている。ボーリング No.5 では G.L.-25.0m 以深の砂礫層で $N > 50$ を示し、シルト層 (G.L.-25 ~ -19m) で $N=2 \sim 3$ 、砂質シルト層 (G.L.-19m ~ -15m) で $N=6 \sim 8$ 、微細砂層 (G.L.-15 ~ -10m) で $N=7 \sim 12$ 、シルト質微細砂層 (G.L.-10m ~ -8m) で $N=4 \sim 5$ 、微細砂層 (G.L.-8m ~ -5m) で $N=8 \sim 16$ 、細砂層 (埋立, G.L.-5m 以浅) で $N=2 \sim 5$ となっている。地下水位は、G.L.-1.5m の位置にある。ボーリング No.4 と No.5 を比較すると、No.4 の方が埋立地盤の深度が深く、また、G.L.-13m 以浅の N 値が低い。噴砂跡より採取した試料の粒度試験結果を図-9 に示す。粒度試験からは、平均粒径 $D_{50}=0.078\text{mm}$ 、均等係数 $U_c=2.90$ 、細砂分 55.1%、シルト分 39.3%および粘土分 5.6%という結果が得られた。

(2) 七重浜地区

七重浜地区は、昭和 37 年から 40 年にかけて函館市が護岸を築造し、背後を埋立造成したものである。今回の地震において第 2 ~ 第 5 護岸で法線が最大 70cm 程度せり出し、上部工が最大で 70cm 程度沈下する被害があった。また、護岸背後の埋立地では亀裂や陥没が見られ、液状化による噴砂跡を図-6 に示した場所で確認している。

図-10 に第 2 護岸と第 3 護岸および護岸前面の土質調査結果を示す。護岸内の地盤は、第 2 護岸側の No.1 で砂礫 (G.L.-28m 以深, $N > 50$)、細砂 (G.L.-28 ~ -26m, $N \approx 30$)、粘質土 (G.L.-26 ~ -13m, $N \approx 10$)、砂質土 (G.L.-13 ~ -11m, $N \approx 10$) およびシルト質細砂 (G.L.-11 ~ 2.5m, $N \approx 18$) で構成されており、地下水位は

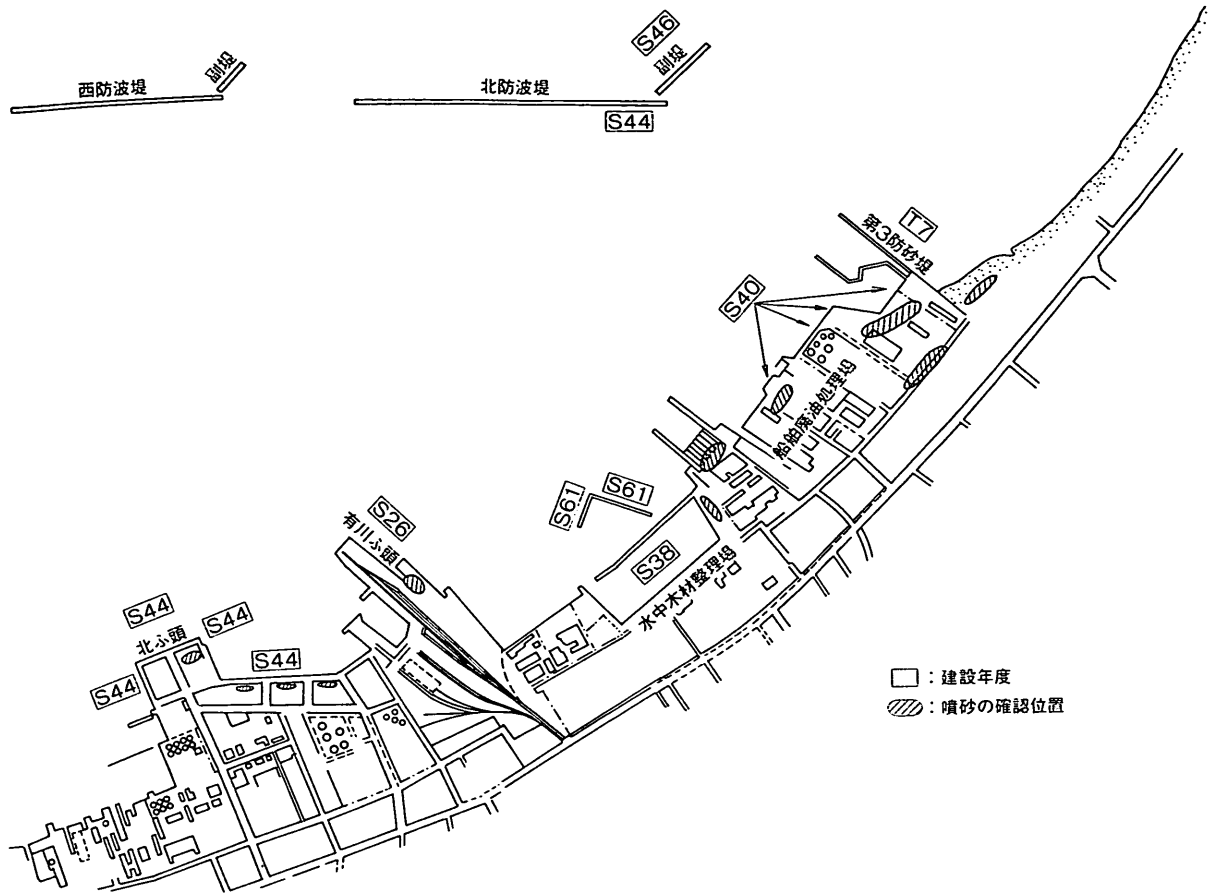


図-6(b) 函館港の平面図

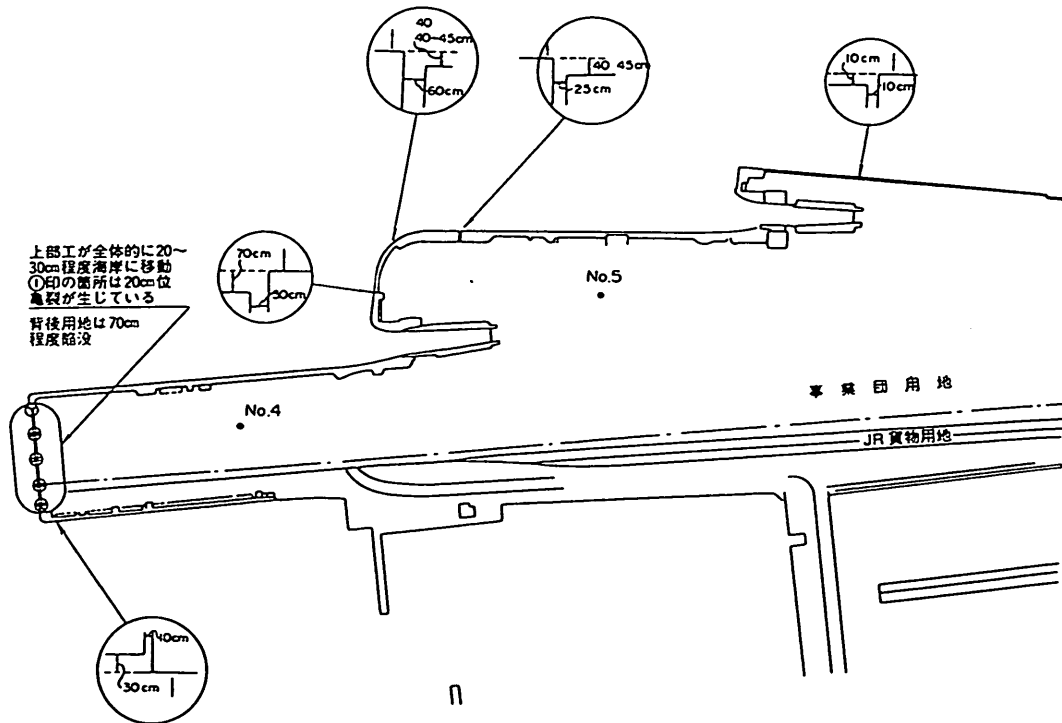
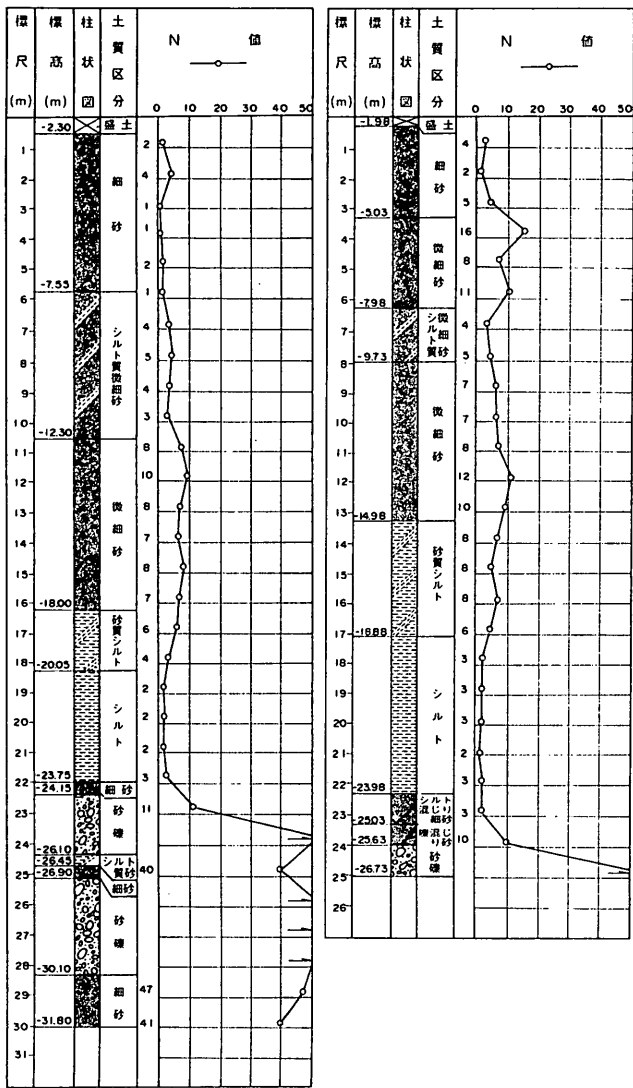


図-7 有川埠頭の平面図



(a)No.4 地点 (b)No.5 地点

図-8 有川埠頭の地震前の土質調査結果

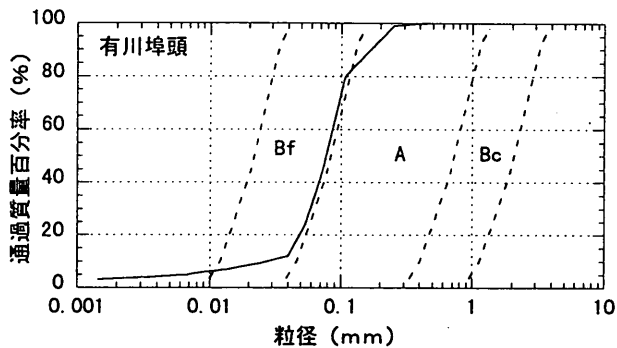


図-9 有川埠頭の噴砂の粒径加積曲線

G.L.-1.1mにある。第3護岸側の No.2 では砂礫 (G.L.-27.5m 以深, $N > 50$), シルト質細砂 (G.L.-27.5 ~ -24.5m, $N \approx 8$), 粘質土 (G.L.-24.5 ~ -17m, $N \approx 10$), シルト質細砂 (G.L.-17 ~ -14.5m, $N \approx 14$), 粘質土 (G.L.-14.5 ~ -13m, $N \approx 10$), シルト質細砂 (G.L.-13 ~ -2m, $N \approx 18$), 粘質土 (G.L.-2 ~ -1m, $N \approx 4$) および シルト質細砂 (G.L.-2 ~ 2.5m, $N \approx 8$) で構成されており, 地下水位は G.L.-1.3m にある。

図-11に護岸背後の埋立地から採取した試料の粒度試験結果を示す。粒度試験から, 平均粒径 $D_{50} = 0.07\text{mm}$, 均等係数 $U = 2.8$, 砂分 50%, シルト分 45%, 粘土分 5% 程度の細粒分を非常に多く含む砂であることがわかる。

3.2 兵庫県南部地震

1995 年兵庫県南部地震は, 1995 年 1 月 17 日 5 時 46 分に発生し, 地震の規模を表すマグニチュードは 7.2 が記録されている。この地震はいわゆる直下型地震であったため非常に大きな地震動となり, 神戸市内では震度 VII の揺れを観測した。港湾地域強震観測記録による神戸港での地表面最大水平加速度は 525Gal が記録されている。また, 神戸市開発局がポートアイランド内の KP-79m で観測した地震波では NS 成分が最大 678Gal (補正前) となっていた。この地震により沿岸部の広い範囲で被害が発生し, 液状化については, 神戸ポートアイランド, 六甲アイランドの人工島や, 神戸港の埋立地で大規模な液状化が発生した。また, それまで液状化しにくいと考えられていたまさ土が液状化した。以下では, 大地震動下での液状化と, れき分を多く含む砂の液状化という 2 点にポイントをしぼり, 神戸港埋立て地盤, 神戸ポートアイランドでの液状化・非液状化地盤に関して示す。

(1) 液状化地盤

図-12, 図-13に液状化した地盤の土質柱状図と標準貫入試験サンプラーから得られた試料の粒径加積曲線を示す。図-12, 図-13のうち, 図-12(a), (b)と図-13(a), (b)は地震前の土質調査によるもので, それ以外は地震後の土質調査によるものである。

図-12(a), (b)は防波堤建設時に粘性土地盤を床堀りし, まさ土で置換した際の土質調査結果である。地震によってこの防波堤は最大で法線が港内側 60cm 程度, 港外側に 40cm 程度変形し, 天端は概ね平坦であったが 1.4 ~ 2.6m 沈下した。海面下であるために噴砂による液状化の確認はされていないが, 沈下量が 1m を超え, 2m 程度であることから地盤は液状化したとみなされる。図-12(a)と図-12(b)の柱状図から, 標高-9 ~ -16m までが捨石層である。標高-16 ~ -31m 程度までが礫混砂で N

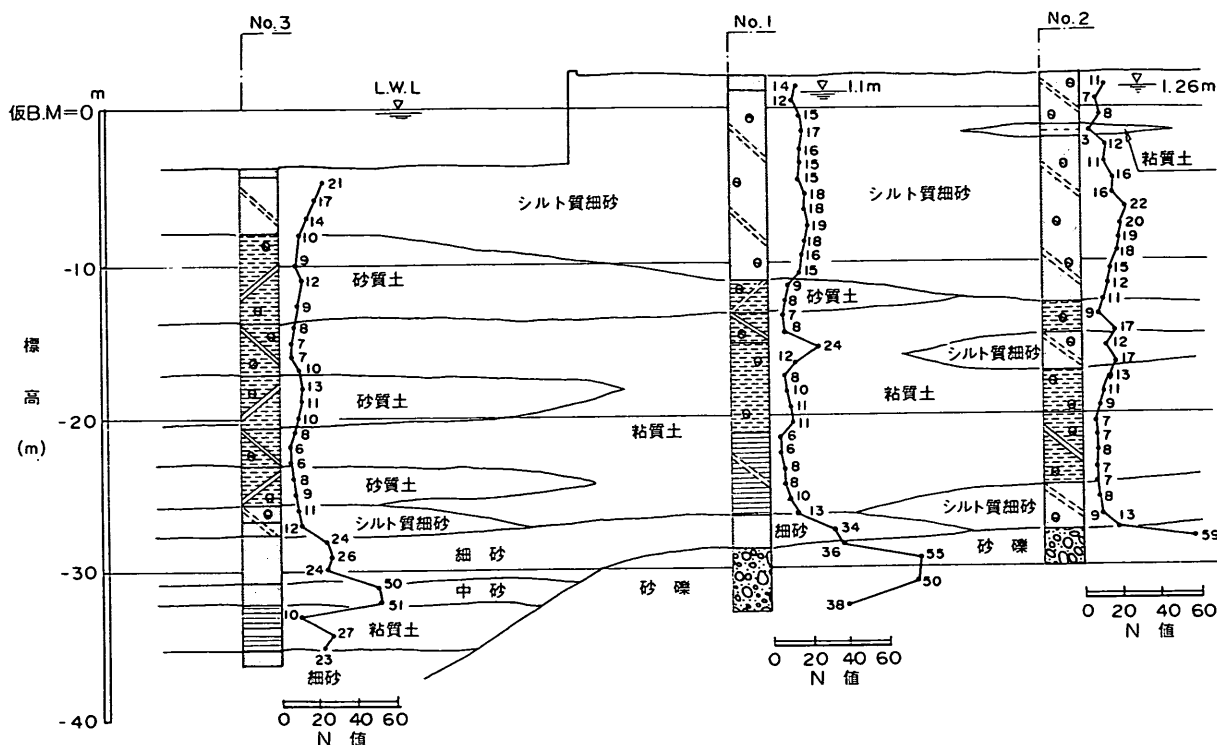
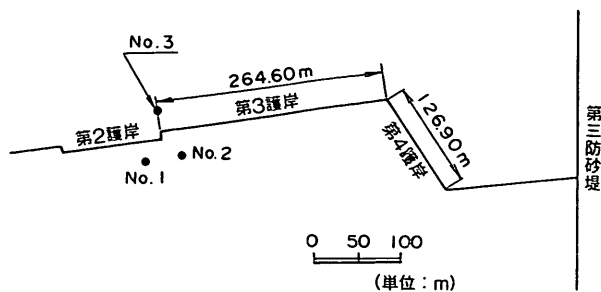


図-10 七重浜地区の地震前の土質調査結果

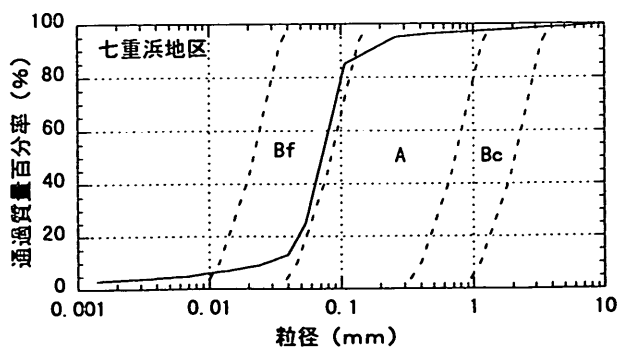


図-11 七重浜地区の噴砂の粒径加積曲線

値は一部で 20 を超えるものがあるが概ね 10 ~ 15 の値である。この層の試料は黄褐色であることが確認されており、床堀り置換されたまさ土である。標高-31m 以下は原地盤で、図-12(a)では砂混粘土、図-12(b)では粘土混砂となっており、地点によってやや異なっている。液状化したと考えられるのはまさ土を用いた床堀り置換層で、その粒度試験結果を図-13(a), (b)に示す。図-13(a), (b)から対象土は細粒分を 10%程度含み、かつ、れき分を 50%程度含むことが分かる。

図-12(c)は、神戸港の埋立地において地震後の土質調査から得られた土質柱状図である。同地点では液状化による噴砂が観察されている。図-12(c)から、対象地盤は地下水位が標高-1.85m の位置にあり、標高-6m までが

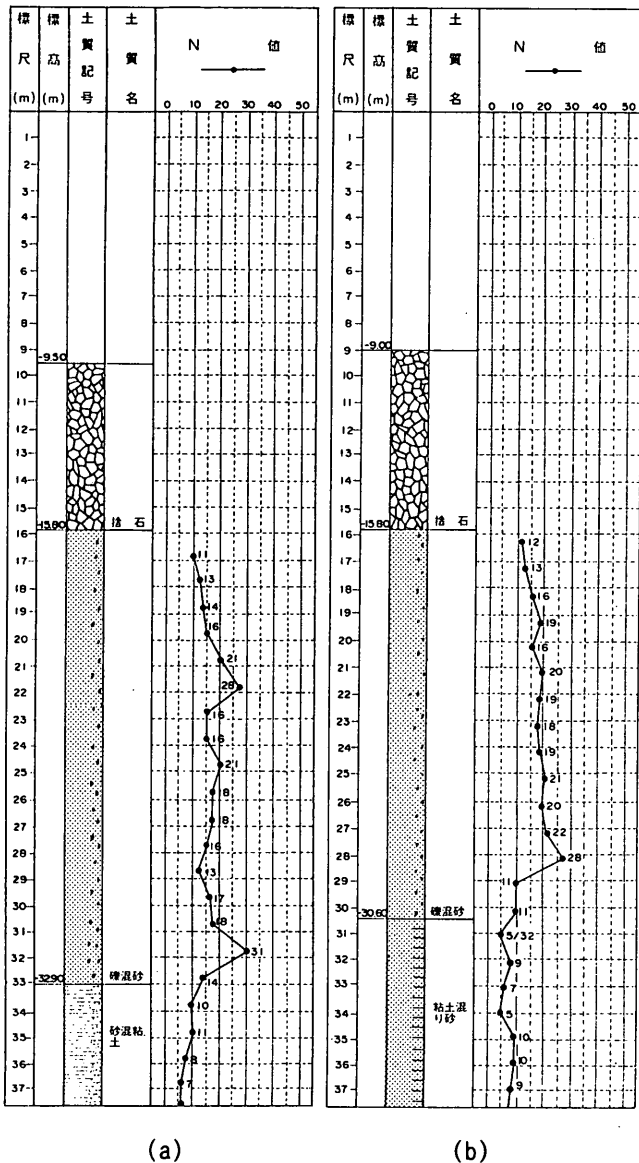


図-12 神戸港第7防波堤地盤の土質柱状図(地震前)

シルト混り砂で N 値が 10 を超えるところがあるがほぼ 5 程度の均質な土層である。標高-6m 以深に粘土地盤が表れる。液状化し、噴砂の原因となったのは、粘土地層より上部のシルト混り層と考えられ、この層が検討対象層である。図-13(c)は粒度試験結果で、対象層の標高-6m 以浅のものを示す。図-13(c)から、検討対象層は細粒分を 10%程度含むシルト混り砂である。

図-12(d)~12(f)は、ポートアイランドの埋立て地盤内において地震後の土質調査から得られた土質柱状図である。図-14に示すようにポートアイランドでは島の広い範囲に埋立土のまさ土の噴砂が見られ大規模な液状化が発生した。図-12(d)~(f)の各地点でも液状化による

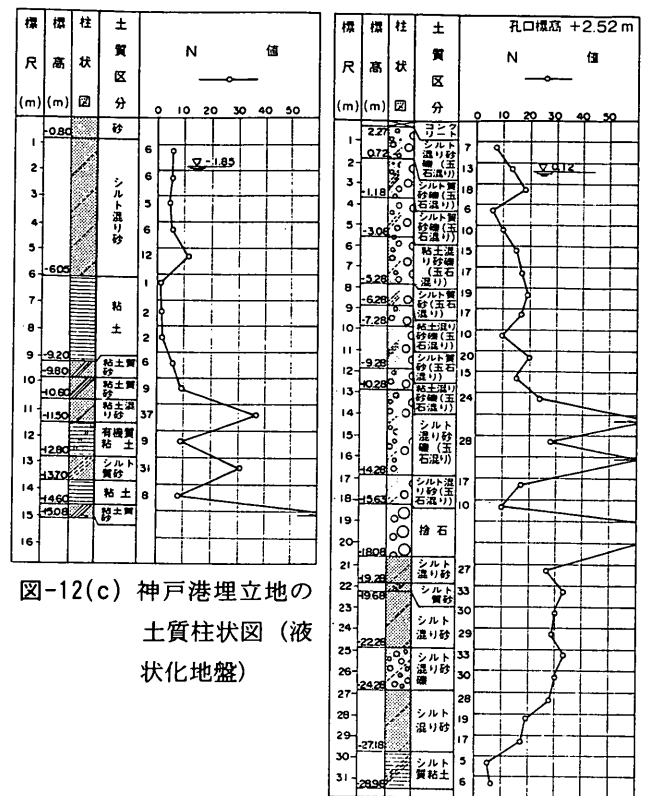


図-12(c) 神戸港埋立地の土質柱状図(液状化地盤)

図-12(d) 神戸港ポートアイランド埋立地の土質柱状図(液状化地盤)

噴砂が観察されている。各地点ごとに土層は若干異なっており、図-12(d)では標高-18m まで礫分の多いまさ土があり、標高-27m までは砂分の多いまさ土がある。標高-27m 以深は原地盤でシルト質粘土が現れている。原地盤上のまさ土層を N 値に関して見ると 3 つに分けられ、標高-10m までは N 値が 5 ~ 20 の間でばらつき、標高-19m までは N 値のばらつきは非常に大きく、いわゆる「礫当り」と考えられる 50 を超えるものが見られる。標高-19m ~ -27m までは、 N 値が上部で 30 前後の大きな値を示すが、深くなるにつれて 17 まで減少している。また、地下水位は標高-2.4m の位置にある。図-12(e)では標高-14m まで礫分の多いまさ土があり、その下に 2m 程度の層厚で砂分の多いまさ土がある。標高-16m で大きな礫に当たり標準貫入試験が貫入不能となっており、原地盤の確認はされていない。まさ土層を N 値に関してみると、地下水位のある標高-1.4m から標高-16m まで N 値はばらつきながら、5 程度から 20 程度まで深さ方向に漸増している。また、図-12(d)と同じように「礫当り」と考えられる 50 を超えるものがある。

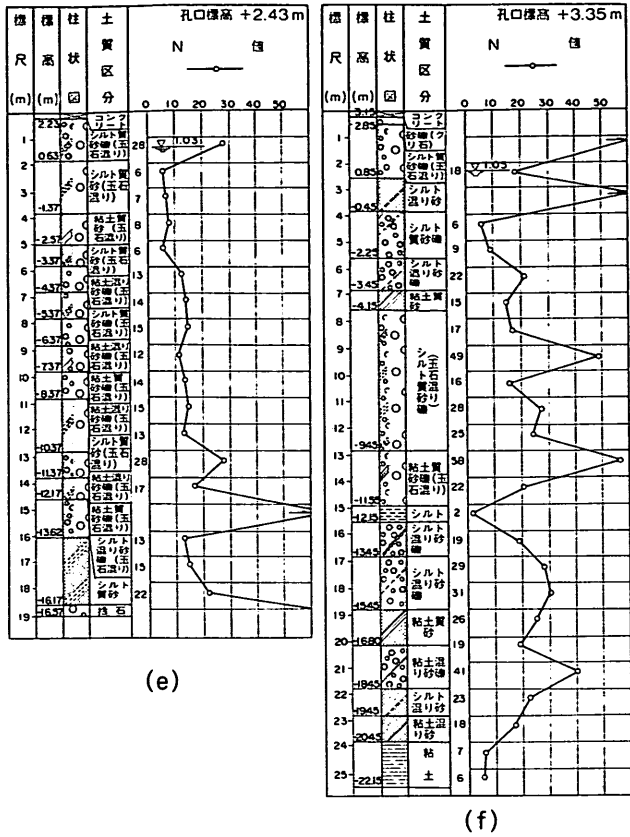


図-12 神戸港ポートアイランド埋立地の土質柱状図(液状化地盤)

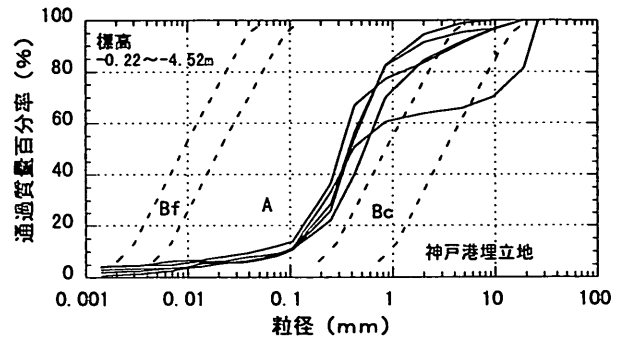


図-13(c) 神戸港埋立地の粒径加積曲線

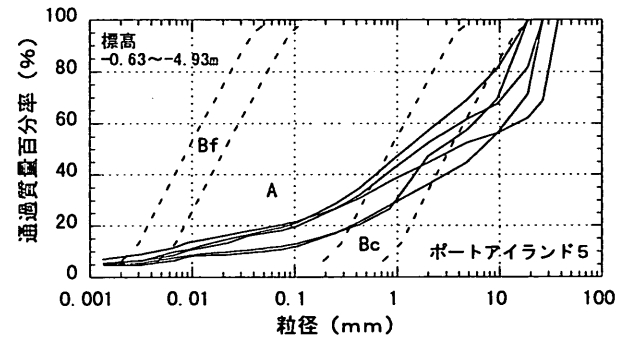


図-13(d) 神戸港ポートアイランド埋立地の粒径加積曲線

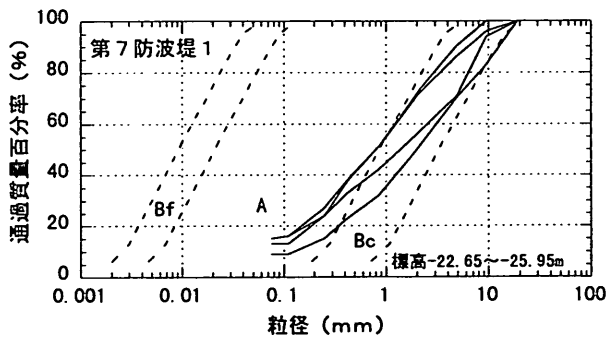


図-13(a) 神戸港第7防波堤地盤の粒径加積曲線

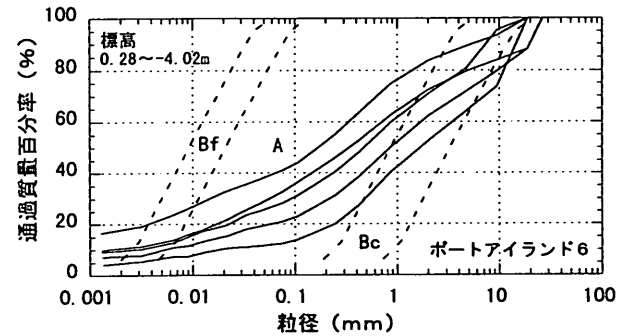


図-13(e) 神戸港ポートアイランド埋立地の粒径加積曲線

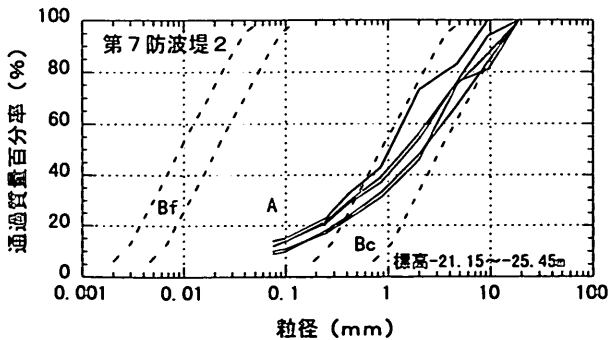


図-13(b) 神戸港第7防波堤地盤の粒径加積曲線

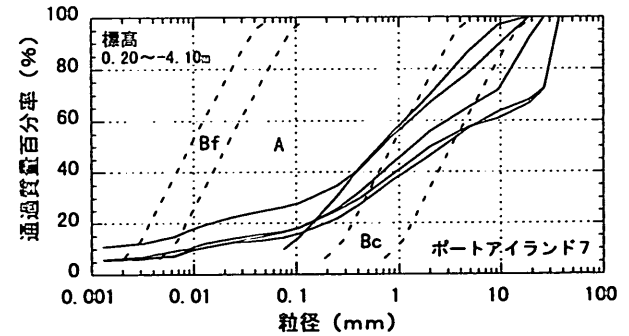


図-13(f) 神戸港ポートアイランド埋立地の粒径加積曲線

図-12(f)では標高-20m までまさ土があり、その下部に原地盤の粘土層が現れている。まさ土層内には、砂礫層、シルト層、粘土質砂層等が互層になっている。N 値に関してみると 5 程度から「礫当り」と考えられる 50 を超えるところまであり、非常にばらつきの大きい地盤である。また、地下水位は標高-2.6m の位置にある。図-13(d)~13(f)は、検討対象のまさ土層から採取された試料の粒度試験結果である。このまさ土の粒度分布は、粘土分 5%程度、れき分 50%程度と幅広い粒度を示すれき質土であることがわかる。

(2) 非液状化地盤

神戸港埋立て地盤、神戸ポートアイランドでは前述のように広い範囲で液状化が発生している。しかし、図-14にも示されるように噴砂跡がなく、また、地震後の構造物等の調査でも沈下等の被害が観察されない、非液状化地盤が確認されている。図-15(a)~15(c)は、非液状化地盤であると確認された地盤から、地震後の土質調査により得られた土質柱状図である。図-15の調査が行われた非液状化地点は、締固めによる液状化対策が行われており、その効果により大地震動下でも液状化が発生せず、噴砂、地盤沈下、構造物被害が発生しなかったところである。図-15(a)では、標高-18m までがまさ土地盤でその下部に原地盤の粘土層が現れている。まさ土層内を細かくみると浚渫土と思われる粘土層が 3m 弱挟まる

など、細砂主体の層と礫主体の層からなるやや複雑な層構成になっている。N 値に関してみると、粘土層を除くと概ね 10 以上の値で、「礫当り」を除くと 20 前後でばらついている。また、地下水位は標高-3.8m の位置である。図-15(b)では、標高-12m までがまさ土地盤でその下部に原地盤の粘土層が現れている。まさ土層内は、図-15(a)と同様に細砂主体の層と礫主体の層がある複雑な層になっている。N 値に関してみると、細砂主体の層を除くと概ね 10 以上の値が得られており、礫当りを除くと 10~20 程度でばらついている。また、地下水位は標高-7.0m の位置である。図-15(c)では、標高-17m までがまさ土地盤でその下部に原地盤の粘土層が現れている。まさ土層内は、図-15(a)、(b)と同様に細砂主体の層と礫主体の層からなり、標高-10m 以深で特に複雑な層構成になっている。N 値に関してみると、概ね 10 以上の値が得られており、「礫当り」を除くと 10~20 程度でばらついている。また、地下水位は標高-2.3m の位置である。図-16(a)~(c)が、各まさ土層の粒度分析結果で、図-16から、対象土層のまさ土は、粘土分 5%程度、れき分 50%程度と幅広い粒度を示すれき質土である。

以上、本研究において用いた地盤の土質データを示したが、計測された N 値が特異なもの、例えば「礫当り」と判断されるものは、以後の考察において無視されている。

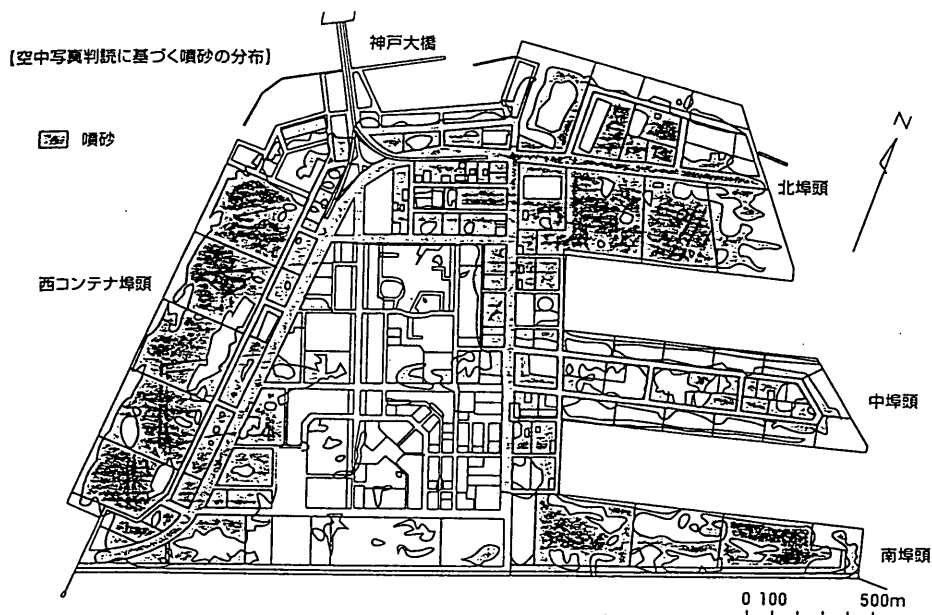


図-14 神戸港ポートアイランドでの噴砂の観察

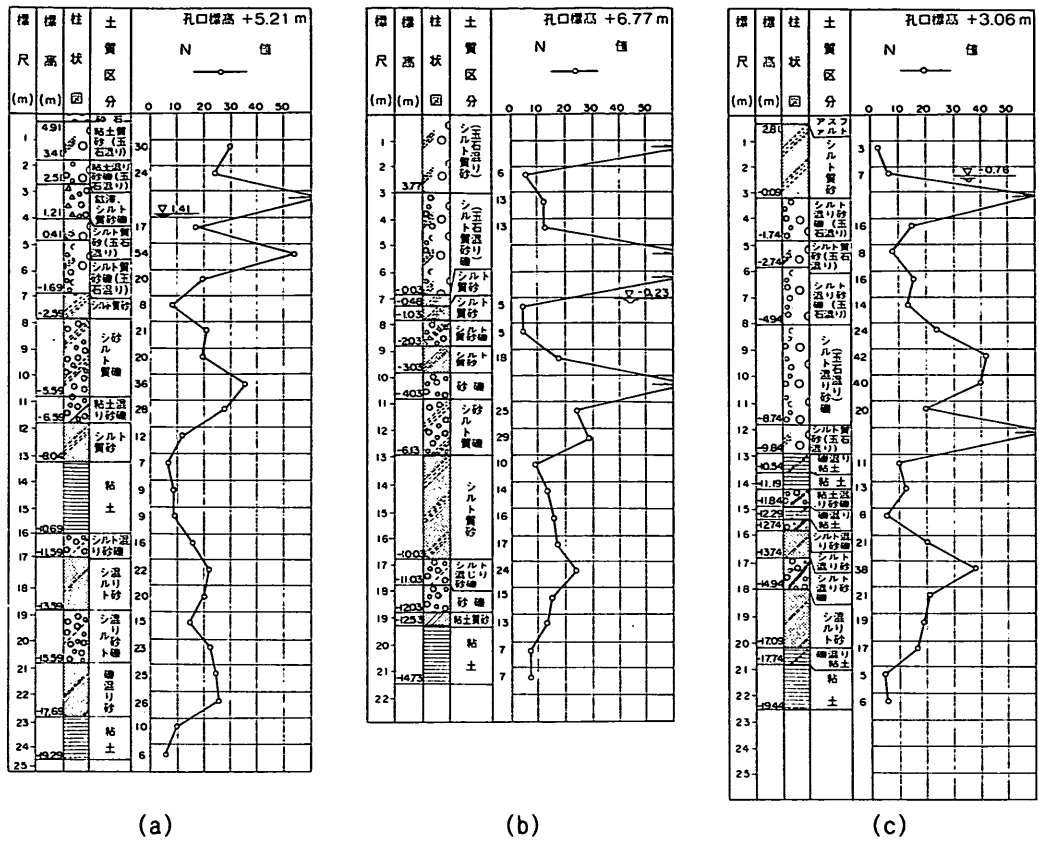
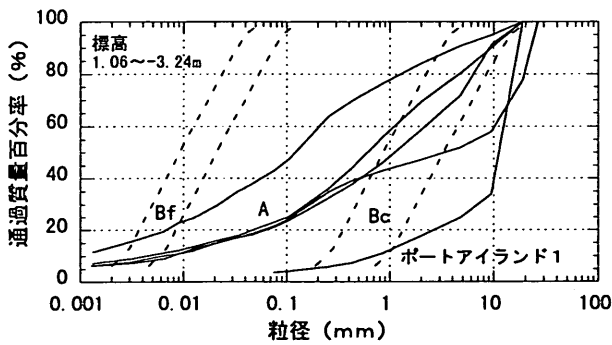
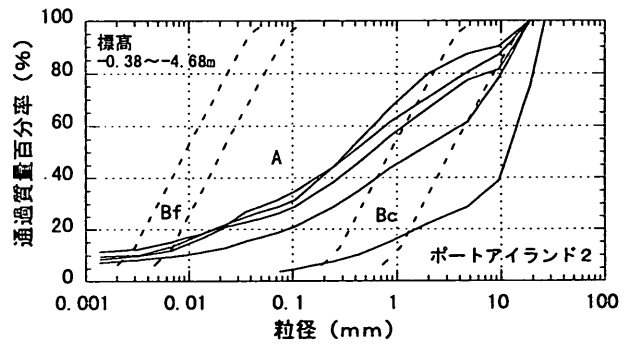


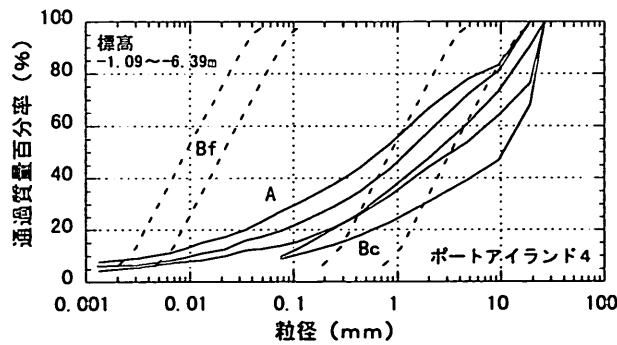
図-15 神戸港ポートアイランド埋立地の土質柱状図(非液化化地盤)



(a)



(b)



(c)

図-16 神戸港ポートアイランド埋立地の粒径加積曲線(非液化化地盤)

4. 細粒分を多く含む砂，れき分を多く含む砂に対する検討

4.1 細粒分を多く含む砂

細粒分を多く含む砂の液状化については以前から研究がなされているが，1987年千葉県東方沖地震での液状化¹⁰⁾の発生を契機として特に注目を受けることとなった。3.1節で示したように，港湾施設においても1993年北海道南西沖地震で，細粒分を多く含む砂が比較的小さな地震動で液状化した。ここでは粒度・N値法の適用性について検討を加え，また，細粒分を多く含む砂に対する液状化の予測・判定に関して新たな提案を行う。

(1) 細粒分を多く含む砂に対する粒度・N値法の適用

液状化の予測・判定の対象土が細粒分(粒径 $75 \mu m$ 以下)を5～15%含む場合には，2章で示したように図-3に示される限界N値を図-5を用いて細粒分含有率 F_c に応じて低減させ，最大で半分の値にまで低減させることができる。さらに細粒分を多く含む場合，すなわち粒度分布が図-1の B_r の範囲に含まれる場合には，図-5による細粒分補正は行わず，図-4の限界N値を用いることができる。この場合，限界N値は細粒分を含まない土，いわゆるきれいな砂の限界N値(図-3)の1/4程度の値となる。北海道南西沖地震において函館港の有川埠頭と七重浜地区において，図-9および図-11で示したように，図-1の B_r に含まれる土が液状化したことから，図-

4の限界N値の適用性について検討する。

図-17は，有川埠頭と七重浜地区の等価N値と，南西沖地震での等価加速度を推定し，図-4の限界N値上にプロットしたものである。ここで，等価N値は図-8，図-10に示された土質柱状図のものを用いている。土質柱状図が得られた地点と噴砂が確認された地点は若干異なるが，ほぼ同一時期の埋立て地盤であることから，この柱状図を用いても問題ないと考える。また，図-17での等価N値は，液状化して噴砂した土層と推定されるG.L.-10m以浅のN値を用いた。等価加速度は稲富らが，北海道南西沖地震の被災調査で行った結果を利用している。この等価加速度は，2.2節で示した簡易法に基づいて推定されたものであるが，この場合は，地表面において実測の加速度記録が得られているので，式(3)の α_{max} に実測値を代入できるため，推定される等価加速度の精度は十分に高い。図-17から，プロットの多くは「液状化しない」あるいは「液状化しない可能性が高い」にある。特に，七重浜地区の図-17(b)については，すべてのプロットが「液状化しない」のところにある。これは，図-4の限界N値が危険側の予測をすることを意味している。このような結果になった原因を考察する。図-1の B_r に含まれる土の限界N値をきれいな砂のものの1/4程度まで小さくできる理由は，細粒分が非常に多い場合には粘着力が発揮され，そのため液状化強度が大きくなることが最大の理由である。細粒分には，比較的大きな粘着力を発揮するものとそうでないものがあり，一般的

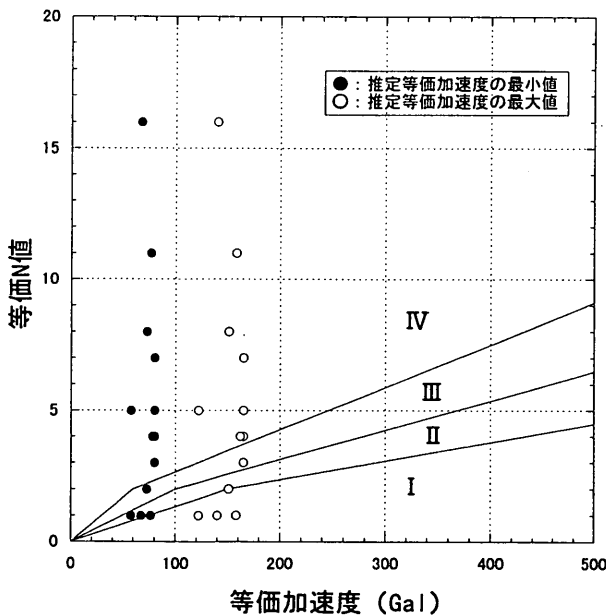


図-17(a) 有川埠頭の等価N値と等価加速度の関係

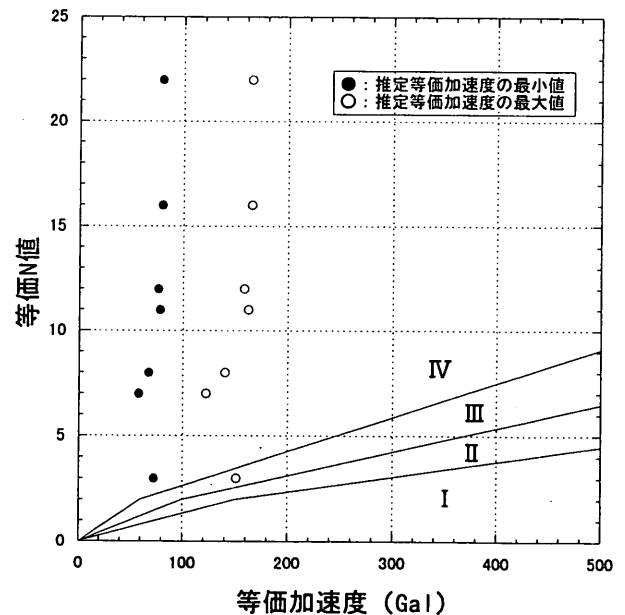


図-17(b) 七重浜地区の等価N値と等価加速度の関係

には細粒分の中でも粒径の小さな粘土分が大きな粘着力を発揮すると考えられる。例えば、桑野ら¹¹⁾の細粒分を含む土の繰返し三軸試験結果の整理によると、図-18のように細粒分含有率が50%程度あたりで液状化強度は2倍以上ばらついており、細粒分含有率と液状化強度の相関はあまり良くないことが示されている。これは、同じ細粒分でも粘着力を発揮する大きさの違いが原因と考えられる。また、桑野らは液状化強度は粘着力と関係の大きい塑性指数、あるいは粘土分含有率と良い相関があることも指摘している。このようなことから、図-17のような危険側の結果が出た理由は、細粒分が期待されたほど粘着力を発揮しなかったためと結論できる。

以上、現地での液状化事例と最近の研究成果から、図-1の B_r の範囲に試料が含まれていても、必ずしも大きな粘着力は期待できず、液状化強度も大きくならないことがあるので、図-4に示すような小さな限界 N 値を採用すべきではない。

(2) 細粒分を多く含む砂に対する N 値の補正

細粒分を5～15%含む土に対しては、図-5に示した限界 N 値に対する細粒分含有率による補正法があり、最大1/2倍まで限界 N 値を低減することができる。ここでは、細粒分を15%以上含む土に対する土、例えば図-1の B_r の範囲に含まれるような土に対する N 値の補正法を考える。

図-19は、塑性指数が得られるような土に対して現地から採取した乱さない土の繰返し三軸試験を行った場合の液状化強度と等価 N 値の関係を示したものである。また、室内調整した正規圧密試料に対する結果も示す。ここで、液状化強度は繰返し回数が20回で両振幅軸ひずみが5%に達する繰返しせん断応力比として定義される。両振幅軸ひずみ5%による液状化の定義は細粒分の少ない砂に対して認知されたものである。細粒分を多く含む砂の場合には両振幅軸ひずみが5%に達しても、液体のようにならずゴムのように柔らかくなった状態と

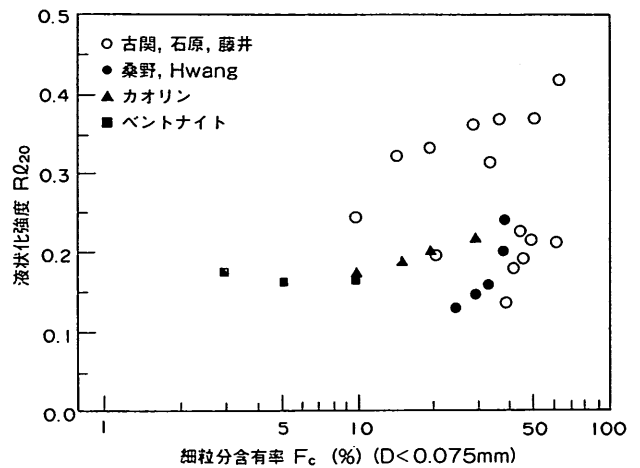


図-18 細粒分含有率と液状化強度の関係¹¹⁾

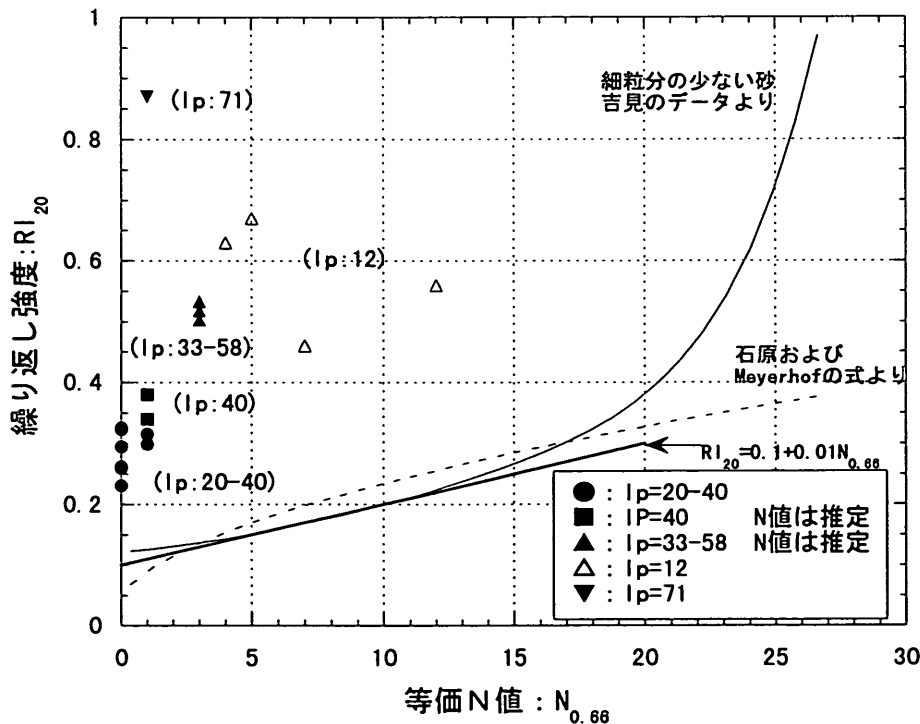


図-19 液状化強度と等価 N 値の関係

なることが多く、液状化状態と定義できるか若干問題があるが、安全側の定義として採用した。なお、各プロットの等価 N 値は対象土が細粒分を多く含むことから、1989 年版で示された等価 N 値の考え方から、上載圧補正を行わない計測された N 値を用いている。また、図-19には、吉見¹²⁾による細粒分の少ない砂の液状化強度と等価 N 値の関係、石原¹³⁾の式および Meyrhof⁴⁾の式から得た細粒分の少ない砂の液状化強度と等価 N 値の関係を細実線と点線で示す。ただし、実線と点線の関係は、付録に示す手順でオリジナルのものを変換して導いたものである。太実線は両者の関係を参考に等価 N 値が 20 程度までの液状化強度 RI_{20} と等価 N 値の関係を直線で関係づけたもので、次式に示す。

$$RI_{20}=0.1+0.01 \cdot (N)_{0.66} \quad (6)$$

図-19から、各プロットは実線あるいは点線で示す細粒分の少ない砂の関係よりかなり上に離れた位置にプロットされている。これは、細粒分を多く含む砂の場合、そのままの N 値で細粒分の少ない砂に対する限界 N 値の図-3を用いて液状化の有無を予測できないことを意味している。そこで、細粒分の少ない砂に対する限界 N 値を用いることができるように、各プロットが図-19の実線および点線に近づくように N 値を補正する方法を

以下のように導く。

図-20は各試料の液状化強度 RI_{20} と塑性指数 I_p の関係を調べたものである。図-20中には桑野ら¹⁴⁾が整理した関係と兵動ら¹⁵⁾の提案式を合わせて示す。ただし、兵動らの提案式では繰返し回数 20 回で発生する両振幅ひずみが 10%になる繰返しせん断応力比が用いられている。図-20の各プロットから塑性指数と液状化強度の関係はかなりばらつきがあることがわかる。しかし、比較的 N 値が大きな三角プロットを除くと、塑性指数が増加するとともに液状化強度が増加する傾向があり、両者の間には有為な関係がある。そこで、N 値が 0~1 のプロット、正規圧密状態のプロットに重点を置き、桑野らおよび兵動らの関係を参考に、各プロットの塑性指数と液状化強度の関係を塑性指数 10~50 の範囲で直線で表すと次式を得る。

$$RI_{20}=0.18+0.004 \cdot (I_p-10) \quad (7)$$

ここで、 I_p は塑性指数である。式(6)と式(7)を RI_{20} について連立させて、塑性指数と N 値に関して解くと次式を得る。

$$(N)_{0.66}=8+0.4(I_p-10) \quad (8)$$

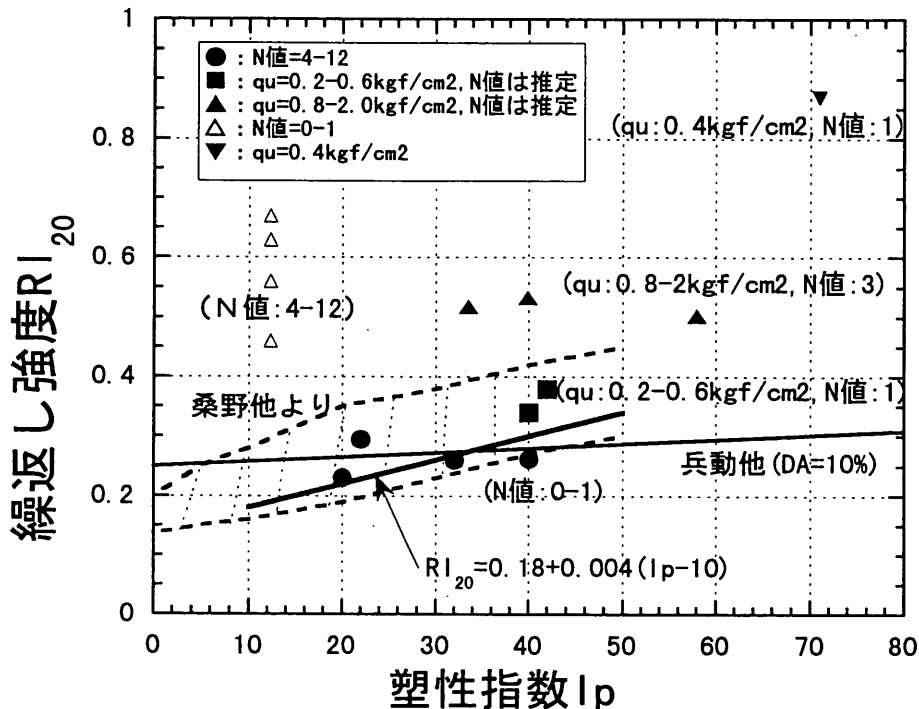


図-20 液状化強度と塑性指数の関係

ここで、式(8)は式(7)が N 値が $0 \sim 1$ のプロットに関して得られたものである。したがって、計測された N 値に加算できる値とすることができるので次式のように表記する。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10) \quad (9)$$

ここで、 ΔN は塑性指数に応じて計測された N 値に加算補正できる値である。

図-21は、式(9)を用いて図-19の各プロットの N 値を補正した結果である。各プロットはばらつきはあるが、細粒分の少ない砂の等価 N 値と液状化強度の関係と対応が良い。したがって細粒分含有率が多く、塑性指数が得られている場合には、式(9)により計測された N 値を加算補正し、図-4の細粒分の少ない砂に対する限界 N 値を用いて、液状化の予測を行うことができる。なお、誘導過程からわかるように、式(9)による N 値の補正法を液状化の予測・判定の目的以外のために用いるべきではない。

4.2 れき分を多く含む砂

れき分を多く含む砂の液状化については、1993年南西沖地震で火山性堆積地盤が液状化を起こし¹⁰⁾、近年注目を浴びた。3.1節で示したように、港湾施設において

も1995年兵庫県南部地震の際にまさ土で埋立てられた地盤が大規模な液状化を起こし、従来から液状化しにくいと考えられていたれき分を多く含む砂が大規模に液状化した。このことから、兵庫県南部地震での事例を対象に、以下ではれき分を多く含む砂に対する粒度・ N 値法の適用性について検討を加える。また、れき分を多く含む砂に対する液状化の予測・判定に関して新たな提案を行う。

(1) れき分を多く含む砂に対する粒度・ N 値法の適用

液状化の予測・判定の対象土の粒度分布が図-1の B_c の範囲に含まれる場合には、図-4の限界 N 値を用いることができる。兵庫県南部地震において大規模な液状化が発生した神戸港において、図-13(a), (b)で示したように、図-1の B_c の範囲の土が液状化した。したがって、1989年版によると図-4の限界 N 値を適用できる。

図-22は、神戸港第7防波堤基礎地盤の等価 N 値と、兵庫県南部地震での等価加速度を推定し、図-4の限界 N 値上にプロットしたものである。ここで、等価 N 値算定のための N 値は図-12に示された土質柱状図のものを用いている。図-12での等価 N 値は、液状化した土層と推定される捨石層下のまさ土(れき質土)層の N 値を用いた。等価加速度は、2章で示した簡易法に基づいて推定されたものであるが、この場合も4.1節で述べたことと同様に、地表面において実測の加速度記録が得られ

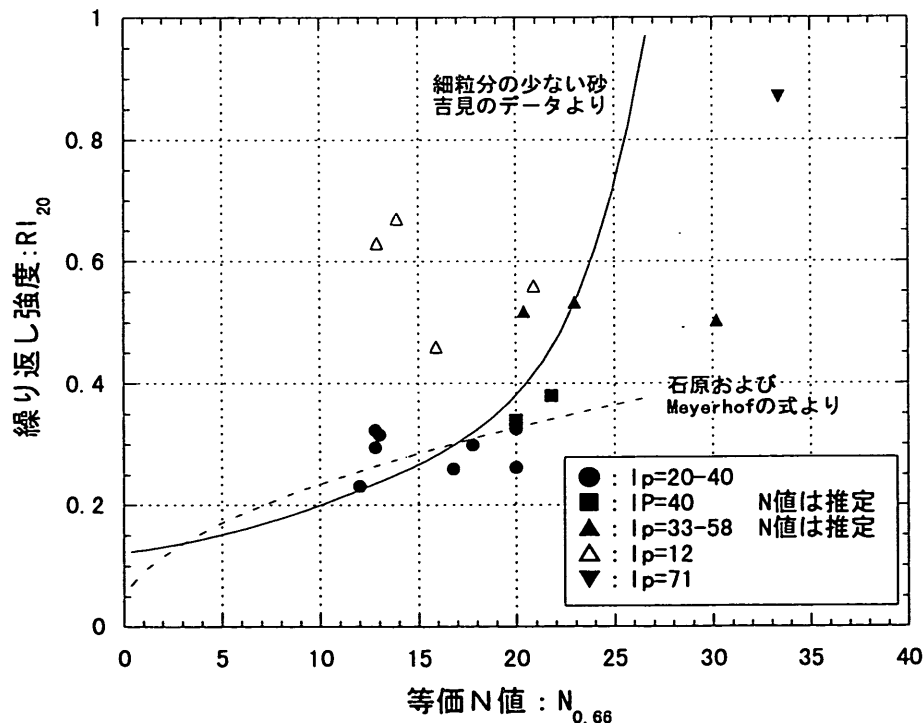


図-21 液状化強度と補正後の等価 N 値の関係

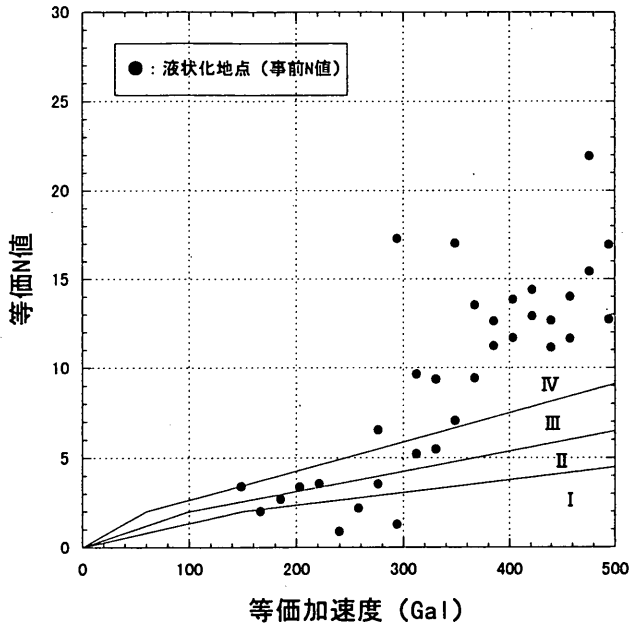


図-22 神戸港第7防波堤地盤の等価 N 値と等価加速度の関係

ているので、推定される地盤内の等価加速度の精度は十分に高い。ここでは、宮田ら¹⁷⁾の報告を参考に $a_w=500\text{Gal}$ を用いた、また、深度方向の低減率は式(5)に示すものを用いた。なお、神戸港の別の場所ではあるが、簡易法により求めた等価加速度と「SHAKE」を用いた地震応答計算により求めた等価加速度がほぼ対応したことが、他の報告¹⁸⁾で示されている。

図-22 から、プロットの多くは「液状化しない」ある

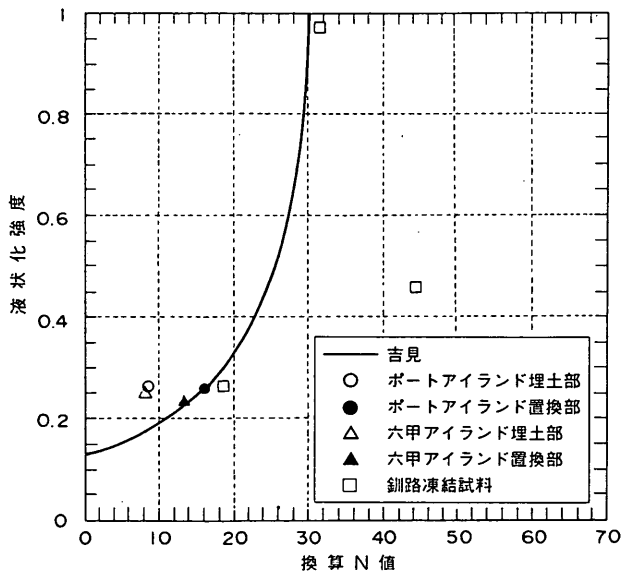


図-23(a) 凍結採取したまさ土の液状化強度と換算 N 値の関係

いは「液状化しない可能性が高い」にある。これは、神戸港のまさ土による埋立て地盤の液状化の規模の大きさ、また、第7防波堤が2m程度沈下したという事実から判断すると、妥当な予測結果とは考えにくい。4.1節で述べたことと同様に、図-4の限界 N 値が危険側の予測をすることを意味している。以下で、このような結果になった原因を考察する。図-1の B_c に含まれる土の限界 N 値を細粒分の少ない砂のもの 1/4 程度まで小さくできる理由は2つ考えられ、一つはれきの存在により液状化強度が高い可能性があることと、もう一つは普通の砂と比較し排水性が良く、地震動により発生する過剰間隙水圧を瞬時に消散できるため液状化しないということである。

a) 液状化強度

図-23(a)のプロットは神戸ポートアイランドと六甲アイランドの埋立て地盤から凍結サンプリングしたまさ土試料(直径 30cm)の液状化試験結果を液状化強度と換算 N 値の関係で整理したものである。図-23(a)には、4.1節でも用いた吉見の細粒分の少ない砂に対する関係を実線で示す。また、図-23(b), (c)は凍結試料の粒径加積曲線で、図中に示す B_c の範囲にほぼ含まれている。図

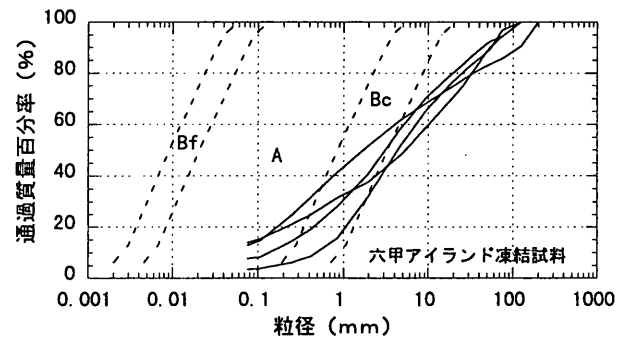


図-23(b) 凍結採取したまさ土の粒径加積曲線 (六甲アイランド)

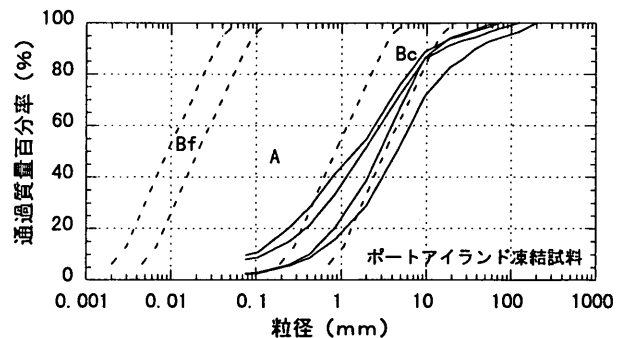


図-23(c) 凍結採取したまさ土の粒径加積曲線 (ポートアイランド)

-23(a)からまさ土の結果は通常の砂と比較して特に大きな液状化強度があるとはいえない。したがって、 B_c の範囲に含まれる程度のれき分では、 N 値は砂と同程度にれき質土の液状化抵抗を評価しており、 N 値で計測される値が小さい場合には、排水性が悪ければ砂と同じように液状化することになる。

b) 排水性

排水性については、差分法を用いた一次元の排水を考慮した液状化の数値解析を行い、地盤の排水性がどの程度液状化に対して影響があるかを調べる。解析法は、間

隙水圧消散工法の設計¹⁹⁾で用いられる考え方を参考にしている。図-24は解析のフローチャートで、フローチャートに沿いながら解析の方法を説明する。最初にせん断応力比の時刻歴を設定する。ここでは、図-25の神戸市開発局が兵庫県南部地震において KP-32m で観測した加速度波形を地盤内に発生したせん断応力比の波形とし、その絶対値を適切な値に設定した。また、せん断応力比は対象土層全体で同一とした。ここで、せん断応力比は各深度のせん断応力を有効上載圧で除したものである。次に累積損傷度理論²⁰⁾を利用し、また、間隙水圧上昇曲線を仮定して、せん断応力比の時刻歴の半波ごとに発生する間隙水圧を計算する。間隙水圧上昇曲線²¹⁾は次式で与えられる。

$$u/\sigma_v' = (2/\pi) \cdot \arcsin\{(N/N_r)^{0.5/\alpha}\} \quad (10)$$

ここで、 N_r はあるせん断応力比で液状化に至る繰返し回数、 N/N_r は各半波ごとに計算される損傷度 $0.5/N_m$ の累積値、 u/σ_v' は N/N_r に対する間隙水圧比 N/N_r で=1.0 のときに $u/\sigma_v' = 1.0$ となり液状化になる。 α は実験定数で通常 0.7 の値をとる。累積損傷度を算定するにあたっては液状化抵抗曲線を求めておく必要があり、本解析では神戸ポートアイランド、六甲アイランドから凍結サンプリングした乱さないまさ土の液状化抵抗曲線²²⁾を参考に図-26に示すものを用いた。間隙水圧の消散量は Terzaghi の圧密理論を、累積された間隙水圧の分布形に対して適用して計算した。以上のことを各半波ごとに行い、全波について計算した。

図-27は計算結果の一例で、層厚は 5.0m で片面排水、体積圧縮係数 $m_v=0.001\text{cm}^2/\text{kgf}$ 、透水係数 $k=0, 0.01, 0.25\text{cm/s}$ の 3 種類に対して計算したもので、土層中央 $z=2.5\text{m}$ における過剰間隙水圧と有効上載圧の比の時刻歴を示したものである。土層に作用するせん断応力比の

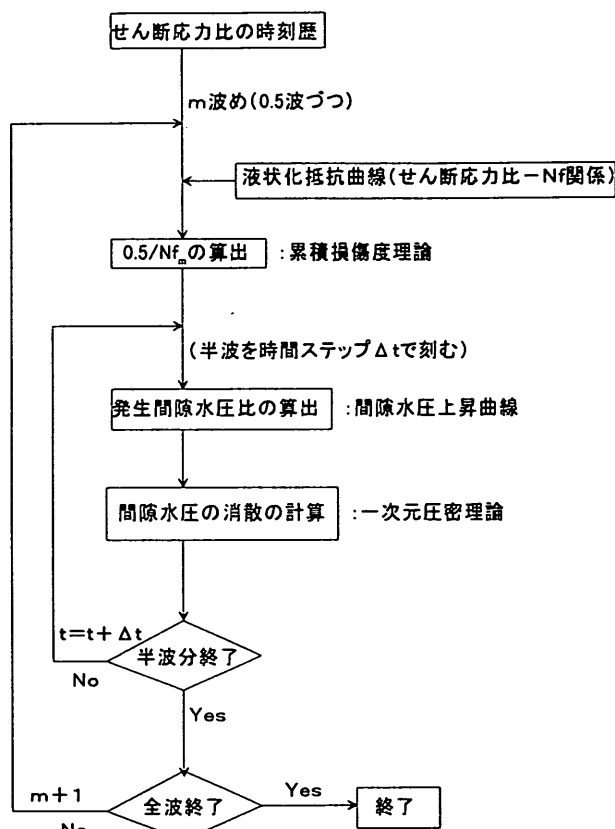


図-24 解析のフローチャート

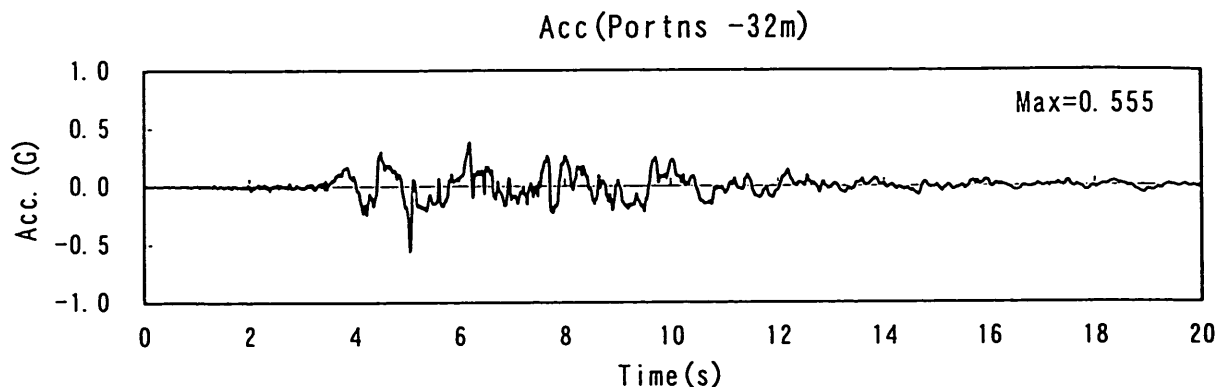


図-25 兵庫県南部地震での加速度波形(KP-32m)

時刻歴は、地盤が完全非排水の状態、すなわち透水係数が $k=0\text{cm/s}$ で過剰間隙水圧比が 1.0 となるように設定されている。図-27から、透水係数が $k=0.01\text{cm/s}$ では過剰間隙水圧比は 1.0 には至らず 0.95 程度に達した後消散し、透水係数が $k=0.25\text{cm/s}$ では過剰間隙水圧比は 0.5 程度までしか達していないことがわかる。したがって、数値計算上での結果ではあるが、液状化防止に対する排水性の効果はかなり期待できるので、れき分が混入することにより図-3に示された等価加速度に対する限界 N 値を低減できる可能性はあるといえる。そこで、どの程度排水性が向上すれば、どの程度の等価加速度まで液状化に対して効果があるかを定量的に調べる。図-28は透水係数を変化させながら、地盤内の過剰間隙水圧比が 1.0 になるせん断応力比の時刻歴から求めた等価加速度と透水係数の関係である。なお、地盤モデルは図-27で用いたものと同じ層厚 5m の片面排水で、等価加速度は液状化するせん断応力比の時刻歴の最大値を式(2)に代入して得られる。また、地盤の排水性は透水係数だけではなく、

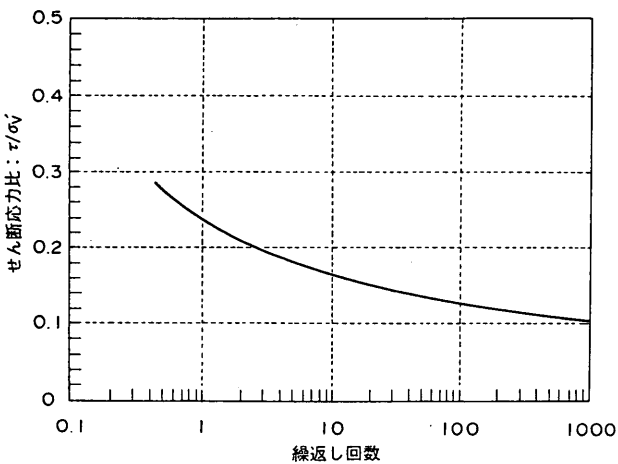


図-26 解析に用いた液状化抵抗曲線

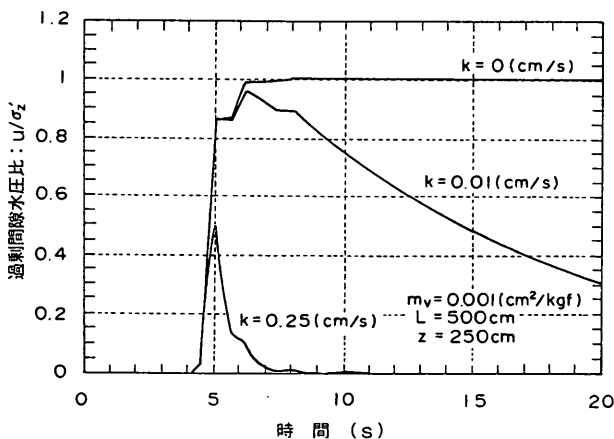


図-27 過剰間隙水圧の時刻歴の計算結果

排水長 L 、体積圧縮係数 m_v 、荷重の載荷速度の影響を受ける。荷重の載荷速度については地震波は不規則な波形であることから考慮できなかったが、図-28にはこのようなことを考慮した排水係数 C を、排水長 L 、体積圧縮係数 m_v 、土の単位体積重量 γ_v を用いて、 $C=k/(m_v \cdot \gamma_v \cdot L^2)$ (時間の逆数の単位を持つ) と定義して参考として示しておく。図-28から、透水係数がゼロの場合、等価加速度 180Gal で液状化したものが、透水係数の増加とともに液状化する等価加速度が大きくなり、透水係数が 3cm/s で等価加速度 500Gal まで抵抗できることがわかる。ここで、兵庫県南部地震で液状化したまさ土の透水係数を実験で求めたところ、 $k=10^3\text{cm/s}$ 程度の値しかなく、図-28から明らかに排水性に期待できない材料であったことがわかる。

したがって、a)と b)から、まさ土に対して、図-4の限界 N 値を適用するのは不適當であったと結論できる。c)B. の範囲の砂に関する一般的考察

図-1の B. に含まれる土に対しての図-4の限界 N 値の適用性について排水性の観点から一般的考察を行う。排水性の観点だけから考察を行うのは、a)で示したように、B. の範囲に入る程度のれき分では、 N 値は砂と同程度にれき質土の液状化強度の大きさを評価しているの、排水性が悪ければ砂と同じように液状化するからである。図-1の B. の範囲の透水係数が図-28のどのあたりの透水係数に対応しているかを調べる。透水係数を代表粒径 D_{20} から推定する Creager²³⁾の式と代表粒径 D_{10} から推定する Hazen²³⁾の式を用いる。図-1の均等係数の小さいものに対する B. の範囲の透水係数は、Creager 式の場合には $0.06 \sim 0.7\text{cm/s}$ 、Hazen 式の場合には $0.25 \sim 2.4\text{cm/s}$ となる。均等係数の大きいものに対しては、Creager 式の場合には $0.03 \sim 0.8\text{cm/s}$ 、Hazen 式の場合に

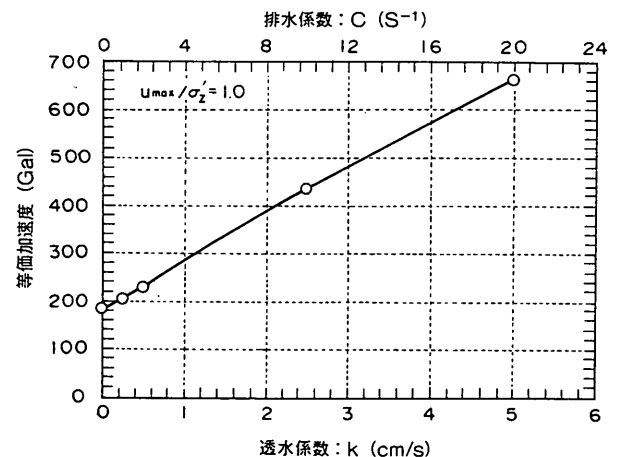


図-28 液状化する等価加速度と透水係数の関係

は 0.04 ~ 0.72cm/s となる。以上の得られた値で最低の透水係数は 0.03cm/s でまた単純に平均すると 0.6cm/s 程度の透水係数となる。これに対応する等価加速度はそれぞれ 180Gal と 250Gal 程度となる。透水係数がゼロの場合の等価加速度は 180Gal であるから、B_c の範囲に入る砂で透水係数が最も小さい場合には、透水係数がゼロの場合と液状化に対する抵抗は変わらない。平均的にみた場合では等価加速度 250Gal 程度で 180Gal より液状化に対する抵抗は大きくなるが、これを次のように限界 N 値で考える。図-3のⅡとⅢの境界に対して等価加速度 180Gal の等価 N 値を求めると等価 N 値は約 11、等価加速度 240Gal については等価 N 値は約 13 となる。これは、平均的にみて B_c の範囲の限界 N 値は 1/1.3 倍の値まで下げることができるが、図-4で示される 1/4 倍の程度まで下げるとは排水性を過剰に評価することを意味する。

以上は、兵庫県南部地震の地震波形とまさ土の液状化抵抗曲線を利用し、また解析地盤モデルは一つと限られた計算ケースではあるが、図-4の限界 N 値がれき質土に対して危険側の適用になる場合があることを示すものである。また、排水性の液状化抵抗への効果は、透水係数、体積圧縮係数、排水長、外力特性の影響を強く受け、これらの評価は粒度・N 値法の適用の限界を超えたものといえる。このようなことから、B_c の範囲に含まれるれき質砂に対して図-4は適用すべきでない。

(2)れき質砂の液状化に関する目安

実務上の問題として、図-1の液状化しないと判断して良い粒度分布の範囲から、若干砂分等を含み、B_c の範囲の右側の境界を交差する材料の判断に困ることがある。このような土に対して、液状化しない材料とみなして良い判断の目安を(1)で述べたことを参考に提案する。

れき質砂が液状化しない材料と考えて良い根拠は排水性である。排水性は(1)で述べたように、透水係数、体積圧縮係数、排水長、荷重の載荷速度の影響を受ける。これらの内、最も変化が大きいのは透水係数で、土の場合、透水係数は $10^{-7} \sim 10^2$ cm/s の範囲でオーダーで変化する。したがって、實際上排水性に最も影響するのは透水係数と考えて以下で考察する。図-1のれき分側での液状化しない材料とみなせる境界の粒度分布の透水係数は、(1)で示した代表粒径を用いた推定で $k=0.7 \sim 2.4$ cm/s となる。安全側を考慮すると透水係数 3cm/s が液状化しない材料としての透水係数といえる。また、図-28を参考にすると透水係数 3cm/s の材料は、等価加速度 500Gal 程度まで液状化しないことになっており、数値計算からも十分に大きな地震動に対して液状化に関して安全とい

える。ただし、図-28は対象土層は、排水長が 5m で、埋立てまさ土と同じ液状化強度を持ち、兵庫県南部地震での地震波形を外力波とした計算結果から得たものである。

以上から、図-1により液状化する材料であるかの判断が困難な場合には透水係数 3cm/s を目安として良い。

5. 巨大地震動に対する検討

巨大地震動に対する液状化・非液状化事例については、3.1節で示したように、1995年兵庫県南部地震での事例がある。検討対象とする液状化地盤は埋立て地盤で、非液状化地盤も埋立て地盤ではあるが締固め工法による液状化対策がなされていた。以下では大地震動に対する粒度・N 値法の適用性について図-3の各限界 N 値で、ⅢとⅣの境界の最大の等価 N 値である 20 に関して検討を加える。そして、大地震動に対する液状化の予測・判定に関して新たな提案を行う。なお、神戸港において図-1の B_c に含まれるまさ土が液状化したが、まさ土については4.2節で示したように図-4の限界 N 値を適用するのは不相当であることを述べたので、図-3の限界 N 値を対象として検討する。

5.1兵庫県南部地震での事例解析

図-29は、等価 N 値と等価加速度の関係を液状化地点を黒丸プロット、非液状化地点を白丸プロットで示したものである。黒丸プロットの等価 N 値は3.2節で基礎地

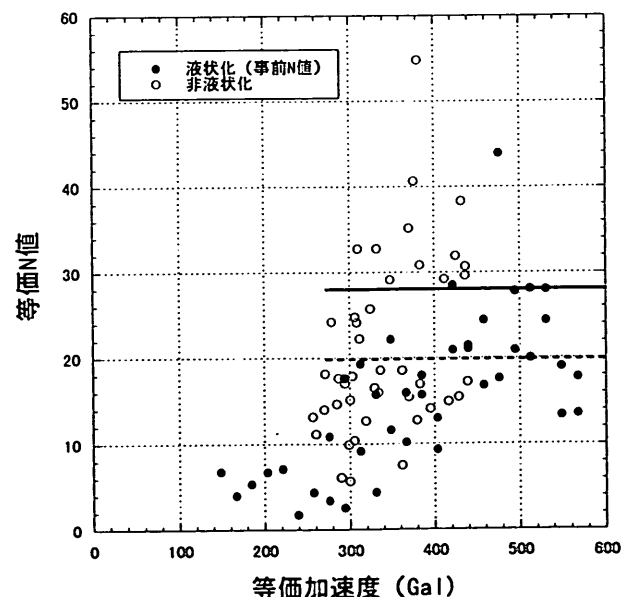


図-29 液状化地点と非液状化地点の等価加速度と等価 N 値の関係

盤が液状化したと判断される神戸港第7防波堤基礎地盤の等価 N 値、白丸プロットは3.2節で述べた非液状化地盤の等価 N 値である。等価加速度は、4.2節と同様に、2章で示した簡易法に基づいて推定されたものである。なお、黒丸の等価 N 値算定においては、4.2節の図-22と同様に図-12に示された地震前の土質柱状図を用いているが、図-3の限界 N 値を対象とすることから、図-5を用いた等価 N 値について細粒分補正がなされている。したがって、図-22の等価 N 値の値と図-29の黒丸の等価 N 値は必ずしも一致しない。また、白丸プロットの N 値は、地震後のものであるため、地震により値が変わった可能性が考えられる。しかし、非液状化地盤であることと、沈下等の地盤変状が観察されていないことから、 N 値は地震前後で変化していないと判断し、ここでの検討に採用した。図-29において等価加速度が 400 ~ 500Gal の範囲をみると、等価 N 値が 40 を超えるところに黒丸プロットが1点あるがこのプロットを無視すると、黒丸プロットがなくなり、すべてのプロットが白丸になるのは、実線で示す等価 N 値 28 以上である。1989年版で液状化しないと判断できる最大の等価 N 値は 20 であったが、図-29では黒丸プロットの 1/3 程度が点線で示す等価 N 値 20 以上のところにある。したがって、粒度・ N 値法で等価 N 値が 20 を対象土層が液状化しないと判断できる最大値とするのは問題である。

図-30は、3.2節で示した液状化地点について第7防波堤以外のデータも合わせて等価 N 値と等価加速度の関係にプロットしたもので、黒三角プロットが第7防波堤、

黒丸プロットが第7防波堤以外の液状化地点、白丸プロットが非液状化地点のものである。ただし、図-30の各プロットはすべて対象地点の G.L.-10m 以浅の層の平均値である。G.L.-10m 以浅の層のデータを用いたのは、地表面で観察される液状化の痕跡と関連が特に深いと考えたことによる。また、黒丸プロットの等価 N 値は地震後の土質調査から得られた N 値を用いているので、地震により値が変化した可能性がある。しかし、まさ土地盤を対象とした地震前後の N 値の比較調査によると、地震前後で高密度化等により N 値の値に変化は見られるが、平均的にみると N 値の増加量は大きくないことが報告されている²⁹⁾。したがって、地震後の液状化地盤の N 値であるが、個々のデータではなく、平均値で考えているので大きな誤差はない。図-30から、黒プロットと白プロットの境界は実線で示す等価 N 値が 25 であることがわかる。また、1989年版での液状化しないと判断できる等価 N 値の値 20 については、点線で示すように黒丸プロットより下部にあり、図-29で述べたことと同様に問題がある。

以上、図-29と図-30で示したことから、図-3の限界 N 値の内、液状化しないと判断できるⅢとⅣの境界の最大の等価 N 値を 20 とするのは不十分といえる。また、図-29の検討では最大の等価 N 値は 28、図-30の検討では 25 が適当と判断された。ここでは、これら2つの値の内、図-29の 25 を超えて液状化している黒丸プロットが実際には液状化していない可能性があると考え、平均化された評価の図-30の方を信頼できると判断し、等価 N 値 25 をⅢとⅣの境界の最大の等価 N 値として提案する。この提案の妥当性を次節で他の研究と比較して検討する。

5.2他の研究との比較検討

安田ら²⁴⁾は、兵庫県南部地震における液状化地点の N 値、非液状化地点の N 値を調査し、換算 N 値と土層に作用したせん断応力比との関係を図-31のように示した。ここで、黒丸プロットは液状化地点、白丸プロットは非液状化地点のものである。図-31から、非常に大きなせん断応力比が作用しても、換算 N 値が 25 を超えていれば数点を除いて液状化していないことがわかる。このようなことから、大地震動に対して液状化しない N 値は換算 N 値で 25 であると提案されている。なお、換算 N 値については付録 1 を参照されたい。

吉見¹²⁾は、凍結サンプリングした試料を用いた繰返し三軸試験結果から、高品質の乱さない砂の液状化強度と換算 N 値の関係を図-23中の実線のように示した。図-23から換算 N 値が 25 のところで液状化強度は 0.45 の値

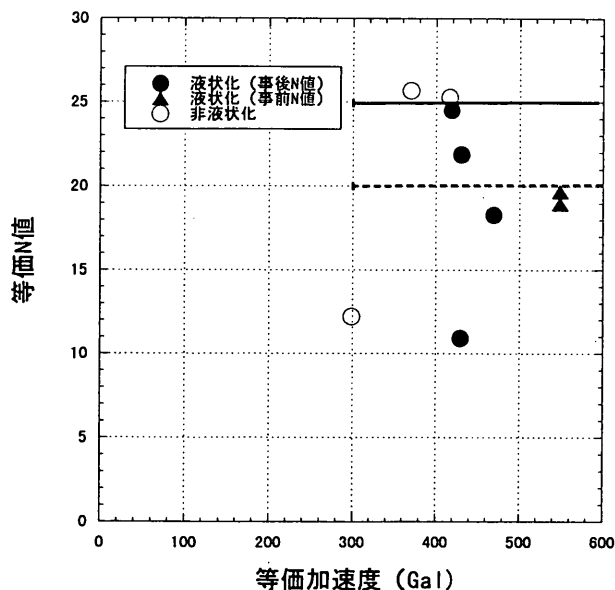


図-30 液状化地点と非液状化地点の等価加速度と等価 N 値の関係(平均値)

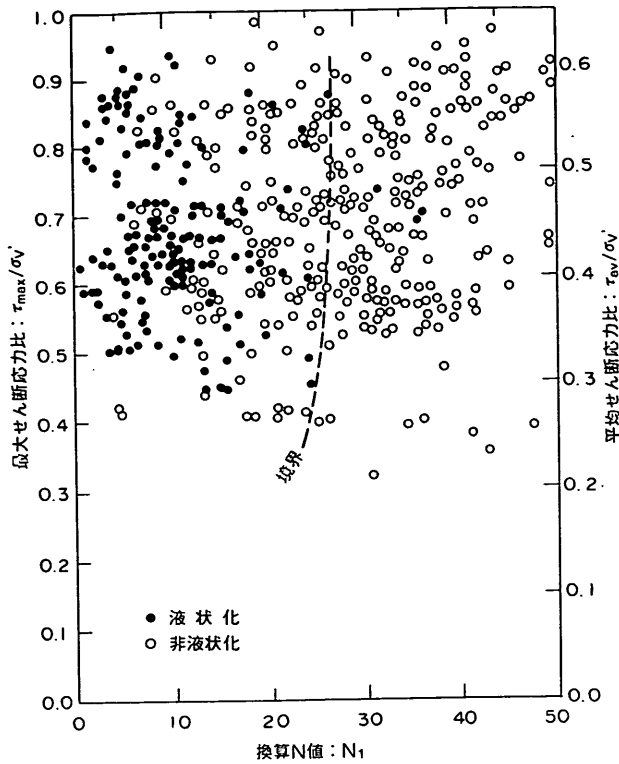


図-31 液状化地点と非液状化地点のせん断応力比と換算 N 値の関係²⁴⁾

をとり急激に大きくなり始め、換算 N 値が 30 では液状化強度は 0.9 と非常に大きなものとなっている。ここで定義される液状化強度は繰返し回数が 15 回の正弦波で液状化するせん断応力比である。Seed²⁵⁾の考え方をを用いて、正弦波を不規則波の最大せん断応力比に変換して等価加速度に換算すると、液状化強度 0.45 は等価加速度が約 320Gal、液状化強度 0.9 は等価加速度が約 640Gal に対応する。なお、この換算の詳細については付録 2 を参照されたい。等価加速度が 320 ~ 640Gal は、兵庫県南部地震の事例解析である図-29、図-30の各プロットの等価加速度の範囲からもわかるように非常に大きな地震動に相当するものである。このようなことから、大地震動に対して液状化しない N 値は換算 N 値で 25 ~ 30 と考えることができる。

次に 2 つの研究結果から得た換算 N 値の 25 と 30 は等価 N 値でどの程度に相当するかを調べる。換算 N 値、等価 N 値はそれぞれ計測された N 値に対して有効上載圧の補正を加えたもので、両者の関係は計測された N 値の有効上載圧に依存して変化する。なお、有効上載圧による補正法は付式(1)と式(1)に示されている。図-32 は、換算 N 値が 25 と 30 について、対応する等価 N 値と有効上載圧の関係を示したものである。図-32 から等

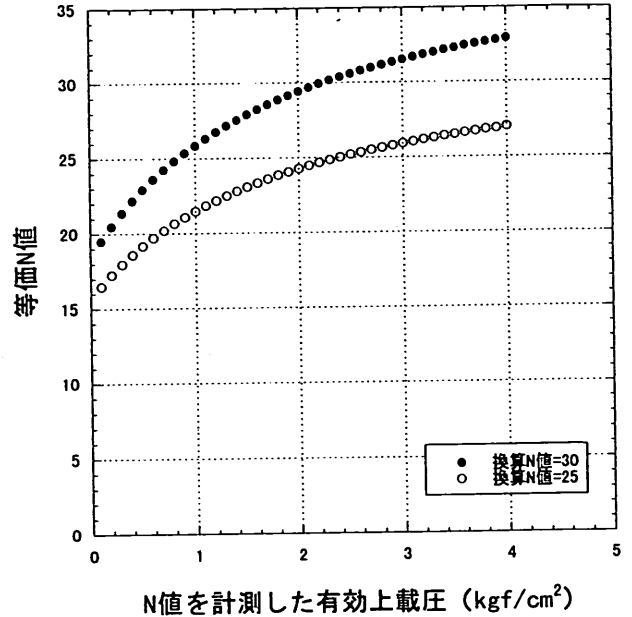


図-32 等価 N 値と換算 N 値の関係

価 N 値が 25 となるのは、換算 N 値 30 では有効上載圧が 0.7kgf/cm²、換算 N 値 25 では 2.4kgf/cm² に対応している。地下水位が G.L.-3m 程度の地盤を想定すると有効上載圧 0.7 ~ 2.4kgf/cm² の範囲は通常的设计で液状化の検討対象となる土層深さの範囲に相当している。したがって、5.1節で等価 N 値 25 をⅢとⅣの境界の最大の等価 N 値として提案したことは、他の研究成果とも整合性があり、妥当なものであると結論できる。

6. 液状化予測・判定法の改訂案

本章では、前章までに示した提案を取入れた、粒度・N 値法による液状化予測・判定法²⁶⁾の改定案を示す。

6.1 粒度による判定

図-33を用いて、粒度による土の分類を行う。図-33は均等係数の大小に応じて使い分ける。均等係数の大小は $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ が目安となる。

ここに、 U_c ; 均等係数、 D_{60} ; 60 % 径、 D_{10} ; 有効径 (10 % 径) である。粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲以外に含まれる土は液状化しないと判定する。

粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲にまたがった場合など分類が困難である場合には、粘土分側については繰返し三軸試験による予測・判定法を用いる等の適切な対応が必要である。礫分側については、透水係

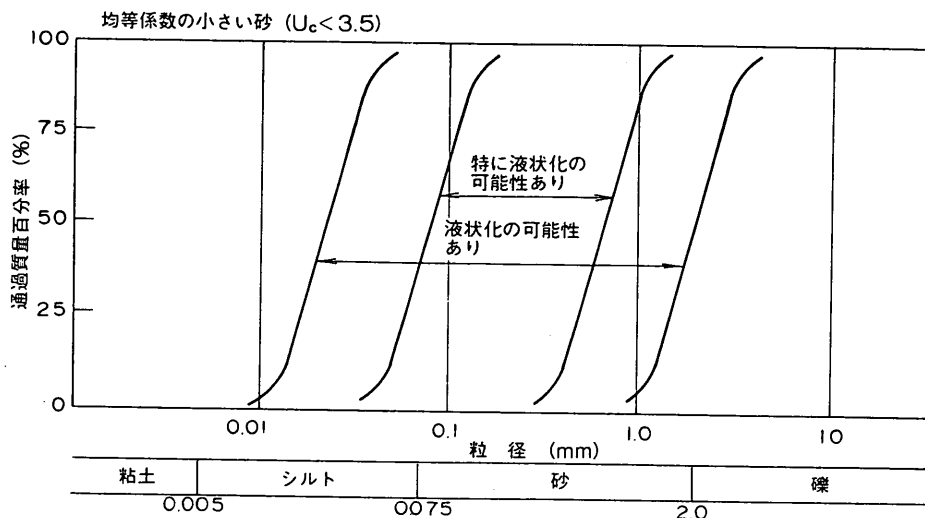


図-33(a) 液状化の可能性のある土の粒度(均等係数の小さい砂)

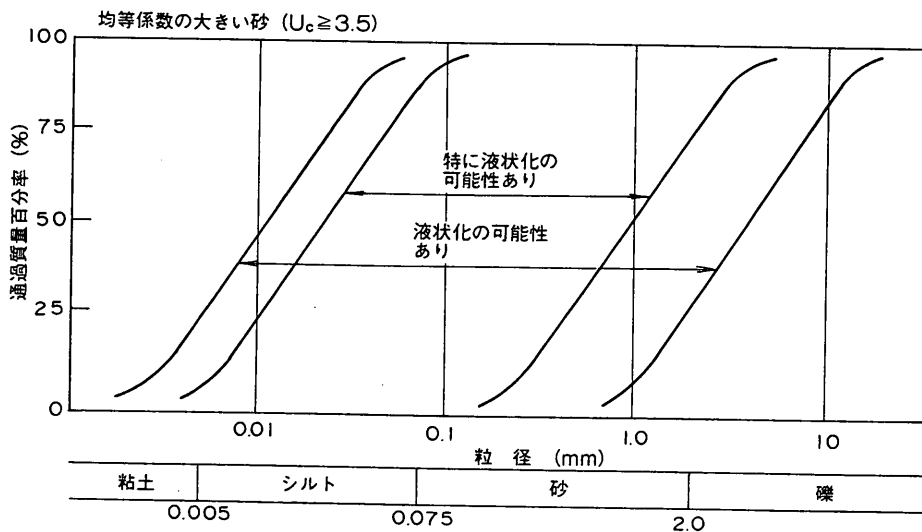


図-33(b) 液状化の可能性のある土の粒度(均等係数の大きい砂)

数が 3cm/s 以上であることを確認した場合に液状化しないと判定することができる。ただし、この場合、対象土層の上に粘土やシルトのような透水性の悪い土層がある場合には、「液状化の可能性あり」の範囲の土として扱う。また、 3cm/s という大きな透水係数を求めるための透水試験は特殊な方法となる。透水係数の測定が困難な場合には粒径から間接的に推定する方法があるが²³⁾、適用にあたっては対象土が細粒分を含むか等の土質性状に留意する必要がある。

6.2 等価 N 値、等価加速度による液状化の予測・判定

図-33の「液状化の可能性あり」の範囲に含まれる粒度の土層については以下の検討を行う。

(1) 等価 N 値

2.2 節で示された式(1)により N 値を有効上載圧で補正し、等価 N 値の算定を行う。なお、後述の式(13)を用いる場合には計測された N 値そのものを等価 N 値とする。

(2) 等価加速度

2.2 節で示された式(2)により等価加速度の算定を行う。

(3) 等価 N 値と等価加速度による予測・判定

対象土層の等価 N 値と等価加速度が、図-34に示した I ~ IV のどの範囲にあるかを判断する。

(4) 細粒分を多く含む場合の N 値の補正と予測・判定

細粒分(粒径が $75\ \mu\text{m}$ 以下の成分)を 5% 以上含むものについては、等価 N 値の補正を行い、補正後の等価 N 値を用いて対象土層が図-34に示した I ~ IV のどの範

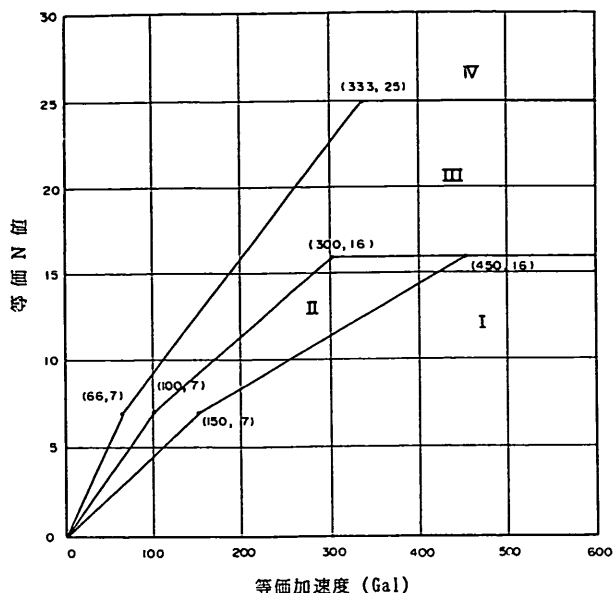


図-34 等価加速度と等価N値による土層の分類

図にあるかを判定する。等価N値の補正は、下記の3ケースの場合に分けて行う。

ケース1：塑性指数が10未満または得られていない場合、あるいは細粒分含有率が15%未満

ケース2：塑性指数が10以上20未満、かつ、細粒分含有率が15%以上

ケース3：塑性指数が20以上、かつ、細粒分含有率が15%以上

a) ケース1：塑性指数が10未満または得られていない場合、あるいは、細粒分含有率が15%未満

等価N値(補正後) = $(N)_{0.65} / c_N$ とする。補正係数 c_N は図-35で与えられる。得られた等価N値(補正後)と等価加速度から図-34を用いて判定する。

b) ケース2：塑性指数が10以上20未満、かつ、細粒分含有率が15%以上

等価N値(補正後) = $\{(N)_{0.65} / 0.5\}$ 及び $\{N + \Delta N\}$

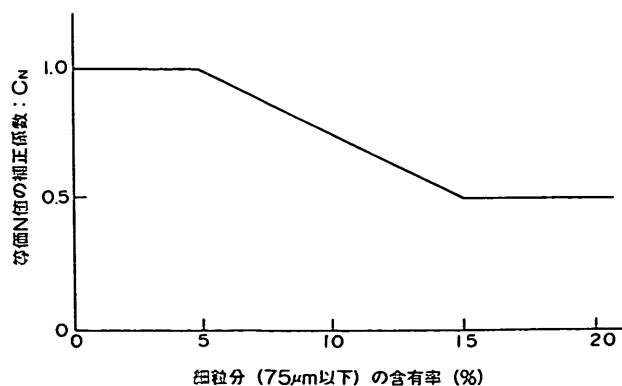


図-35 細粒分に応じた限界N値の低減係数

$N\}$ とし、以下の場合に応じて判定する。 ΔN は式(9)で与えられる。

- ① $\{N + \Delta N\}$ がIの範囲にある場合：Iと判定する。
- ② $\{N + \Delta N\}$ がIIの範囲にある場合：IIと判定する。
- ③ $\{N + \Delta N\}$ がIIIまたはIVの範囲にあり、かつ、 $(N)_{0.65} / 0.5$ がI、IIまたはIIIの範囲にある場合：IIIと判定する。

④ $\{N + \Delta N\}$ がIIIまたはIVの範囲にあり、かつ、 $\{(N)_{0.65} / 0.5\}$ がIVの範囲にある場合：IVと判定する。ここで、細粒分による等価N値がI、IIの範囲でもIIIと判断するのは、細粒分補正による結果が安全側すぎるからである。また、塑性指数による補正でIVが得られてもIVと判断しないのは、塑性指数が10～20の値の場合にはその値の信頼性が低く、「液状化しない」というIVと判断するのは危険側と考えられるからである。

c) ケース3：塑性指数が20以上、かつ、細粒分含有率が15%以上

等価N値(補正後) = $N + \Delta N$ とする。

図-34を用いて、等価N値(補正後)、等価加速度により判定する。

図-36および表-3は、上記a)～c)で示したことを、図と表で表わしたものである。表-3は、細粒分含有率でN値の補正を行った予測と、塑性指数で補正を行った予測の組み合わせによる標準的な予測結果を示している。

(4) 液状化の予測・判定

(2)、(3)において行ったI～IVの土層の分類に応じて、各土層について表-4により液状化の予測・判定を行う。液状化の判定は、対象とする構造物にどの程度の安全を見込むか等、物理的な現象以外の要素も考慮されるので、それぞれの予測結果に対する判定を一義的に設定することはできない。表-4には、各予測結果に対する標準的と考えられる判定を示す。

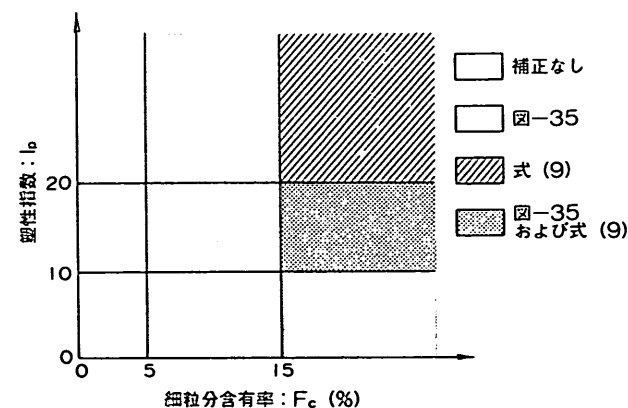


図-36 細粒分と塑性指数に応じたN値の補正法

ここで、「液状化の予測」とは、物理的な現象としての液状化の可能性の大小を示すことを言う。これに対し「液状化の判定」とは、液状化の可能性の大小を考慮し対象地盤が液状化すると見なすか否かを決定することを言う。したがって、液状化の判定においては、対象と

する構造物に対しどの程度の安全を見込むか等、物理的な現象以外の要素も考慮する必要がある。

7. 結論

粒度・N 値法（1989 年版）に対して、最近発生した 2 つの液状化事例を用いて考察を行い、さらに、最近の液状化に関する室内試験結果を用いた考察も行った。そして、粒度・N 値法（1989 年版）の適用性に疑問が持たれる部分については、改定することを目的として本研究を進め、以下のような結論を得た。

(1) 粒度分布が B_r に含まれる土に適用される限界 N 値は危険側の判定を下す可能性がある。

(2) 塑性指数が得られる土に対しての N 値の補正法を塑性指数を用いて提案した。

(3) 粒度分布が B_c に含まれる土に適用される限界 N 値は危険側の判定を下す可能性がある。

(4) れき分を多く含む砂が、「液状化する可能性がある

表-3(a) 細粒分含有率と塑性指数による N 値の補正(塑性指数が 10 未満または得られていない場合、あるいは、細粒分含有率が 15%未満)

| | | 細粒分含有率による補正 | | | |
|-----------------------|---|-------------|----|-----|----|
| | | I | II | III | IV |
| 塑補 性正 指数 による | — | I | II | III | IV |
| | — | | | | |
| | — | | | | |
| | — | | | | |

表-3(b) 細粒分含有率と塑性指数による N 値の補正(塑性指数が 10 以上 20 未満、かつ、細粒分含有率が 15%以上)

| | | 細粒分含有率による補正 | | | |
|-----------------------|-----|-------------|-----|-----|----|
| | | I | II | III | IV |
| 塑補 性正 指数 による | I | I | I | I | I |
| | II | II | II | II | II |
| | III | III | III | III | IV |
| | IV | III | III | III | IV |

表-3(c) 細粒分含有率と塑性指数による N 値の補正(塑性指数が 20 以上、かつ、細粒分含有率が 15%以上)

| | | 細粒分含有率による補正 | | | |
|-----------------------|-----|-------------|---|---|---|
| | | — | — | — | — |
| 塑補 性正 指数 による | I | I | | | |
| | II | II | | | |
| | III | III | | | |
| | IV | IV | | | |

表-4 粒度と N 値による土層ごとの液状化の予測・判定

| 図-34に示す範囲 | 粒度と N 値による液状化の予測 | 粒度と N 値による液状化の判定 |
|-----------|------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| I | 液状化する。 | 液状化すると判定する。 |
| II | 液状化する可能性が大きい。 | 液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 |
| III | 液状化しない可能性が大きい。 | 液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 構造物に特に安全を見込む場合には、液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 |
| IV | 液状化しない。 | 液状化しないと判定する。 |

る」とされる粒径範囲をまたぐ場合の判断の目安を透水係数で示した。

(5)等価加速度が 500Gal 程度の巨大地震動でも液状化しないと判断できる等価 N 値の最大値は 20 ではなく、25 である。

(6)上記(1)～(5)を取入れた、粒度・N 値法による液状化の予測・判定法を修正した。

8. あとがき

粒度・N 値法による液状化の予測・判定法の考察を行い、考察結果を利用して既存の方法の修正案を提案した。粒度・N 値法は、まえがきでも述べたように経験的な方法である。そのため、新しいケース、例えば特殊土等に対する適用は慎重になされるべきである。また、新たな事例が観察されると、検討を加えて適用性の確認を行い、場合に応じて改定すべきである。しかし、このような姿勢は後追いのでもあるので、本文中でも紹介した繰返し三軸試験結果の利用のように、種々の土質試験による現場のデータを取得して研究・調査を継続的に行い、予測・判定法に随時反映させていく必要がある。あるいは、地震後の後追いの対応においても、地震前の基礎データがないのは、地震後の設計法への反映において致命的となることもある。このようなことから、施設整備においては多小の負担はあっても基礎的な土質データの蓄積を進めていく必要があると考える。

最後に、本研究の実施にあたっては、東北大学風間助教授、港湾技術研究所井合地盤震動研究室長の協力を頂いた。さらに、北海道開発局、沖縄総合事務局、運輸省の各港湾建設局の関係各位に多大なご協力を頂いた。末筆ではありますが謝意を表します。

(1998年6月30日受付)

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版(上巻)，日本港湾協会，pp.203～208，1989
- 2) 土田肇：砂質地盤の流動化の予測と対策，昭和45年度港湾技術研究所講演会講演概要，pp.(3)1～33，1970
- 3) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準補遺，1971
- 4) 港湾施設被害検討委員会編：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，港湾技研資料，No.813，1995
- 5) 稲富隆昌他24名：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾技研資料 No.857，1997
- 6) 稲富隆昌，上部達夫，井合進，風間基樹，山崎浩之，松永康男，関口信一郎，水野雄三，藤本義則：1993年

北海道南西沖震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.791，1994

- 7) 井合進，小泉勝彦，土田肇：粒度とN値による新しい液状化予測法港湾技術研究所報告，第25巻第3号，pp.125～234，1986
- 8) 山崎浩之，善功企，前田健一，佐渡篤史：粒度・N値による液状化の予測判定について，第32回地盤工学研究発表会概要集，pp.1059～1060，1997
- 9) 井合進，松永康男：液状化予測におけるせん断応力比の簡易算定法の検討，第25回土質工学研究発表会概要集，pp.773～776，1990
- 10) 安田進，陶野郁雄，森本巖，山本芳生，宮本孝行：千葉県東方沖地震における埋立地の液状化発生特性，地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム，土質工学会，pp.151～158，1989
- 11) 桑野二郎，Sapkota, Bindo K., 橋爪秀夫，高原健吾：細粒分を含む砂の液状化特性，土と基礎，Vol.41, No.7, pp.23～28，1993
- 12) 吉見吉昭：砂の乱さない試料の液状化抵抗～N値～相対密度関係，土と基礎，Vol.42, No.4, pp.63～67，1993
- 13) ISHIHARA K.: Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits during Earthquakes, Soils & Foundations, Vol.17, No.3, pp.1～8，1977
- 14) MEYERHOF, G. G.: Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of the ASCD, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., Vol.82, No.SM1, p. 866, 1956
- 15) 兵動正幸，村田秀一，河原弘明，川手伸哉，米村公貴，上俊二：年代効果を有する付攪乱海成粘土の原位置非排水繰返しせん断強度の評価，第30回土質工学研究発表会概要集，pp.937～940，1995
- 16) KOKUSHO T., TANAKA Y., KAWAI T., KUDO K., SUZUKI K., TOHDA S. and ABE S.: Case Study of Rock Debris Avalanche Gravel Liquefied during 1993 Hokkaido-Nansei -Oki Earthquake, Soils & Foundations, Vol.35, No.3, pp.83～95，1995
- 17) 宮田正史，佐藤幸博，井合進：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その1)強震記録，pp.5～50，港湾技研資料，No.813，1995
- 18) 山崎浩之，善功企，佐渡篤史，館下徹：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その5)液状化の判定に関する検討，pp.167～205，港湾技研資料，No.813，1995
- 19) 運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック

ク (改訂版), 沿岸開発技術研究センター, pp.173 ~ 184, 1997

20) ANNAKI M. and LEE K.L.: Equevalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, GED., ASCE, Vol.103, No.GT6, pp.549 ~ 564, 1977

21) Seed H.B., and Booker J.R.: Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT7, pp.757 ~ 768, 1977

22) 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)埋立地盤の特性, pp.147 ~ 166, 港湾技研資料, No.813, 1995

地盤工学会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), pp.71 ~ 228, 1996

23) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, 1982 年版, pp.69 ~ 70, 1982

24) Yasuda S., Harada K. and Shinkawa N.: Soil conditions at liquefied and non-liquefied sites during the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, Proc. of the 14th ISSMFE, pp.1657 ~ 1660, 1997

25) Seed H. B.: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquake, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.105, No.2, pp.201-255, 1979

26) 前出 20), pp.114 ~ 124

付録 1

吉見の示した関係は, N 値については等価 N 値ではなく換算 N 値 N_r が用いられ, 液状化強度は RI_{20} ではなく繰返し回数が 15 回で両振幅軸ひずみが 5% に達する繰返しせん断応力比 RI_{15} が用いられている。そこで, 以下のような補正を行った。換算 N 値 N_r は計測された N 値を有効上載圧が 1.0kgf/cm^2 の条件下に換算したもので, 次式で表される。

$$N_r = 1.7 \cdot N / (\sigma_v' + 0.7) \quad \text{付式(1)}$$

ここに, N_r は換算 N 値で σ_v' は有効上載圧 (kgf/cm^2) である。付式(1)と式(1)を N 値に関して連立させると等価 N 値と換算 N 値の関係が有効上載圧を介した関係として得られ, ここでは有効上載圧 1.0kgf/cm^2 を用い次式を得る。

$$(N)_{0.66} = (N_r - 0.62) / 1.14 \quad \text{付式(2)}$$

次に, 液状化強度 RI_{15} と液状化強度 RI_{20} の関係は次式で表される。

$$RI_{20} = a_1 \cdot RI_{15} \quad \text{付式(3)}$$

ここで, a_1 は補正係数で 1.0 以下の値をとる。ここでは, $a_1 = 0.95$ とし, 付式(2), 付式(3)を用いて吉見の示した液状化強度 RI_{15} と換算 N 値 N_r の関係を図-19の実線で示す液状化強度 RI_{20} と等価 N 値 $(N)_{0.66}$ の関係に変換した。なお, オリジナルの吉見の液状化強度と換算 N 値の関係は図-23の実線で示されるものである。

図-19の点線で示す石原および Meyerhof の式によるものは以下のように求めた。石原は液状化強度 RI_{20} と相対密度 Dr との間に下式を示している。

$$RI_{20} = 0.0042 \cdot Dr \quad \text{付式(4)}$$

Meyerhof は相対密度 Dr と N 値の間に次式の関係を示した。

$$Dr = 21 \cdot \{N / (\sigma_v' + 0.7)\}^{0.5} \quad \text{付式(5)}$$

付式(4)と付式(5)から液状化強度と N 値の関係式が得られる。

$$RI_{20} = 0.0882 \cdot \{N / (\sigma_v' + 0.7)\}^{0.5} \quad \text{付式(6)}$$

さらに N 値に関して付式(6)と式(1)を連立させると等価 N 値と液状化強度の関係が有効上載圧を介した関係として得られ, ここでは有効上載圧 1.0kgf/cm^2 を用い次式を得る。

$$RI_{20} = 0.0882 \cdot \{[1.14 \cdot (N)_{0.66} + 0.62] / 1.7\}^{0.5} \quad \text{付式(7)}$$

付式(7)により図-19の点線の関係を得る。

付録 2

繰返し三軸試験において, 繰返し回数が 15 回で液状化するせん断応力比として定義される液状化強度 RI_{15} は, 以下のように等価加速度の形に変換される。等価加速度は地震応答計算から得られるせん断応力比の時刻歴の最大値から得られるものである。したがって, 規則波と等価となる不規則波の最大値を求めれば良い。

Seed らの研究によれば, マグニチュードが 7.5 の地震での不規則せん断応力比は, その最大値を 0.65 倍した

せん断応力の規則波 15 波と等価となることが示されている。これは次式で表される。

$$(\tau/\sigma_v)_e = 0.65 \cdot L_{max} \quad \text{付式(8)}$$

ここで、 $(\tau/\sigma_v)_e$ は規則波のせん断応力比(せん断応力と上載圧の比)、 L_{max} は等価となる不規則波の最大せん断応力比である。付式(8)の $(\tau/\sigma_v)_e$ に Rl_{15} を代入すると、液状化を発生させる不規則波の最大値 L_{max} が次式で得られる。ただし、 $(\tau/\sigma_v)_e$ 、 L_{max} はせん断応力と上載圧の比であるが、 Rl_{15} はせん断応力と平均有功主応力の比であるので拘束圧補正を行う必要がある。

$$Rl_{15} \cdot (1+2 \cdot Ko)/3 = 0.65 \cdot L_{max} \quad \text{付式(9)}$$

ここで、付式(9)中の Ko は静止土圧係数で、上述の拘束圧補正を行う係数である。付式(9)の L_{max} は式(2)の τ_{max}/σ_v と同じ意味であるので、付式(9)と式(2)から次式を得る。

$$\alpha_{eq} = 0.36 \cdot (1+2 \cdot Ko) \cdot Rl_{15} \cdot g \quad \text{付式(10)}$$

付式(10)中の Ko は通常 0.5 程度の値をとる。本文中の Rl_{15} から等価加速度への変換は $Ko=0.5$ として行っている。

港湾技研資料 No.914

1998.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (株)昭和工業写真印刷所

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright ©(1998) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。