

港湾技研資料

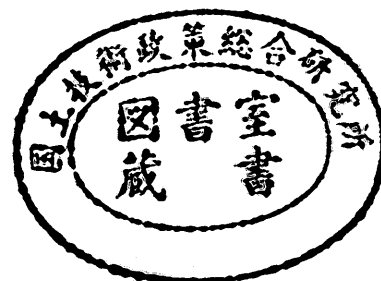
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 813 Sept. 1995

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

港湾施設被害検討委員会編

運輸省港湾技術研究所



序 文

稲富 隆昌*
稲垣 紘史**
輪湖 建雄***

平成7年1月17日午前5時46分に淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の地震が発生した。「平成7年（1995年）兵庫県南部地震」と命名されたこの地震は、高度に発達した都市を襲った初めての活断層型直下地震である。神戸市、芦屋市などでは震度7の激震を記録した。この強震により、神戸市を中心に5,500名を越す犠牲者を出すとともに、港湾施設、高速道路、新幹線、ライフラインなどの土木施設、また住宅、ビルなどの建築構造物に未曾有の被害を出し、長期間にわたり都市機能を麻痺させた。同時に、神戸港のポートアイランド、六甲アイランドなどの埋立地では、埋立土の「まさ土」が液状化し、その噴泥が地表面を大規模に覆い、液状化現象を全国に再認識させた。

運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所では、水平加速度が502Gal、上下加速度が283Galの地震動を記録した。被害が集中した神戸港の岸壁の多くはケーソン式岸壁で、被害形態は岸壁の移動と傾斜およびその背後地盤の沈下であった。全国のコンテナ貨物量の約3割を取り扱う神戸港のコンテナ埠頭においても、岸壁が数m移動するなど同様な被害が発生したため、クレーンの脚に損傷が生じ、港湾荷役は完全にその機能を喪失した。一方、このような被災状況下において、耐震性を高めた耐震強化岸壁はほとんど損傷することなくその機能を保持した。この耐震性の保証は、神戸港のみならず、全国に展開する港湾施設の耐震性強化にきわめて重要な技術情報を与えた。

地震から7カ月を経過した現在、被災地港湾では地震に強い港湾を目指して復興が始まっている。同時にケーソン式岸壁の被害の原因究明の調査、研究も図-1に沿って鋭意進められている。本報

兵庫県南部地震に対する ケーソン式岸壁の被害考察 —— 地震動・液状化を中心に ——

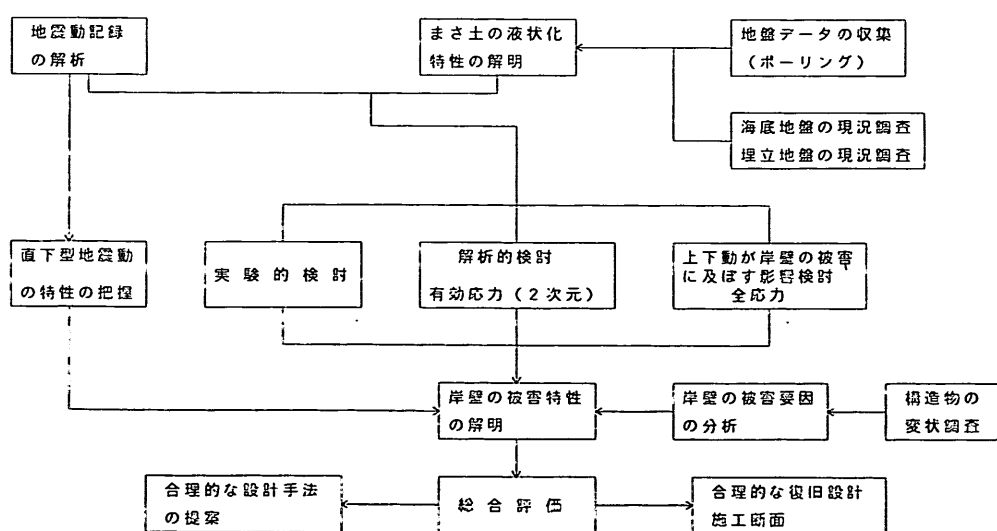


図-1 調査研究フロー

- * 構造部長
- ** 前 運輸省第三港湾建設局長
- *** 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部長

告は現在までに明らかになった研究成果等を速報的に紹介するものである。したがって、復興事業に伴って明らかになる現地情報の内容によっては成果の一部変更もあり、また、解析、実験的研究も継続して実施しているため、最終的な成果は後日に待つ必要がある。

報告では、港湾施設の被害状況および地震動の特性紹介から始まり、液状化を含む埋立地盤の特性、ケーソン式岸壁の変状の要因を明らかにし、また、実験的、解析的検討からケーソン式岸壁の変状を考察した。また、コンテナクレーンについても現地データを用いて被災の実態を明らかにした。

なお、本報告を取りまとめるに際して、運輸省港湾局、同第三港湾建設局、神戸市港湾局、同開発局、兵庫県土木部港湾課、神戸港埠頭公社等から多大なる支援をいただいた。ここに関係の方々に謝意を表す。

平成7年9月

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

目 次

序 文

- (その1) 強震記録宮田正史・佐藤幸博・井合 進..... 5
- (その2) 被災状況
- 岸壁、防波堤、海岸保全施設—外山進一・松永康男 51
 - 港湾荷役施設—藤本健幸 77
 - 臨港交通施設—横田 弘 95
- (その3) 神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析
.....上部達生・高野剛光・松永康男..... 127
- (その4) 埋立地盤の特性善 功企・山崎浩之・南 兼一郎・中島由貴..... 147
- (その5) 液状化の判定に関する検討山崎浩之・善 功企・佐渡篤史・館下 徹..... 167
- (その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験 ...菅野高弘・三藤正明・及川 研..... 207
- (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析井合 進・一井康二・森田年一..... 253
- (その8) ケーソン式岸壁の地震時滑動に関する数値解析
.....野津 厚・上部達生・高野剛光..... 281
- (その9) 神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察
.....長尾 毅・小泉哲也・木阪恒彦・寺内 潔・細川浩二・門脇陽治・宇野健司..... 301
- (その10) コンテナクレーンの地震時挙動吉田由治..... 337

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

山崎 浩之*
 善 功企**
 佐渡 篤史***
 館下 徹***

要 旨

神戸港の岸壁・護岸・防波堤の置換層、埋立部について9地点で今回の地震（兵庫県南部地震）での液状化に関する各種調査・解析を行った。本調査・解析から以下のような結論が得られた。

- ・神戸港で置換土、埋立土に用いられていたまさ土の粒度試験を行った。まさ土の粒度分布は、港湾の基準で示されている液状化する可能性の高い粒度範囲からはずれていた。

- ・標準貫入試験結果より得られたN値は20以下になるところが多かった。

- ・凍結サンプリングで乱さないまさ土を採取し、繰返し三軸試験を行った。繰返し三軸試験から、まさ土の液状化抵抗は繰返しせん断応力比で0.25弱で、通常の砂の液状化抵抗の範囲に入るものであることがわかった。

- ・一次元地震応答計算を行った。その結果、地表面で450gal程度の加速度が得られた。また、等価加速度は500gal近い値となった。

- ・粒度・N値法による液状化の予測・判定を置換層・埋立て部について行った。予測・判定結果は、調査を行った各地点のいずれにおいても液状化の可能性があるという結果になった。各地点の液状化の深度方向の範囲については地点により異なるが、ほぼ全層が液状化の可能性があると予測・判定結果になったものがあった。

- ・繰返し三軸法による液状化の予測・判定を六甲アイランドとポートアイランドの2地点の岸壁・物揚場で行った。予測・判定結果は、いずれの地点においても液状化の可能性があると結果になった。また、液状化の可能性のある層の深度方向の分布は、ほぼ全層が液状化の可能性があると予測・判定結果になった。

- ・繰返し三軸法により求めた液状化抵抗率： F_L は、六甲アイランドの岸壁で0.5程度、ポートアイランドの物揚場で0.2~0.5となり、かなり低い液状化抵抗率となった。このことから、今回の地震による両施設の液状化の程度（液状化による地盤変状等）はかなり大きいものであったと考えらる。六甲アイランドの内陸部の埋立地盤およびポートアイランドの一部では、噴砂等の液状化の痕跡が観察されていないと報告されている。これは、ここで行った液状化の予測・判定結果と異なっている。この原因は、内陸部で用いられた埋立土砂が岸壁施設付近で用いられた土砂と異なること、また、締固め等の地盤改良が行われていたことが原因として考えられる。

- ・液状化後の地盤変位に関する数値解析を行った。解析は繰返し三軸法による液状化の予測・判定から得られた F_L 値と繰返し三軸試験結果を用いて線形弾性有限要素解析で行った。解析結果は、ケーソン下端が3mせりだしケーソン背後の埋立部が3m沈下するという結果になった。解析には地震による慣性力が考慮されていないが、実際の変位量とほぼ対応した結果になった。このことから、今回の岸壁・護岸の大変位は液状化に起因しているところが大きいといえる。

* 土質部 主任研究官
 ** 土質部 動土質研究室室長
 *** 土質部 動土質研究室

Mechanism of Damage to Port Facilities during 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

(Part 5) Liquefaction Potential of Reclaimed Land

Hiroyuki YAMAZAKI*

Kouki ZEN**

Atsushi SADO***

Toru TACHISHITA***

Synopsis

The behavior of quay walls and breakwaters, damaged in Kobe Port during the 1995 great Hanshin earthquake, were investigated for liquefaction susceptibility of their foundations. This investigation presents the results of laboratory tests and analysis to predict the possibility of liquefaction due to the earthquake.

The grain size distribution of the masado, used for reclamation and replacement of port facilities in Kobe area, was not in the range of high of liquefaction, as recommended by the Japanese design code for construction of port & harbour facilities. It was, however, found that the liquefaction resistance of the masado was less than 0.25, which is in the range of values for clean sands with possibility of liquefaction.

Standard penetration tests (SPT) were conducted on replaced layers and reclaimed layers at nine selected port facilities in Kobe area to verify the occurrence of liquefaction. It was found that the layers at every selected facility had possibility of liquefaction.

The prediction of the occurrence of liquefaction by the cyclic triaxial test method was conducted on replaced layers and reclaimed layers for two quay walls in Port Island and Rokko Island, which damaged during the earthquake. The prediction resulted from the laboratory tests indicate that the layers at every spot had possibility of liquefaction. The liquefaction resistance factors (F_L) obtained from the cyclic triaxial test were about 0.5 at the quay wall in Rokko Island and within the range of 0.2 to 0.5 at the quay wall in Port Island. Thus, the liquefaction level, which caused the deformations, is believed to be very high.

A linear elastic finite element (FEM) analysis was conducted to predict the vertical and horizontal deformations of a Caisson-type quay wall after liquefaction based on the liquefaction resistance parameters obtained from the cyclic triaxial tests. The result showed the horizontal displacement of the bottom of the caisson to be 3m, and the vertical settlement of the ground surface behind the caisson to be 3m. Although the analysis did not take the effect of inertia induced by the seismic load into consideration, the displacements predicted by the analysis was in good agreement with the deformations observed in the field.

* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

** Chief of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

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

目 次

要 旨	165
1. まえがき	169
2. 液状化予測・判定法	169
2. 1 粒度とN値による予測・判定法	169
2. 2 繰返し三軸試験による予測・判定法	171
3. 予測・判定条件	173
3. 1 予測・判定地点	173
3. 2 土質調査結果	173
3. 3 地震応答解析に用いたパラメータ, 入力地震波および解析結果	184
4. 粒度・N値法による予測・判定	189
4. 1 地震応答計算により等価加速度を算定した場合	189
4. 2 簡易法により等価加速度を算定した場合	192
5. 繰返し三軸法による予測・判定	197
5. 1 予測・判定結果	197
5. 2 粒度・N値法による判定結果と繰返し三軸法による 判定結果の比較および両判定結果と他の解析との比較	199
6. 液状化による変形に関する解析	201
6. 1 解析方法	201
6. 2 解析パラメータ	201
6. 3 解析結果	202
7. まとめ	202
参考文献	203

1. まえがき

兵庫県南部地震で神戸港の広い範囲で液状化現象が観察された¹⁾。ここでは、神戸港の9地点で港湾の基準の方法^{2),3),4)}により今回の地震での液状化の予測・判定を行う。

また、液状化の発生した地盤の多くは、まさ土という特殊土が埋立ておよび置換土砂として用いられていた。まさ土は礫分を多く含むため、まさ土を用いた地盤は液状化しないと認識されていたが、今回の地震ではまさ土地盤が広範囲に液状化した。そこで、ここでは特にまさ土の液状化特性を、地震後の六甲アイランドとポートアイランドの岸壁における凍結サンプリング等の土質調査をもとに行う。

さらに、液状化が原因で岸壁・護岸がどの程度変状したかについても数値解析により調べ、液状化が今回の被害要因としてどの程度しめていたかを検討する。

2. 液状化予測・判定法

港湾の基準では、液状化の予測・判定は、基本的には図-2.1に示した手順により行われる。おおまかに、まず、対象とする地盤のN値とその土層を構成する土の粒度を用いて液状化の予測・判定を行い、これにより液状

化の発生の有無の判定が困難である場合には、繰返し三軸試験による予測判定を行う。以下に判定法を示す。

2.1 粒度とN値による予測・判定法

粒度・N値法による判定は以下の手順で行う。

①粒度分布の判定

原地盤の土の粒土分布を調べ、図-2.2に示されるA、Bc、Bfのどの範囲にあるのかを求める。

②等価N値の算出

原地盤のN値から、次式を用いて等価N値(N)_{0.66}を求める。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma v' - 0.66)) / (0.399(\sigma v' - 0.66) + 1) \dots\dots\dots 1.1$$

ここで、 $\sigma v'$ 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。

③等価加速度の算出

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} から、等価加速度 a_{eq} を次式を用いて求める。

$$a_{eq} = 0.7 \tau_{max} / \sigma v' \cdot g \dots\dots\dots 1.2$$

ここで、 $\sigma v'$ は地震時の地盤高さから求めた有効上載

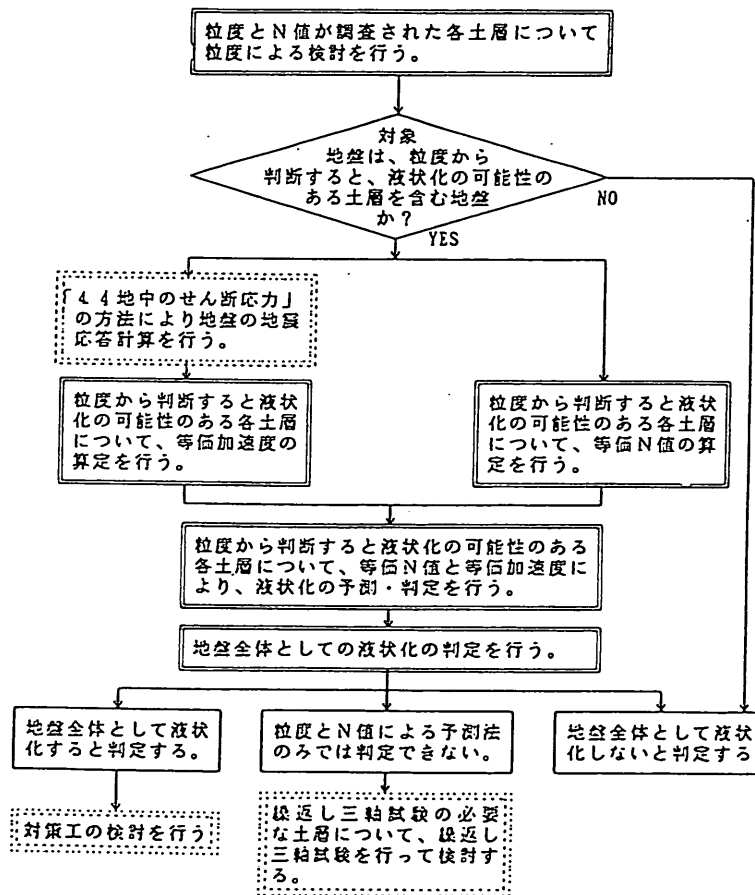


図-2.1 粒度とN値による予測・判定手順図

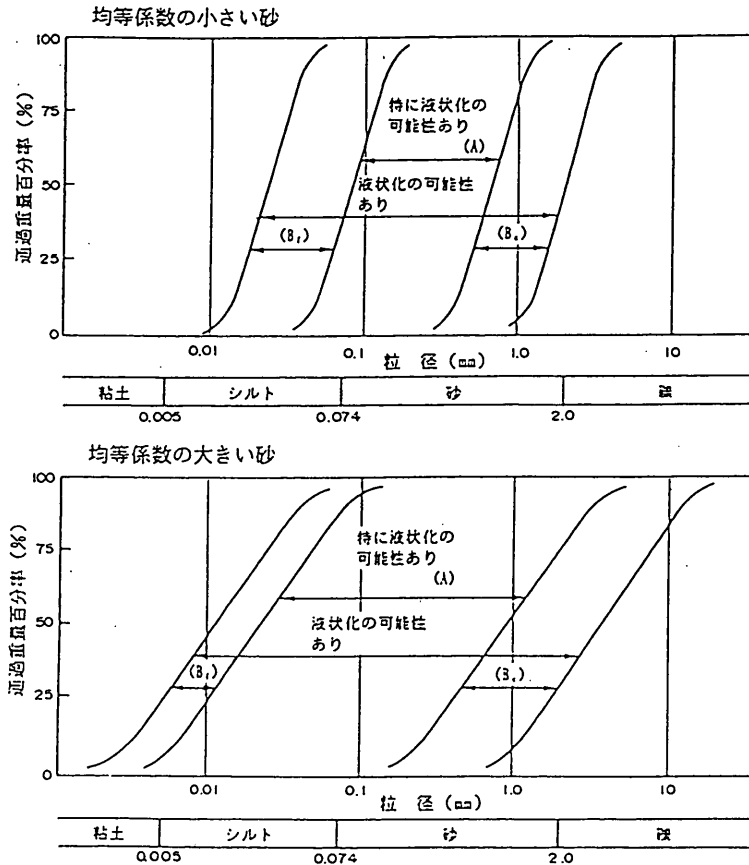


図-2.2 液状化の可能性のある土の粒度

圧(kgf/cm²), gは重力加速度(980gal)である。

また、井合・松永⁵⁾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

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

f ; 地盤の固有振動数(HZ)

V_{si}; 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-2.1より地表最大加速度 a_{est} を推定する。

表-2.1 地表最大加速度の推定式 (f ≥ 0.5)

	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かを決定する。
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かを決定する。 構造物に特に安全を見込む必要がある場合には、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かを決定する。
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。

c. 地中の最大せん断応力 τ_{max} は次式で与えられる。

$$\tau_{max} = \gamma_d(z) \cdot (a_{est}/g) \sigma'v'(z) \dots\dots\dots 1.3$$

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

$$\gamma_d(z) = 1.0 - 0.019z \quad (Z \leq 25m) \dots\dots\dots 1.4$$

「S-1210 E41S」の場合

$$\gamma_d(z) = 1.0 - 0.026z \quad (Z \leq 25m) \dots\dots\dots 1.5$$

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1.3から式1.2の等価加速度が算定できる。

④液状化の判定

粒度範囲が①でAと判定されたものは、図-2.3を用いてI~IVのどの範囲にあるか調べ表-2.2により液状化の判定を行う。粒度範囲がBfおよびBcと判定された

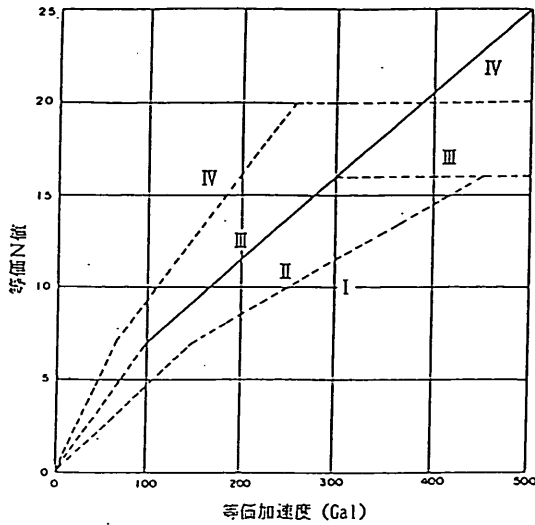


図-2.3 液状化予測のための土層の分類 (粒度範囲Aに対するもの)

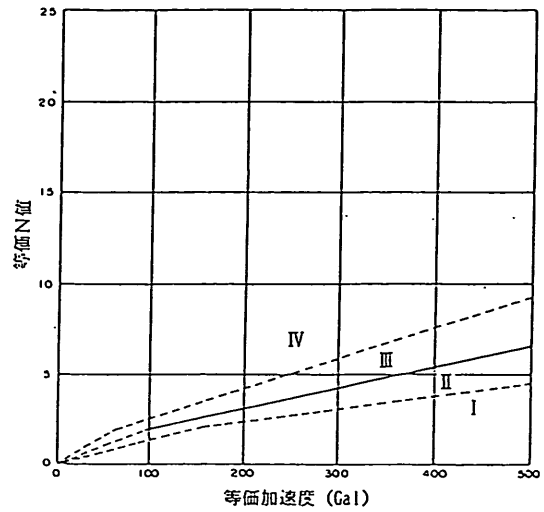


図-2.4 液状化のための土層の分類 (粒度範囲Bf, Bclに対するもの)

表-2.2 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

十勝沖地震 S-252 NS Base	
基底加速度	地表最大加速度: $\alpha \dots$
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 ($f > 1.6$)
宮城県沖地震 S-1210 E41S	
基底加速度	地表最大加速度: $\alpha \dots$
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 ($f > 5.0$)

ものは、図-2.4を用いてI~IVのどの範囲にあるか調べ表-2.1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-2.5を用いて図-2.3の限界N値を減減させる。また、範囲Bc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-2.3において対象とする地盤の等価N値が限界N値(判定IIとIIIの境界)となる等価加速度 α_{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 α_{eq} との比を求め、液状

化抵抗率は $F_L = \alpha_{eq}' / \alpha_{eq}$ として得られる。 F_L の値が0.66以下が図-2.4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、等価加速度が250gal以上になると図-2.4で示される限界N値のラインは折れ曲がるので、上述の対応関係は満たされない場合がある。

2.2 繰返し三軸試験による予測・判定法

繰返し三軸試験による判定は、図-2.6に示す手順で行われる。

①地震応答解析により、地盤中の各深度に発生する最大繰返しせん断応力 τ_{dmax} を求め、次式により最大繰返しせん断応力比 L_{max} を求める。

$$L_{max} = \tau_{dmax} / \sigma v' \dots\dots\dots 1.6$$

ここで、 $\sigma v'$ は各深度における有効上載圧である。

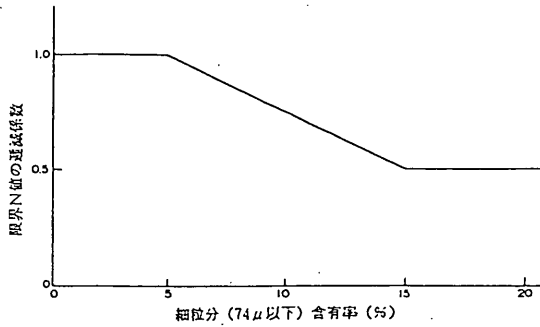


図-2.5 細粒分に応じた限界N値の逓減係数 (粒度範囲Aの土層にのみ適用)

②繰返し強さ応力比

繰返し三軸試験結果より図-2.7のような応力比(RI)と液状化に至る波数の関係を求める。

ここで、図-2.7で波数20波の繰返し強さ応力比 (R_{l20}) を以後の判定の指標として採用する。

③繰返し強さ応力比の補正

②で得られた関係を次式で補正する。

$$R_{20} = (0.9 \cdot (1 + 2 \cdot K_0) / 3) \cdot R_{l20} \dots\dots\dots 1.7$$

ここで、 K_0 は静止土圧係数で通常0.5の値がとられる。

上式は、実際の地盤での拘束圧のかかり方が、繰返し非排水三軸試験の場合のような等方状態ではなく異方状態であること ($(1 + 2 \cdot K_0) / 3$ の項) と、実際の地震では一方向だけからせん断されるのではなく多方向からせん断されること (0.9の項) の、2つについての補正である。

④荷重の不規則性に関する補正

実際の地震波は繰返し三軸試験のような正弦波ではなく、不規則波である。この不規則波は図-2.8のように衝撃型と振動型の2種類に分けられる。

表-2.3に示す換算係数で発生する地震波が衝撃型の

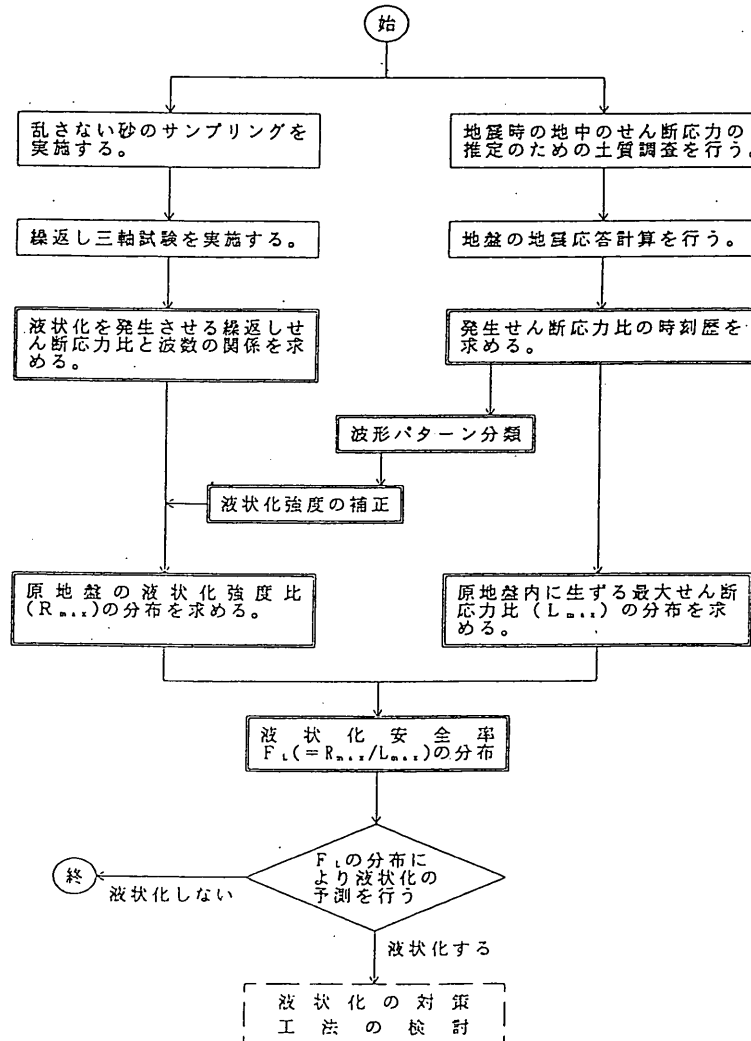


図-2.6 繰返し三軸法による液状化の予測の手順

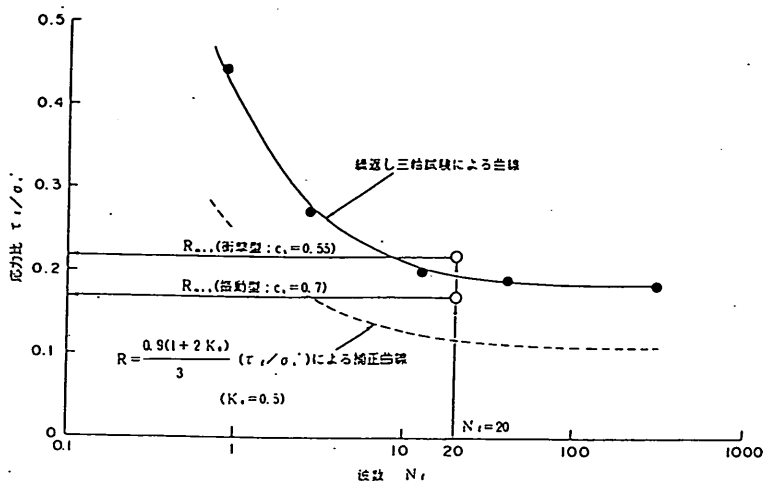
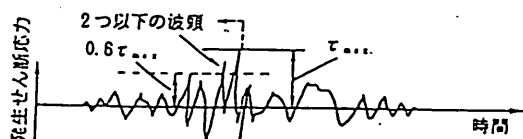


図-2.7 τ₁/σ'₀～N₁の関係

(a) 衝撃型



(b) 振動型

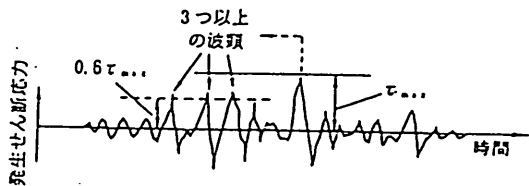


図-2.8 波形パターンの分類

表-2.3 波形の分類と換算係数

波形パターン	定義	換算係数 cₓ
衝撃型	最大せん断応力が起こると側の波形のみを考えると、τₘₐₓの6割以上の振幅をもつ波頭が、τₘₐₓの起こる以前に2つ以下しか存在しない場合	0.55
振動型	3つ以上の波頭が、τₘₐₓが通過する以前に、τₘₐₓの大きさの6割以上の振幅を持っている場合	0.7

場合には R₂₀を0.55で除し、振動型の場合には0.7で除したものを現地の液状化強度 R_{max}とする。したがって、最終的に液状化強度は次式になる。

$$R_{max} = (0.9 \cdot (1 + 2 \cdot K_0) / 3) \cdot R_{l20} / c_k \dots\dots\dots 1.8$$

$$c_k = 0.55 \text{ (衝撃型)}, 0.7 \text{ (振動型)}$$

⑤液状化の判定

液状化強度 R_{max}を最大繰返しせん断応力比 L_{max}で除したものを液状化に対する抵抗率 F_Lと次式のように定義し、

$$F_L = R_{max} / L_{max} \dots\dots\dots 1.9$$

F_L ≥ 1.0 液状化しない
 F_L < 1.0 液状化する

と判定する。

3. 予測・判定条件

3.1 予測・判定地点

粒度・N値法による判定と繰返し三軸法による判定を 図-3.1に示す六甲アイランドの⑥とポートアイランドの①各1地点で行った。また、井合・松永の方法を用いて等価加速度を算出した場合の粒度・N値法の判定を上記2地点の他、①、③、④、⑤、⑦、⑧、⑨の計9地点で実施した。なお、予測・判定は護岸背後の埋立地盤、ケーソン直下の置換層およびケーソン前面の置換層の3箇所について行っている。

各①～⑨地点の岸壁・護岸・防波堤断面図を 図-3.2に示す。 図-3.2から神戸港ではほとんどの構造物は、ケーソンを用いた重力式構造物で、基礎には置換え土が用いられていることがわかる。

3.2 土質調査結果

地震後、上述した9地点で標準貫入試験等の土質調査を行った。また、六甲アイランドとポートアイランドの護岸で、地震後埋立地盤と置換層から凍結サンプリングによる不攪乱試料の採取を行い、繰返し三軸試験を行った。

(1)土質柱状図、標準貫入試験結果

地震後の土質調査結果より得られた各地点の土質柱状

図を図-3.2の各岸壁・防波堤の断面図中に示す。図-3.2より今回検討の対象とした各施設の原地盤は、CDL-30m 付近に砂礫層があり、その上に沖積粘土がCDL-10m付近 まで堆積した構造であることがわかる。岸壁・

防波堤の基礎は、沖積粘土を掘削し、砂礫層にいたる CDL-30mま で置換土で置換えて造られている。砂礫層ではN値は概ね20以上あり、置換層では20以下となっているところが多い。岸壁背後の埋立地盤のN値につい

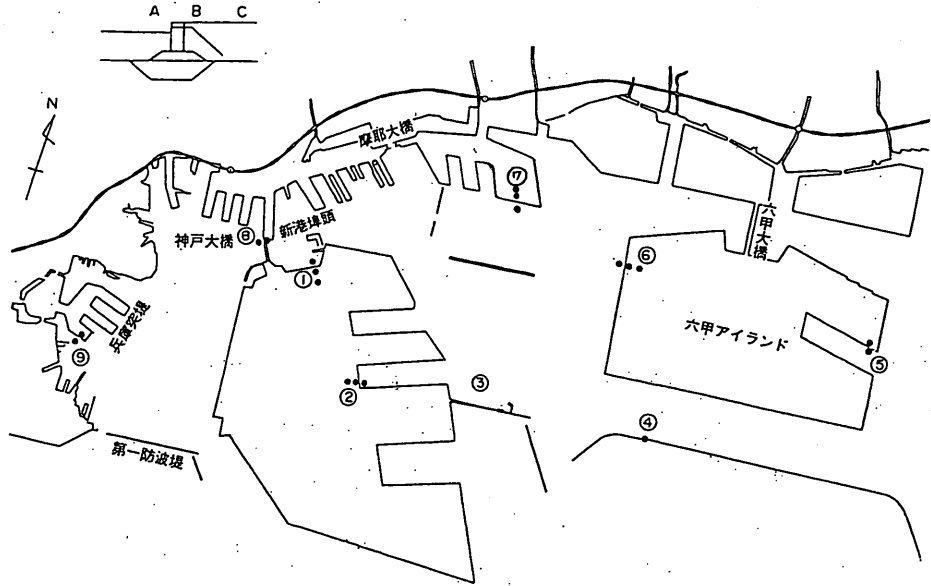
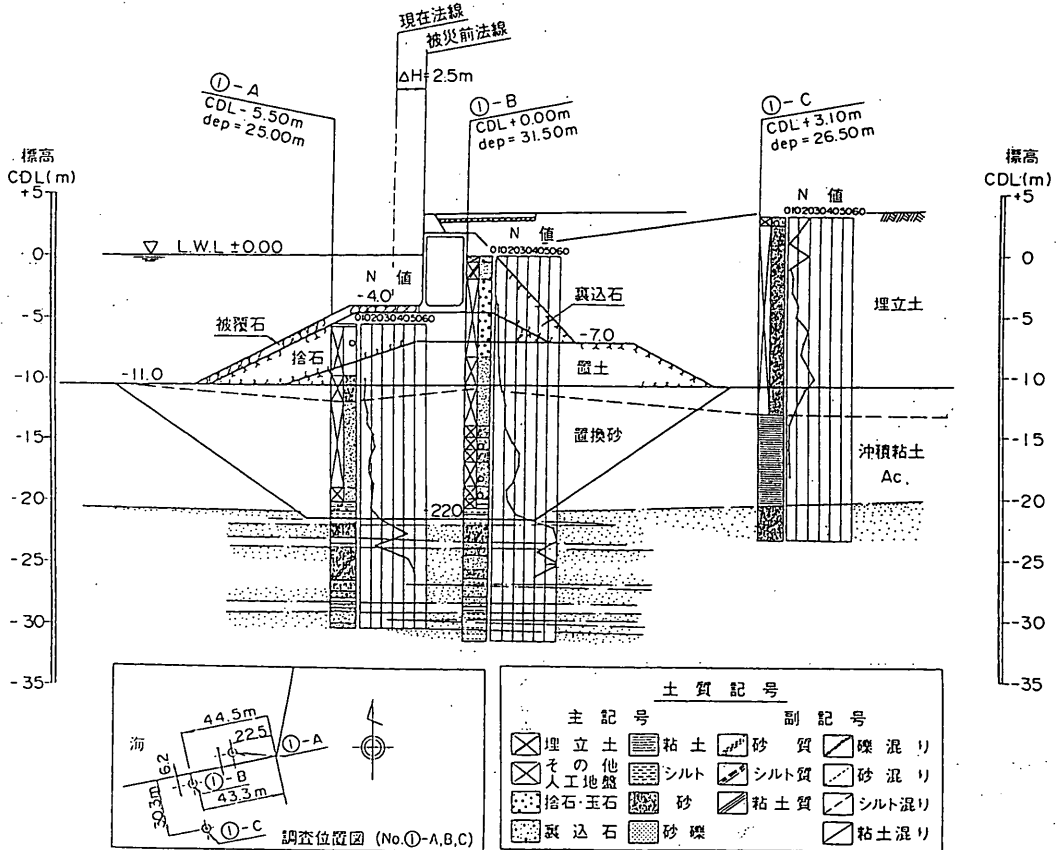


図-3.1 予測・判定地点の位置図



※ ボーリング位置図は護岸の被災後法線を基準としている。

図-3.2 (a) 予測・判定地点の断面図 (①)

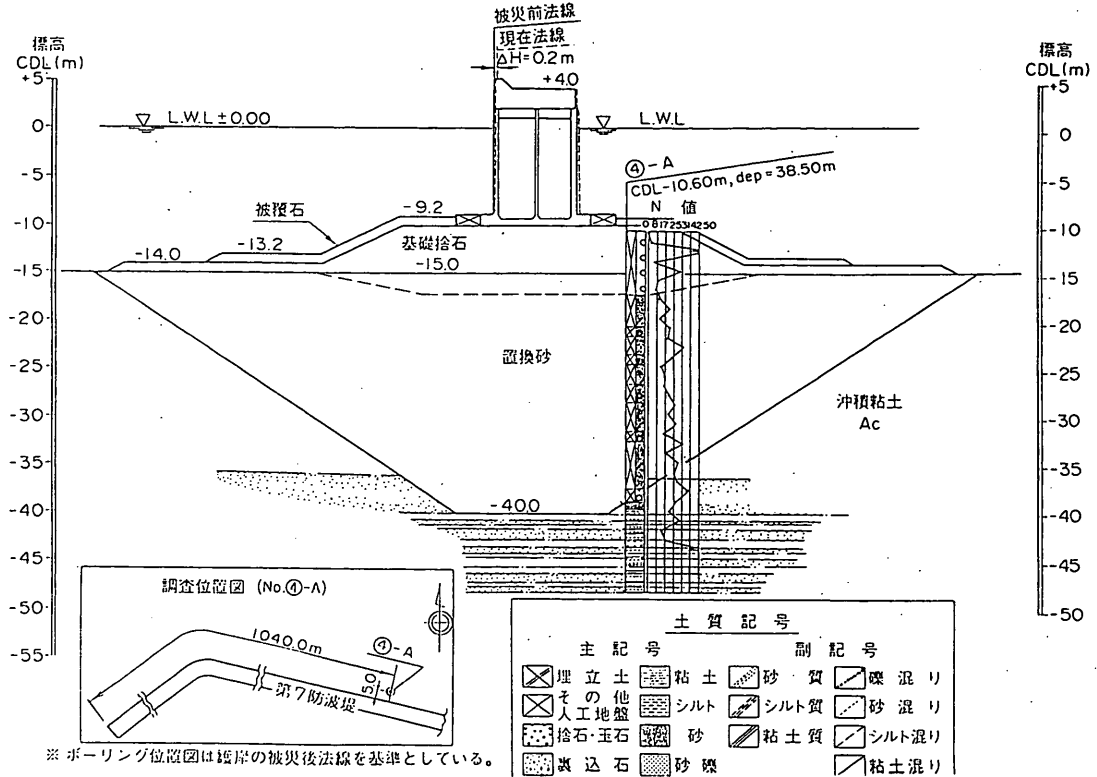


図-3.2 (d) 予測・判定地点の断面図 (④)

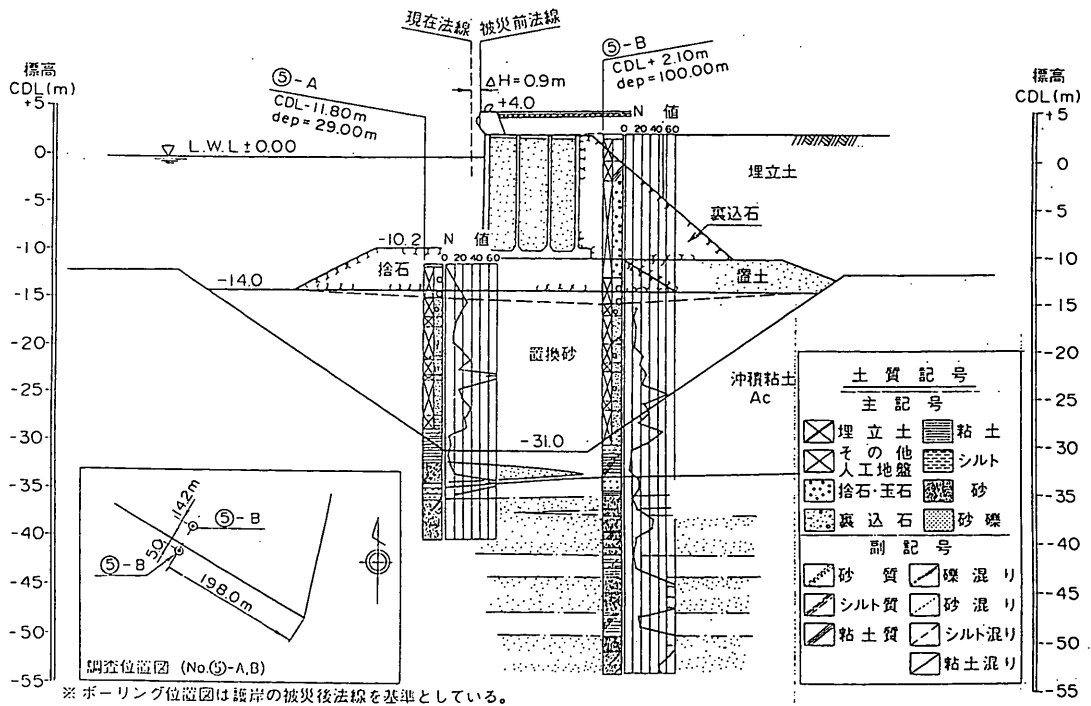
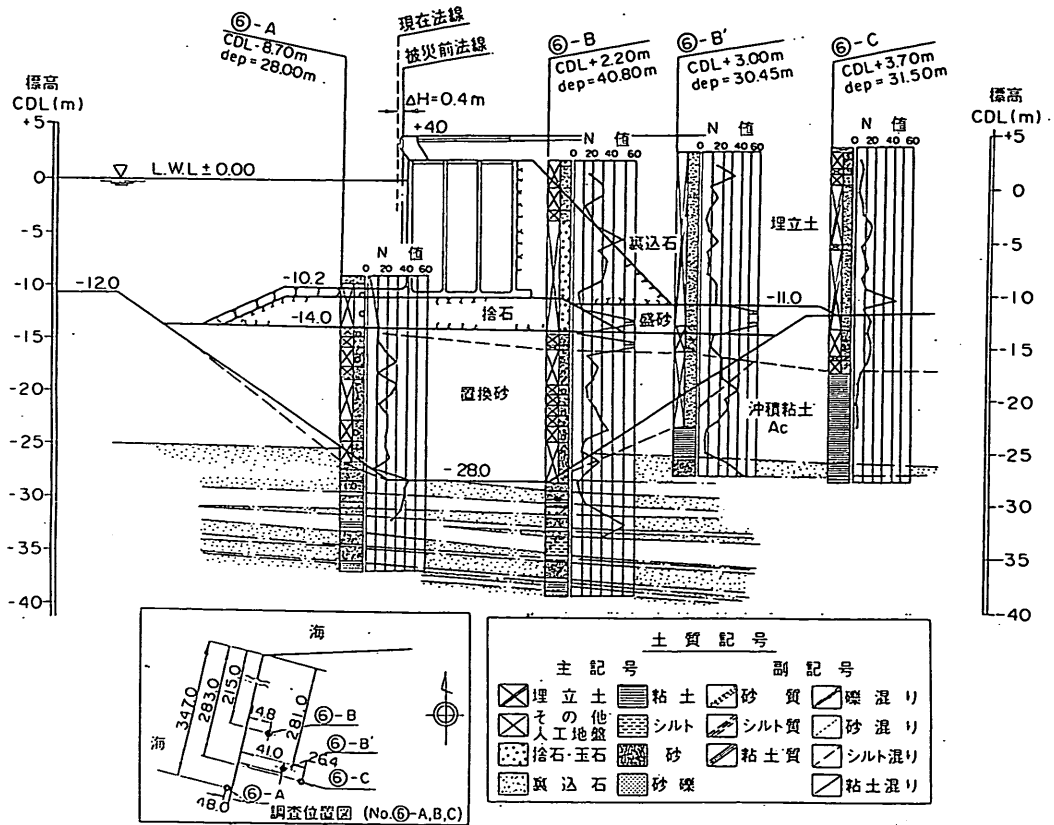
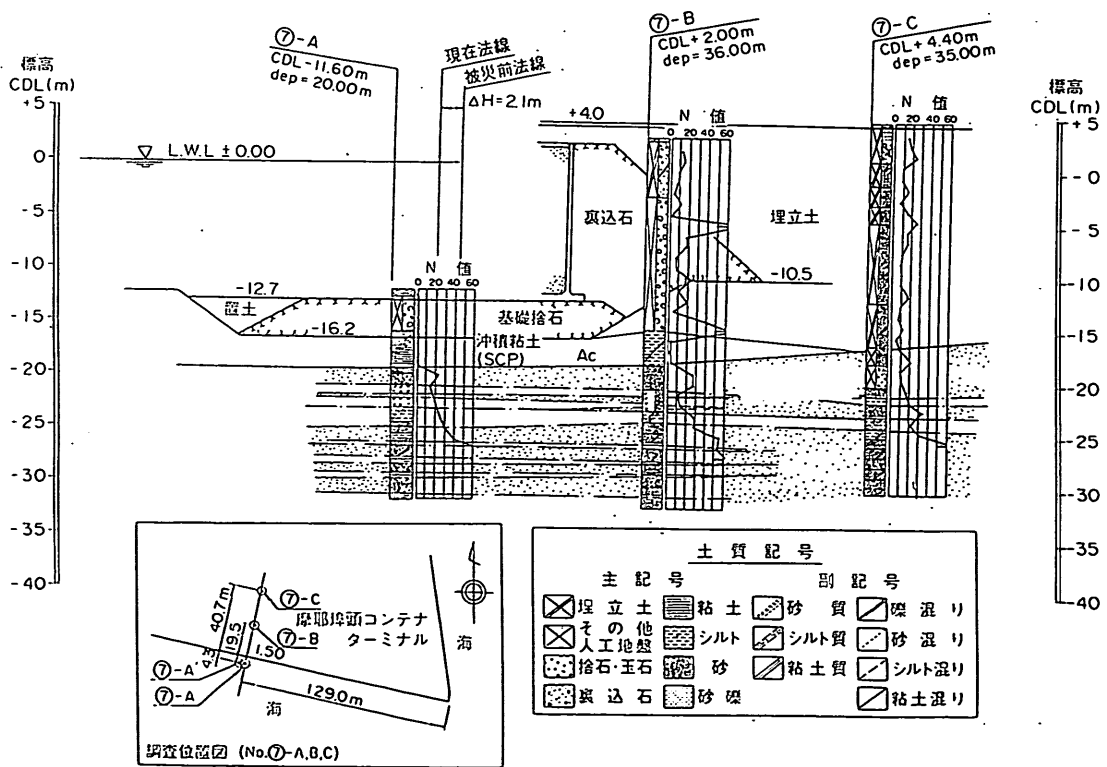


図-3.2 (e) 予測・判定地点の断面図 (⑤)



※ボーリング位置図は被災後法線を基準としている。

図-3.2 (f) 予測・判定地点の断面図 (⑥)



※ボーリング位置図は被災後法線を基準としている。

図-3.2 (g) 予測・判定地点の断面図 (⑦)

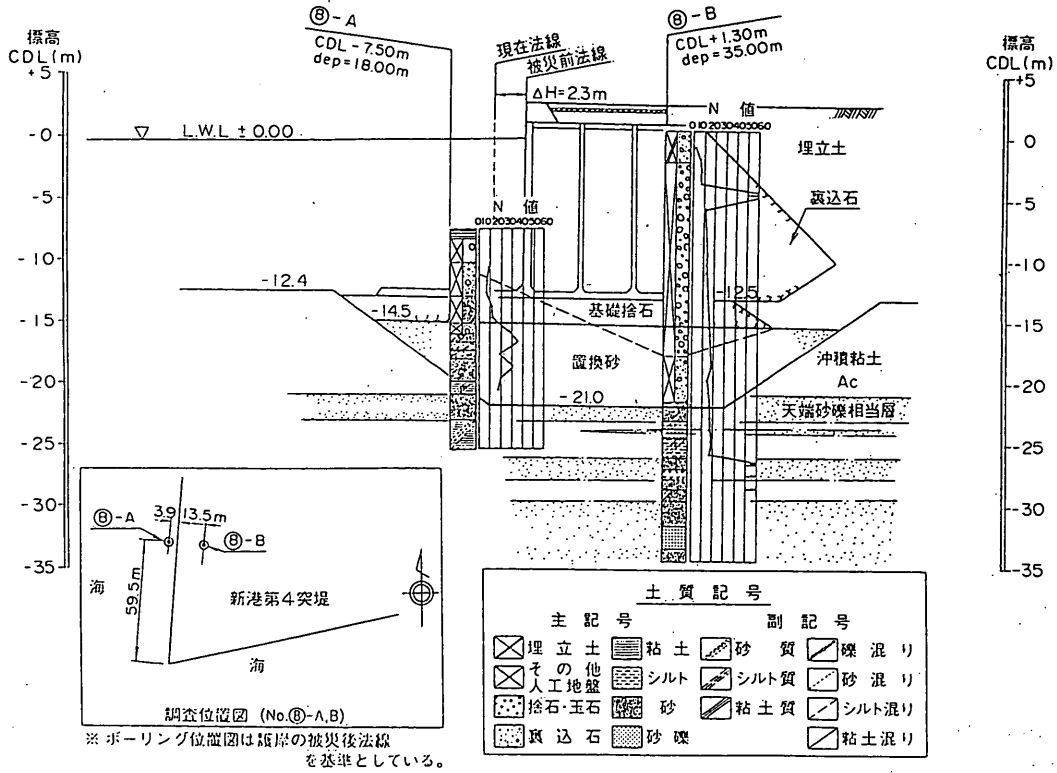


図-3.2 (h) 予測・判定地点の断面図 (㉔)

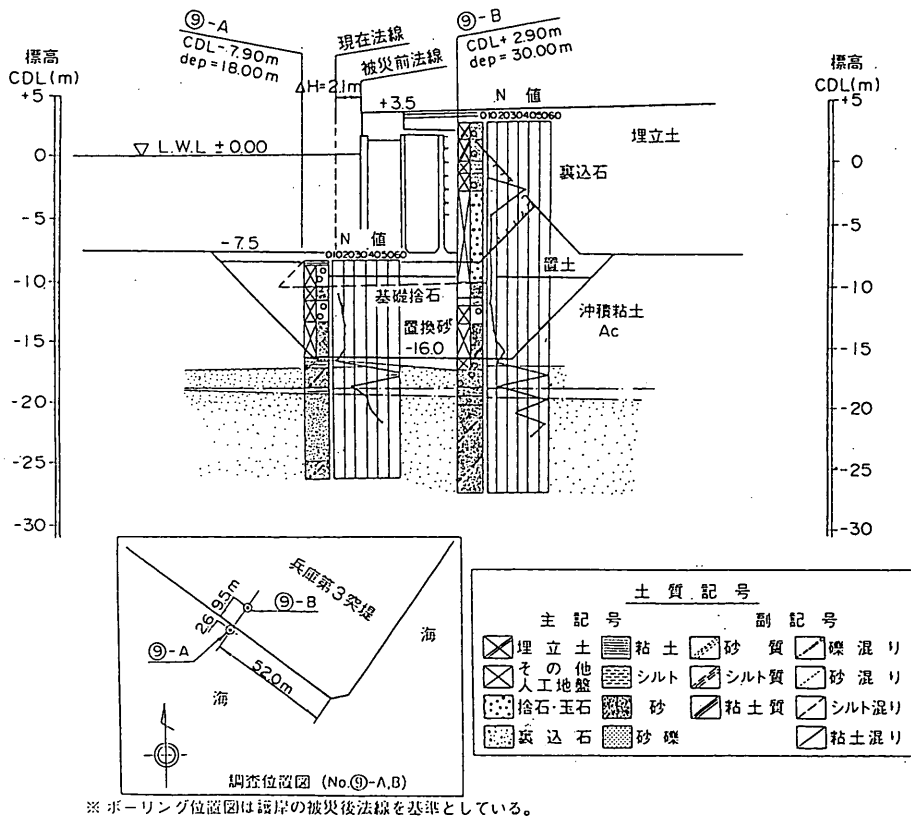


図-3.2 (i) 予測・判定地点の断面図 (㉓)

では置換層と同様に20以下のところが多い。

また、六甲アイランドとポートアイランドでは、地震前に原地盤の大深度ボーリング調査が行われている。その調査結果を図-3.3に示す。図-3.3 (a) から、ポートアイランドの地盤は、深さ20mまでが埋立地盤、深さ27mまでが粘土層、深さ58mまでが粗・細砂からなる砂礫層、深さ79mまでが粘土層、その下にN値が50以上の砂層からなっていることがわかる。したがって、ポートアイランドの工学的基礎は、深さ約80mと深い位置にあることがわかる。

(2) 粒度試験結果

粒度試験結果の一例として六甲アイランド(地点⑥)とポートアイランド(地点①)の各埋立地盤および置換層から採取した試料の粒径加積曲線を図-3.4に示す。図-3.4中の破線は、標準貫入試験のサンプラーから得られた試料に対して試験された結果である。また、ポートアイランドと六甲アイランドの埋立地盤と置換層では現地盤を凍結させ大口径サンプラー(直径30cm)を用いた凍結サンプリングが行われており、凍結採取された試料の結果を図-3.4に実線で示す。図-3.4から、六甲アイランドおよびポートアイランドの埋立・置換に用いられたまさ土は、細粒分から礫分まで含む土であること

がわかる。他の7地点の粒度試験結果も図-3.4に示した粒径加積曲線と同様な傾向を示していた。

図-3.4において大口径で採取された試料と標準貫入試験用サンプラーで採取された試料の粒度試験結果は多少異なる結果を与えているが、以後の粒度・N値法による液状化予測・判定は、標準貫入試験のサンプラーから得られた結果をもとに行っている。

(3) 繰返し三軸試験結果

凍結サンプリングによりポートアイランド①地点と六甲アイランド⑥地点から採取した不攪乱まさ土を用いて繰返し三軸試験(液状化試験)が実施された。試料採取は、六甲アイランドでは図-3.5(a)のFs-6、ポートアイランドでは図-3.5(b)のFs-1で行われ、埋立土と置換土は各同一のサンプリング地点で採取されている。試験に用いられた供試体の採取深度は、六甲アイランドの埋立部でGL. -9.05~-11.35m、置換部でGL. -19.58m~-20.85m、ポートアイランドの埋立部でGL. -5.20~-7.72m、置換部でGL. -15.45m~-18.00mである。試験は大型繰返し三軸試験装置を用いて行い、直径30cm、高さ60cmの供試体に周期10秒の繰返し軸荷重を正弦波で載荷させて行われた。なお、供試体の圧密は現地の有効上載圧を等方圧でかけて行われている。

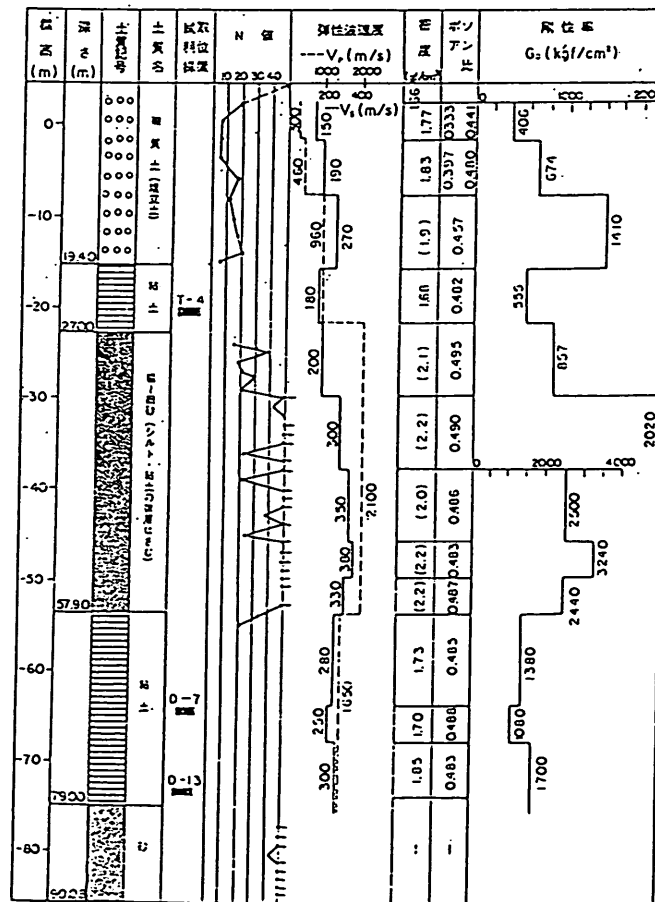


図-3.3 (a) 地震前の原地盤のボーリング調査結果 (ポートアイランド)

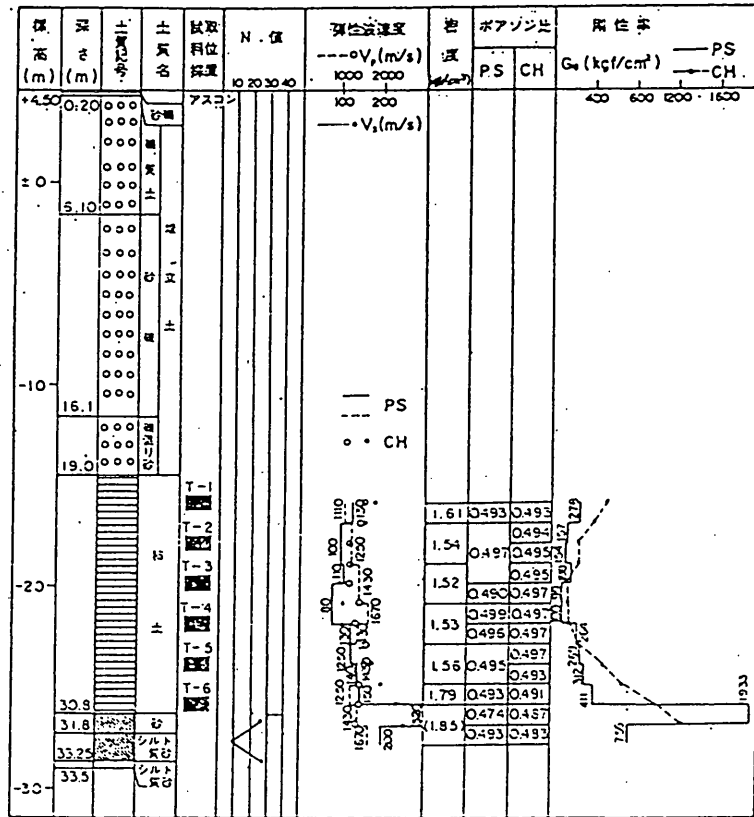


図-3.3 (b) 地震前の原地盤のボーリング調査結果 (六甲アイランド)

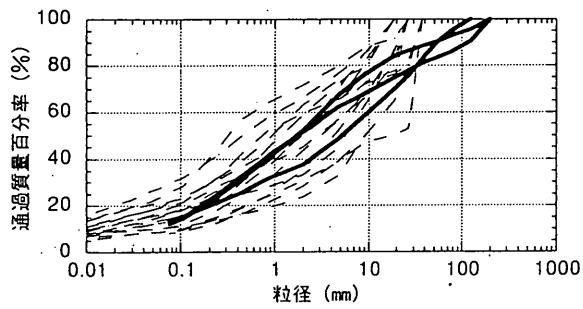


図-3.4 (a) 粒径加積曲線 (六甲アイランド埋立地盤)

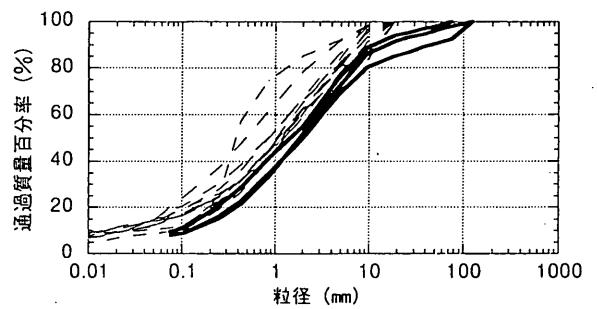


図-3.4 (b) 粒径加積曲線 (六甲アイランド置換層)

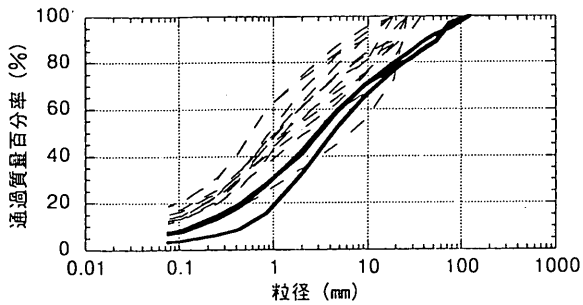


図-3.4 (c) 粒径加積曲線
(ポートアイランド埋立地盤)

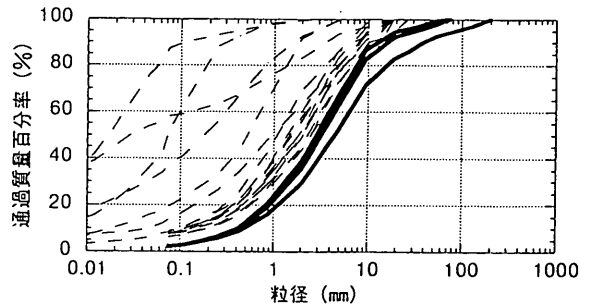


図-3.4 (d) 粒径加積曲線
(ポートアイランド置換層)

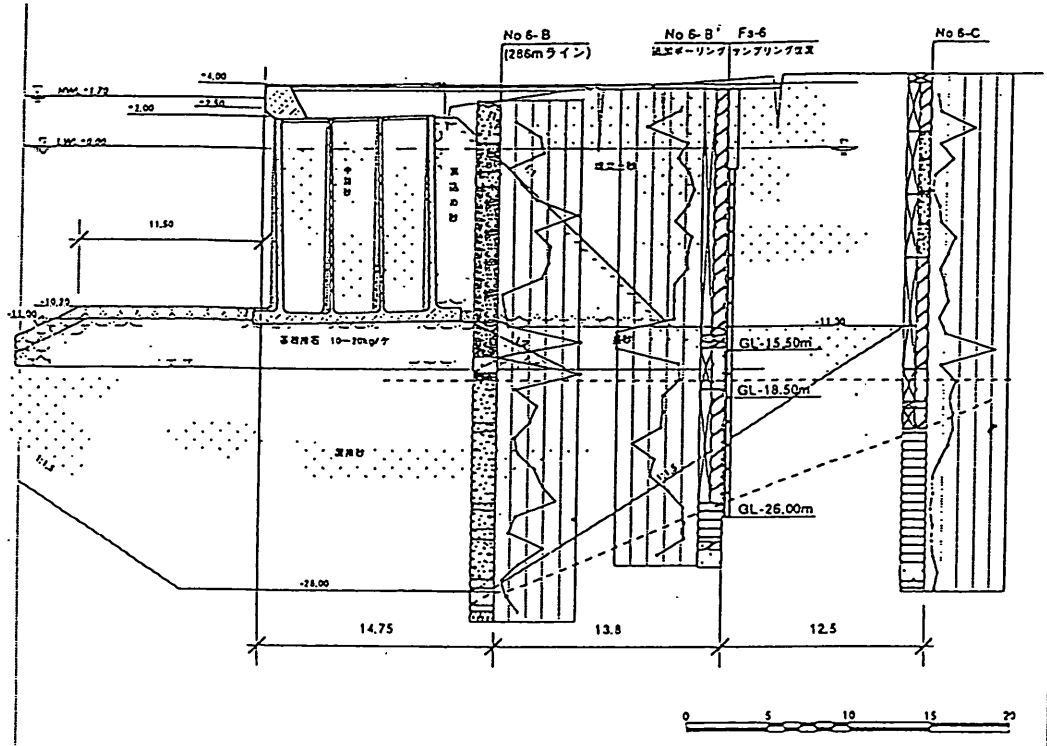


図-3.5 (a) サンプル位置図 (六甲アイランド)

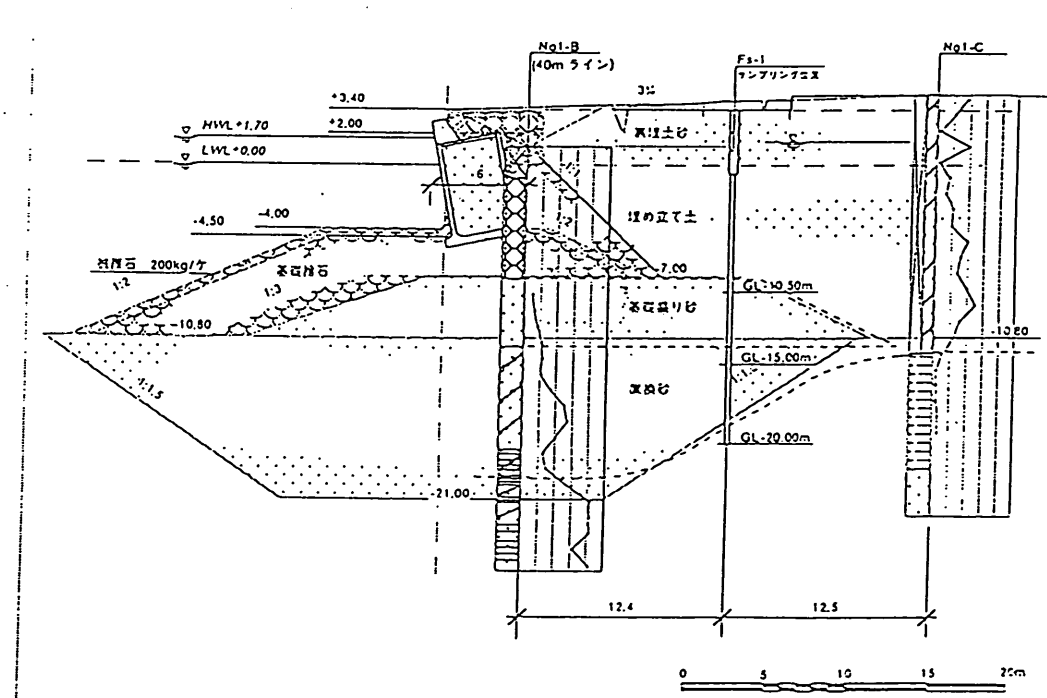


図-3.5 (b) サンプル位置図 (ポートアイランド)

図-3.6に繰返しせん断応力比と両振幅軸ひずみ $2\varepsilon_a$ が 1, 2, 5, 10% に至るまでの繰返し載荷回数 の関係を示す。液状化の定義を両振幅軸ひずみ 5% とした場合、繰返し載荷回数が 20 回で液状化するせん断応力比は、六甲アイランド、ポートアイランドの埋立地盤および置換層のいずれにおいても、約 0.22 前後の値となっている。

図-3.7に、繰返し載荷中の軸ひずみおよび過剰間隙水圧の時刻歴の一例を示す。なお、過剰間隙水圧につい

ては、圧密圧力で除した間隙水圧比で示されている。図-3.7から繰返し載荷により過剰間隙水圧が蓄積され、それに伴い発生ひずみが大きくなっていくことがわかる。過剰間隙水圧比は最終的に 1 近くになっており液状化状態に至っている。したがって、まさ土も液状化する材料であることがわかる。

図-3.8は、凍結採取された供試体の粒度試験結果で、港湾の基準に示されている液状化する可能性の高い粒径

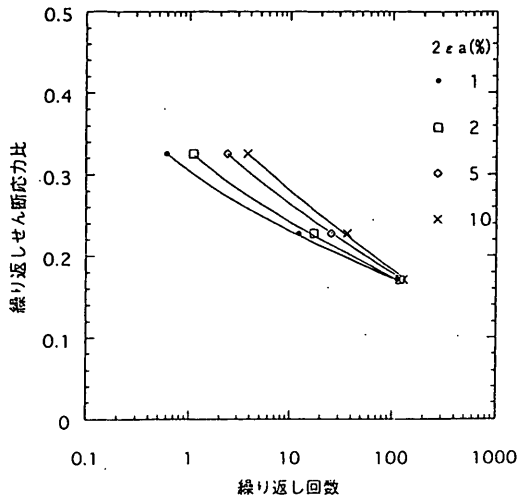


図-3.6 (a) 繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数の関係 (六甲アイランド埋立地盤)

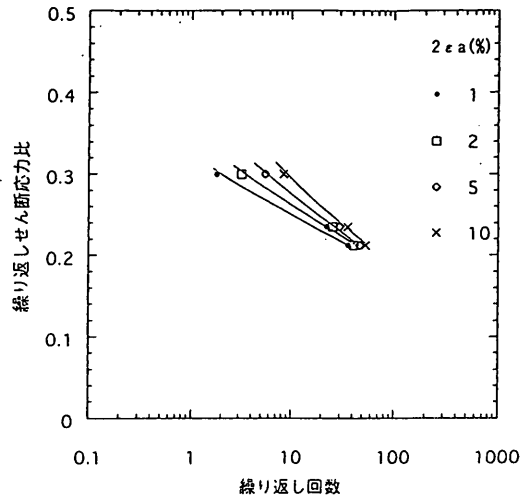


図-3.6 (b) 繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数の関係 (六甲アイランド置換層)

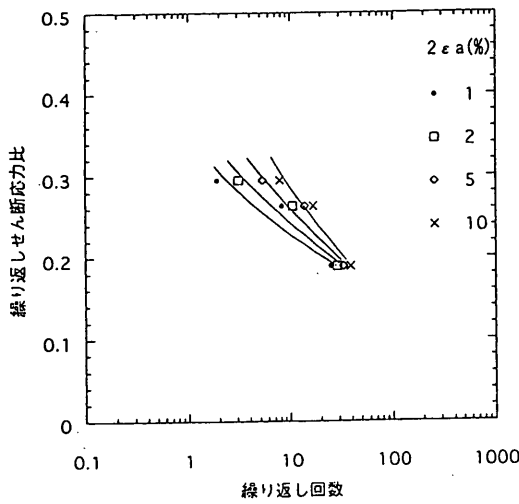


図-3.6 (c) 繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数の関係 (ポートアイランド埋立地盤)

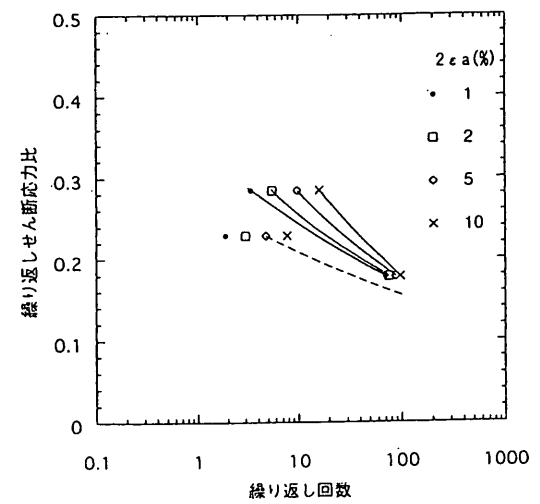


図-3.6 (d) 繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数の関係 (ポートアイランド置換層)

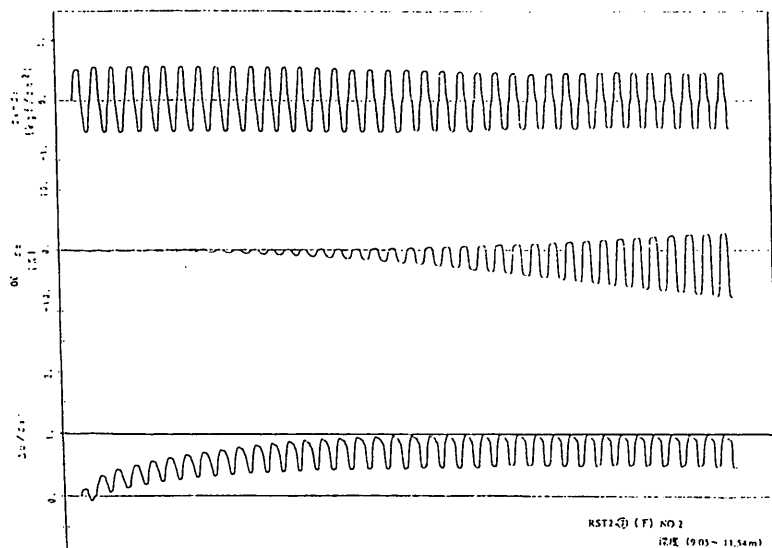


図-3.7 軸ひずみと過剰間隙水圧の時刻歴

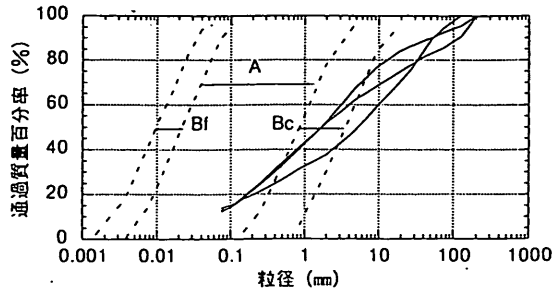


図-3.8 (a) 液状化の可能性のある粒度範囲と粒径加積曲線 (六甲アイランド埋立地盤)

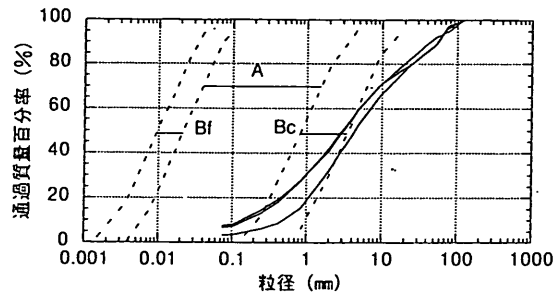


図-3.8 (b) 液状化の可能性のある粒度範囲と粒径加積曲線 (六甲アイランド置換層)

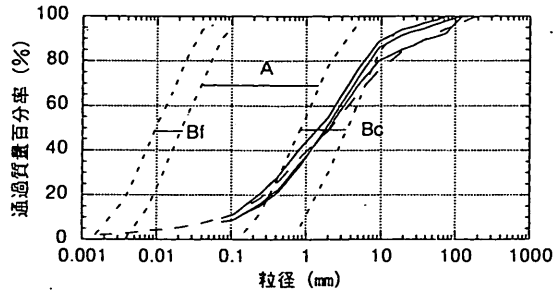


図-3.8 (c) 液状化の可能性のある粒度範囲と粒径加積曲線 (ポートアイランド埋立地盤)

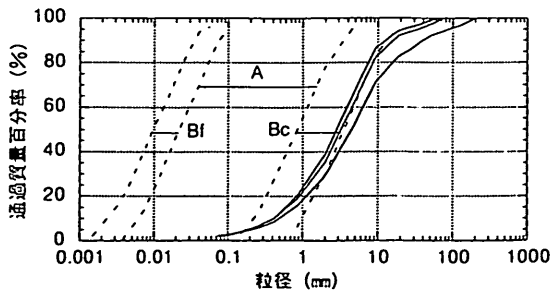


図-3.8 (d) 液状化の可能性のある粒度範囲と粒径加積曲線 (ポートアイランド置換層)

範囲と合せて示したものである。また、図-3.8(c)には菅野⁶⁾らが地震後採取した試料の粒度試験結果を破線で示してある。図-3.8に示されるように、まさ土は礫分を多く含み、そのため、液状化しにくい粒度分布をした土と考えられてきた。しかし、繰返し三軸試験を行うと、まさ土は通常の砂と同様に液状化することが示された。このことから、礫分の多い土はそれ自体の液状化抵抗が大きいのではなく、液状化抵抗は砂と同程度といえる。礫分が多い材料が液状化しにくい材料と取扱えられるのは排水性に富み間隙水圧が蓄積されない場合である。したがって、粒度・N値法で液状化の予測・判定を行う場合、まさ土については礫を多く含んでいるが、同時に細粒分を多く含んでいるので排水性が悪いと考え、液状化抵抗は通常の砂と同程度、すなわち粒度範囲が図-3.8のAに入る土と取扱うべきである。なお、後述する粒度・N値法による液状化の予測・判定ではまさ土の粒度範囲を図-3.8のAおよびBの両方の場合で検討している。

吉見らは、きれいな砂(細粒分含有率5%以下)からなる地盤に対して、凍結採取した試料の液状化抵抗と換算N値: N' と液状化抵抗(繰返し载荷回数が15回で液状化するせん断応力比)の関係を調べ、図-3.9の実線のような結果を得た⁷⁾。ここで換算N値は、有効上載圧が 1.0kgf/cm^2 におけるN値に換算したもので、次式で与えられる。

$$N' = (1.7 / (\sigma v' + 0.7)) \cdot N \dots\dots\dots 3.1$$

ここで、 $\sigma v'$ はN値の得られた深度における有効上載圧(kgf/cm^2)である。

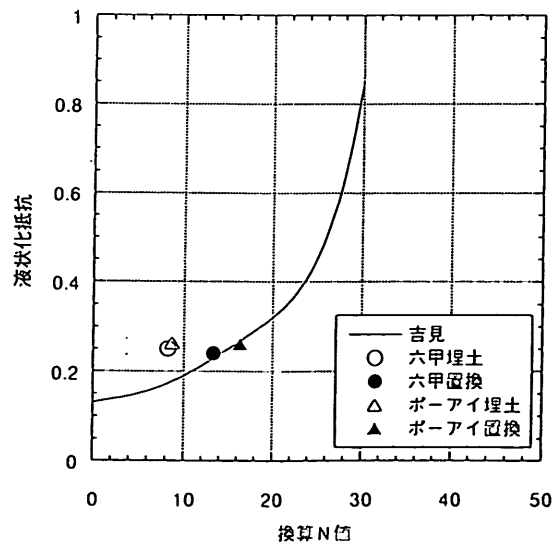


図-3.9 凍結採取した試料の換算N値と液状化抵抗の関係

図-3.9に今回の試験結果を○(六甲アイランド埋立部), ●(六甲アイランド置換部), △(ポートアイランド埋立部)および▲(ポートアイランド置換部)で示す。図-3.9より, 今回の試験結果を吉見らの整理した結果と比較すると, 六甲アイランドとポートアイランドの埋立地盤では同一換算N値に対して大きめの液状化抵抗を与え, 置換層では同程度の液状化抵抗を与えていることがわかる。なお, 吉見らの整理では貫入試験機のロッド長が10m以下の場合には, 換算N値についてロッド長の補正がなされているが, 本整理ではロッド長が不明であったためロッド長の補正は行われていない。しかし, 本整理ではポートアイランド埋立部の結果以外はGL-10m以下であるので補正の影響は関係なく, ポートアイランドの結果についても推定されるロッド長は約6~9mで換算N値が5%小さくなる程度である。

3.3 地震応答解析に用いたパラメータ, 入力地震波および解析結果

(1)パラメータ, 入力地震波

3.2の土質調査結果をもとに, 一次元地震応答解析対象地点(図-3.1の①, ②)を表-3.1に示すような層区分, 土質パラメータでモデル化した。また, 剛性率Gおよび減衰定数hとせん断ひずみ γ の関係は, 港湾の基準で与えられている標準曲線を用い, 各層の剛性率のひずみ依存性は有効上載圧を考慮して定めた。一例として, ポートアイランドの地盤の正規化剛性率 G/G_0 および

表-3.1 (b) 各層の解析パラメータ (六甲アイランドケーソン下)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質名	V _s (m/s)	単位体積重量 (t/m ³)	深度 (m)
1	3.00	ケーソン	2000	2.10	3.00
2	12.00	ケーソン	2000	2.10	15.00
3	3.00	礫	170.0	1.80	18.00
4	1.00	砂	180.0	1.80	19.00
5	1.00	砂	180.0	1.80	20.00
6	4.00	砂	180.0	1.80	24.00
7	3.00	砂	180.0	1.80	27.00
8	2.00	砂	180.0	1.80	29.00
9	2.00	砂	180.0	1.80	31.00
10	1.30	粘土	180.0	1.50	32.30
11	0.80	シルト	320.0	1.85	33.10
12	1.45	砂	197.3	1.85	34.55
13	6.75	砂	269.8	2.10	41.30
14	6.75	砂	269.8	2.10	48.05
15	9.65	砂	329.7	2.10	57.70
16	9.65	砂	329.7	2.10	67.35
17	7.00	粘土	248.9	1.55	74.35
18	7.00	粘土	248.9	1.55	81.35
19	3.90	砂	320.0	2.00	85.25
20		基礎	317.6	2.00	

表-3.1 (a) 各層の解析パラメータ (六甲アイランド置換層)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質	V _s (m/s)	単位体積重量 (t/m ³)	深度 (m)
1	3.00	礫	170.0	1.80	3.00
2	1.00	砂	180.0	1.80	4.00
3	1.00	砂	180.0	1.80	5.00
4	4.00	砂	180.0	1.80	9.00
5	3.00	砂	180.0	1.80	12.00
6	2.00	砂	180.0	1.80	14.00
7	2.00	砂	180.0	1.80	16.00
8	1.30	粘土	180.0	1.50	17.30
9	0.80	シルト	320.0	1.85	18.10
10	1.45	砂	197.3	1.85	19.55
11	6.75	砂	269.8	2.10	26.30
12	6.75	砂	269.8	2.10	33.05
13	9.65	砂	329.7	2.10	42.70
14	9.65	砂	329.7	2.10	52.35
15	7.00	粘土	248.9	1.55	59.35
16	7.00	粘土	248.9	1.55	66.35
17	3.90	砂	320.0	2.00	70.25
18		基礎	317.6	2.00	

表-3.1 (c) 各層の解析パラメータ (ポートアイランド置換層)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質名	V _s (m/s)	単位体積重量 (t/m ³)	深度 (m)
1	3.00	砂	140.0	1.80	3.00
2	2.75	砂	210.0	1.80	5.75
3	2.75	砂	210.0	1.80	8.50
4	4.00	砂	210.0	1.80	12.50
5	4.00	砂	210.0	1.80	16.50
6	2.50	砂	210.0	1.80	19.00
7	1.75	砂	210.0	1.80	20.75
8	8.50	粘土	210.0	1.50	29.25
9	0.80	シルト	320.0	1.85	30.05
10	1.45	砂	197.3	1.85	31.50
11	6.75	砂	269.8	2.10	38.25
12	6.75	砂	269.8	2.10	45.00
13	9.65	砂	329.7	2.10	54.65
14	9.65	砂	329.7	2.10	64.30
15	7.00	粘土	248.9	1.55	71.30
16	7.00	粘土	248.9	1.55	78.30
17	3.90	砂	320.0	2.00	82.20
18		基礎	317.6	2.00	

表-3.1 (d) 各層の解析パラメータ
(ポートアイランド置換層)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質	V _s (a/s)	単位体積重量 (t/a ³)	深度 (m)
1	3.38	礫	307.4	2.00	3.38
2	1.88	砂	170.0	2.00	5.26
3	3.58	砂	170.0	2.00	8.84
4	3.58	砂	170.0	2.00	12.42
5	3.58	砂	170.0	2.00	16.00
6	3.50	砂	200.0	2.10	19.50
7	3.50	砂	200.0	2.10	23.00
8	4.00	砂	300.0	2.20	27.00
9	4.00	砂	300.0	2.20	31.00
10	3.95	砂	350.0	2.00	34.95
11	3.95	砂	350.0	2.00	38.90
12	4.00	砂	380.0	2.20	42.90
13	4.00	粘土	330.0	1.73	46.90
14	9.70	粘土	280.0	1.70	56.60
15	4.10	粘土	250.0	1.85	60.70
16	7.30	砂	300.0	2.20	68.00
17		基盤	300.0	2.20	

表-3.1 (a) 各層の解析パラメータ
(ポートアイランド埋立地盤)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質	V _s (a/s)	単位体積重量 (t/a ³)	深度 (m)
1	3.00	砂	170.0	1.80	3.00
2	3.31	砂	170.0	2.00	6.31
3	3.31	砂	170.0	2.00	9.62
4	3.31	砂	170.0	2.00	12.93
5	3.31	砂	170.0	2.00	16.24
6	3.67	砂	160.0	1.60	19.91
7	3.67	砂	160.0	1.50	23.58
8	3.50	砂	200.0	2.10	27.08
9	3.50	砂	200.0	2.10	30.58
10	4.00	砂	300.0	2.20	34.58
11	4.00	砂	300.0	2.20	38.58
12	3.95	砂	350.0	2.00	42.53
13	3.95	砂	350.0	2.00	46.48
14	4.00	砂	380.0	2.20	50.48
15	4.00	粘土	330.0	1.73	54.48
16	9.70	粘土	280.0	1.70	64.18
17	4.10	粘土	250.0	1.85	68.28
18	7.30	砂	300.0	2.20	75.58
19		基盤	300.0	2.20	

表-3.1 (e) 各層の解析パラメータ
(ポートアイランドケーソン下)

層番号 LAYER.NO	層厚 (m)	土質	V _s (a/s)	単位体積重量 (t/a ³)	深度 (m)
1	3.00	ケーソン	2000	2.10	3.00
2	5.00	ケーソン	2000	2.10	8.00
3	2.50	礫	307.4	2.00	10.50
4	3.50	砂	180.0	2.00	14.00
5	5.38	砂	300.0	2.00	19.38
6	5.38	砂	300.0	2.00	24.76
7	7.00	砂	200.0	2.10	31.76
8	8.00	砂	300.0	2.20	39.76
9	3.95	砂	350.0	2.00	43.71
10	3.95	砂	350.0	2.00	47.66
11	4.00	砂	380.0	2.20	51.66
12	4.00	粘土	330.0	1.73	55.66
13	9.70	粘土	280.0	1.70	65.36
14	4.10	粘土	250.0	1.85	69.46
15	7.30	砂	300.0	2.20	76.76
16		基盤	300.0	2.20	

(2)解析結果

上記の条件で一次元地震応答解析を等価線形手法を用いたプログラムSHAKE[®]により行った。解析より得られた最大加速度の深度分布、最大せん断ひずみの深度分布、および最大せん断応力の深度分布の一例をポートアイランド埋立部について図-3.12に示す。図-3.12 (a) の最大加速度分布については、神戸市が観測した実測値（観測地点は解析対象地点と異なる）と合せて示す。図-3.12 (a) より、基盤から入力された地震波の加速度の計算値は地表面に伝達されるまでに減衰し、約450 galになっていることがわかる。これらを実測最大加速度と比較すると、解析結果は地表面で大きめの値を与え、地中（深度30m）では小さめの値になっていることがわかる。

せん断ひずみの深度分布については、図-3.12 (b) から最大で1.2%のせん断ひずみが深度23mで発生していることがわかる。解析で用いたプログラムSHAKEは、発生ひずみの小さい場合に精度の高い結果を与え、ひずみが大きくなる場合には精度が低くなると言われている²⁾。今回の解析結果では1.2%とかなり大きなひずみが発生しており、解析結果にかなり誤差が含まれると思われる。これを加速度について調べると図-3.13に示される程度の実測値と計算値の差となっている。

図-3.14にポートアイランド埋立部の深度14.59mに

減衰定数 h とせん断ひずみ γ の関係を図-3.10、図-3.11に示す。なお、G₀は微小ひずみ ($\gamma=10^{-6}$) での G である。

入力地震波は、神戸市がポートアイランドのKP-79 mで観測した地震波のNS成分（最大加速度678gal）である。

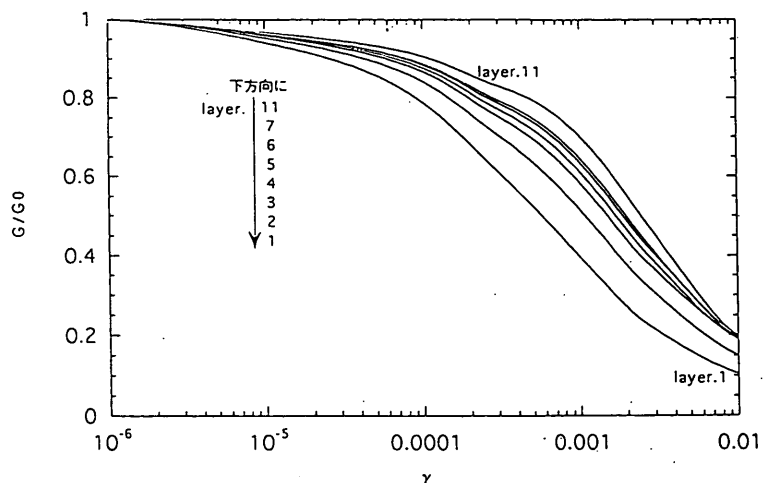


図-3.10 (a) せん断剛性率のひずみ依存性 (砂, 礫)

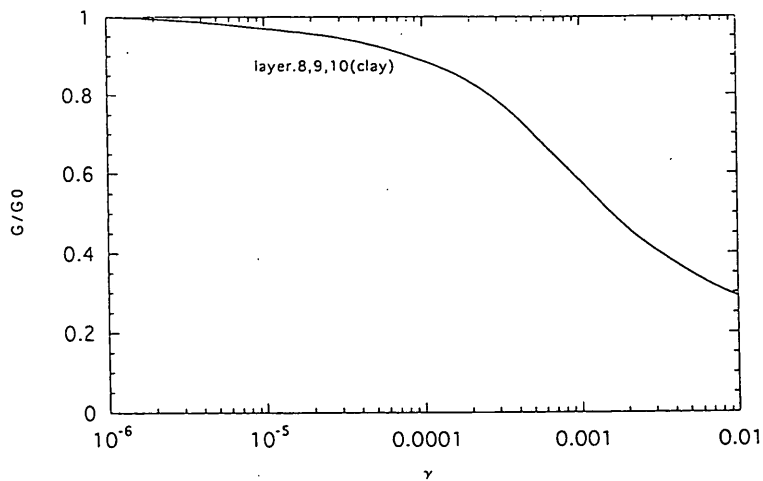


図-3.10 (b) せん断剛性率のひずみ依存性 (粘性土)

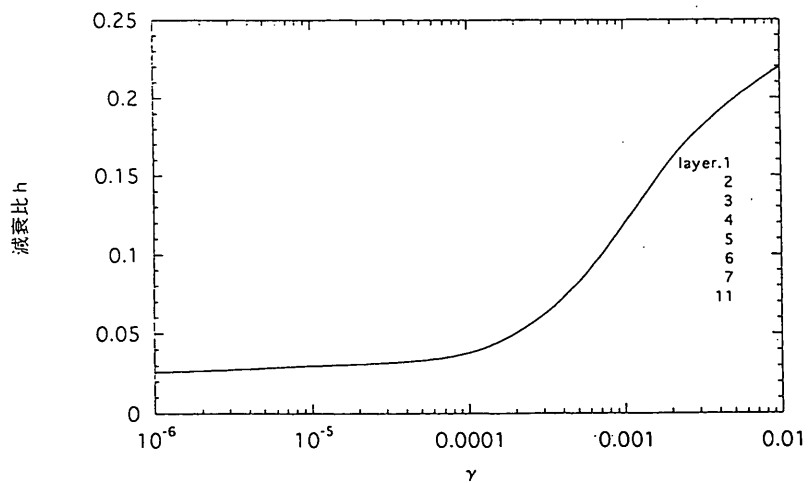


図-3.11 (a) 減衰定数とせん断ひずみの関係 (砂, 礫)

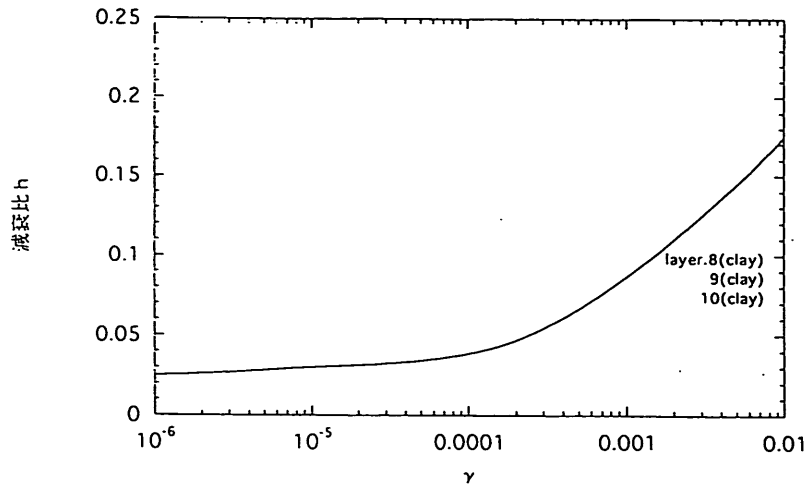


図-3.11 (b) 減衰定数とせん断ひずみの関係 (粘性土)

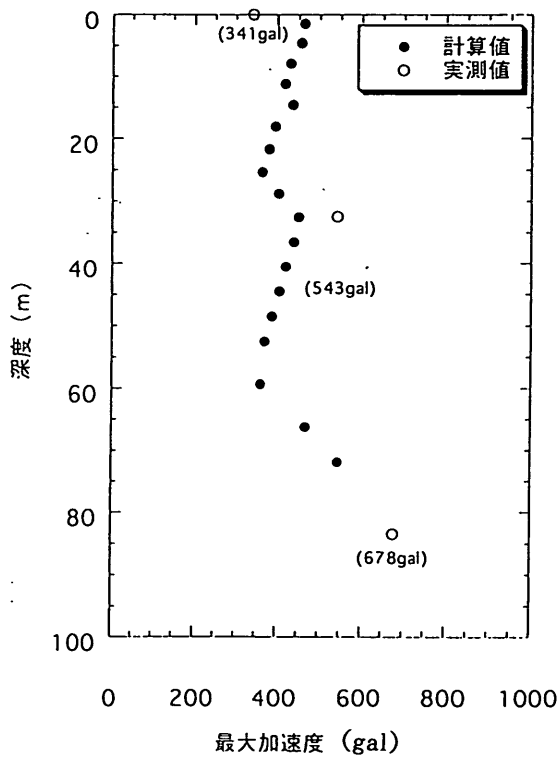


図-3.12 (a) 最大加速度の深度分布

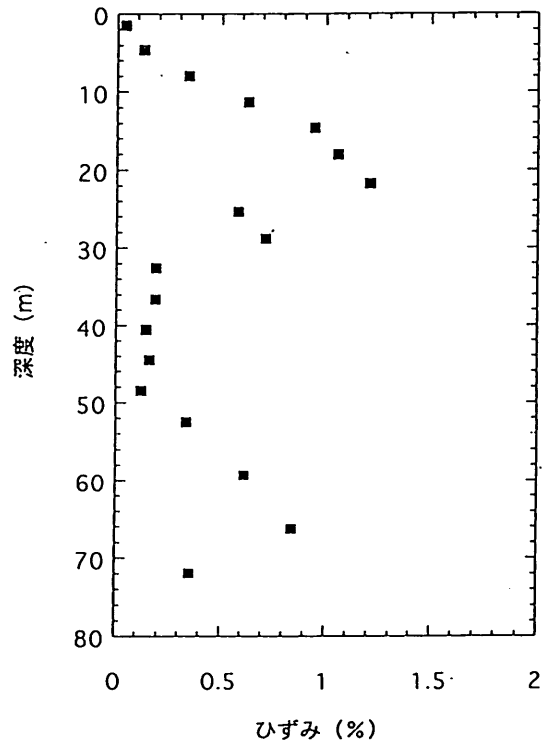


図-3.2 (b) 最大せん断ひずみの深度分布

おける加速度, ひずみおよびせん断応力の各時刻歴についての地震応答計算結果を示す。図-3.14から, 埋立地盤内で発生した地震の主要な震動は4波程度となっており, それらの周期は約1.5秒となっていることがわかる。

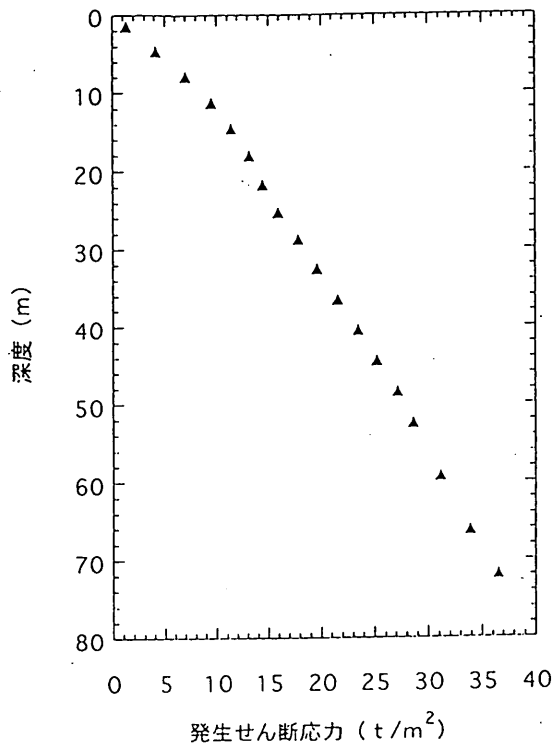


図-3.12 (c) 最大せん断応力の深度分布

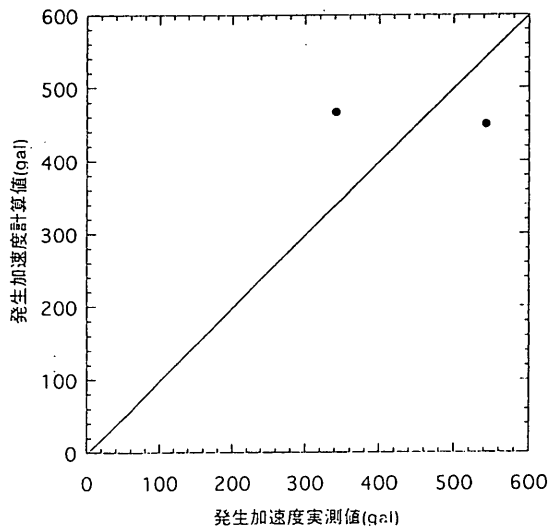


図-3.13 実測加速度と計算加速度の比較

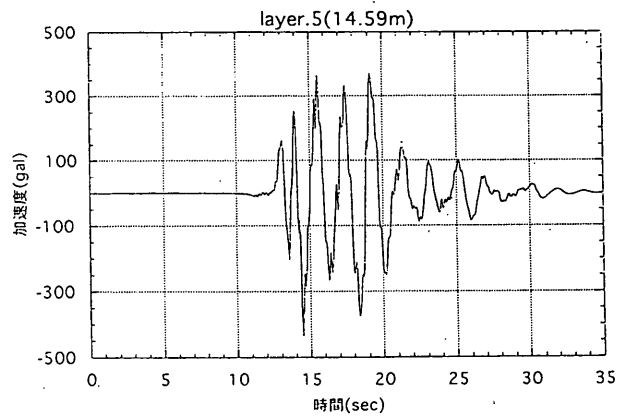


図-3.14 (a) 加速度の時刻歴

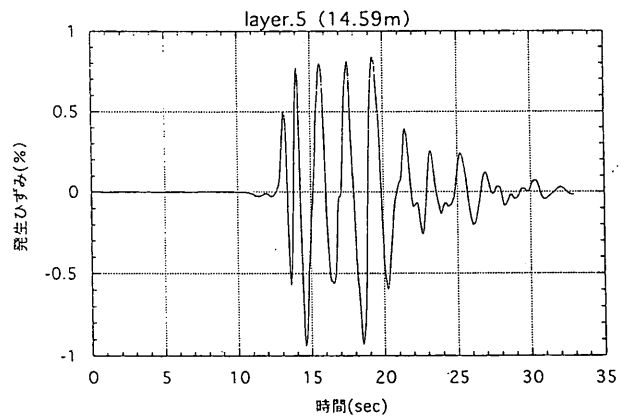


図-3.14 (b) せん断ひずみの時刻歴

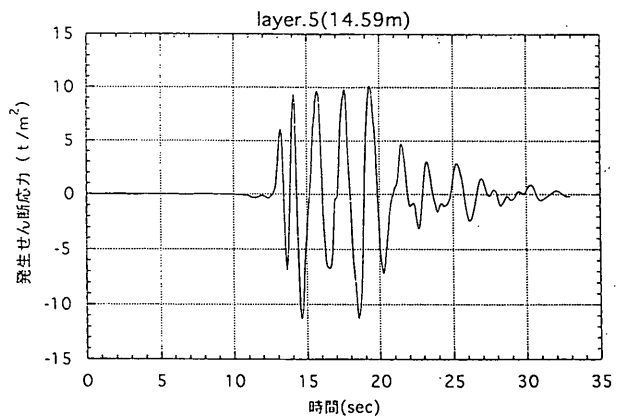


図-3.14 (c) せん断応力の時刻歴

4. 粒度・N値法による予測・判定

粒度・N値法による液状化予測・判定は、地震応答計算により等価加速度を算定した場合と、簡易法で等価加速度を算定した場合の2種類について行われた。

各①～⑨の対象地点の土の粒度は、3.2で述べたことから粒度範囲がAに分類されるものと判定した。ただし、SHAKEを用いて地震応答計算を行ない判定を行った①と⑥地点では、粒度範囲をBとした場合についての判定も実施した。

4.1 地震応答計算により等価加速度を算定した場合

(1)等価加速度

地震応答計算より得られた最大せん断応力をもとに、等価加速度を算定した結果の一例を図-4.1に示す。図-4.1から等価加速度は500galに達するところがある。1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震等で港湾施設の地盤に発生した等価加速度は250gal程度で⁹⁾、今回の地震での地震動がこれまでの被災地震と比較してかなり大きいことが示されている。また、護岸の埋立部、ケーソン下部の置換層およびケーソン前の置換層の3箇所を比較すると、ケーソン前の置換層が最も大きな等価加速度分布となっている。これは、ケーソン前の置換層の有効上載圧が他の2箇所よりも小さいからである。すなわち、ケーソン下の置換層ではケーソンの上載圧が付加さ

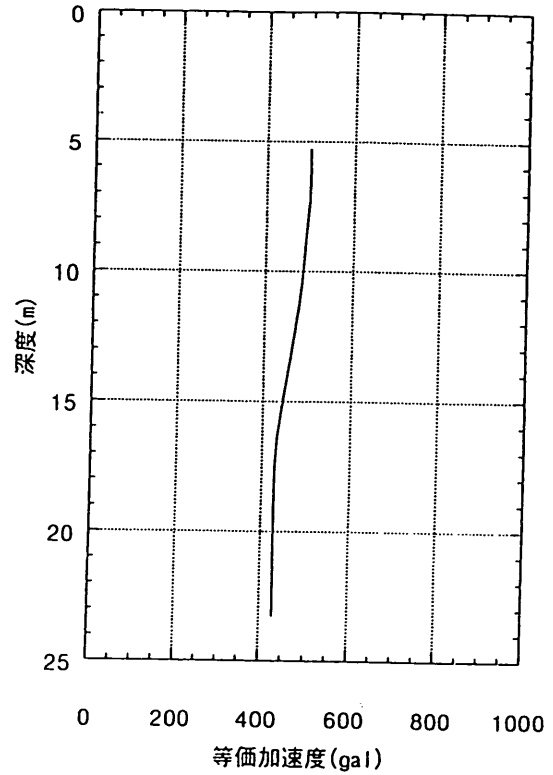


図-4.1 (b) 等価加速度の深度分布
(六甲アイランドケーソン下)

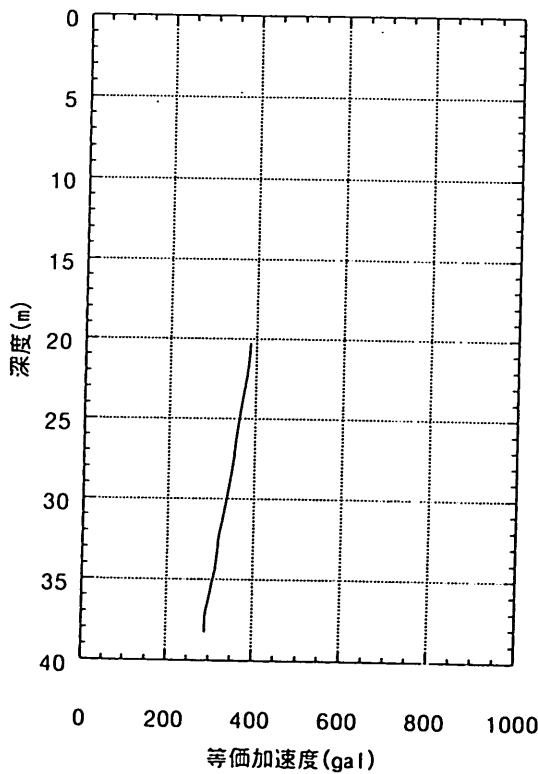


図-4.1 (a) 等価加速度の深度分布
(六甲アイランド置換層)

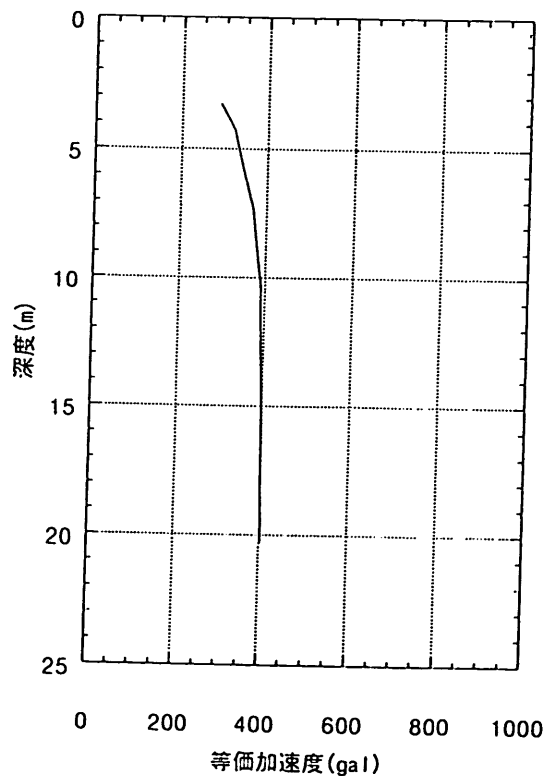


図-4.1 (c) 等価加速度の深度分布
(六甲アイランド埋立地盤)

れており、埋立地盤では地下水位がGL-3m付近であるため地下水位以上の土の有効単位体積重量が地下水位以下よりも大きくなっているからである。

(2)予測・判定結果

図-4.2に粒度・N値法で求めた液状化に対する抵抗率 F_L の深度分布を示す。図-4.2より、 F_L 値は六甲アイランド、ポートアイランドの埋立部、ケーソン下置換層およびケーソン前置換層いずれの場所においても1以下となるところがあることがわかる。六甲アイランドについてみると、埋立地盤の F_L 分布はほとんど1以下となっており、置換層と比較すると F_L 値が低いことがわかる。ポートアイランドについては、埋立部、置換部ともに F_L はほとんど1以下の分布である。また、六甲アイランドとポートアイランドの F_L 値を比較するとポートアイランドの F_L 値の方が小さく、液状化の程度（液状化後の地盤変状等）は大きかったといえる。

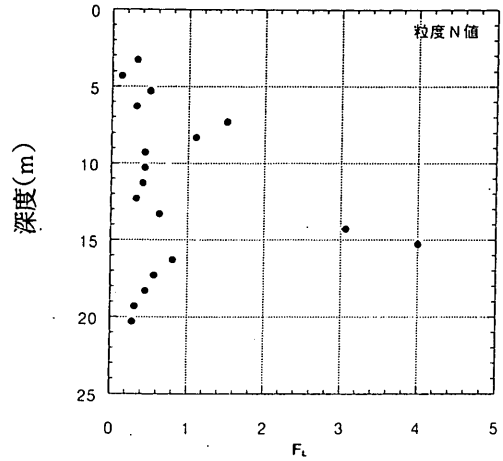


図-4.2 (c) 粒度・N値法による F_L の深度分布
(六甲アイランド埋立地盤)

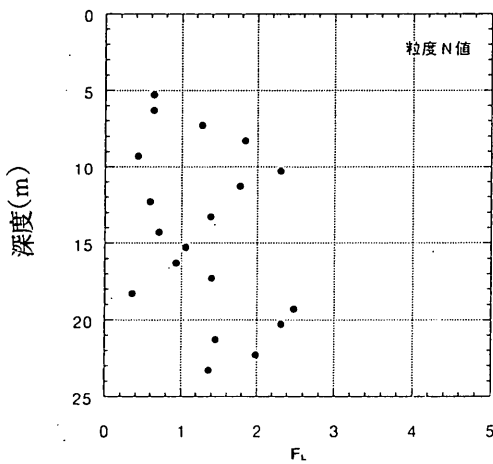


図-4.2 (a) 粒度・N値法による F_L の深度分布
(六甲アイランド置換層)

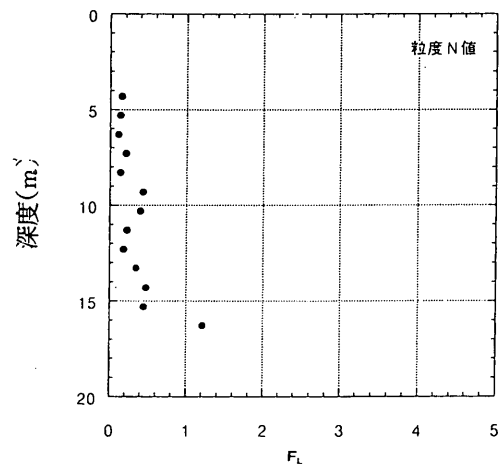


図-4.2 (d) 粒度・N値法による F_L の深度分布
(ポートアイランド置換層)

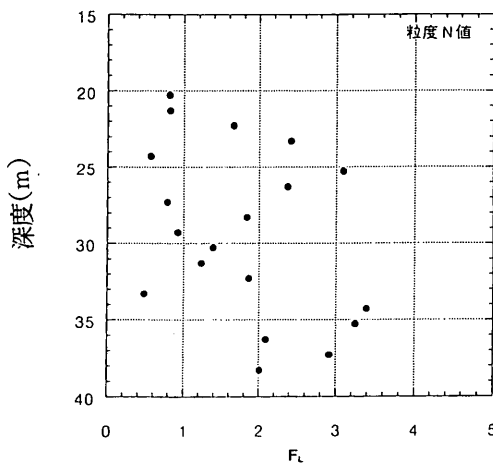


図-4.2 (b) 粒度・N値法による F_L の深度分布
(六甲アイランドケーソン下)

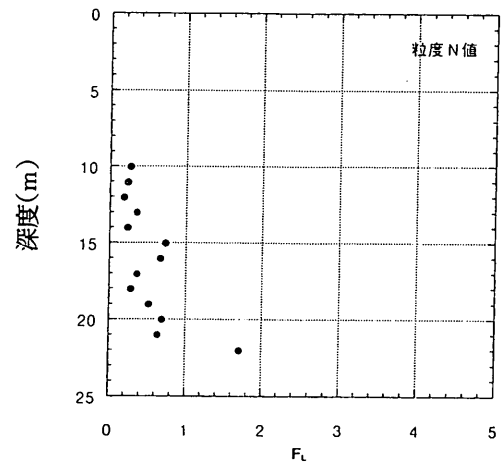


図-4.2 (e) 粒度・N値法による F_L の深度分布
(ポートアイランドケーソン下)

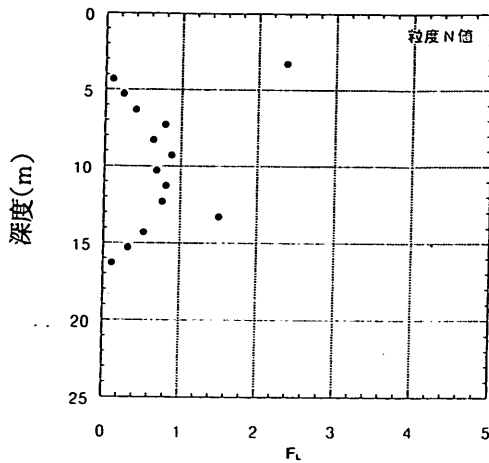


図-4.2 (f) 粒度・N値法によるFLの深度分布 (六甲アイランド埋立地盤)

図-4.3に、液状化判定結果が「I：液状化する。」および「II：液状化する可能性が大きい。」となった層の深度分布を示す。また、図-4.3 (b), (d) には、まさ土の粒度分布をBと判定した場合の結果について示す。六甲アイランドの判定結果についてみると、図-4.3 (a) から、液状化の可能性がある層厚の合計は置換層で2～3m、埋立部で10mとなっている。したがって、埋立部の方が液状化の範囲が大きいという判定結果になった。ポートアイランドについてみると、図-4.3 (c) から、液状化の可能性がある層厚の合計は置換層で12m、埋立部で4mとなっている。したがって、ポートアイランドの場合は置換部の方が液状化の範囲が大きいという判定結果になった。

図-4.3の結果で六甲アイランドとポートアイランドの液状化範囲を比較すると、置換層ではポートアイランド、埋立部では六甲アイランドの方が液状化範囲が大きくなっているが、全体的にみると両者は同程度の液状化

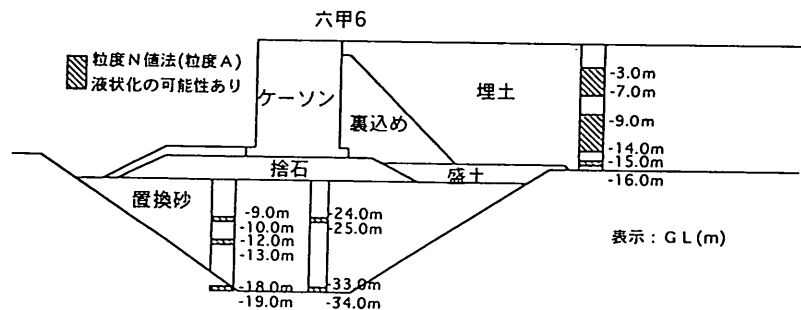


図-4.3 (a) 粒度・N値法による液状化判定結果 (六甲アイランド：粒度範囲A)

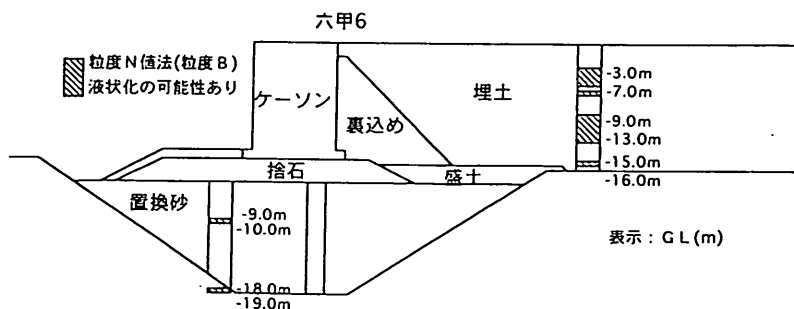


図-4.3 (b) 粒度・N値法による液状化判定結果 (六甲アイランド：粒度範囲B)

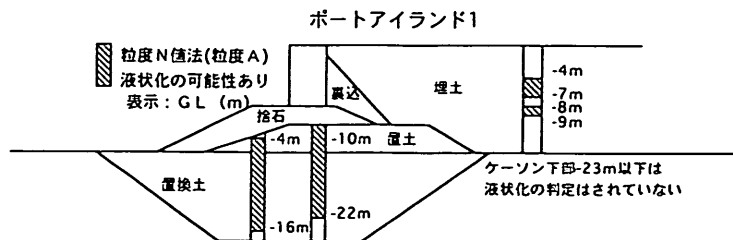


図-4.3 (c) 粒度・N値法による液状化判定結果 (ポートアイランド：粒度範囲A)

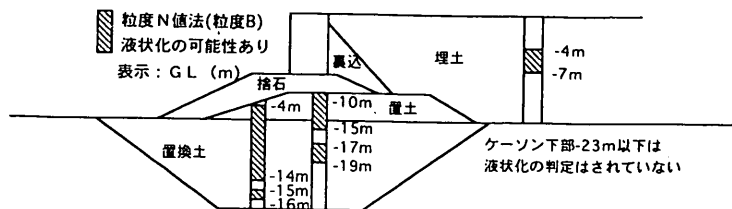


図-4.3 (d) 粒度・N値法による液状化判定結果 (ポートアイランド: 粒度範囲B)

範囲となっている。しかし、図-4.2で調べた F_L 値を勘案すると、ポートアイランドの方が液状化に関するダメージは大きかったといえる。

次に、粒度範囲をBと判定した場合の結果 (図-4.3 (b), 図-4.3 (d)) についてみる。粒度範囲をBと判定した場合は図-2.4, 粒度範囲をAと判定した場合は図-2.3をそれぞれ限界N値として液状化の判定を行う。したがって、図-2.3と2.4の比較から、粒度範囲をBと判定した場合の方が、同一の等価N値に対して3場合程度の等価加速度まで液状化に対して抵抗できることになる。ところが、図-4.3 (a) と図-4.3 (b), および図-4.3 (c)と 図-4.3 (d) を比較すると、六甲アイランドとポートアイランドの両方とも、粒度範囲をBと判定した場合の方が粒度範囲をAと判定した場合より液状化の範囲は少なくなっているが、大幅に液状化範囲が減少してはいない。これは、今回の地震の等価加速度が500gal程度まで発生しており、外力が液状化に対する抵抗よりもかなり大きかったことによる。

4.2 簡易法により等価加速度を算定した場合

(1)等価加速度

地震応答の簡易算定法には数種の算定法が提案されているが、ここでは、井合・松永によるものを用いた。井合・松永による地震応答の簡易算定法で等価加速度を算定する場合には、対象地盤の一次固有振動数を算定し、基盤加速度を設定し地表面最大加速度 α_{est} を推定しなければならない。しかし、今回の地震では多数の機関が地表面加速度を実測している。そこで、ここでの地表面加速度の推定は、実測値を参考にして全地点 (図-3.1の①~⑨) で地表面最大加速度を $\alpha_{est}=500\text{gal}$ とした。また、せん断応力推定の深度方向の低減率 (式1.4と式1.5) は、算定対象とする地震波が、十勝沖地震の際の八戸港の観測値と宮城県沖地震の際の大船渡での観測値に対する2種類のものがある。ここでは、式1.5の大船渡波に関する低減率を用いてせん断応力の深度分布を算定した。

簡易法により得られた等価加速度の深度分布の一例として六甲アイランドの地点⑥の結果を図-4.4に示す。図-4.4で護岸の埋立部、ケーソン下部の置換層およびケーソン前の置換層の3箇所を比較すると、ケーソン

前の置換層が最も大きな等価加速度分布となっている。また、簡易法で算定した結果 (図-4.4) を4.1のSHAEで地震応答解析を行った結果 (図-4.1) と比較すると、例えばケーソン前置換層では、SHAKEの結果 (図-4.1 (a)) および簡易法の結果 (図-4.4 (a)) はGL-5mで約500gal, GL-20mで約420galとなっており、両者の等価加速度は良い対応結果になっているといえる。
(2)予測・判定結果

図-4.5にケーソン前の置換層、ケーソン下部の置換層および埋立部の3箇所の液状化判定結果を示す。図-4.5中の斜線で示した範囲が判定結果が「I:液状化する。」および「II:液状化する可能性が大きい。」となった層である。図-4.5から①~⑨の全箇所において液状化の可能性があるとという結果になり、これは神戸港全体で広範囲な液状化現象が観察されたことと対応するものである。特に液状化の可能性のある層の範囲が大きい

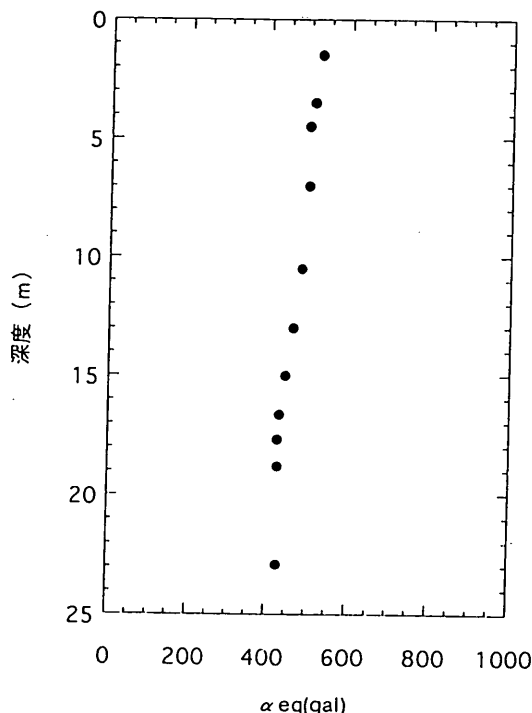


図-4.4 (a) 簡易算定法による等価加速度の深度分布 (六甲アイランド置換層)

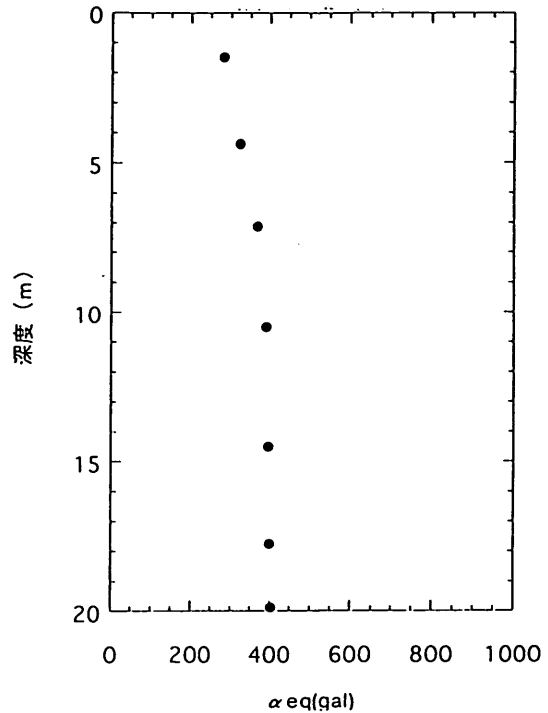
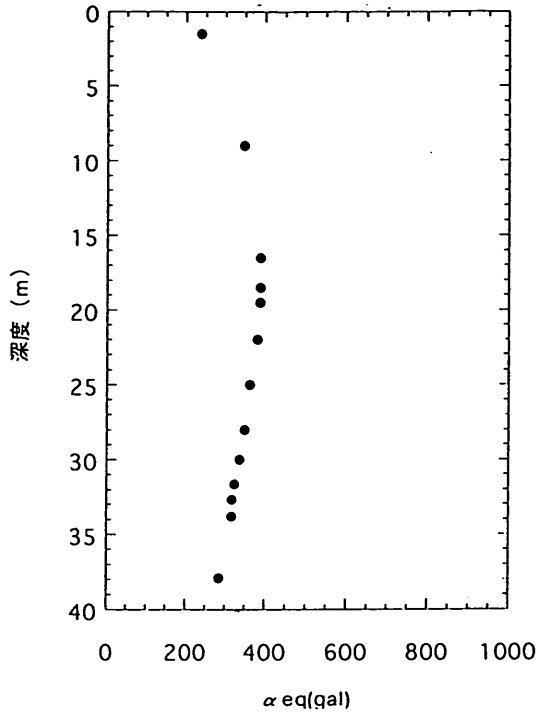


図-4.4 (b) 簡易算定法による等価加速度の深度分布
(六甲アイランドケーソン下)

図-4.4 (c) 簡易算定法による等価加速度の深度分布
(六甲アイランド埋立地盤)

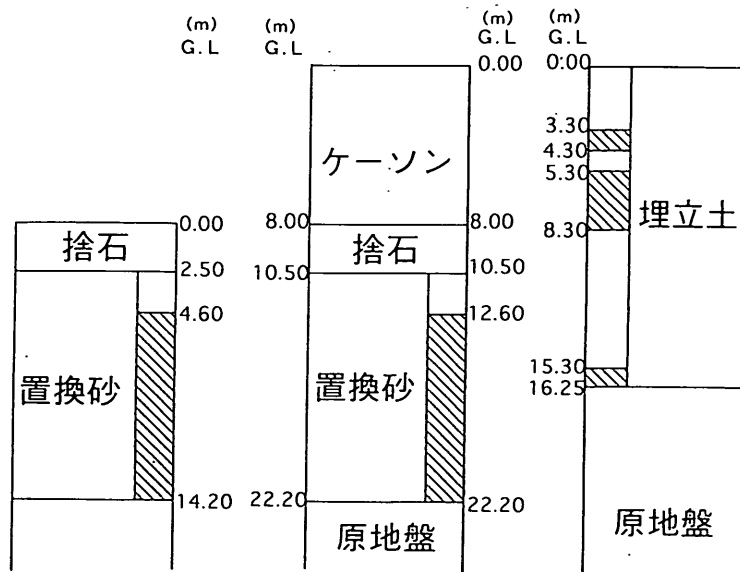


図-4.5 (a) 簡易算定法による液状化判定結果 (①)

は、ポートアイランド (①, ②), 六甲アイランド (⑥) の埋立部と新港埠頭 (⑧) であることがわかる。

次に六甲アイランド⑥とポートアイランド①については、SHAKEで地震応答解析を行っているので (図-3.3) 簡易法による判定結果と比較する。簡易法の場合もSHAKEで応答解析を行った場合も、六甲アイランド⑥

では置換層で液状化の可能性のある範囲は小さく埋立部で大きくなっており、また、ポートアイランド①では置換層で液状化の範囲が大きくなっており、両算定法による液状化範囲は良い対応結果になっているといえる。

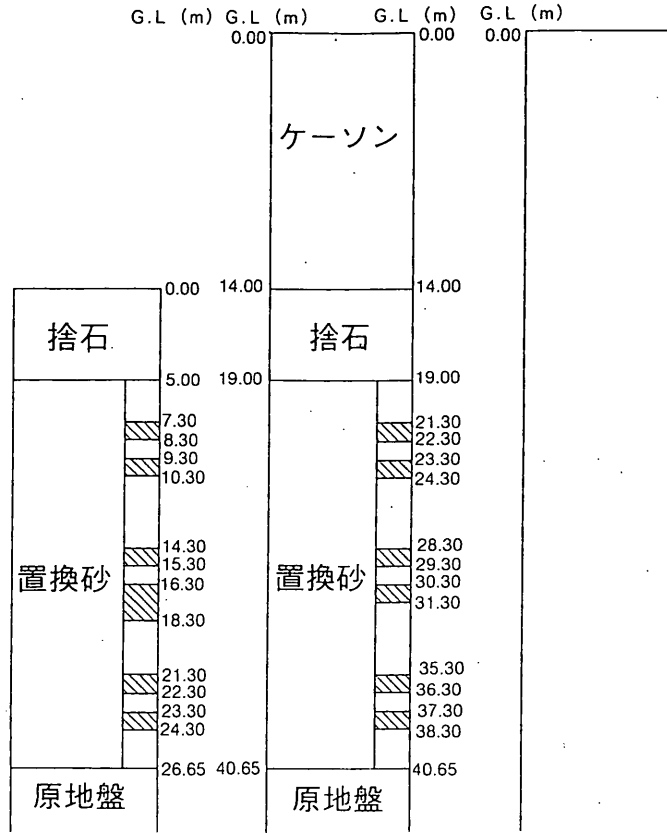


図-4.5 (b) 簡易算定法による液状化判定結果 (②)

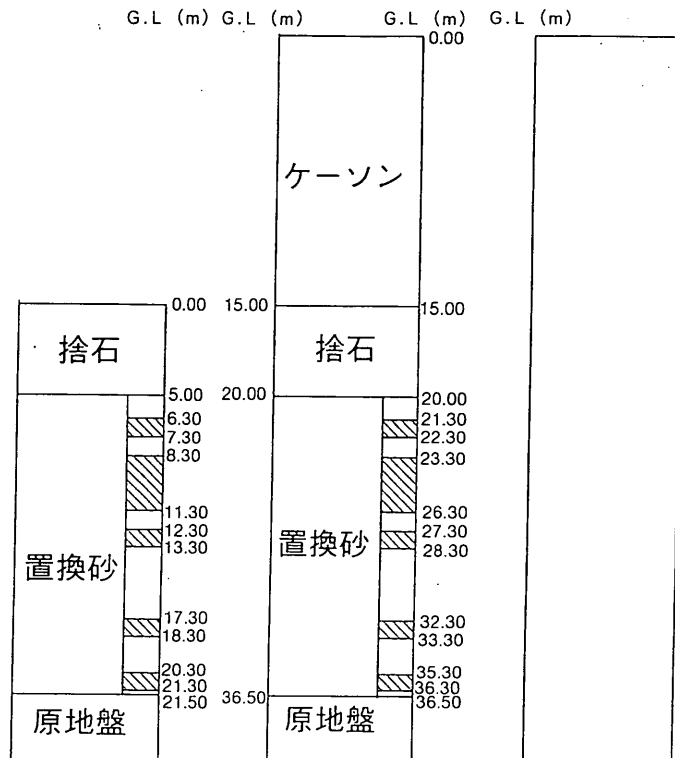


図-4.5 (c) 簡易算定法による液状化判定結果 (③)

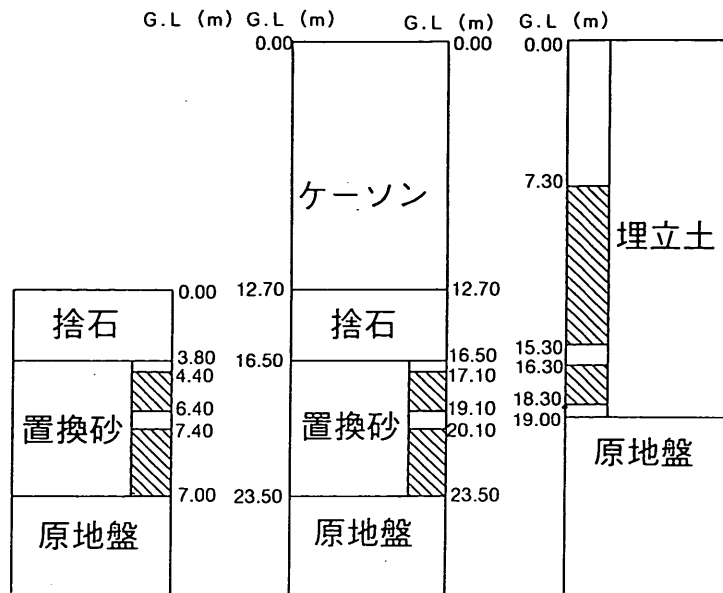


図-4.5 (d) 簡易算定法による液状化判定結果 (④)

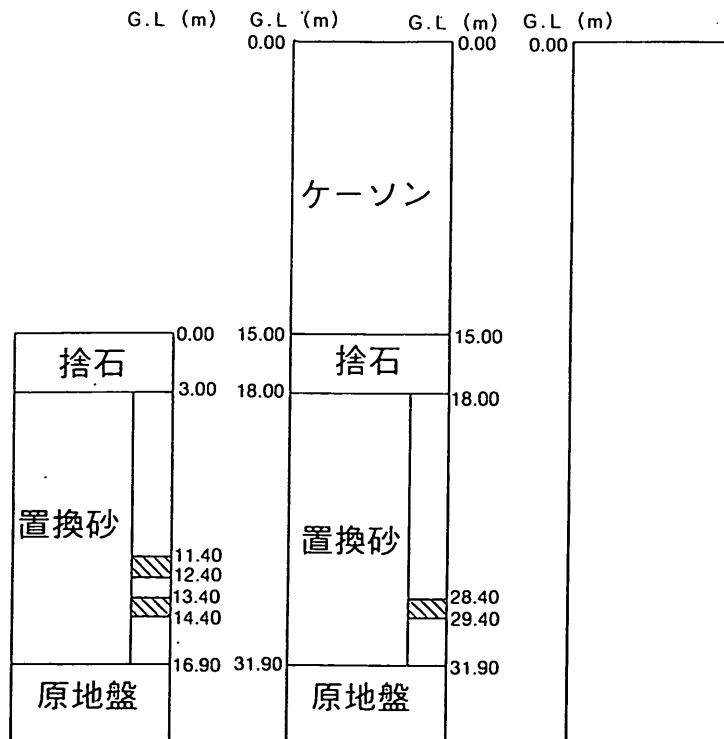


図-4.5 (e) 簡易算定法による液状化判定結果 (⑤)

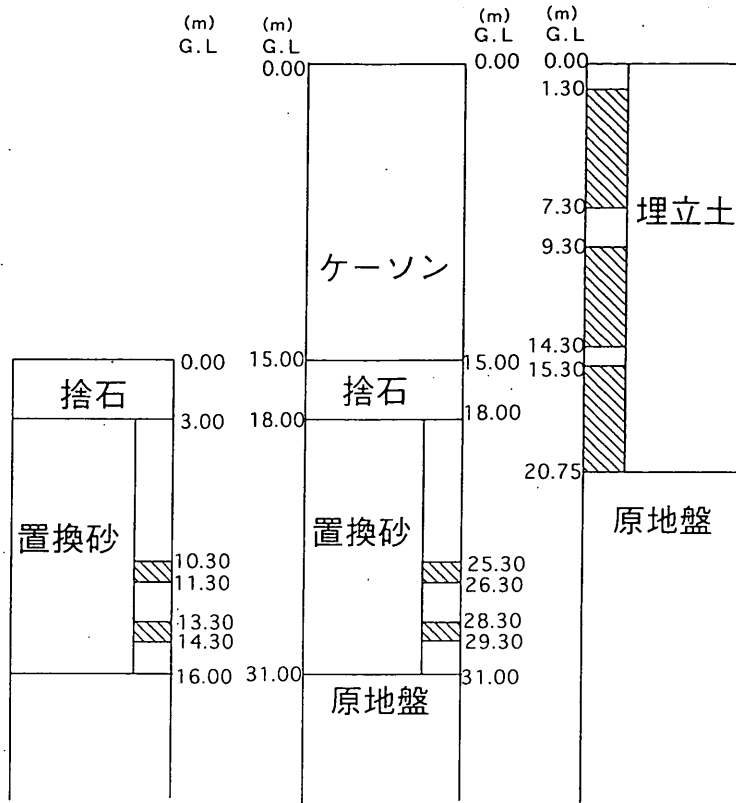


図-4.5 (f) 簡易算定法による液状化判定結果 (⑥)

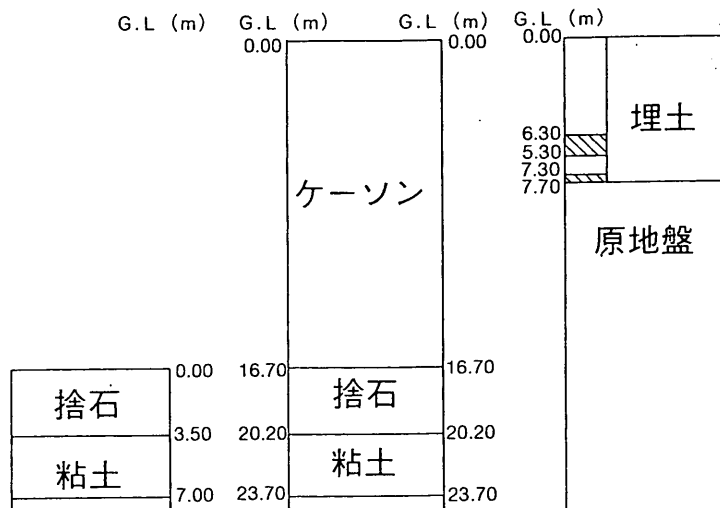


図-4.5 (g) 簡易算定法による液状化判定結果 (⑦)

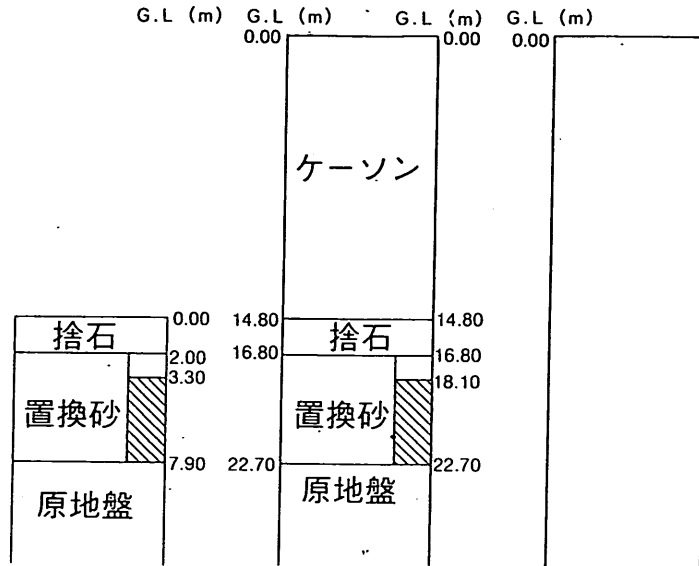


図-4.5 (h) 簡易算定法による液状化判定結果 (⑧)

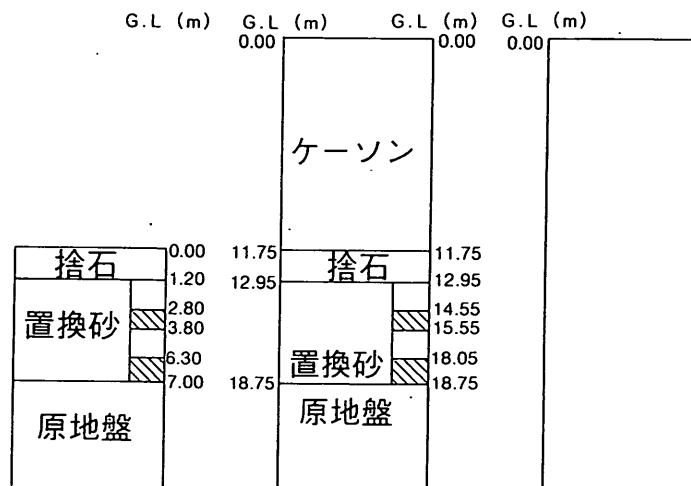


図-4.5 (i) 簡易算定法による液状化判定結果 (⑨)

5. 繰返し三軸法による予測・判定

繰返し三軸法による液状化判定は、六甲アイランドの⑥地点、ポートアイランドの①地点の2地点で行われた。

5.1 予測・判定結果

5.1.1 最大繰返しせん断応力比

一次元地震応答解析より得られた最大繰返しせん断応力比の深度分布を図-5.1に○プロットで示す。図-5.1より最大繰返しせん断応力比は、大きいものでは0.7を越えており地震動が非常に大きかったことを示している。また、護岸の埋立部、ケーソン下部の置換層およびケーソン前の置換層の3箇所を比較すると、ケーソン前の置換層が最も大きな分布を示している。これは4.1で

の等価加速度の分布と同様な傾向である。

5.1.2 液状化強度

繰返し強さ応力比は、3.2で述べたように凍結採取した試料に対して繰返し三軸試験を行い求めている。しかし、試験で得られた繰返し強さ応力比は埋立地盤と置換層でそれぞれ一箇所の深度についてだけである。そこで、繰返し強さ応力比を全深度に対して求めるため、次のように各深度における繰返し強さ応力比を算定した。

3.2に示した方法で、対象地点各深度における換算N値：N'を算出し、吉見らの整理した図-3.9の曲線を利用して、対応する液状化抵抗を算出する。そして、実測の換算N値と液状化抵抗関係と図-3.9の曲線との差を補正して各深度の液状化抵抗とする。次に、繰返し強

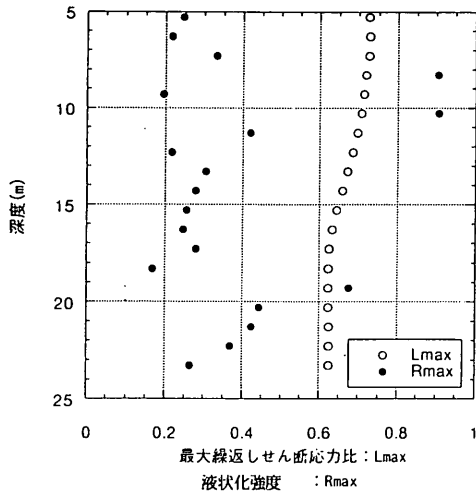


図-5.1 (a) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (六甲アイランド置換層)

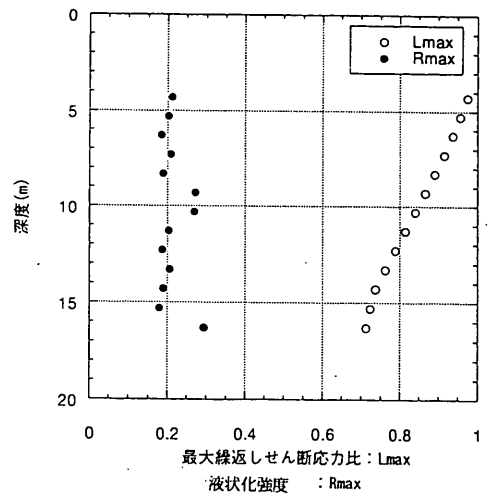


図-5.1 (b) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (六甲アイランドケーソン下)

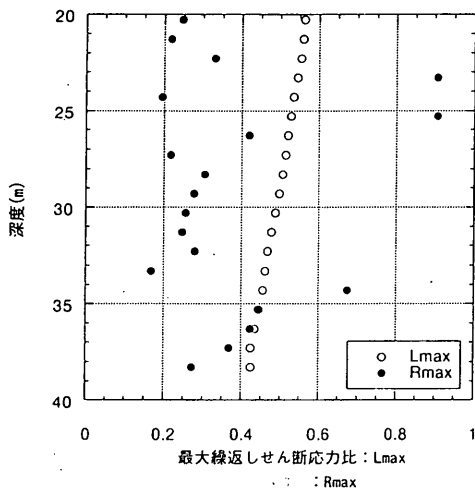


図-5.1 (c) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (六甲アイランド埋立地盤)

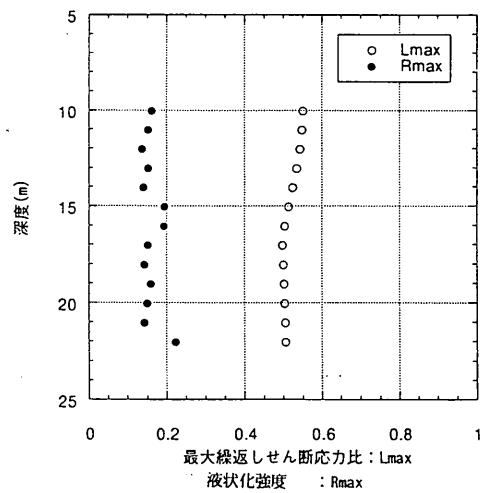


図-5.1 (d) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (ポートアイランド置換層)

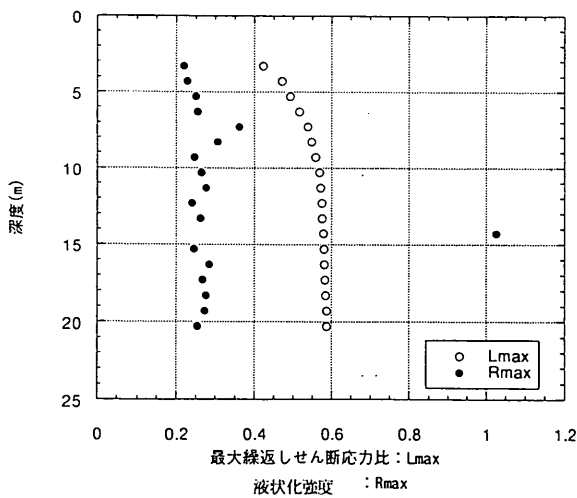


図-5.1 (e) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (ポートアイランドケーソン下)

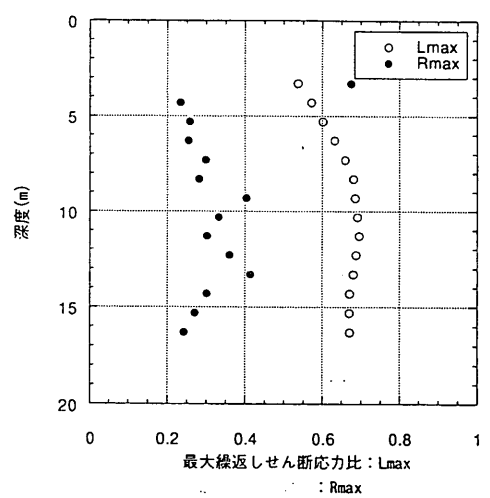


図-5.1 (f) 最大繰返しせん断応力比と液状化強度の深度分布 (ポートアイランド埋立地盤)

さ応力比は図-3.7で液状化にいたる繰返し回数が20回の繰返し応力比で定義されるものであるが、図-3.9における液状化抵抗は15回での繰返し応力比で定義されているので、その差を図-3.7の曲線 ($2 \varepsilon_a = 5\%$ に対応するもの) を利用し補正して各深度の繰返し強さ応力比を求めた。

そして、上記のようにして得られた繰返し強さ応力比を荷重の不規則性に対して補正し液状化強度を算出した。荷重の不規則性に対する補正については、地震応答解析結果から得られたせん断応力の時刻歴は9割以上の層で衝撃型に属しており、9割以上の層で式2.1.8の補正係数 C_k は0.55となった。図-5.1に得られた液状化強度の深度分布を●プロットで示す。図-5.1からポートアイランドのケーソン下の置換層を除いて液状化強度はほぼ $R_{max} > 0.2$ となっていることがわかる。

5.1.3 予測・判定結果

繰返し三軸法により得られた液状化抵抗率 F_L の深度分布を図-5.2に示す。図-5.2より、六甲アイランドでは F_L は0.5前後、ポートアイランドでは0.2~0.5となることがわかる。したがって、ポートアイランドの方が液状化の程度が大きいといえる。

図-5.2で F_L が1以下となり「液状化する」と判定された土層を図-5.3に斜線で示す。図-5.3より六甲アイランドおよびポートアイランドの置換層、埋立部のいずれもほぼ全層で液状化するという判定結果になった。ただし、液状化の程度まで考慮すると、 F_L 値が小さいポートアイランドの方が液状化による被害は大きくなるといえる。

5.2 粒度・N値法による判定結果と繰返し三軸法による判定結果の比較および両判定結果と他の解析との比較

判定結果は粒度・N値法では、六甲アイランドの置換層とポートアイランドの埋立部を除きほぼ全層で「液状化する可能性が高い」という結果になっている。繰返し三軸法では全地点でほぼ全層で「液状化する」という判定結果になっている。したがって、両者の判定結果に大きな矛盾はなく、繰返し三軸試験による方法がより安全側の結果を与えたといえる。

次に、粒度・N値法から得られた液状化抵抗率と繰返し三軸法から得られた液状化抵抗率の比較を図-5.4に示す。なお、図-5.2の繰返し三軸法より得られた液状化抵抗率 F_L の深度分布は、ひとつの深度(繰返し三軸試験の試料採取深度)より得られた繰返し強さ応力比を各深度のN値をもとに推定して算出したものである。試料採取深度以外の F_L はN値による補正誤差を含むので、繰返し三軸試験の試料採取深度における液状化抵抗率についてのみを比較している。図-5.4より、○プロットで示したポートアイランドの結果については粒度・N値法

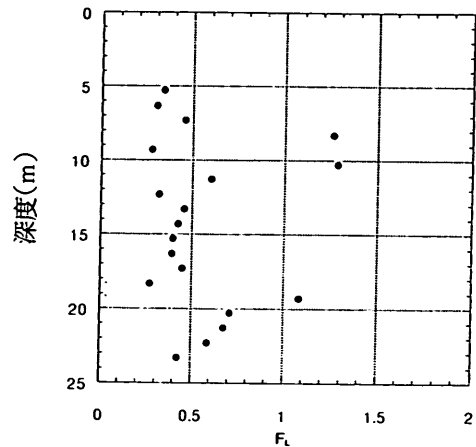


図-5.2 (a) 繰返し三軸法による F_L の深度分布 (六甲アイランド置換層)

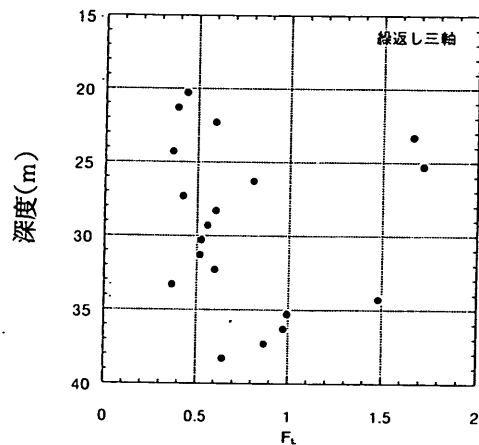


図-5.2 (b) 繰返し三軸法による F_L の深度分布 (六甲アイランドケーソン下)

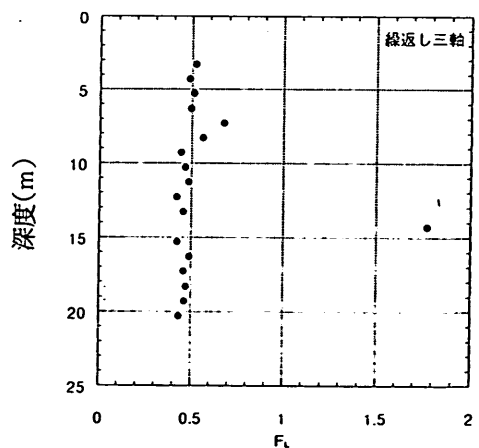


図-5.2 (c) 繰返し三軸法による F_L の深度分布 (六甲アイランド埋立地盤)

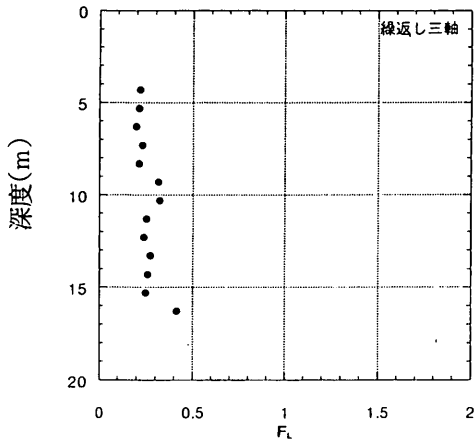


図-5.2 (d) 繰返し三軸法による F_L の深度分布
(ポートアイランド置換層)

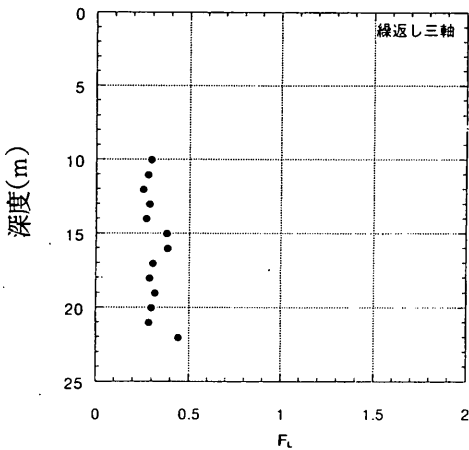


図-5.2 (e) 繰返し三軸法による F_L の深度分布
(ポートアイランドケーソン下)

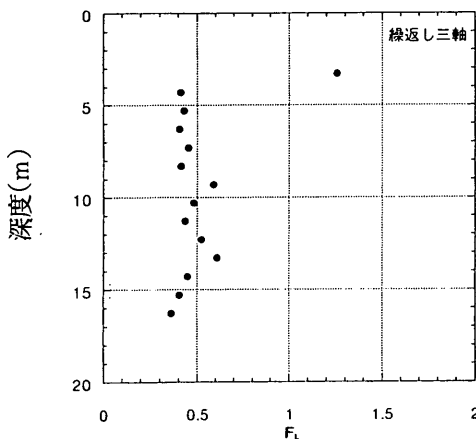


図-5.2 (f) 繰返し三軸法による F_L の深度分布
(ポートアイランド埋立地盤)

より得られる F_L の方が繰返し三軸法から得られる F_L より小さく、●プロットで示した六甲アイランドの結果については粒度・N値法より得られる F_L の方が大きくなる傾向にある。あるいは、粒度・N値法による F_L が0.5以上になると粒度・N値法の F_L の方が大きくなり、0.5以下になると繰返し三軸法の F_L が大きくなる傾向がある。このような、両者の液状化抵抗率の差異は今後の検討課題である。

また、別途実施された今回の地震での岸壁に関する模型振動台試験および有効応力法による液状化解析では、初期せん断応力の存在と岸壁が震動により海側へせり出す影響のため過剰間隙水圧比が岸壁背後の埋立地盤で0.8、置換層で0.5程度までしか到達しないことが示された。地盤が液状化すれば過剰間隙水圧比は1.0にならないといけないので、この結果は岸壁は液状化しないことを示しており、ここで行った液状化の予測・判定結果と異なるものである。この原因は、ここでの液状化の予測判定法には初期せん断応力と岸壁がせり出す影響が考慮されていないからである。しかし、実際の被災に関する変形量(ひずみ)をみると、振動台試験および有効応力解析も数パーセントのひずみ量と2m程度の変形量を与えており、工学的には液状化するという判定を下してもよく、予測・判定法に大きな問題点はないといえる。

さらに、六甲アイランドの内陸部の埋立地盤およびポートアイランドの一部では、噴砂等の液状化の痕跡が観察されていないと報告されている。これは、ここで行った液状化の予測・判定結果と異なっている。この原因は、内陸部で用いられた埋立土砂が岸壁施設付近で用いられた土砂と異なること、また、締固め等の地盤改良が行われていたことが要因として考えられる。

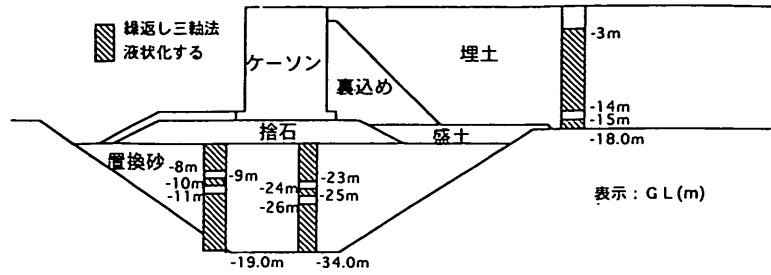


図-5.3 (a) 繰返し三軸法による液状化判定結果 (六甲アイランド)

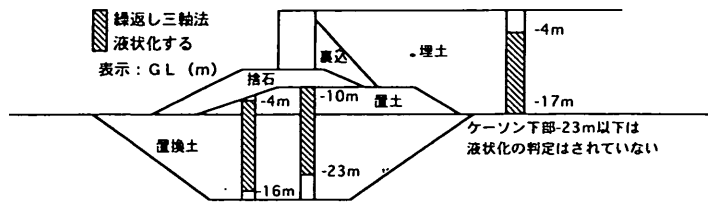


図-5.3 (b) 繰返し三軸法による液状化判定結果 (ポートアイランド)

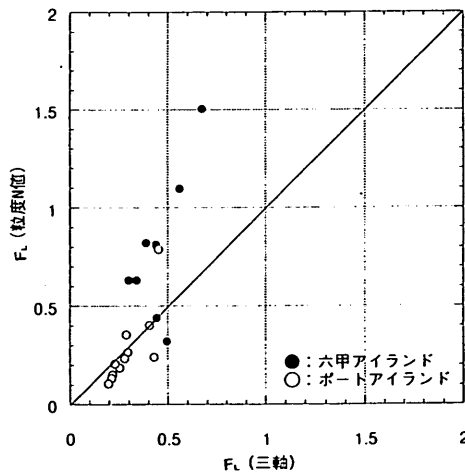


図-5.4 粒度・N値法と繰返し三軸法によるFL値の比較

6. 液状化による変位に関する解析

今回の地震で、岸壁・護岸が2~6mせりだし、岸壁・護岸背後の埋立地盤で2m程度の陥没・沈下が発生したことが報告されている^{1) 10)}。この大変位の原因の1つとして液状化現象が挙げられている。ここでは液状化により岸壁・護岸がどの程度変形するかを F_L により六甲アイランドの岸壁(図-3.1の⑥地点)を対象に解析した。

6.1 解析方法¹¹⁾

解析は線形弾性有限要素法を用いて行い、液状化による変形は液状化により地盤の変形係数が低下し、その後ケーソン、地盤の自重により変形が発生すると仮定して行った。したがって、地震時の慣性力による護岸・岸壁の変

形は本解析では考慮されていない。また、変形は埋立地盤、マウンドおよび置換層で発生するとし、埋立地盤と置換層の下の原地盤の粘土層は地震による影響は受けないと考えた。

6.2 解析パラメータ

線形弾性有限要素法に必要なパラメータは土およびケーソンの有効単位体積重量： γ' 、ヤング率： E およびポアソン比 ν の3つである。

(1) 解析断面

解析対象断面を図-6.1のようにモデル化した。各要素は8節点のアイソパラメトリック要素である。

(2) 有効単位体積重量、ポアソン比

地下水位以上では、ケーソンの有効単位体積重量 $\gamma' = 2.1 \text{ tf/m}^3$ 、土の有効単位体積重量 $\gamma' = 1.8 \text{ tf/m}^3$ とし、地下水位以下では、ケーソンの有効単位体積重量 $\gamma' = 1.1 \text{ tf/m}^3$ 、土の単位体積重量 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ とした。ポアソン比は非排水状態として、 $\nu = 0.4999$ とした。

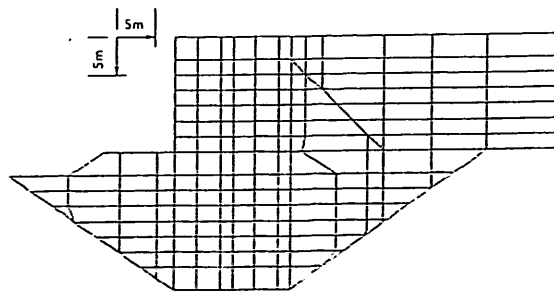


図-6.1 解析対象断面のモデル図

(3)液状化後のヤング率

液状化後のヤング率は、3.2の繰返し三軸試験結果と5.4の繰返し三軸法により得られた液状化抵抗率 F_L をもとに以下のように算定した。図-3.6(a), (b)から繰返し回数20回において、両振幅軸ひずみが1, 2, 5, 10%に対する繰返しせん断応力比を求め、それぞれの繰返し応力比に対するヤング率（履歴ループの割線係数）を求める。ここで、5.の解析で用いた繰返し強さ応力比は両振幅軸ひずみが5%に対するものである。両振幅ひずみが5%に対するヤング率が液状化抵抗率 $F_L=1$ の場合のものとなる。次に、5%の両振幅に対する繰返しせん断応力比と5%以外に対する繰返しせん断応力比の比を求め、これと各繰返しせん断応力比に対するヤング率の関係を求める。ここで、各繰返しせん断応力比と5%に対する繰返しせん断応力比の比は、各繰返しせん断応力比を外力と考えた場合の F_L になる。したがって、液状化抵抗率 F_L とヤング率の関係求めたことになる。このようにして得られた液状化抵抗率 F_L とヤング率 E の関係を図-6.2に片対数で示す。図-6.2では、ヤング率は試験の行われた拘束圧 σ'_v で正規化されている。図-6.2より、液状化後のヤング率は F_L 値と対数の関係にあることがわかる。したがって、図-6.1にモデル化された埋立部および置換層の各要素の液状化後のヤング率は、図-4.2の各深度における F_L 値と図-6.2の F_L 値とヤング率の関係より求まる。また、図-6.2より埋め土では F_L が0.2低下するとヤング率は1オーダー低下し、置換層では F_L が0.3低下するとヤング率は1オーダー低下することがわかる。したがって、地盤変形は液状化抵抗率にきわめて敏感であることになる。

(4)ケーソン、マウンド、裏込めおよび地下水位以上の

埋立部のヤング率

ケーソン、マウンド、裏込めおよび地下水位以上の埋立部のヤング率に関する試験は実施されていない。そこで、マウンド、裏込めおよび地下水位以上の埋立部のヤング率については、3章のSHAKEによる地震応答計算で収束した時のせん断剛性率から求めた。ケーソンについては、 $E=1000000tf/m^2$ とした。

6.3 解析結果

図-6.3に液状化後の岸壁変形の解析結果を示す。図-6.3より、液状化後ケーソンの下端でせりだし3m程度、沈下2m程度の変位が発生していることがわかる。この変位量は今回の地震で計測されたものと同程度のものである。また、ケーソンの変位状況は、埋立側に傾くように起こっている。これは観察されたものの多くはケーソンが海側に前傾したと相反するものである。置換層については、ケーソン前端部分の要素で大変形が発生し海側に5m盛り上がっている。現地でこのような盛り上がりは報告されておらず過大な値になったといえる。埋立部分については、最大3m程度の沈下が生じており、現地の状況に近い値になっている。

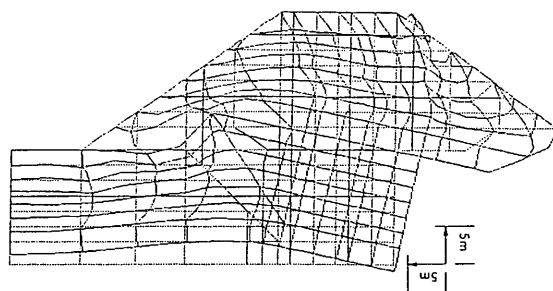


図-6.3 岸壁変形解析結果

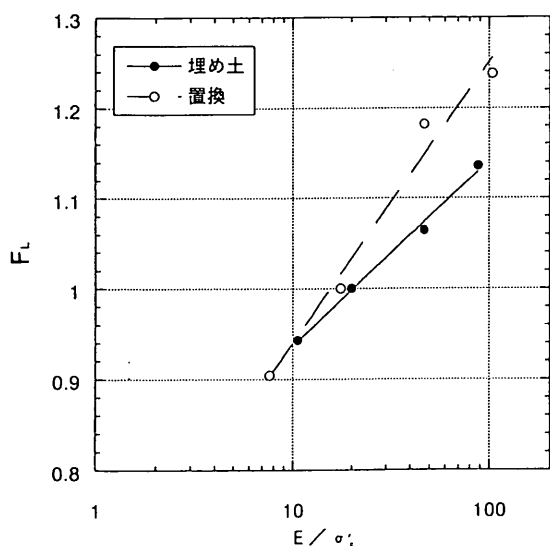


図-6.2 液状化抵抗率 F_L とヤング率 E の関係

7. まとめ

神戸港の岸壁・護岸・防波堤の置換層、埋立部について9地点で今回の地震（兵庫県南部地震）での液状化に関する各種調査・解析を行った。本調査・解析から以下のような結論が得られた。

- (1)神戸港で置換土、埋立土に用いられていたまさ土の粒度試験を行った。まさ土の粒度分布は、港湾の基準で示されている液状化する可能性の高い粒度範囲からはずれていた。
- (2)凍結サンプリングで乱さないまさ土を採取し、繰返し三軸試験を行った。繰返し三軸試験から、まさ土の液状化抵抗は繰返しせん断応力比で0.25弱で、通常の砂の液状化抵抗の範囲に入るものであることがわかった。
- (3)一次元地震応答計算を行った。その結果、地表面で450gal程度の最大加速度が得られ、等価加速度は500gal

近い値となり、今回の地震が非常に大きかったことが示された。

(4)液状化の予測・判定を置換層・埋立て部について行った。粒度・N値法による予測・判定では、調査を行った9地点のいずれにおいても液状化の可能性があるという結果になった。また、繰返し三軸法による液状化の予測・判定では、調査を行った六甲アイランドとポートアイランドの2地点の岸壁・物揚場のいずれの地点においても液状化の可能性があるという結果になった。液状化の可能性のある層の深度方向の分布については、ほぼ全層が液状化の可能性があるという予測・判定結果になったものがあつた。

(5)繰返し三軸法により求めた液状化抵抗率： F_L は、六甲アイランドの岸壁で0.5程度、ポートアイランドの物揚場で0.2~0.5となり、かなり低い液状化抵抗率となった。このことから、今回の地震による両施設の液状化の程度（液状化による地盤変状等）はかなり大きいものであつたと考えらる。

(6)別途実施された今回の地震での岸壁に関する模型振動台試験および有効応力法による液状化解析では、初期せん断応力の存在と岸壁が震動により海側へせり出す影響のため過剰間隙水圧比が岸壁背後の埋立地盤で0.8、置換層で0.5程度までしか到達しないことが示された。地盤が液状化すれば過剰間隙水圧比は1.0にならないので、この結果は岸壁は液状化しないことを示しており、ここで行った液状化の予測・判定結果と異なるものである。この原因は、ここでの液状化の予測判定法には初期せん断応力と岸壁がせり出す影響が考慮されていないからである。しかし、実際の被災に関係する変形量（ひずみ）をみると、振動台試験および有効応力解析も数パーセントのひずみ量と2m程度の変形量を与えており、工学的には液状化するという判定を下してもよく、予測・判定法に大きな問題点はないといえる。

(7)六甲アイランドの内陸部の埋立地盤およびポートアイランドの一部では、噴砂等の液状化の痕跡が観察されていないと報告されている。これは、ここで行った液状化の予測・判定結果と異なっている。この原因は、内陸部で用いられた埋立土砂が岸壁施設付近で用いられた土砂と異なること、また、締固め等の地盤改良が行われていたことが要因として考えられる。

(8)液状化後の地盤変位に関する数値解析を行った。解析は繰返し三軸法による液状化の予測・判定から得られた F_L 値と繰返し三軸試験結果を用いて線形弾性有限要素解析で行った。解析結果は、ケーソン下端が3mせりだしケーソン背後の埋立部が3m沈下するという結果を与えた。解析には地震による慣性力が考慮されていないが、実際の変位量とほぼ対応した結果になった。

本調査は、1995年兵庫県南部地震後、被災原因究明の

ため第三港湾建設局が中心になって行われた土質調査結果をもとに検討を行ったものである。第三港湾建設局の関係各位に深い謝意を表します。

参考文献

- 1)第1次土木学会・兵庫県南部地震震災調査団：阪神・淡路大震災緊急報告会開催される，土木学会誌第80巻，第3号，pp2~11，1995
- 2)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック，1993年
- 3)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，上巻，pp203~208，1988
- 4)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，上巻，pp178~184，1988
- 5)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，1990，pp.773~776
- 6)菅野高弘，三藤正明：ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技研資料 No. 813, Sept, 1995
- 7)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, pp63~67, 1994
- 8)Shnabel,P.B., Lysmer,J. and Seed,H.B. : SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 9)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
- 10)運輸省港湾局，港湾技術研究所，第三港湾建設局：阪神・淡路大震災による港湾施設等調査報告書，1995
- 11)S. Yasuda et.al:The Mechanism and A simplified Procedure for The Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992

港湾技研資料 No.813

1995・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 (有)つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute. Nagasaki, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1995) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted 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、複製は、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。