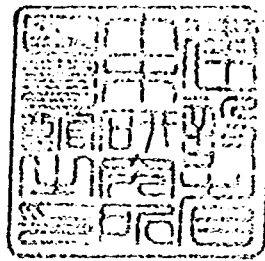


土 木 研 究 所 資 料

地震時における砂質地盤の液状化判定法と
耐震設計への適用に関する研究



昭和56年9月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

ま え が き

地震時の各種構造物の被害原因を調査してみると、構造物周辺地盤の耐震性(破壊)が重要な因子となっていることが多々見られるのは周知の事実である。飽和砂質土から構成される地盤の場合は、地盤の液状化(流動化)が支配的な要因となることが、昭和39年6月の新潟地震を契機として指摘されるようになった。そして、今日までに地盤の液状化に対する構造物の地震時安定性を確保するために、液状化の発生特性、液状化の予測さらには液状化に対する対策等に関して数多くの研究が行われており、新設の構造物の耐震性あるいは既設構造物の将来に対する耐震性の確保のために、液状化に対する措置がとられ始めているのが実情である。

土木研究所においては、地盤の液状化に対する各種土木構造物の地震時の安定性を確保することを目的として、地盤液状化の発生特性、液状化の判定法、構造物に及ぼす影響とその評価法等に関して各種の調査・研究を実施してきている。具体的には、既往地震による液状化被害調査、原位置地盤調査、室内模型振動実験、室内動的土質試験、地震応答解析等多岐にわたり、その成果も得られつつある。

本報告はこれまでに実施してきた調査・研究のうち、主として地盤の液状化の判定およびその適用に関する成果をとりまとめたものであり、地盤液状化の判定法を提示するに至った研究過程、同判定法の妥当性検証のための調査、さらには液状化を考慮した構造物の耐震設計のための地盤の液状化特性に関して実施した実験および液状化を考慮した構造物の応答解析の結果を報告するものである。

昭和56年9月

地震防災部

振動研究室	室長	岩崎敏男
"	研究員	常田賢一
"	"	木全俊雄

目 次

まえがき

1. 概 要	1
2. 地盤の液状化の現象および判定法に関する既往の研究	2
3. 地盤液状化の判定方法	17
3.1 概 要	17
3.2 液状化抵抗率 (F_L) による判定方法	17
3.2.1 判定方法	17
3.2.2 動的せん断強度比 R の推定	18
3.2.3 地震時せん断強度比の推定	33
3.2.4 液状化抵抗率 F_L の推算例	35
3.3 液状化抵抗指数 (I_L) による判定方法	38
3.3.1 判定方法	38
3.3.2 液状化抵抗指数 I_L の推算例	38
4. 判定方法の適用	40
4.1 液状化抵抗率 (F_L) による判定	40
4.1.1 概 要	40
4.1.2 昭和大橋における地盤の耐震性調査	44
4.1.3 関上大橋における地盤の耐震性調査	52
4.1.4 種次堤防・関上上堤防における地盤の耐震性調査	60
4.1.5 北和淵堤防における地盤の耐震性調査	76
4.1.6 地盤液状化と液状化抵抗率 F_L の特性	85
4.2 液状化抵抗指数 (I_L) による判定	94
4.2.1 概 要	94
4.2.2 既往地震における I_L の特性	94
5. 構造物の耐震性に及ぼす地盤液状化の影響の評価法に関する実験的検討	99
5.1 概 要	99
5.2 地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響	99
5.2.1 実験方法	99
5.2.2 実験結果	100

5.3. 過剰間隙水圧の推定法	103
5.3.1 概 要	103
5.3.2 動的強度試験に基づく推定	103
5.3.3 模型振動実験に基づく推定	105
5.3.4 液状化抵抗率 F_L による過剰間隙水圧の推定	106
5.4 地盤液状化を考慮した耐震性調査	107
6. 地盤液状化と構造物の耐震性に関する検討	109
6.1 概 要	109
6.2 地盤液状化と道路橋の耐震性	109
6.2.1 概 要	109
6.2.2 昭和大橋	109
6.2.3 関上大橋	112
6.3 地盤液状化と土構造物の耐震性	116
6.3.1 概 要	116
6.3.2 関上上堤防	118
6.3.3 北和淵堤防	119
7. 道路橋の耐震設計における液状化の取扱い	122
7.1 概 要	122
7.2 耐震設計上土質定数を低減させる土層	122
7.3 耐震設計上の地盤面	124
7.4 液状化の取扱いに関する検討	125
8. 地盤液状化に関する考察	133
あ と が き	135
参 考 文 献	136
付 属 資 料	147

1. 概 要

我国において地震時の建造物の耐震性に及ぼす地盤の液状化の重要性が強く認識され始めた契機は昭和39年6月に発生した新潟地震であるが、地盤の液状化現象は同地震以前の地震においても、噴砂、噴水、地中建造物の浮上、地上建造物の沈下あるいは傾斜等の諸現象により確認されている。栗林・龍岡・吉田(1974)¹⁾は我国の明治以降の約100年間(1872年~1968年)において噴砂・噴水等の液状化現象の記録のある44地震について詳細な資料を収集している。同調査によれば液状化はほぼ全国的に発生しており、特に人口の密集しやすい平野部に多いことがわかる。これは地震時における液状化の影響を軽視することができないことを示唆している。また、最近では1978年1月の伊豆大島近海地震や同年6月の宮城県沖地震において液状化の発生が見られた。1978年宮城県沖地震では宮城県内の約30地点で液状化を確認しているが、同地点付近の橋梁、河川堤防等の施設に被害が発生した。²⁾

地震国といわれる我国では土木建造物等の生活基幹施設を始めとする各施設の震災対策の必要性は高い。そして、震災の重要な原因となり得る地盤の液状化について震災対策上の配慮が必要であり、そのためには事前に液状化発生の予測をし、地震災害の軽減・防止のための適切な措置を講ずることが要求される。液状化の予測のための判定法に関しては、多方面で種々の調査・研究が実施されてきており、現地点までの研究成果に基づいた具体的な判定法の提案さらには実務への適用がなされていて、一部では実設計に反映されてもいる。

本報告では、まず第2章において液状化の現象および判定に関する既往の調査・研究の概要を紹介し、第3章では著者らが提案している判定法の概要およびその適用例を報告する。そして、第4章では第3章で提案した判定法の妥当性の検証のために実施した原位置地盤調査の概要および判定指標の諸特性の検討結果を報告する。さらに、第5章では建造物の耐震性に及ぼす液状化の影響の定量的評価法に関する実験的な検討結果について述べ、第6章では液状化が建造物の地震時応答特性および安定性に及ぼす影響に関して実施した解析結果を報告する。また、第7章では昭和55年5月に旧道路橋耐震設計指針を改訂して新たに定められた道路橋示方書V耐震設計編の規定に示されている液状化の判定法およびその影響の評価方法に関して諸検討を行う。最後の第8章では前章までの調査を進めてゆく上で明らかとなった事項および最近各方面で関心の持たれている液状化に関する諸問題についてまとめた。また、付属資料として、原位置地盤調査結果、室内動的土質試験結果等について記載している。

なお、本報告の第7章では示方書の内容と合致させるために“流動化”という表現を用いているが、これは“液状化”と同一内容である。この点については、示方書の改訂の際に“流動化”と“液状化”の両方を用いたが、最終的に“液状化”が採用された。また、示方書の改訂の際に“液状化”と“流動化”の両方を用いたが、最終的に“液状化”が採用された。また、示方書の改訂の際に“液状化”と“流動化”の両方を用いたが、最終的に“液状化”が採用された。

2. 地盤の液状化の現象および判定法に関する既往の研究

現在問題にされている地盤の液状化に関する研究の端緒と考えられるものとしてはCasagrande (1936)³⁾の研究がある。Casagrandeは土のダイラタンシー特性に着目して限界間隙比(critical void ratio)の存在を唱え、限界間隙比より大きな地盤ではせん断により負のダイラタンシー(体積収縮)効果が発生し、過剰間隙水圧の発生による液状化が発生するとするものである。しかし、限界間隙比は拘束圧に左右され、拘束圧の増加に伴ない低下するので、同一密度の土であっても低拘束圧下(浅い層)よりも高い拘束圧下(深い層)で不安定になってしまうことや動的載荷下における体積変化が一次元の静的載荷下でのそれとは全く異なることなどから、現在では限界間隙比の概念は用いられていない。しかしながら、土のダイラタンシー特性と体積変化あるいは過剰間隙水圧の発生の関係については、液状化の発生機構の基本概念を示すものである。

土の流動化の現象を実験的に検証したものとしては最上一久保(1951)⁴⁾(1953)⁵⁾の研究がある。同実験では乾燥砂および関東ロームを対象としており、今日でいうところの過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の減少で定義される液状化とは若干意味が異なるようであるが、同実験の結果から砂が振動の増加に伴い容積を減じ、流動性が大きくなってゆくことを明らかにするとともに、振動時においては砂の剪断強度が静的強度に比較して減少(=流動化)し、この流動化現象は振動の加速度に支配されることを指摘している。なお、最上一久保(1953)は同論文において流動化を“liquefaction”と呼んでいる。

運輸省港湾技術研究所では石井一林一荒井一土田(1960)⁶⁾が乾燥砂を用いて地震時土圧を究明するための振動実験を実施しているが、石井一土田一古部(1963)⁷⁾は引き続いて飽和砂に振動を加えた時に発生する土圧、動水圧に関する振動実験を行っている。同実験でも土圧のみならず、砂層の流動化についても考察しており、流動化現象の発生機構は明らかでないとしながらも流動化時には過剰間隙水圧が発生すること、流動化により間隙比の減少が顕著であること、砂層の流動化の可否が間隙比～台加速度の関係から予測できること等を指摘している。

大原(1963)⁸⁾は飽和砂の振動圧力に関する振動実験を行っているが、同実験では振動時に生ずる異常水圧上昇を確認しており、これは振動によって砂が沈定する際の過剰間隙水圧の発生、つまり、砂の流動化に帰因するものとしている。そして、砂層が完全に流動化した場合の異常水圧上昇高(=過剰間隙水圧)は $\gamma_a h$ (γ_a :砂の水中見かけ密度、 h :深さ)にほぼ等しいことを示している。ここでは、 $\gamma_a h$ は今日でいう有効上載圧に相当するものであり、完全流動化時の過剰間隙水圧の特性を明らかにしたものだといえる。

Florin-Ivanov(1961)⁹⁾は飽和砂質土の“Liquefaction”に関して、飽和砂の振動実験および原位置における発破実験をしている。そして、振動実験では“excess water pressure”の深度分布の経時変化特性、砂の粒径と“liquefaction”の継続時間の関係、サーチャージが“liquefaction”の発生あるいはその継続時間に及ぼす影響を報告し、発破実験では地表面の沈下に

ついて報告している。なお、同報告の引用する参考文献を見る限りでは、Florin 等は 1950 年の初期から飽和砂の“liquefaction”について研究を実施してきているようである。

以上は新潟地震以前に実施された地盤の液状化に現象面で関連のあると思われる研究例であるが、これらから判断する限りでは 1950 年頃に地盤の液状化に関する研究の端緒があるように思われる。そして、研究方法は振動実験が主であり、最上一久保が飽和砂ではないが土の振動による流動化現象について示唆を与えたのに対して、石井—土田—古部および大原は飽和砂の流動化特性についての研究の手掛かりを与えたものといえる。また、Florin 等が比較的早くから飽和砂の“liquefaction”について研究をしていたことも特筆すべきことである。

なお、今日では室内試験により地盤の動的強度特性を明らかにするのが通例となっているが、1950 年代の我国における室内動的土質試験例としては最上一山口—中瀬¹⁰⁾、星堃—榎本¹¹⁾、網干—門田¹²⁾等がある。最上一山口—中瀬は関東ロームの一面剪断試験から剪断変形速度が剪断強度に及ぼす効果および土の降伏値に対する振動の影響を調べている。また、星堃—榎本は三軸試験機を用いて圧縮室内の供試体に対して、側圧の繰返し載荷、側圧の繰返し後の上下圧の載荷および側圧一定下での上下方向の繰返し載荷を行い、供試体の体積変化と剪断変形特性および極限の破壊強さを実測している。さらに、網干—門田は今日の振動三軸試験機にほぼ類似した形態を持つ動的三軸試験機を試作し、振動載荷による静的強度の変化に関する実験を行っている。これらの室内試験は飽和砂を対象としたものではないが、Seed—Lundgren¹³⁾(1954)やWhitman¹⁴⁾(1957)は飽和砂に対する動的試験を実施している。Seed—Lundgren¹³⁾(1954)は間隙比の異なる細砂および粗砂の供試体を用いて急速載荷三軸圧縮試験を行い、静的強度と急速載荷に対する強度の関係や飽和砂の強度に及ぼす間隙比の影響等に関する実験結果を報告している。また、Whitman¹⁴⁾(1957)は粘着性土、乾燥砂、飽和砂の供試体を対象とした急速載荷三軸圧縮試験を行い、ひずみ速度と圧縮強度の関係等に関する実験結果を報告している。同実験ではゆるぎの飽和砂の載荷時に発生する“pore water pressure”も計測している。しかし、同実験では“liquefaction”が発生してはいないとの報告である。Seed—Lundgren¹³⁾の急速載荷は重錘落下方式であるが、Whitman¹⁴⁾は現在頻発に利用されている油圧載荷方式で行っているのが特徴である。

新潟地震以降では地盤の液状化に関する研究は急速に進展し、その研究内容も、既往地震における液状化特性調査、振動実験、液状化の数値解析法の開発および数値解析、地盤の動的強度特性に関する室内動的試験およびこれらの研究成果に基づいた液状化の判定法、さらには構造物の耐震設計のための液状化の評価方法、液状化の対策等と多岐にわたっている。

新潟地震直後には地盤の特性と液状化に関する詳細な調査が実施されており、地盤の特性から簡易に液状化の判定を行う方法が提案されている。岸田³²⁾(1966)、小泉³³⁾(1966)、大崎³⁴⁾(1966)は新潟地震における地盤の液状化現象、構造物の被害事例の各調査および地盤の特性調査に基づいて、地盤の液状化発生のための限界N値の深度分布を提案した。同提案の内容は後述するが、

N値という簡便な指標に基づいて地盤の液状化の判定方法の提案がなされたのは大きな前進であるといえる。

このような地盤の特性と液状化現象に関する調査結果を踏まえて、地盤の液状化現象を力学的に把握して合理的な地盤液状化の判定法を提案したのはSeed-Idriss (1967)³⁵⁾ (1971)³⁶⁾ が最初である。同研究では地盤の液状化現象を地盤の動的せん断強度と地盤内に発生する地震時せん断応力の大小関係の比較で明解に説明している。現在、各方面で実施されている室内動的強度試験は、そのほとんどが条件こそ違うものの、Seed-Idriss が考えた地盤の動的せん断強度の合理的な推定法の確立を目指すものである。Seed-Idriss の提案する液状化の判定法の詳細は後述する。

振動実験については新潟地震以前にも実施されていたが、この方法は今日に至るまで用いられている。しかし、その内容は次第に変化してきており、最初は飽和砂地盤のみの液状化特性に関する実験〔例えば、河川—小川—虎瀬 (1965)¹⁴⁾、谷本—西 (1968)¹⁵⁾、大原—鈴岡 (1972)¹⁶⁾、小川—佐々木—柴山 (1975)¹⁷⁾、沢田—古賀—熊崎 (1975)¹⁸⁾、時松—吉見 (1977)¹⁹⁾ 等〕が中心であったが、次第に構造物に及ぼす液状化の影響に関する実験〔例えば、小坪—園田—直江 (1974)²⁰⁾、斉藤—李 (1974)²¹⁾、吉田—植松 (1975)²²⁾、石原—大久保—山崎 (1976)²³⁾、時松—吉見 (1976)²⁴⁾、田中—三藤—小林 (1977)²⁵⁾、国生—江刺—桜井 (1979)²⁶⁾ 等〕が多くなり、最近では液状化の対策に関する実験〔例えば、田中—小林—茅野 (1979)²⁷⁾、那須—鬼頭—安田 (1980)²⁸⁾、谷口—佐々木—小笠原 (1981)²⁹⁾ 等〕が行われるようになってきている。なお、室内動的強度試験については3章以降で随時引用する。

次に地盤の液状化の判定法に関する研究を紹介する。現在までに行われている地盤液状化の判定法に関する調査・研究は種々あるが、ここでは次のように分類してみる。

- i) 原位置地盤の諸特性による判定
- ii) 地盤の動的せん断強度と地震時せん断応力の比較による判定
- iii) 地盤内に発生する過剰間隙水圧による判定
- iv) 統計的あるいは確率論的判定
- v) 液状化履歴に基づく判定

上記の分類では重複する場合もあるが、以下では本報告に関係の深いii)の方法に重点を置いて各判定方法毎に概要を紹介し、その他の部分は充分とは言えないが参考文献の引用に止めるとにする。

- 1) 原位置地盤の諸特性による判定
- 過去の地震において液状化した地盤において、N値、粒度分布、相対密度、地下水位、深度等の原位置での地盤の諸特性を調べると、ある条件下での諸特性を持つ土層において、液状化の発生頻度の高いことが知られている。従って、原位置地盤の諸特性に関して、液状化発生の有

無を判断できるような範囲が得られれば、これにより地盤の液状化の判定が可能となる。本項での判定では、N値、粒度分布、深度等の原位置で比較的容易に得られるデータを用いて、簡易に液状化の判定を行うことを目的としており、液状化発生のためのN値あるいは粒度分布について幾つかの判定法が提案されている。

液状化発生の有無あるいは程度を判定するための限界N値の深度分布については数多くの提案が出されている。図-2.1は一例を掲げたものであるが、これらの限界N値の設定は液状化発生地点でのN値の測定結果および液状化による構造物被害と同地点でのN値の測定結果等のデータに基づいて行われている。例えば、旧道路橋耐震設計指針⁷⁰⁾では限界N値を10として深度10mまでとしているが、これは新潟地震における液状化の発生事例を参考にして規定されたものである。同図において、深度が増加するに伴って限界N値が高くなっているのは、一般的に深度の増加に伴い有効上載圧が増加し液状化しにくくなること、ならびに過去の地震において深い層での液状化がほとんど確認されていない（確認できない）ことを考慮しているものである。図-2.1では各提案限界N値の分布が互いに大きくかけ離れてはいるが、必ずしも

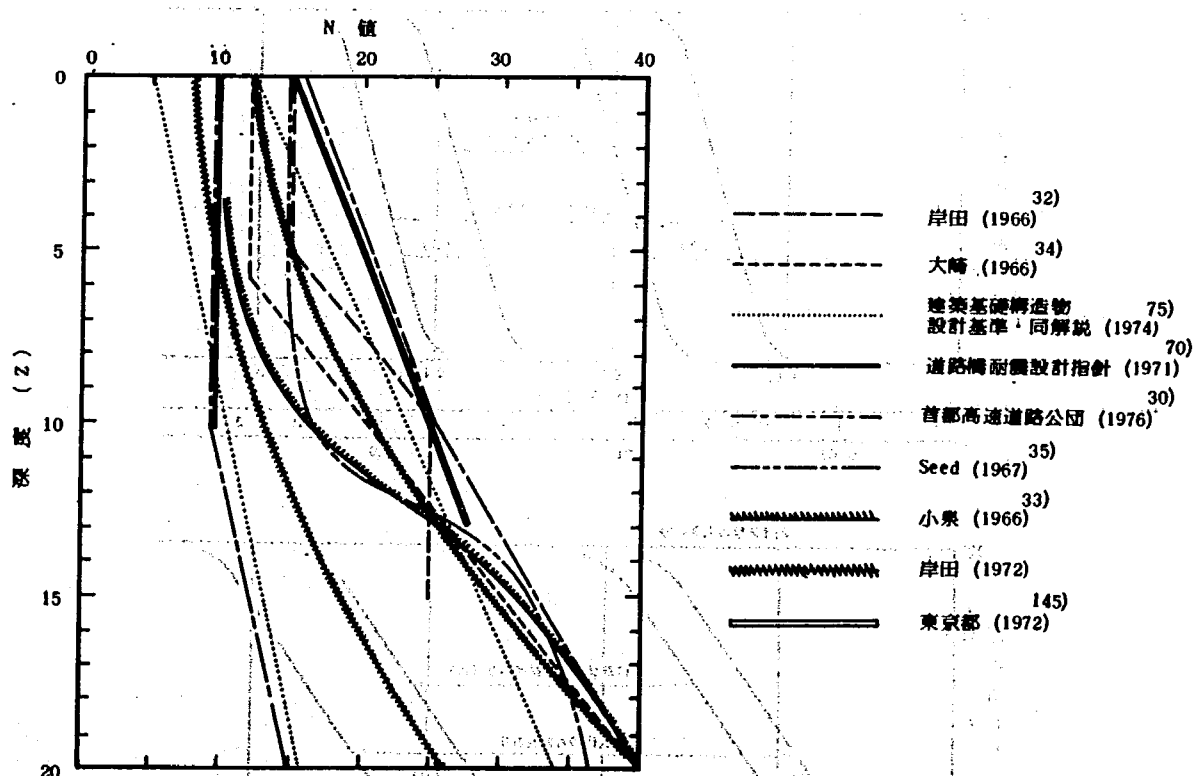


図-2.1 液状化判定のための限界N値の深度分布例

同一とは言えない。また、限界N値は一義的に決められるものでなく、原位置地盤の強度特性や地震荷重の影響も考慮するのがより合理的であると言えよう。地震荷重の影響を考慮場合には限界N値の使い分けができる。特にこの考え方を前提としたわけではないが、従来提案されている限界N値の分布性状を鑑みて、それらを抱絡するような形で限界N値の深度を3区分しているのは、栗林一西山(1976)³⁰⁾である。

また、粒度分布に関しても液状化の可能性の高い粒度分布特性の存在が指摘されており、液状化の判定の際の判断基準として用いられている。例えば、港湾の施設の技術上の基準・同解説⁷³⁾では粒度分布による液状化の予測は図-2.2に基づいて行いより規定されている。他の指針、基準類〔日本道路協会、^{70), 71)}日本港湾協会、⁷³⁾日本建築学会⁷⁵⁾〕においても、平均粒径 D_{50} 、 D_{20} あるいは均等係数 U_c などの粒度特性により液状化の判定の指標としている。

以上はN値、粒度分布を代表例として原位置地盤の諸特性による判定の概要について紹介したが、具体的には数種類の特性を組合わせて合理的な判定を行うのが通例である。

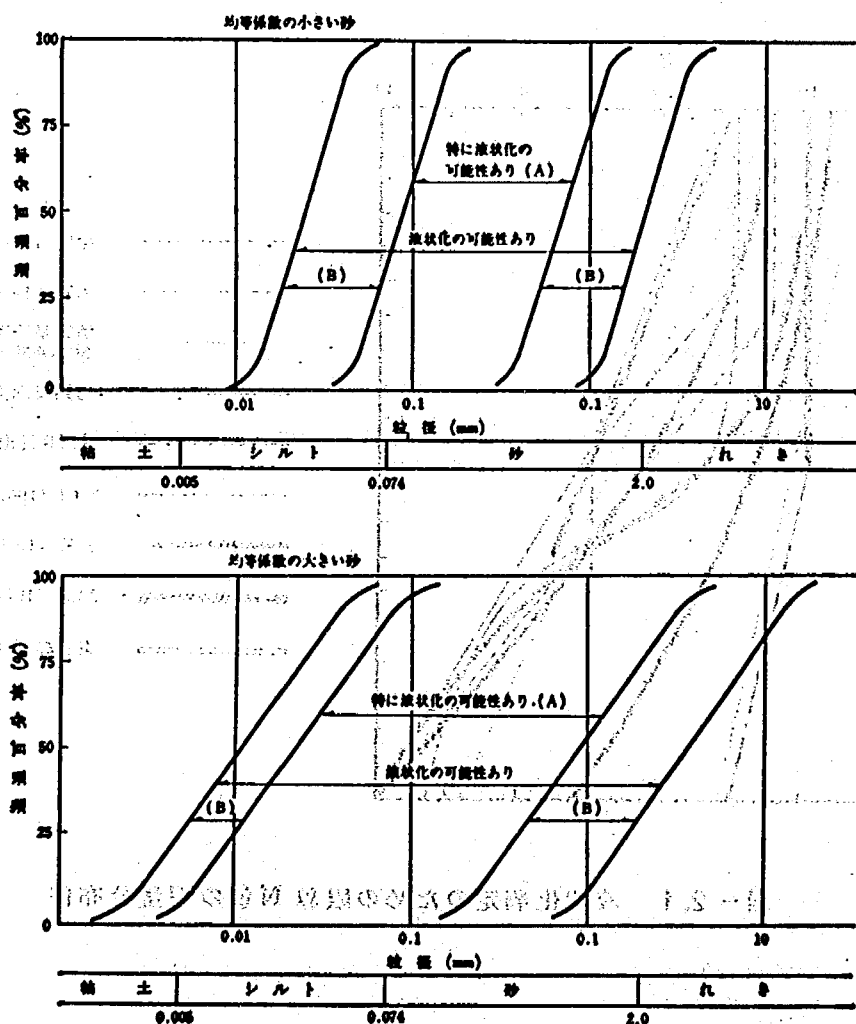


図-2.2 液状化の可能性のある土の粒度分布⁷³⁾

2) 地盤の動的せん断強度と地震時せん断応力の比較による判定

当判定法では地震時において地盤内に発生する地震荷重（地震時せん断応力）と地盤の保有する動的強度（動的せん断強度）を比較して、両者の大小関係から地盤の液状化の判定を行うものである。本法による判定の手順の基本は図-2.3に示すとおりである。地盤の動的せん断強度と地震時に地盤内に発生する動的せん断応力の大小の比較による簡易な液状化の判定方法を最初に提案したのはSeed-Idriss (1967³⁵⁾, 1971³⁶⁾)である。同方法では地盤の動的せん断強度を室内動的試験結果に基づいて平均粒径および相対密度から推定するものであるが、その後Seed (1979)³⁷⁾はN値を用いた液状化の簡易判定法を提案している。Seed等の方法以外には3章で紹介する土木研究所の方法や吉見一時松(1980)³⁸⁾、柴田(1981)³⁹⁾等の方法が最近提案されている。しかし、これらの方法では如何にして合理的で簡易な地盤の動的せん断強度の推定を行うかに主眼が置かれており、推定法の適用性の比較基準としてSeed等の方法が引用されるのが一般的である。また、地震荷重である動的せん断応力に関しては、土木研究所の提示する推定式はSeed等の方法を基本とするものであり、動的せん断応力の推定式については地盤の動的せん断強度程には研究が進められていないのが実情である。

ここではSeed等の地盤液状化の判定法の概要と吉見一時松および柴田による地盤の動的強

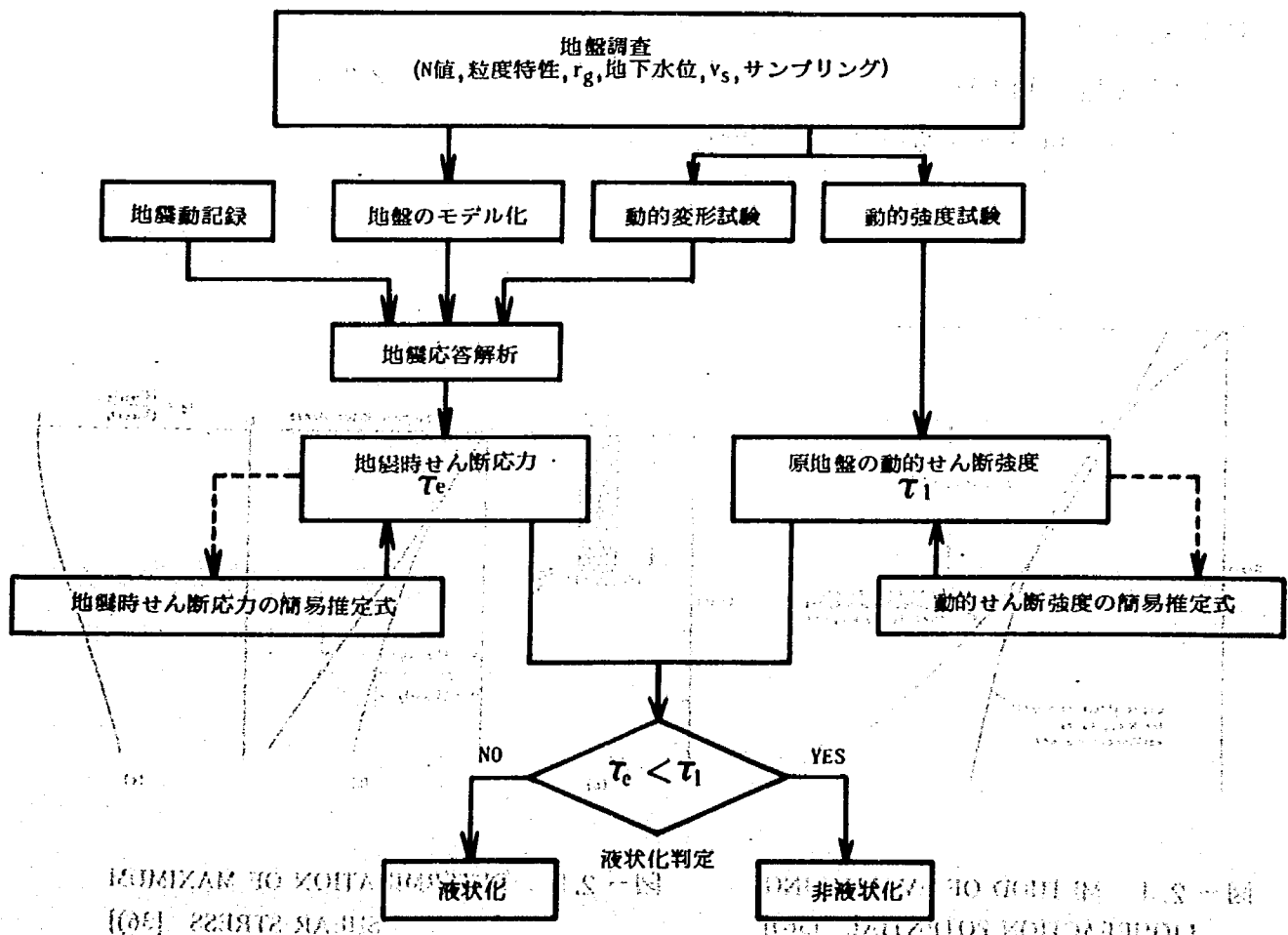


図-2.3 液状化の判定法の基本手順

度の推定法を紹介し、液状化の判定に関する最近の動勢に触れることにする。土木研究所の提案する方法は3章で紹介する。また、本法に従った方法として中川(1978)³¹⁾の判定法があるが、その基本はSeed-Idrissによるものと同一である。

(1) Seed-Idriss による簡易判定法

本法の基本的な判定方法は図-2.4に示すように、地震動によりN回の繰返し载荷で発生する繰返し応力(動的せん断応力)とN回の繰返し载荷で液状化を発生させるに必要な応力(動的せん断強度)の大小比較に基づくものである。

まず、地震時において地盤内に発生する動的せん断応力であるが、その概念は図-2.5に示される。つまり、単位体積重量が γ である地盤の表面に a_{max} の最大加速度が作用した場合に、地盤を剛体と考えると深度 h の水平方向に作用する最大せん断応力 $(\tau_{max})_r$ は(2.1)式で表わされる〔図-2.5(a)参照〕。

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{max} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに g : 重力加速度

しかしながら実際の地盤は剛体でなく変形するため、深度 h での最大せん断応力 $(\tau_{max})_d$ は $(\tau_{max})_r$ 以下となり(2.2)式で表わされる。

$$(\tau_{max})_d = r_d (\tau_{max})_r \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに r_d : せん断応力の低減係数(≤ 1)

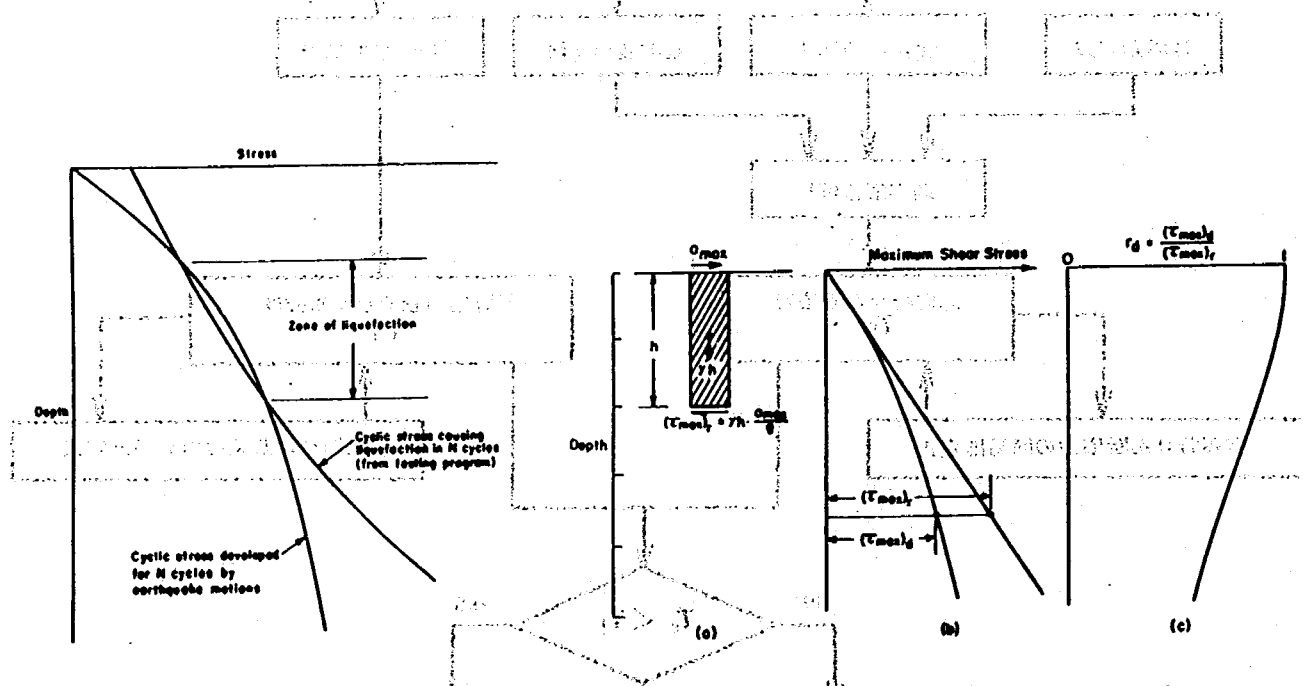


図-2.4 METHOD OF EVALUATING LIQUEFACTION POTENTIAL [36]

図-2.5 DETERMINATION OF MAXIMUM SHEAR STRESS [36]

図-2.5 最大せん断応力の決定法

従って、 $(\tau_{\max})_r$ と $(\tau_{\max})_d$ の関係は図-2.5(b)のようになり、 r_d は図-2.5(c)に示すように地表面で1であり、深くなるに伴い減少する深度分布を呈する。種々の地震と地盤 ($h \leq 50\text{ft}$) の条件下で r_d の計算をした結果が図-2.6である。同図によれば r_d の分布にはばらつきがあるが、30~40 ft 以浅では平均値に対する誤差は5%程度以下である。(2.1)式および(2.2)式から(2.3)式が導かれる。

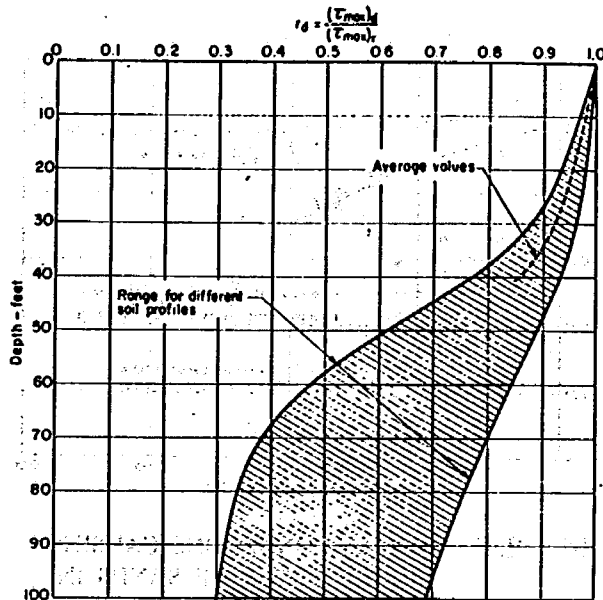


図-2.6 RANGE OF VALUES OF r_d FOR DIFFERENT SOIL PROFILES [36]

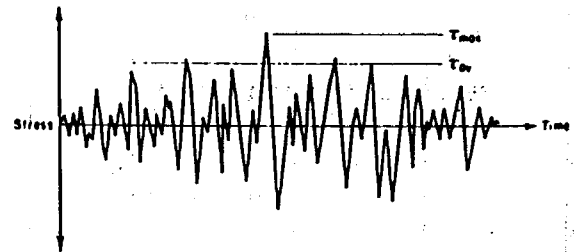


図-2.7 TIME HISTORY OF SHEAR STRESSES DURING EARTHQUAKE [36]

$$(\tau_{\max})_d = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

実際に作用する地震時のせん断応力の時刻歴は図-2.7のように不規則波形を呈するため、等価せん断応力 (τ_{av}) を考えることが必要であるとして、実験結果から τ_{av} が $\tau_{\max}$ の約65%であるとしている。その結果、Seed-Idriss は平均的なせん断応力の推定式として(2.4)式を提案した。

$$\tau_{av} \approx 0.65 \times \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \times r_d \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

またSeed-Idriss は動的せん断応力および動的せん断強度の推定に必要な応力の繰返し回数 (N_c) は地表動の継続時間および地表のマグニチュードに左右されるとして、次のように仮定した。

$$M \text{ (マグニチュード)}$$

$$N_c \text{ (回)}$$

$$\left(\frac{7}{7-1/2} \right) \dots\dots\dots \left(\frac{10}{0.8} \right) \dots\dots\dots \left(\frac{10}{20} \right) \dots\dots\dots \left(\frac{1}{0.5} \right)$$

よりなる式を8.8式とすると、(2.5)式は次のようになる。

次に、地盤の動的せん断強度の推定法であるが、異なる粒度の土を対象とした室内動的試験の結果⁴⁰⁾から、相対密度50%の砂について平均粒径(D_{50})と液状化を繰返し回数10回および30回で発生させるための応力比 $\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$ の関係は各々図-2.8および図-2.9として得られている。同図には単純せん断試験の結果から得た原位置での応力比 τ/σ'_0 も併記しているが、 τ/σ'_0 は $\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$ より小さく両者の関係は次式で関連付けている。

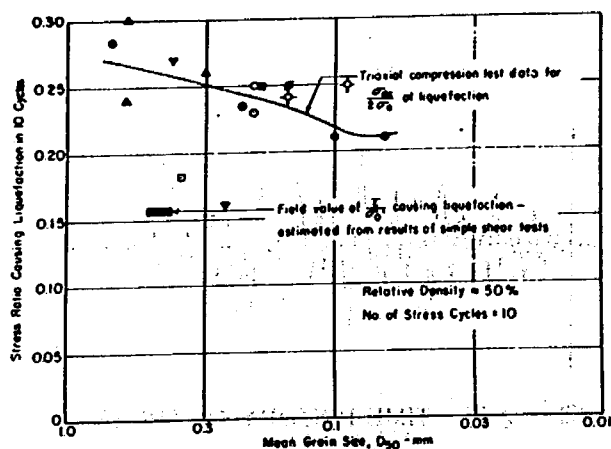


図-2.8 STRESS CONDITIONS CAUSING LIQUEFACTION OF SANDS IN 10 CYCLES [36]

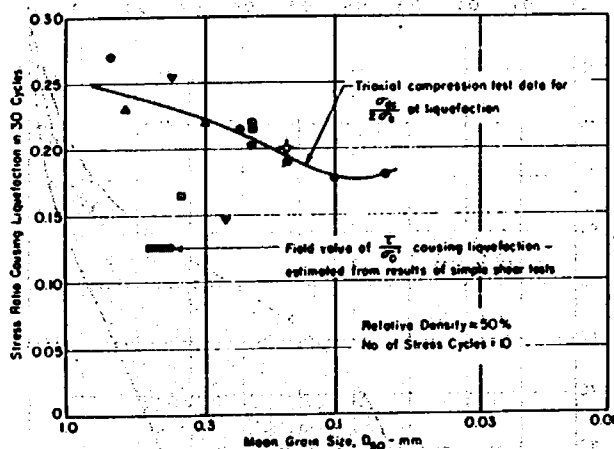


図-2.9 STRESS CONDITIONS CAUSING LIQUEFACTION OF SANDS IN 30 CYCLES [36]

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right) = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{\ell} C_r$$

ここに τ : 原位置での水平方向せん断応力

σ'_0 : 初期有効上載圧力

σ_{dc} : 振動三軸試験時の設定応力振幅

σ_a : の拘束圧力

C_r : 振動三軸試験結果から原位置動的せん断応力比を求めるための補正係数

Seed-Idriss は C_r と相対密度の関係を図-

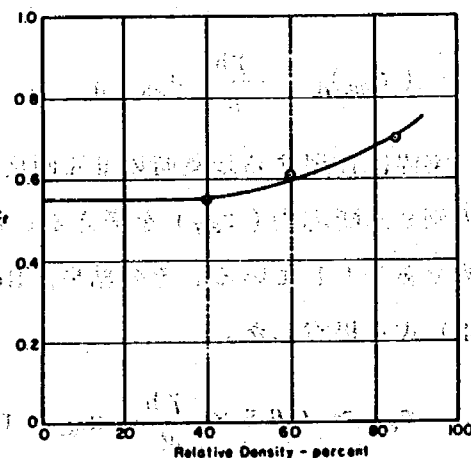


図-2.10 RELATIONSHIP BETWEEN C_r AND RELATIVE DENSITY [36]

2.10 で提示している。³⁵⁾そして、動的せん断強度比が相対密度(Dr)に比例すると仮定することにより、図-2.8、図-2.9および(2.5)式から、原位置での動的せん断強度比の推定式を(2.6)式で提案した。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right)_{\ell Dr} \simeq \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{\ell 50} C_r \frac{Dr}{50} \quad (2.6)$$

ここで、 $[\sigma_{dc}/(2\sigma_a)]_{\ell 50}$ は繰返し回数 ℓ に従って図-2.8等から得られる値であり、

(2.6) 式により任意の繰返し回数, 平均粒径および相対密度に対する地盤の動的せん断強度比が推定できる。

なお, 相対密度が明らかでない場合は Gibbs-Holtz (1957)⁴¹⁾ の提案している図-2.11 に示す N 値 $\sim Dr \sim \sigma'_0$ の関係を用いて, N 値および有効上載圧力から推定できるとしている。

(2) Seed による簡易判定法

Seed-Idriss の簡易判定法では, 相対密度を用いて地盤の動的せん断強度を推定したが, その後に Seed-Mori-Chan (1977)⁴²⁾ は地盤の貫入抵抗が相対密度, 原位置の K_0 値および土粒子の構造的安定性の増加に伴ない増加するという砂の液状化抵抗と同様な特性を保有することや貫入抵抗が原位置の砂地盤の置かれている状態を特徴付ける唯一の標準的指標であることを考えて, 地盤の液状化特性に対する貫入試験結果の重要性を指摘している。そして, 既往の液状化および非液状化地点において (τ_{av}/σ'_0) と N_1 との関係を調べ図-2.12 の関係を導いた。ここで, τ_{av} は (2.4) 式と同一式である (2.7) 式から算定される動的せん断応力であり, N_1 は (2.8) 式に示すように貫入抵抗値 (N) を 1 t/f^2 の有効上載圧に換算した N 値である。

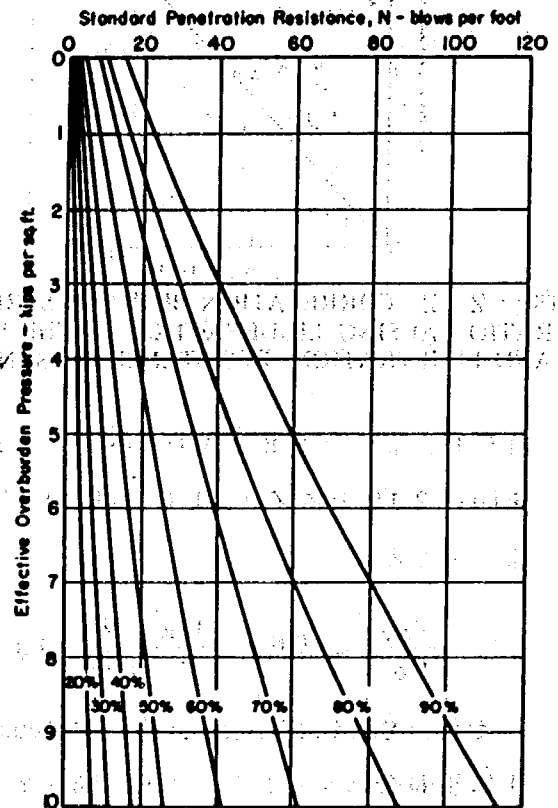


図-2.11 RELATIONSHIP BETWEEN STANDARD PENETRATION RESISTANCE, RELATIVE DENSITY AND EFFECTIVE OVERBURDEN PRESSURE (AFTER GIBBS AND HOLTZ) [36]

$$\tau_{av} \approx 0.65 \times \frac{\sigma_0}{g} \times a_{max} \times r_d \quad (2.7)$$

ここに σ_0 : 全上載圧力

$$N_1 = C_N N \quad (2.8)$$

(2.8) 式での補正係数 C_N については Peck-Hanson-Thornburn (1974)⁴³⁾ や Gibbs-Holtz (1957)⁴¹⁾ により提案されているものを図-2.13 のようにとりまとめて, 有効上載圧から推定できるようにしている。なお, 図-2.12 中の実線および破線は M (マグニチュード) が 7.5 以下の地震に対する液状化および非液状化の境界線である。換言すれば, N_1 に対する動的せん断強度を示している。

Seed (1979)³⁷⁾ は以上の結果に基づいて, N 値を用いた新しい液状化の判定法を提案した。つまり, 判定の対象とする土層において (2.9) 式を用いて動的せん断応力比 (τ_{av}/σ'_0) を

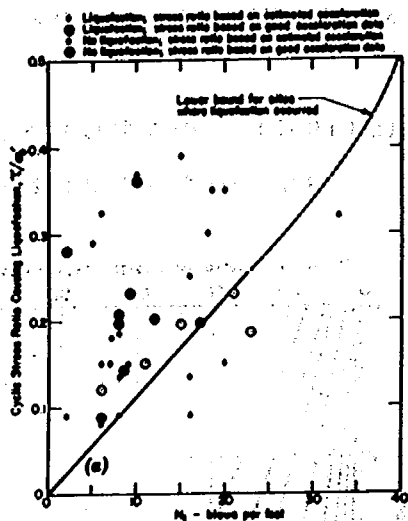


図-2.12 CORRELATION BETWEEN STRESS RATIO CAUSING LIQUEFACTION IN THE FIELD AND PENETRATION RESISTANCE OF SAND [37])

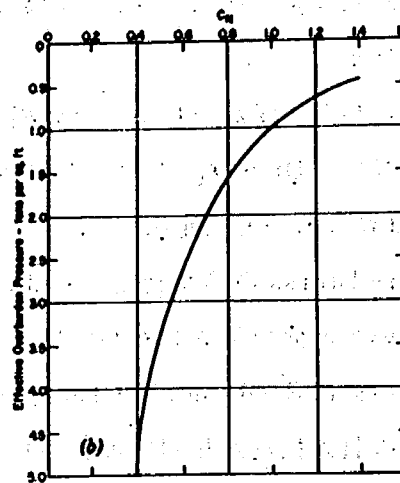


図-2.13 RELATIONSHIP BETWEEN C_N AND EFFECTIVE OVERBURDEN PRESSURE [37])

計算し、また (2.8) 式および図-2.13 から換算N値 ($=N_1$) を求める。そして、両結果を図-2.12 上にプロットして、図中の境界線より上に位置する場合は液状化すると判定するものである。

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

また、Seed は Bieganousky-Marcuson (1977)⁴⁴⁾ が行った大型せん断試験結果を図-2.12 上に重ね合わせるにより、図-2.14 に示すように M (マグニチュード) に応じた $\tau/\sigma'_v \sim N_1$ の関係を示した。同図では原位置および室内試験の結果の対応が良いことが示されており、同図によれば地震のマグニチュードに応じて、前述の方法で液状化の判定ができる。なお、図-2.14 のデータは Bieganousky-Marcuson (1977)⁴⁴⁾ が図-2.15 で提案している $C_N \sim \sigma'_0$ の関係を用いている。

(3) 吉見一時松による液状化強度

吉見一時松 (1980)³⁸⁾ は既往の液状化判定法のうち、Seed³⁷⁾ および土木研究所の両方法の比較検討を行い、Seed の方法ではN値が小さく細粒分を含む砂に対して地盤の強度を過小評価し、土木研究所の方法ではN値が大きい砂に対して地盤の強度を過小評価する可能性のあることを指摘している。そして、原位置での砂の液状化強度の予測法として図-2.16 を提案している。同図は地盤の液状化強度比と (2.10) 式で表わされる換算N値 ($=N_1$ 、これは図-2.12 とほぼ等価) の関係であり、砂の種類を中粗砂、細砂およびシルト質砂の3区分し、各々図中の実線で平均的な液状化強度を評価している。

$$N_1 = 2 N / (\sigma'_v + 1) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

なお、同図において Seed 法および土研法の例示をしているが、土研法の結果は3章で提案している動的せん断強度比を0.65倍している。

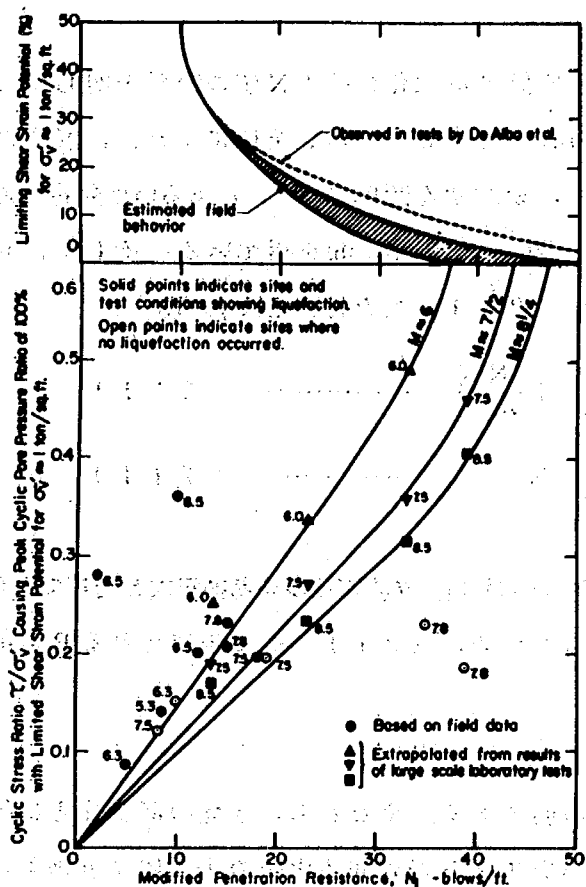


図-2.14 CORRELATION BETWEEN FIELD LIQUEFACTION BEHAVIOR OF SANDS FOR LEVEL GROUND CONDITIONS AND PENETRATION RESISTANCE (SUPPLEMENTED BY DATA FROM LARGE-SCALE TESTS) [37]

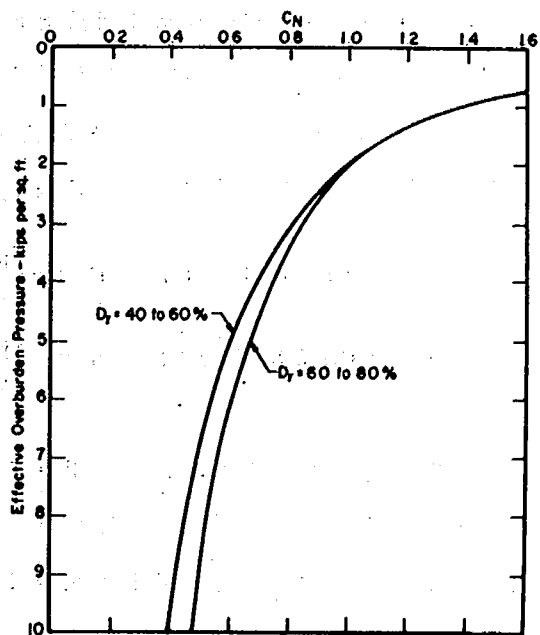


図-2.15 RECOMMENDED CURVES FOR DETERMINATION OF C_N BASED ON AVERAGES FOR WES TESTS [37]

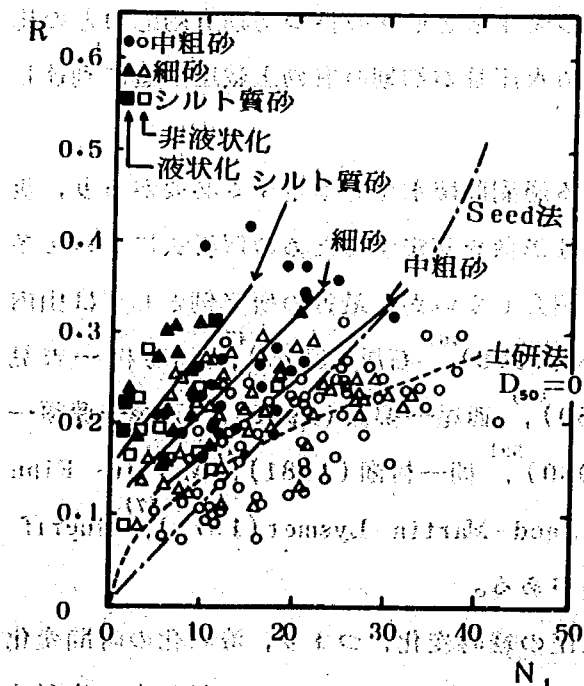


図-2.16

砂の液状化強度とN値の関係 [38]

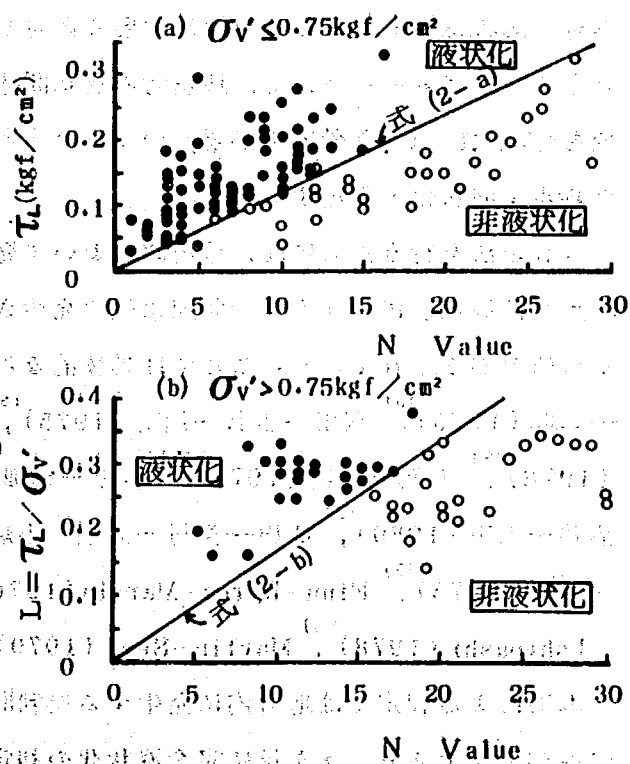


図-2.17

$\tau_L \sim N$ 値, $\tau_L/\sigma_v' \sim N$ 値の関係 [39]

(4) 柴田による液状化抵抗

柴田(1981)³⁹⁾は既往の震害事例を収集し、砂地盤の液状化抵抗とN値の関係を明らかにして、N値から直接的に液状化抵抗を推定する方法を提案している。柴田によれば、既往の地震における液状化および非液状化地点に関して、動的せん断応力(τ_L)あるいは動的せん断応力比(τ_L/σ_v')とN値の関係を調べた結果、図-2.17(a),(b)を得ている。そして、同図の結果に基づいて液状化の抵抗の推定式として(2.11)式を提案している。

$$\begin{cases} \sigma_v' \leq 0.75 \text{ Kg f/cm}^2 : & R = \frac{\tau_R}{\sigma_v'} = \frac{1}{80} \left(\frac{N}{\sigma_v'} \right) \dots\dots\dots (2.11)_a \\ \sigma_v' > 0.75 \text{ Kg f/cm}^2 : & R = \frac{\tau_R}{\sigma_v'} = \frac{1}{60} N \dots\dots\dots (2.11)_b \end{cases}$$

ここで注意が必要なのは、図-2.17の τ_L あるいは τ_L/σ_v' がその簡易推定式と同等である(3.2.18)式で推算した最大せん断応力(比)であるため、(2.11)式で定義されるRも最大せん断抵抗に対応していることである。

3) 地盤内に発生する過剰間隙水圧による判定

地盤の液状化の発生メカニズムは以下のように説明できる。すなわち、地盤の液状化とは地震時における飽和砂地盤内の土粒子の密度化に伴い発生する過剰間隙水圧の上昇により地盤の有効応力が低下することにより発生する。通常、構造物の周辺地盤が構造物を支持しているのは有効応力が存在するためであり、液状化によりこの有効応力が低下することは、構造物の地震時の応答特性あるいは安定性に重要な影響をもたらすことになる。このように地盤液状化の発生メカニズムに基づいて、地震時の過剰間隙水圧の発生量と地盤の持つ初期有効応力との比較を行い、従って、有効応力が零、つまり発生過剰間隙水圧量が初期の有効上載圧の値に到達した時点で液状化と判定する。

当判定法を行うためには、地震時において発生する過剰間隙水圧を推定する必要があり、現時点では砂地盤における過剰間隙水圧の発生さらには消散を算定するための解析法について多くの研究がなされている。ここでは具体的な内容は紹介しないが、最近の研究例としては山内⁴⁵⁾、兵動⁴⁸⁾、沢田¹⁸⁾、古賀⁴⁶⁾、熊崎⁴⁷⁾、八木⁴⁶⁾、石原⁴⁷⁾、時松⁴⁷⁾、吉見⁴⁸⁾、兵動⁴⁸⁾、山内⁴⁹⁾、石原⁵⁰⁾、東畑⁵⁰⁾、西尾⁵¹⁾、柳沢⁵¹⁾、青藤⁵¹⁾、藤原⁵¹⁾、酒井⁵²⁾、恩田⁵²⁾、成田⁵³⁾、奥村⁵³⁾、大根⁵³⁾、小嶋⁵³⁾、岡⁵⁴⁾、村瀬⁵⁴⁾、Martin-Finn⁵⁴⁾、Seed⁵⁵⁾、Finn-Byrne-Martin⁵⁶⁾、Seed-Martin-Lysmer⁵⁷⁾、Sherif⁵⁸⁾、Ishibashi⁵⁸⁾、Martin-Seed⁵⁹⁾等がある。

本法による判定では地盤内に発生する過剰間隙水圧の経時変化、つまり、液状化の時間変化が追跡可能であり、また単に完全液状化の判定のみならず、過剰間隙水圧の上昇程度、換言すれば液状化発生程度をも予測することができる。

4) 統計的あるいは確率論的判定法

近年、構造物の設計においては信頼性理論に基づく概念が導入されつつあり、強度と荷重のばらつきを考慮した構造物の安全性を確率的に評価しようとする傾向がある〔例えば星谷(1973)⁶⁰⁾〕。構造物に限らず、地盤においても地盤の強度と地震による荷重との比較により、安全性の検討を行う試みは同じものとみなせる。さらに、地盤や地震動の特性については、構造物の場合と異なり比較的ばらつきが大きく、確率的論な取扱いが有効であるものと考えられる。これらに関する研究例としては、Yeigan-Whitman(1977)⁶¹⁾、McGuire-龍岡-岩崎-常田(1978)⁶²⁾、Yegian-Vitelli(1981)⁶³⁾等がある。

確率論的に液状化の予測を行う場合に問題となるのは、計算された液状化発生確率の取扱い方法であり、実際問題としては判定のための確率量を決める必要が生じてくるものと考えられる。

また、確率論的手法ではないが、谷本(1977)⁶⁵⁾は既往の液状化・非液状化履歴のデータに基づいて、地震のマグニチュード、震央距離、地下水位、深度、N値および地震動継続時間の6つの要因の正規化した量を用いて、これらの6要因から液状化の判定を行うための指標を提案している。

5) 液状化履歴に基づく判定

1) の原位置地盤の諸特性による判定法は、既往地盤による地盤の液状化履歴に基づいているが、同判定法は比較的ミクロな観点からの判定といえる。本法では液状化履歴をマクロ的に見た判定法を得ようとするものである。栗林-龍岡-吉田(1974)¹⁾は既述(1章)のように過去約100年間に於ける液状化履歴について調査を行い、液状化発生のための地震マグニチュード(M)と限界震央距離(R)との関係として図-2.18を得ている。⁶⁶⁾同図によれば、あるマ

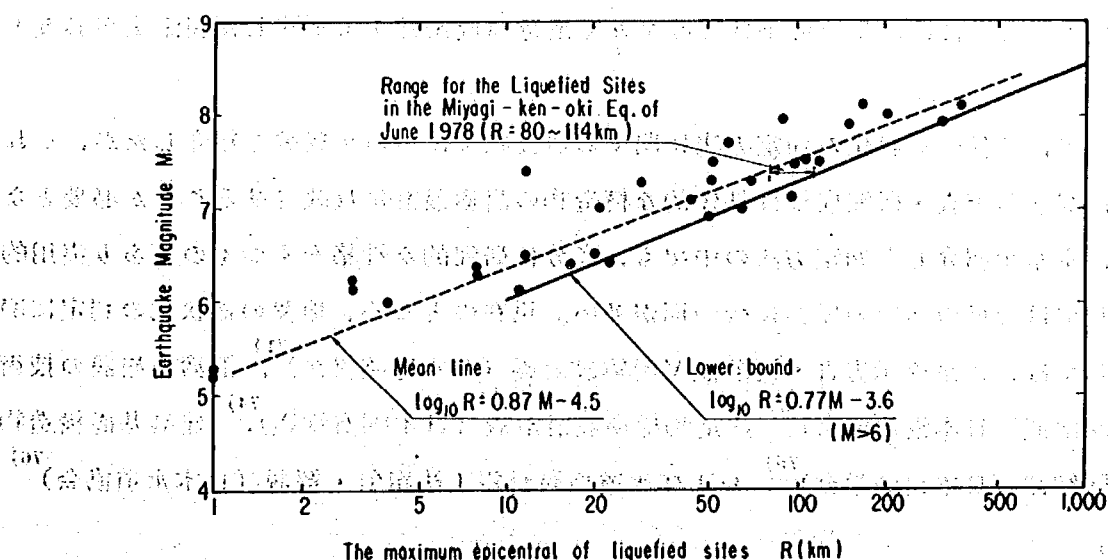


図-2.18 液状化発生のための限界震央距離⁶⁶⁾

グニチュードの地震において液状化が予想される範囲(震央距離)が予測できる。また、ある震央距離の地点で液状化が発生するのに必要な地震のマグニチュードを推定することもできる。同図には1978年宮城県地震において液状化の確認された地点も併記しているが、限界震央距離付近に存在することがわかる。同判定法は地震動の特性を考えた予測法と考えられ、原位置での地盤条件を含むものではなく、液状化発生の可能性のある範囲を一次的に予測する方法である。

表-2.1 微地形分類に基づく液状化の判定基準⁶⁸⁾

区 分	判 断 基 準
(A) 液状化する可能性の高い地域 (詳細な調査が必要な地域)	旧河道 潤河道 砂丘間低地 (地下水位の高いところ) 水部 河川敷 旧水面上の (高い) 盛土地 埋立地
(B) 液状化する可能性のある地域 (簡易な調査が必要な地域)	(A) でも (C) でもない地域
(C) 液状化する可能性の低い地域	台地 山地

また、既往の液状化地点を調査すると液状化発生と微地形分類に比較的密接な関係のあることが明らかとなっている。^{67), 68)} 著者等は昭和50年から55年までの6年間に、文献1)の液状化の主要地域において地盤特性調査を実施し、地盤耐震地図の作成を行ってきた。この場合では微地形分類に基づいて、表-2.1のように液状化の判定基準を決め、既往の液状化地点⁶⁹⁾に対して適用を行い、その判定法の妥当性の検証を行っている。また、古藤田一若松(1980)も地形分類を利用した液状化の予測について同様な研究を行っている。微地形分類による判定法では微地形分類が明らかであれば容易に液状化の可能性の判定を行うことができるわけであり、広範囲な液状化地点予測図の作成が可能となる。しかしながら、微地形分類は主に地表面における地盤条件を示したものであり、この方法も近似的な判定法の性格をもつ。従って、微地形分類が同一であっても地質条件の差異による液状化の可能性の差異や液状化規模(深度、範囲)を予測するためには、微地形条件だけでなく地盤構成条件をも加味した判定法が必要となる。

以上のように、地盤の液状化の判定方法に関する研究状況について概要を紹介したが、これらの判定法に関する調査・研究成果は具体的な構造物の耐震設計に反映させることが必要となる。しかし、本章で紹介した判定方法の中でも、多分に研究的な性格をもつものもあり実用的判定方法としては今後の研究の促進に待つ面が多い。現在のところ、地盤の液状化の判定に関する基準としては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編(日本道路協会)⁷¹⁾、港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会)⁷³⁾、建造物標準設計解説(日本国有鉄道)⁷⁴⁾、建築基礎構造物設計基準・同解説(日本建築学会)⁷⁵⁾ および水道施設耐震工法指針・解説(日本水道協会)⁷⁶⁾ などがある。

3. 地盤液状化の判定方法

3.1 概 要

地盤液状化の判定方法には前章で述べたように種々あるが、土木構造物を始めとする各種構造物の耐震設計のための地盤の耐震性調査を行うためには、合理的かつ実用的な判定法の開発、促進が要求される。

本章ではこのような状況を踏まえて提案した地盤液状化の簡易判定法を紹介するが、⁷⁷⁾ここで提案する判定は液状化抵抗率 (F_L) あるいは液状化抵抗数 (I_L) の判定指標を用いて行うものである。そして、3.2では液状化抵抗率による判定法について、3.3では液状化抵抗指数による判定方法について述べることにする。

3.2 液状化抵抗率 (F_L) による判定方法

3.2.1 判定方法

地震時における表層地盤の動的応答特性は模式的に図-3.2.1のように示される。同図に示すように、地震時に表層地盤内の土要素には動的せん断応力 τ が作用する。ここで、この地震荷重を図-3.2.1に示すように (3.2.1) 式で表わされる地震時せん断応力比で定義する。

$$L = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = \frac{\tau_{dmax}}{\sigma'_v} \quad (3.2.1)$$

τ : 動的せん断応力 (Kg/cm^2)

σ'_v : 有効上載圧 (Kg/cm^2)

τ_{dmax} : 時間最大動的せん断応力振

幅 (Kg/cm^2)

(3.2.1) 式で定義するよう、

L は地震時の時刻歴における τ/σ'_v

値の最大値である。他方、土要素の

動的強度を (3.2.2) 式で表わされ

る動的せん断強度比 R で定義する。

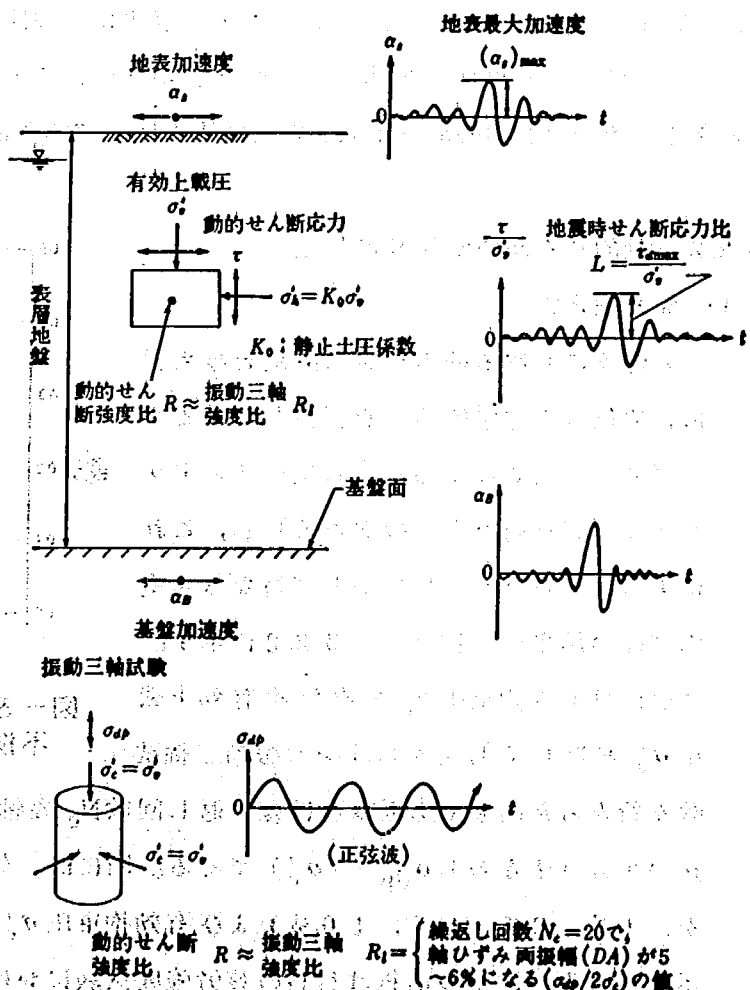


図-3.2.1 地震時せん断応力比と地盤の動的せん断強度比の概念図

$$R = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_L \dots\dots\dots (3.2.2)$$

以上のように定義した地震時せん断応力比（ L ）と動的せん断強度比（ R ）に基づいて、液状化に対する土要素の抵抗能力の程度を（3.2.3）式で定義する液状化抵抗率 F_L により判定する。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

液状化に対する抵抗率（ F_L ）による判定では、 $F_L \leq 1.0$ の場合に液状化するものとする。従って、何らかの方法により判定対象とする土層の R および L が得られると、地盤液状化の判定が可能となる。ここで、図-3.2.1でも明らかなように、 R および L が得られる土層であれば任意の深度において液状化の判定ができる。従って、 F_L を用いれば調査対象地点の液状化の可能性の深度分布あるいは平面的な分布を得ることができる。

（3.2.1）式で定義される地盤の液状化抵抗率（ F_L ）により判定を行うためには、 R および L を求めることが必要となる。そこで、3.2.2 および 3.2.3 では、各々 R および L の推定法について述べることにする。なお、本法の液状化の判定法は前章で分類した判定法の内の「2）地盤の動的せん断強度と地震時せん断応力の比較による判定」に該当するものであり、判定法の基本的な概念は Seed-Idriss の判定法と同じである。

3.2.2 動的せん断強度比 R の推定

1) 簡易推定式

原位置における砂の要素に攪乱を与えずに、原位置の力学的特性を保持したままサンプリング（このためには特別のサンドサンプリングを行なう必要がある）し、これによって得られた試料に対して行なった室内試験の結果の一例を図-3.2.2に示す。

この図は有効拘束圧 σ'_c を原位置有効上載圧 σ'_v と等しくしてから非排水振動三軸試験を行なった結果であり横軸は繰り返し回数 N_c 縦軸は動的軸荷重 σ_{dp} と拘束圧 $\sigma'_c = \sigma'_v$ の比の半分（すなわち $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$ ）である。図には、個々の供試体において、軸歪両振幅 DA が、1%、2%、6%、10% および有効拘束圧 σ'_c がゼロになった N_c と $\sigma_{dp}/2\sigma'_c$ の値が示してある。図中の曲線は材料の疲労強度試験における SN 曲線の一種と考えることができる。ここで、この振動三軸試験における土の動的せん断強度比として、

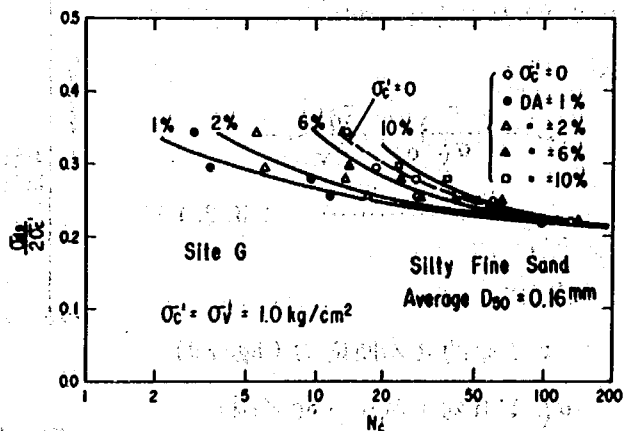


図-3.2.2 不攪乱砂質試料の動的強度の試験結果例

$R_L = \left\{ \begin{array}{l} \text{繰り返し回数 } N_c = 20 \text{ で、軸歪両振幅 } DA \text{ が } 5 \text{ ないし } 6 \% \text{ になった時の } \sigma_{dp} / 2\sigma'_c \\ \text{の値であり、図-3.2.2 のようなグラフから読みとる。} \end{array} \right.$

..... (3.2.3)

を定義する。こう定義すると、原位置での地震時せん断応力比 (L) と比較すべき原位置動的せん断強度比 (R) は R_L に種々の補正を加えることによって、次式で求められる。⁷⁸⁾

$$R = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot R_L \quad \text{..... (3.2.4)}$$

ここに、

R_L : 振動三軸強度比

$$c_1 = \frac{1+2K_0}{3} \quad (K_0: \text{静止土圧係数, } K_0 = 0.5 \text{ のとき } c_1 = 0.67)$$

$$c_2 = \frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.7} \quad \left(\begin{array}{l} \text{地震波の不規則性に対する補正} \\ \text{ショック波的な波形に対して } 1/0.55, \text{ 振動型の} \\ \text{波形に対して } 1/0.7 \end{array} \right)$$

$c_3 > 1.0$ (サンプリングなどによる乱れに対する補正)

$c_4 < 1.0$ (サンプリング, 土質試験時の密度化に対する補正)

c_5 (多方向せん断, 地盤内の飽和度などに対する補正)

いま, $c_1 = 0.67$, $c_3 \times c_4 = 1.0$, $c_5 = 1.0$ とすると式 (3.2.5) のようになる。

$$R = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_L \approx R_L \quad \text{..... (3.2.5)}$$

なお、軸歪両振幅で 5 ないし 6 % という状態は、砂がほとんどせん断抵抗力を失なった状態であり、要素がほぼ液体状になった状態と言える。個々の現場において上記方法により R 値を求めることは、実際には容易でない。実務のレベルでは、N 値、 r_t 、地下水位、乱した試料の粒度分布などの利用できるデータを用いて R 値を精度よく推定し得るのが望ましい。この点を考慮して、図-3.2.3 は、N 値等から (3.2.3) 式の定義による R_L ないし、R の値を求める 2 つの方法を模式的に示したものである。A 法は従来よく使われてきた方法で、相対密度 $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \times 100$ (%) が主因子になっている。この方法では、一般に何らかの経験式によって N 値から D_r を推定することが必要になる。図-3.2.4 は新潟市川岸町で行なったサンドサンプリングのデータ (土質工学会 (1976)⁹⁰⁾) を用いて、実測相対密度 D_r と次式による推定相対密度 D_r^* を比較したものである。

$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{\sigma'_v N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \text{..... (3.2.5)}$$

ここで、 σ'_v は、有効上載圧 (Kg/cm²) である。(3.2.5) 式は、Gibbs and Holtz の実験⁴¹⁾に基づく Meyerhof の式⁹¹⁾である。この場合は中砂であり、細粒分や礫分をほとんど含んでいないから、(3.2.5) 式の推定精度はかなり良好と言える。しかし、一般的には、この例

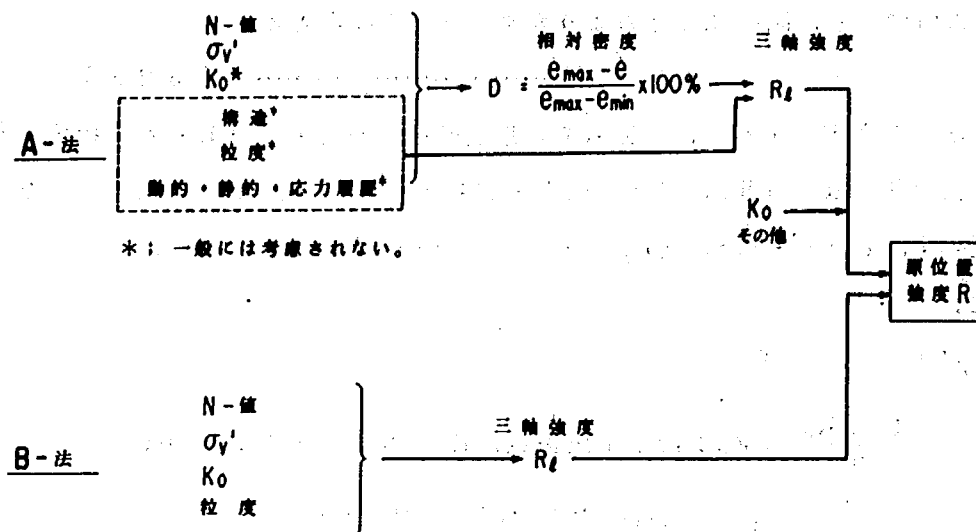


図-3.2.3 N値等から動的強度を求める2つの方法

のような良好な一致は期待できない。つぎに図-3.2.5は、平均粒径 D_{50} (mm) に対して、 D_r と D_r^* の差 ($D_r - D_r^*$) の関係を調べたものである。このデータはすべて、不攪乱のサンドサンプリングの結果による。これから判るように、 D_{50} が小さい程、 $D_r - D_r^*$ は大きくなる。また、全般的に $D_r - D_r^*$ の値のばらつきは大きく、(3.2.5) 式による相対密度の推定精度は必ずしも良好とはいえない。その他の相対密度推定式を用いても、このようならばつきはさけられない。A法では、この

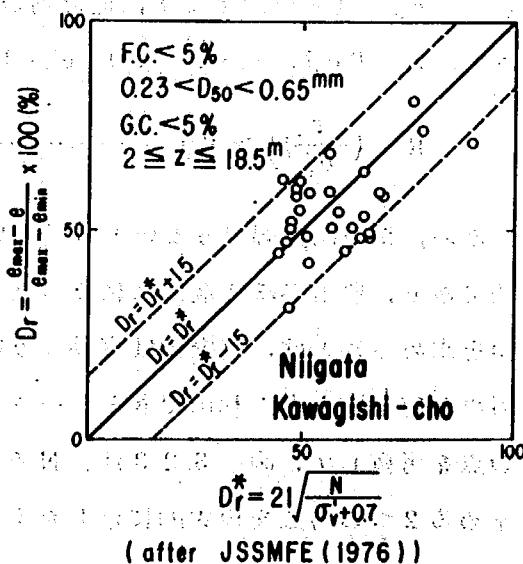


図-3.2.4 新潟市川岸町における D_r と D_r^* の比較⁹⁰⁾

ように推定した D_r から、(3.2.3) 式による非排水動的せん断強度 R_d を求める必要がある。図-3.2.6は、不攪乱砂質試料の実測値の R_d と供試体の D_r の相関をとったものであるが、両者にはまったく相関がないといえよう。図-3.2.6に示す、

$$R_d = 0.042 D_r \quad (3.2.6)$$

は、乱したきれいな砂について平均的に成り立つ実験式である。 D_r が等しくても、 D_{50} に差異があれば R_d が異なるという提案がある。図-3.2.6のデータのばらつきの原因を検討するために、

$$\Delta R_d = R_d - 0.042 D_r \quad (3.2.7)$$

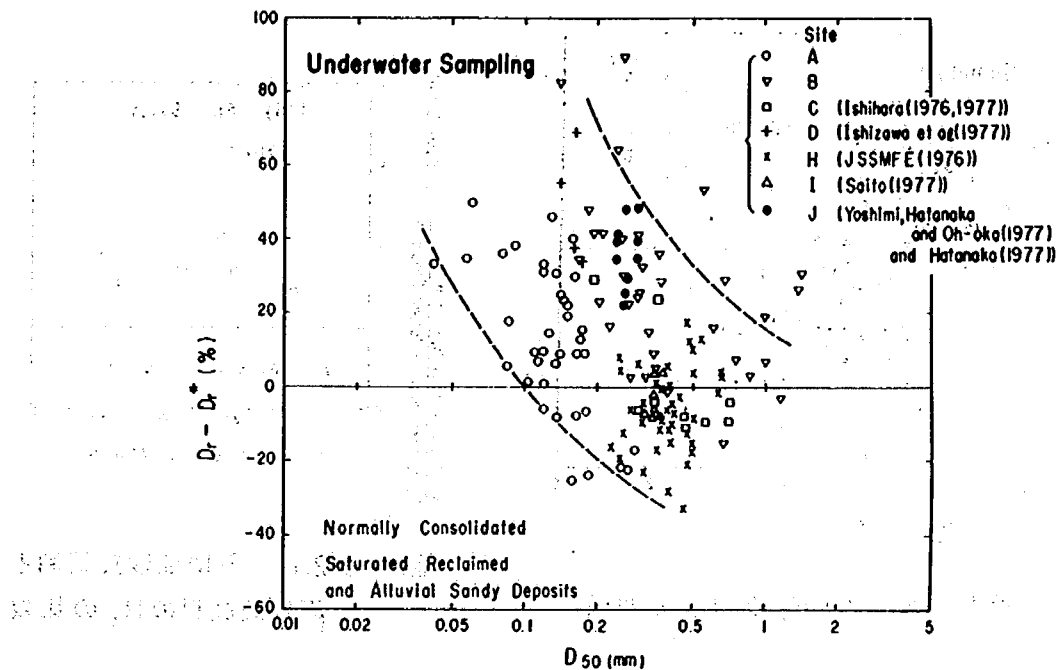


図-3.2.5

正規圧密状態の沖積砂層・埋立砂層からのサンドサンプリングによる D_r と D_r^* の比較

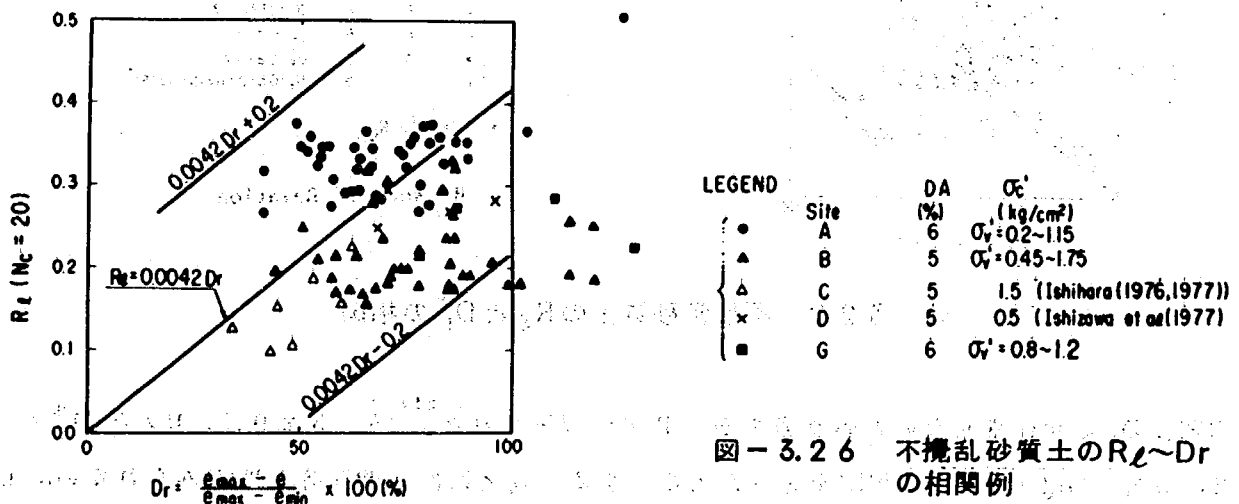
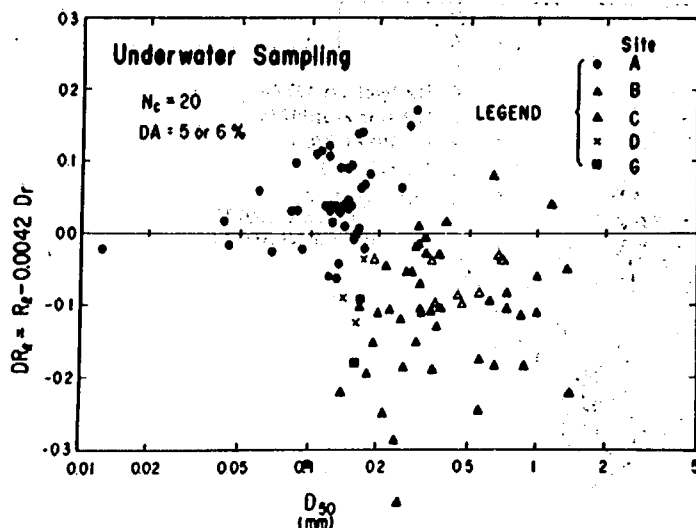


図-3.2.6 不攪乱砂質土の $R_L \sim D_r$ の相関例

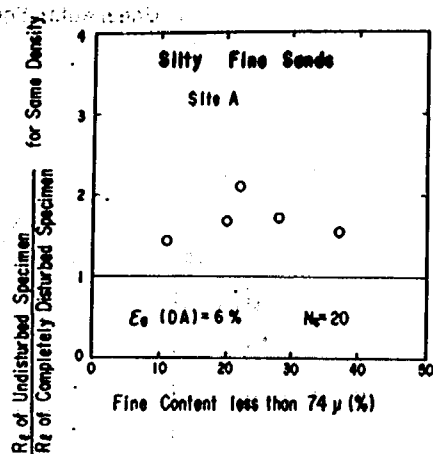
と D_{50} の相関をとったのが、図-3.2.7である。 DR_L と D_{50} にも相関があるとは言えない。

図-3.2.8は、同じ密度に対する不攪乱試料の R_L と、その試料を完全に乱してから再作製した試料の R_L の比と、細粒分含有率の関係を示す。明らかに、同一の密度に対して、不攪乱試料の方が再作製した試料よりも強い。これは、 R_L と D_r には、そもそも一義的な相関関係がないことを示していると言えよう。

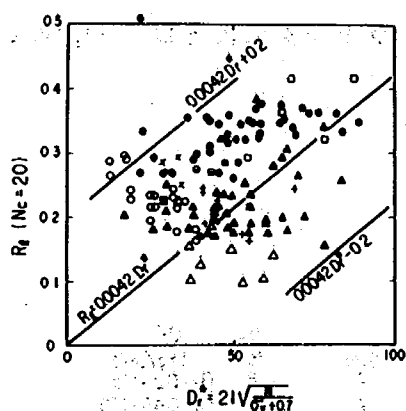
以上の2点から、A法のN値、 $\sigma_v' \rightarrow D_r \rightarrow R_L$ と推定する方法は、精度のよいものとは言えないことが判る。A法から、 D_r の推定というステップを省略したのが、図-3.2.3に示すB法である。実際に現場測定する例があまりなく、かつ、最終的な解析に用いることのない相



図一 3.2.7 不攪乱砂質土の DR_L と D_{50} の関係



図一 3.2.8 不攪乱砂質試料と再作製試料の R_L の比較



Site	DA (%)	σ'_v (kg/cm ²)
A	6	$\sigma'_v = 0.2 \sim 1.15$
B	5	$\sigma'_v = 0.45 \sim 1.75$
C	5	1.5 (Ishihara (1976, 1977))
D	5	0.5 (Lohizawa et al (1977))
E	6	$\sigma'_v = 0.37 \sim 0.77$
F	6	$\sigma'_v = 0.5, 1.0$
G	6	$\sigma'_v = 0.8 \sim 1.2$
	5	$\sigma'_v = 0.5 \sim 2.5$ (Control (1975))

図一 3.2.9 不攪乱砂質土の R_L と D_r^* の相関

対密度 D_r を介在させないという考えから B 法が提案された。図一 3.2.9 は、 R_L と $D_r^* = 21 \sqrt{N_c / (\sigma'_v + 0.7)}$ の相関をとったものである。両者には、明確な相関がみられない。しかし、

$$\Delta R_L^* = R_L - 0.0042 D_r^* \quad (3.2.8)$$

と D_{50} の間には、図一 3.2.10 に示すように、きわめてはつきりした相関がある。図一 3.2.10 には、現在、著者らが知りうるすべてのデータが含まれている。図一 3.2.10 に示す平均曲線は、

$$\Delta R_L^* = -0.225 \log_{10} (D_{50} / 0.35)$$

$$\Delta R_L^* = -0.05 \quad (0.4 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm に対して})$$

$$\Delta R_L^* = -0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm に対して})$$

と表現できる。式 (3.2.8) の式から、式 (3.2.9) 式から、

$$\left. \begin{aligned} R=R_L &= 0.0042D_r^* - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) \\ &\quad (0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm に対して}) \\ R=R_L &= 0.0042D_r^* - 0.05 \\ &\quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm に対して}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2.10)$$

が得られる。ここで、 $D_r^* = 21 \sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)}$ であるから、 N 値、 σ_v' (Kg/cm^2)、および D_{50} (mm) が判っていていれば、(3.2.10) 式から、 R_L は推定できる。ここで、 σ_v' は図-3.2.11 を参照して近似的に次式によって求めうる。

$$\sigma_v' = \left[\int_0^{h_w} \gamma_t dz + \int_{h_w}^Z \gamma' dz \right] / 10 \quad \dots\dots\dots (3.2.11)$$

ここで、 σ_v' は有効上載圧 (Kg/cm^2)、 γ_t は地下水位以上の単位体積重量 (t/m^3)、 h_w は地下水位 (m)、 γ' は地下水位以下の単位体積重量 (t/m^3) すなわち $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$ さらに Z は対象深度 (m) である。

なお、以前に報告したよう⁹⁴⁾に、 $D_{50} \leq 0.3 \text{ mm}$ の細砂に対しては、細粒分含有率 FC (%) と DR_L^* の間に、図-3.2.12 に示すような相関がある。この場合、平均的に、

$$\Delta R_L^* = 0.0035 FC \quad \dots\dots\dots (3.2.12)$$

とあらわせるので、(3.2.8)、(3.2.12) 式から、 $D_{50} \leq 0.3 \text{ mm}$ に対して、

$$R = R_L = 0.0042D_r^* + 0.0035 FC \quad \dots\dots\dots (3.2.13)$$

となる。この場合は、 D_{50} の代わりに FC を用いて R_L を推定することになるが、(3.2.10) 式の方が一般性があるといえよう。

以上のことから、飽和砂質地盤の動的せん断強度比 (R) は (3.2.10) 式を用いて推定できることが明らかとなったが、同式によれば原位置調査にもとづく、(1)地下水位、(2)土の

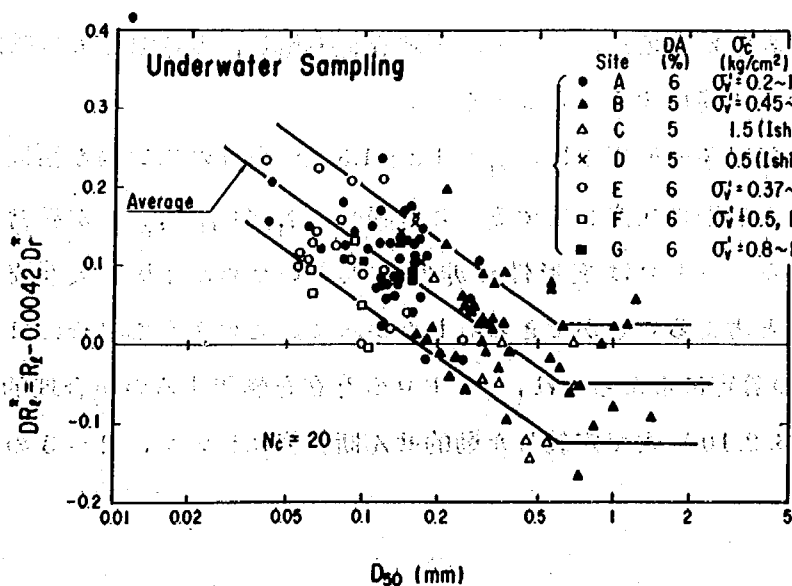


図-3.2.10 不攪乱砂質土の DR_L^* と D_{50} の相関

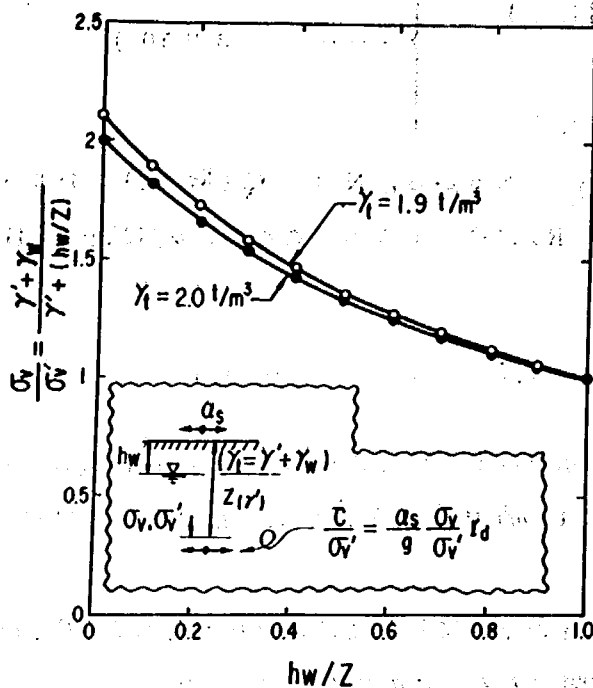


図-3.2.11 地下水位の σ_v/σ_v' に与える影響

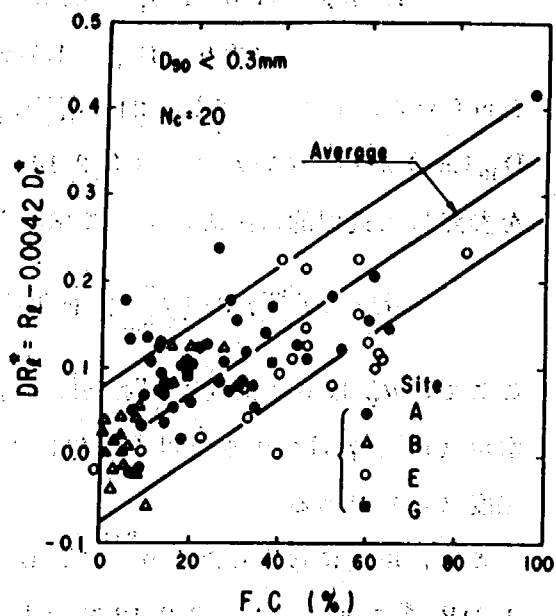


図-3.2.12 不攪乱砂質土の DR_t^* と細粒分含有率の相関

単位体積重量 γ_t 、(3)標準貫入試験の N 値、ならびに(4)平均粒径 D_{50} のデータが整っていれば、容易に地盤の動的せん断強度比を推算することが可能となる。

ただし、(3.2.10) 式を適用するに際して留意しなければならないことは、同式はあくまで平均的な推定式であるということであり、調査対象地点の地盤の動的せん断強度を忠実に再現しているものと限らないということである。従って、不攪乱試料採取、振動三軸試験等の詳細な調査を可能な範囲で行うことが望ましい。ここで、近接するボーリング地点が多数ある場合には、代表的な数地点において詳細調査を実施し、当該地点での動的強度の推定式を定めて、他の地点に適用することもできる。

なお、液状化検討対象の砂層上に、 $\gamma_t = 1.2 \sim 1.3 \text{ (t/m}^3\text{)}$ の極軟弱な粘性土（ヘドロ等）が存在する場合は、若干の注意を要する。この場合、 $\gamma_t/(\gamma_t - \gamma_w)$ が異常に大きな値となり、 L も大きくなる。ヘドロは変形性が非常に大きいため下層に大きなせん断応力を伝えることは少ないと考えることができる。したがって、このような場合には、 R 、 L の計算に用いる σ_v 、 σ_v' の算定にあたっては、ヘドロの存在を無視するのが合理的であろう。

次項以下で、(3.2.10) 式で定義した動的せん断強度について、2～3 の検討をした結果を報告する。

2) 簡易推定式の検討⁸²⁾

前項の (3.2.10) 式で提案した動的せん断強度比 (R_L) の推定式に対して, 有効上載圧 (σ_v'), $D_r^* = 21 \sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)}$ および均等係数 (U_c) の影響を検討する。そのために, (3.2.14) 式により実測の R_L 値と (3.2.10) 式による推定 R_L 値の差でパラメータ (ΔR_L) を定義する。

$$\Delta R_L = R_{L\text{measured}} - R_{L\text{estimated}} \quad \dots\dots\dots (3.2.14)$$

ここに $R_{L\text{measured}}$: 実測 R_L 値

$R_{L\text{estimated}}$: 推定 R_L 値

(3.2.10) 式の基となったデータ個数 123 に対して, ΔR_L の平均値は 0.003, 標準偏差は 0.058 である。標準偏差は小さくない数値ではあるが, ΔR_L が種々のパラメータに対して相関を示さなければ, (3.2.10) 式は妥当であると考えられる。図-3.2.13~図3.2.16 は, ΔR_L と σ_v' , D_r^* , $U_c (=D_{60}/D_{10})$ および D_{50} との相関を調べたものである。同図から明らかなように, ΔR_L とこれらのパラメータの間には強い相関がない。ただし, D_r^* の増大に対して, ΔR_L はやや減少する傾向にある。以上の事から, 今後, 試料の攪乱度の評価法の確立, データの蓄積等を待って, (3.2.10) 式の改良をする必要があるが, 現在の所では (3.2.10) 式が実用し得るものと考えられる。尚, 地点 C のデータは石原 (1976)⁴⁷⁾, 地点 D のデータは石沢ら (1977)⁹²⁾ によるものである。

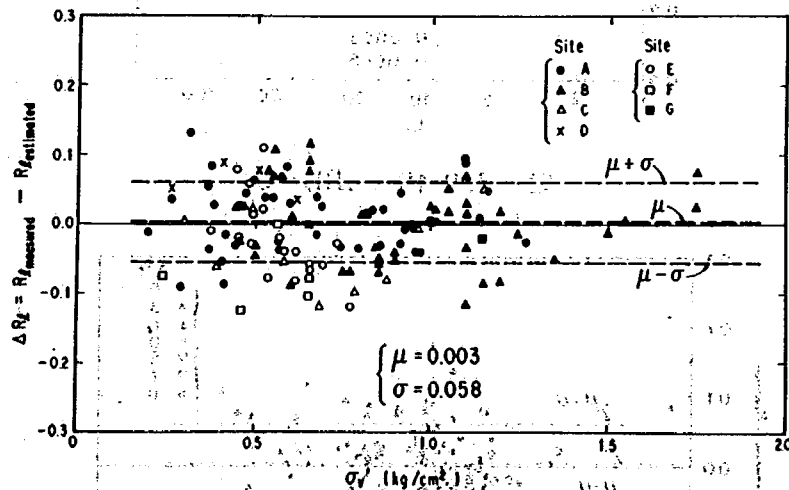


図-3.2.13 $\Delta R_L \sim \sigma_v'$

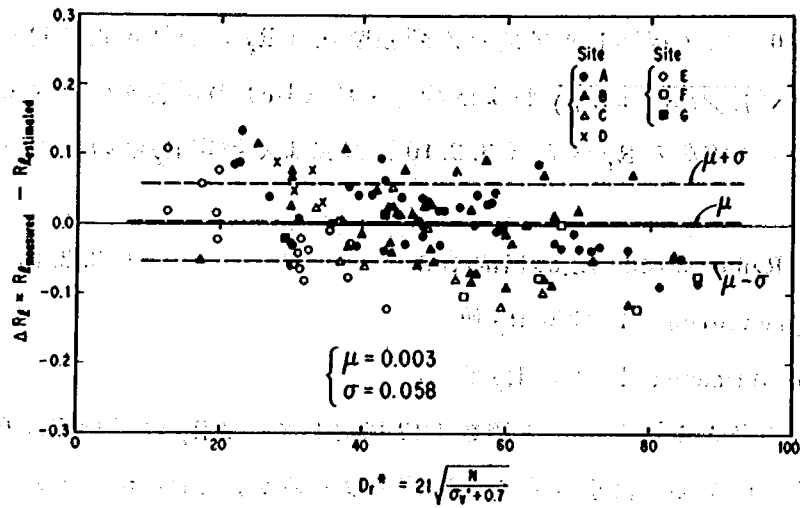


图-3.2.14 $\Delta R_L \sim D_r^*$

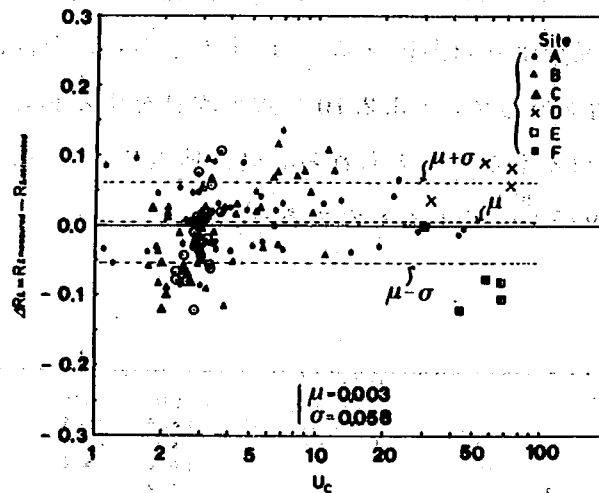


图-3.2.15 $\Delta R_L \sim U_c$

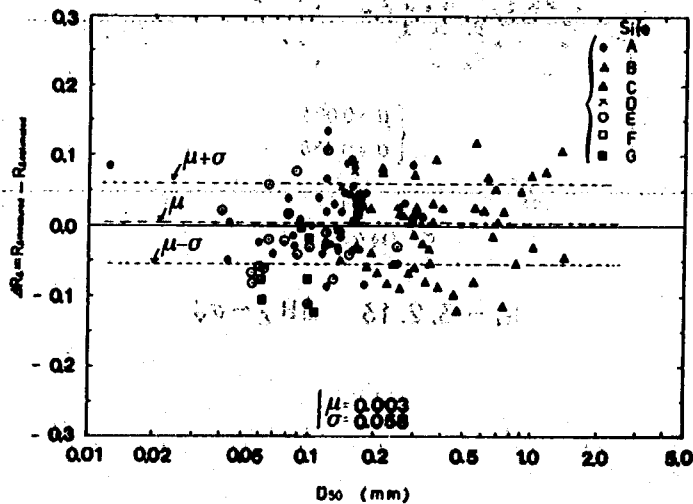


图-3.2.16 $\Delta R_L \sim D_{50}$

3) 簡易推定式の検討 2¹³⁹⁾

道路橋示方書 V 耐震設計編⁷¹⁾では、筆者等の提案により液状化する地盤の動的強度 (R) を (3.2.15) 式で簡易的に推定するよう規定している。ここでは同式による推定法の妥当性を Seed³⁷⁾ および吉見等³⁸⁾の方法と比較し、検討を試みた。

$$R = \begin{cases} = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.19 & [0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}] \\ = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} (0.35/D_{50}) & [0.05 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}] \\ = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 & [0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}] \end{cases} \quad (3.2.15)$$

(3.2.15) 式を吉見等による換算 N 値 $[N_1 = 2N/(\sigma'_v + 1)]$ で表わすと (3.2.16) 式となる。

$$R = \begin{cases} = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma'_v + 1) N_1}{2(\sigma'_v + 0.7)}} + 0.19 & [0.02 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.05 \text{ mm}] \\ = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma'_v + 1) N_1}{2(\sigma'_v + 0.7)}} + 0.225 \log_{10} (0.35/D_{50}) & [0.05 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.6 \text{ mm}] \\ = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma'_v + 1) N_1}{2(\sigma'_v + 0.7)}} - 0.05 & [0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}] \end{cases} \quad (3.2.16)$$

(3.2.16) 式により R と N_1 との関係を表わす平均粒径 (D_{50}) について示したのが図-3.2.17 である。同図において、 σ'_v による R の変化は図-3.2.18 に基づいている。また、同図によれば、 $N_1 \geq 25$ 程度の領域において (3.2.16) 式による R の推定値が Seed によるものより小さくなる場合もあるが、その差は顕著なものではなく、全体的には Seed によるものより大きめの推定値を与える傾向がある。

また、図 3.2.19 は (3.2.16) 式による推定値と Seed および吉見による推定法の比較を要約したものである。同図には $\sigma'_v = 0.2 \sim 1.75 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$, $D_{50} = 0.1 \sim 0.35 \text{ (mm)}$ に該当する実測値も併記した。同図から、 $N_1 \leq 30$ 程度では Seed による推定値が他の 2 法によるものより小さめの値を示し、(3.2.16) 式による推定値と吉見による推定値は比較的類似の傾向を示すことがわかる。しかしながら、最近の研究報告によれば密な砂の非排水動的強度が非常に高くなることが示されており、(3.2.16) 式のように N 値の平方根で定義される動的強度の推定式ではその適用性に問題が生ずるものと考えられ、N 値の高い密な砂に対する動的強度に関する調査がさらに必要と考えられる。

（注）図 3.2.17 の横軸は平均粒径 D_{50} (mm) であり、縦軸は動的強度 R (Kgf/cm²) である。

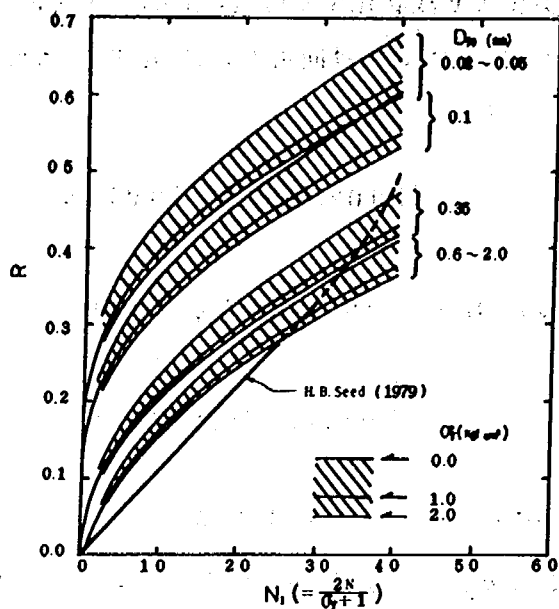


図-3.2.17 $N_1 \sim R$

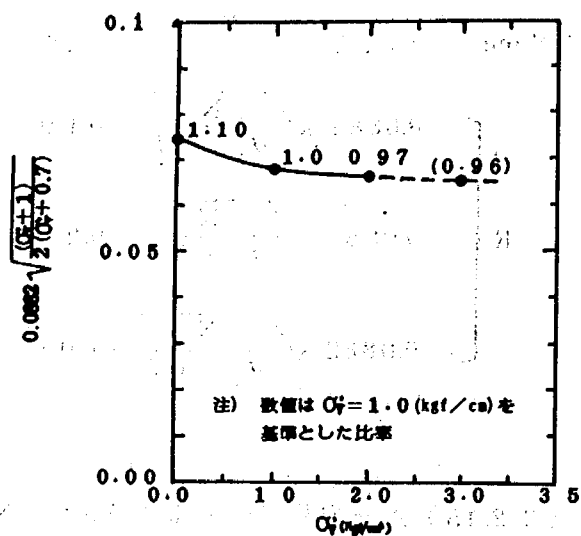


図-3.2.18 $\sigma_v' \sim 0.0882 \times \sqrt{(\sigma_v' + 1) / (2(\sigma_v' + 0.7))}$

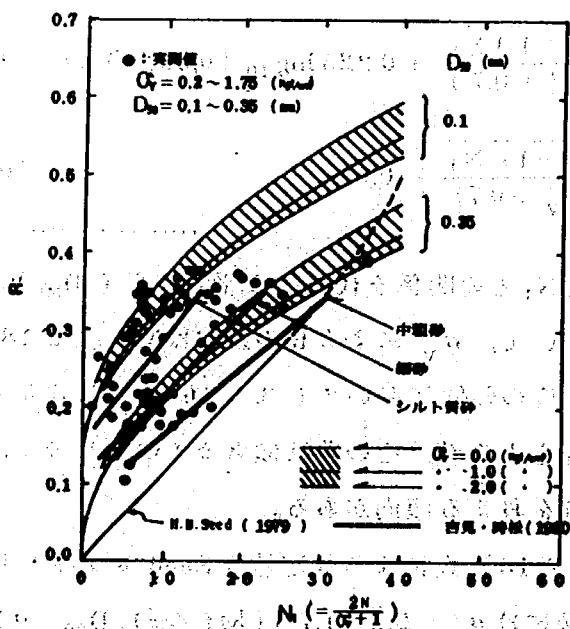


図-3.2.19 $R \sim N_1$ の比較

4) 動的せん断応力比に及ぼす拘束圧の影響⁸³⁾

原位置で採取した不攪乱試料を用いて室内非排水動的三軸試験を行なう場合、実験条件として与える圧密圧力の大きさが問題となる。筆者等は、設定圧密圧力 $\sigma_c' =$ 原位置有効上載圧 σ_v' として実験を行なっているが、 $\sigma_c' > \sigma_v'$ としている例もある。ここでは、不攪乱砂質土の動的強度に与える拘束圧比 (σ_c' / σ_v') の影響を室内動的三軸試験により検討する。

実験対象の不攪乱土試料は、2地点（SiteB, SiteG）の埋立砂層及び沖積砂層から採取した砂質土であり、凍結保存状態から各々 $\phi \div 5\text{ cm}$, $h \div 10\text{ cm}$ （SiteG）および $\phi \div 7\text{ cm}$, $h \div 14\text{ cm}$ （SiteB）の供試体を整形した。供試体は、セット後炭酸ガスの供給および給水を行ない、一率に $3.0\text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ のバックプレッシャーをかけ飽和化を図っている。B 値（Skempton）は 0.93 以上である。圧密は、図-3.2.20 のよう

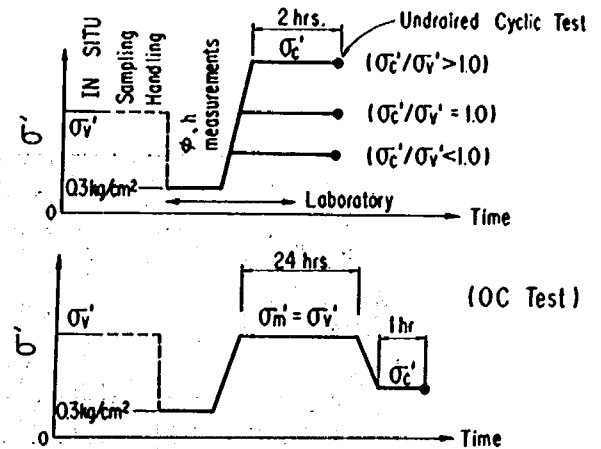


図-3.2.20 実験時の圧密方法

に同一サンプラー内の供試体について地盤調査から推定した原位置有効上載圧 (σ'_v) を基準として数種類の等方拘束圧 (σ'_c) を設定して行なった。なお、SiteB の数例については、 $\sigma'_c < \sigma'_m = \sigma'_v$ であり過圧密状態での実験を実施した。圧密後、所定の応力比 ($\sigma_{dp}/2\sigma'_c$) を動的作用力として応力制御による軸方向動的载荷を行なう。入力波は 0.5 HZ の正弦波である。実験対象とした供試体の物理特性および実験条件の一覧を表 3.2.1 に示す。初期の設定応力比で破壊が生じない場合は、軸歪および間隙水圧の上昇が顕著でないものに対しては、非排水を保ったまま応力比を上げて再加振した。

実験結果は、図-3.2.21 のように応力比と繰り返し回数 (N_c) の関係が軸歪両振巾 (DA) をパラメータとして整理される。着目した DA 値は、 1% , 2% , 5% および 10% である。図-3.2.21 は動的強度を求める場合の実験例であり、同一サンプラー内の数本の供試体に対して拘束圧比 (σ'_c/σ'_v) を 1 として応力比を変えて载荷を行なう。図-3.2.21 から明らかのように、応力比の増加に伴い同一 DA 値に対する繰り返し回数 N_c が減少する。この傾向を踏えて各データの兼ね合いを考慮した上で、DA 値毎に応力比と N_c との関係付けを行なったのが図中の実線である。以上のデータが揃うと (3.2.3) 式で定義される動的強度 (実験値) が得られる。なお、図中の $\sigma'_c = 0$ なる点は、オシロ記録紙上で目視により間隙水圧が拘束圧 (σ'_c) と等しくなったと判断された状態の最初の位置を示す。

図-3.2.22 は、試料の動的挙動の拘束圧比 (σ'_c/σ'_v) による影響を調べるための実験例であり、同一サンプラー内の数本の供試体に対して応力比 ($\sigma_{dp}/2\sigma'_c$) をほぼ等しくして拘束圧比を種々変えている。

以上、図-3.2.21, 3.2.22 に示したように同一サンプラー内の供試体に対する実験方法としては、動的強度を得る図-3.2.21 の方法と拘束圧比を変える図-3.2.22 の方法に大別される。同一試料とみなせる供試体の数に余裕があれば、拘束圧比毎に動的強度の実験値が得られるが通常は難しい。ここでは、動的強度の実験値が得られない場合は、(3.2.17) 式の動的強度の推定式を使って推定している。⁹³⁾

表-3.2.1 実験対象試料の特性, 実験条件および実験結果

試料名	No.	層数	実験条件					物理特性					動的強度 $R_f(N_c=20, DA=5\%)$					動的強度 $R_f(N_c=20, DA=5\%)$				
			(kg/cm^2) σ'_c	(kg/cm^2) σ'_m	(kg/cm^2) σ'_c	σ'_c/σ'_m	$\sigma'_{sp}/2\sigma'_c$	B値	D_{50}/D_{10}	(mm) D_{50}	(%) F.C.	e_c	N_c 2%	(式による推定値)	推定平均値	実験値	強度比	N_c 5%	(式による推定値)	推定平均値	実験値	強度比
1	4-2	2	0.55	0.55	0.55	1.0	0.209	0.98	7.1	0.155	27.0	0.918	12	0.160	0.190	0.196	1.0	14	0.197	0.209	0.209	1.0
2		4		1.05	1.05	1.9	0.216	0.90	4.6	0.233	13.8	0.776	125	0.203			1.07	17	0.210			1.0
3		1					0.197	0.98	27	0.35	3.0	0.743	12	0.184				17	0.192			1.0
4	4-6	2	0.9	0.9	0.9	1.0	0.249	1.0	2.6	0.19	8.0	0.690	25	0.190	0.186	0.182	1.0	4	0.189	0.192	0.191	1.0
5		3					0.162	0.98	3.5	0.175	13.0	0.826	55	0.185				61	0.196			1.0
6		4		0.45	0.45	0.5	0.268	0.98	2.6	0.143	14.9	0.917	26	0.277			1.49	43.5	0.306			1.59
7		1					0.260	0.90	2.1	0.20	4.5	0.824	3	0.203			1.0	5	0.205			1.0
8	8-6	2	1.15	1.15	1.15	1.0	0.204	0.93	4.7	0.23	7.0	0.757	11	0.189	0.202	0.189		13.5	0.191	0.210	0.192	1.0
9		3					0.157	0.98	2.6	0.34	4.5	0.706	208	0.213				213.5	0.235			1.0
10		4		0.29	0.29	0.25	0.279	1.0	4.0	0.360	7.11	0.661	265	0.289			1.43	34	0.305			1.45
11	10-9	1					0.145	1.0	1.9	0.212	1.00	0.822	24	0.217	0.217		1.0	29	0.226	0.226		1.0
12		2	1.45	1.45		0.5	0.212	0.98	2.2	0.303	1.04	0.823	38	0.230			1.06	41.5	0.240			1.06
13	10-10	3				0.25	0.231	1.0	2.2	0.315	0.48	0.814	153.5	0.301			1.39	157.5	0.328			1.45
14		1		0.75	0.75	1.0	0.212	0.99	1.7	0.187	1.62	0.874	18	0.209	0.209		1.0	25.5	0.221	0.221		1.0
15		2		1.5	1.5	2.0	0.210	0.95	3.1	0.312	0.85	0.702	17.5	0.206			0.99	23.5	0.216			0.98
16	15-4	3	0.75	2.25	2.25	3.0	0.198	0.97	2.6	0.334	0.94	0.899	28.5	0.207			0.99	33.5	0.216			0.98
17		4		3.0	3.0	4.0	0.214	1.0	1.9	0.263	0.73	0.925	10	0.196			0.94	11	0.193			0.87
18		1		0.75	0.75	1.0	0.225	0.98	3.5	0.450	3.53	0.670	26.5	0.233	0.233		1.0	37.5	0.250	0.250		1.0
19	20-4	4	0.75	0.75		0.33	0.269	0.97	2.4	0.330	1.2	0.680	36	0.290			1.25	47.5	0.312			1.25
20		2		0.375	0.375	0.5	0.235	0.98	3.1	0.380	0.8	0.573	34.5	0.252			1.08	39.5	0.264			1.06
21		1					0.245	0.94	3.2	0.175	1.20	0.999	26.5	0.254				36.5	0.271			1.0
22	3-7	2					0.332	0.98	3.7	0.145	2.00	0.896	1.5	0.237	0.260	0.255	1.0	4	0.253	0.277	0.265	1.0
23		3	0.8			1.0	0.283	0.95	3.6	0.175	1.30	1.222	10	0.259				1.5	0.269			1.0
24		1					0.391	0.97	2.8	0.165	1.15	0.787	2	0.290				5.5	0.314			1.0
25	3-8	3		2.4	2.4	3.0	0.264	0.94	1.8	0.260	2.5	0.765	2	0.196			0.75	5	0.209			0.76
26		1		1.2	1.2	1.0	0.260	0.95		0.098	3.80	0.865	4	0.218	0.218		1.0	7.5	0.228	0.228		1.0
27	3-15	3	1.2	0.6	0.6	0.5	0.244	1.0	2.6	0.120	2.90	0.925	18	0.241			1.10	35.5	0.269			1.18
28	3-16	2		0.3	0.3	0.25	0.496	1.0	3.5	0.132	2.85	1.002	1	0.336			1.54	33	0.359			1.58
29		1		0.3	0.3	0.6	0.441	0.95	2.0	0.19	5.0	0.872	28	0.461			1.21	35	0.485			1.23
30	3-3	2	0.5	0.5	0.5	1.0	0.290	0.96	1.8	0.23	2.0	0.753	118.5	0.365	0.365		1.0	124	0.395	0.395		1.0
31		3		1.0	1.0	2.0	0.287	0.96	1.7	0.24	1.5	0.759	17	0.281			0.77	22	0.292			0.74

1) $\sigma'_{sp}/2\sigma'_c = 0.275$ で 300 波加振後再加振

2) $\sigma'_{sp}/2\sigma'_c = 0.278$ で

• : 圧密後 σ'_c の等圧力での時間放置後実験 (過圧密状態)

*** : 初期振動点の N_c

•• : 過圧密状態の試料に対する結果

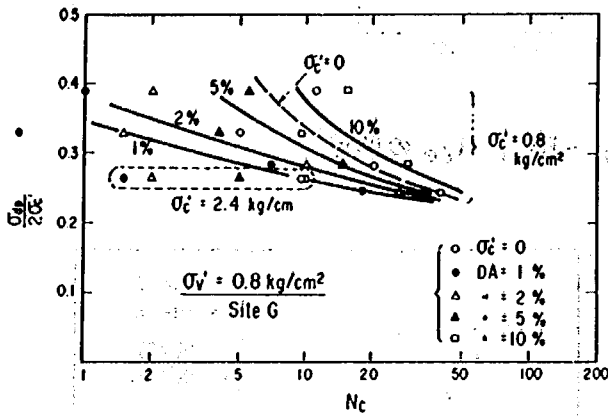


図-3.2.21 動的強度試験結果例

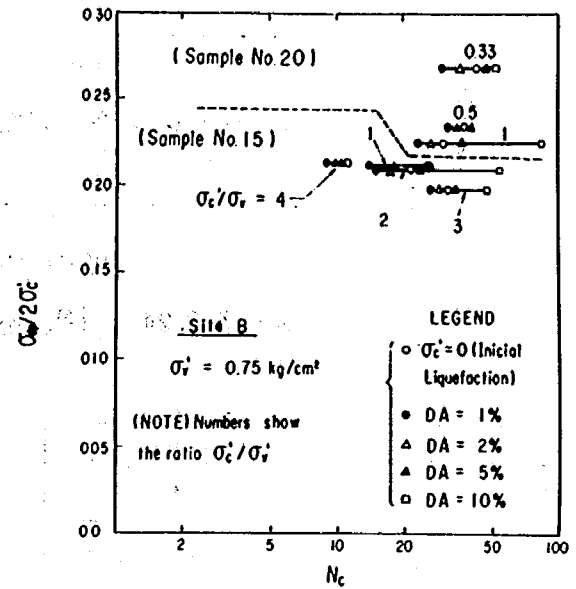


図-3.2.22 拘束圧比 (σ'_c/σ'_v) を変えた実験例

$$R_{\ell}(N_c=20, DA) = R_{\ell}(N_c, DA) \times (N_c/20)^{-b_{DA}} \quad (3.2.17)$$

ただし $b_{DA}=2\% = (-0.1 - 0.1 \log_{10} DA)_{DA=2\%} = -0.13$, $b_{DA}=5\% = -0.17$

図-3.2.23 は, Site B と Site G で動的強度の実験値の得られているデータすべてについて, $DA=5\%$ の動的強度の実験値 $R_{\ell m}$ と

(3.2.17) 式による推定値 $R_{\ell e}$ の関係を示す。

また, 図-3.2.24 は実験値と推定値の差

$(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ と $(N_c)_{DA=5\%}$ の関係を描いて

いるが, $(N_c)_{DA=5\%}$ により $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

偏りのないことがわかる。 $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

平均値(μ), 標準偏差(σ)は各々 -0.006 お

よび 0.025 であり, (3.2.17) 式による

動的強度の推定は充分妥当であると言える。

また, 図-3.2.25 は実験値と推定値の差

$(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ と $(N_c)_{DA=5\%}$ の関係を描いて

いるが, $(N_c)_{DA=5\%}$ により $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

偏りのないことがわかる。 $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

平均値(μ), 標準偏差(σ)は各々 -0.006 お

よび 0.025 であり, (3.2.17) 式による

動的強度の推定は充分妥当であると言える。

また, 図-3.2.26 は実験値と推定値の差

$(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ と $(N_c)_{DA=5\%}$ の関係を描いて

いるが, $(N_c)_{DA=5\%}$ により $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

偏りのないことがわかる。 $(R_{\ell m} - R_{\ell e})$ の

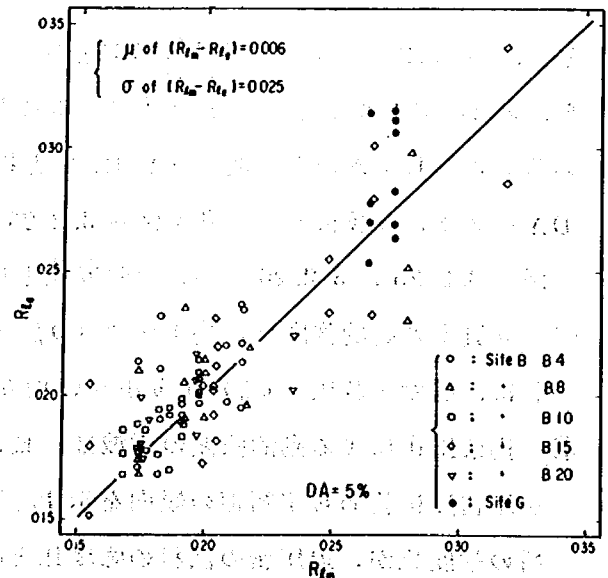


図-3.2.23 実測動的強度 ($R_{\ell m}$) と推定動的強度 ($R_{\ell e}$) の関係

が1であるときの動的強度を基準として,

拘束圧比を変えたときの動的強度の増減の

比率 (強度比; S.R.) が得られる。この

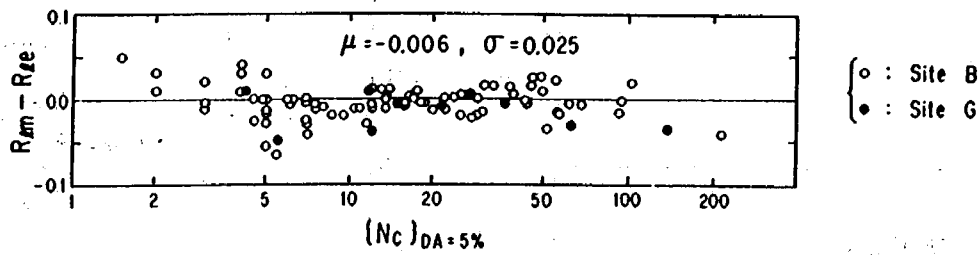


図-3.2.24 $\{N_c\}_{DA=5\%} \sim R_{Lm} - R_{Le}$ の関係

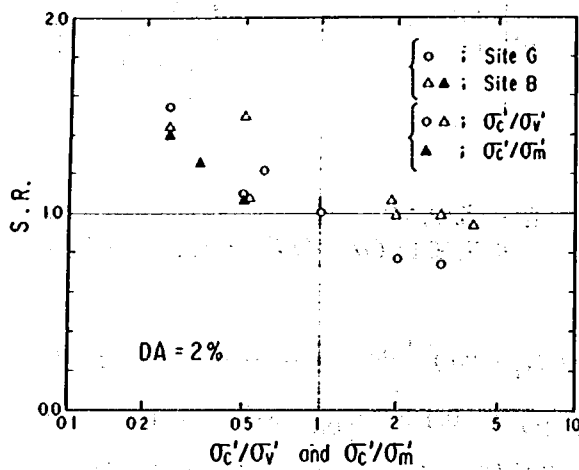


図-3.2.25
拘束圧比と強度比の関係 (DA=2%)

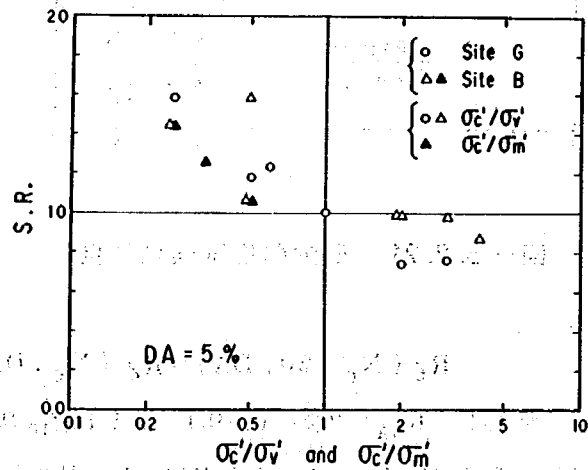


図-3.2.26
拘束圧比と強度比の関係 (DA=5%)

とき、表-3.2.1でも明らかなように推定値と実験値の差が僅かであることを、また、拘束圧比を変えた場合の動的強度が推定値であることを考えて、比較する動的強度は推定値を使っている。こうして求めた強度比 (S.R.) と拘束圧比 (σ'_c/σ'_v あるいは σ'_c/σ'_m) の関係は DA=2%, 5% に対して各々図-3.2.25, 3.2.26 で示される。

図-3.2.25, 3.2.26 の両図の強度比と拘束圧比の関係から、次の点が指摘できる。

- ① 砂質土の動的強度は、拘束圧比 (σ'_c/σ'_v) に左右され拘束圧地の増加に伴い低下する。特に、有効上載圧 (σ'_v) より小さい拘束圧で動的強度の増加が顕著である。
- ② 拘束圧比による動的強度の増減は、軸歪両振巾 DA の大きさおよび圧密方法 (正規圧密、過圧密) に拘わらず類似の傾向を示す。特に、 $\sigma'_c/\sigma'_v < 1.0$ の場合、正規圧密不攪乱試料の強度比が、過圧密の試料の強度比と同じかやや大きいということは、不攪乱試料の攪乱度は思ったより大きくない事を示しているものと思われる。
- ③ 原位置有効上載圧 (σ'_v) の ($2/3 \sim 3/2$) 倍程度の範囲の拘束圧をとった場合の動的強度の増減は、10%程度である。

以上のように、原位置から採取した不攪乱砂質試料を使って動的強度を求める場合の拘束圧の動的強度に与える影響が明らかとなった。

3.2.3 地震時せん断強度比の推定

地震時せん断強度比を求める方法としては、地盤の地震応答解析による詳細な推定法もあるが、ここでは推定式を用いた簡易法について報告する。図-3.2.1あるいは(3.2.1)式で定義される地震時せん断応力比は、Seed-Idriss³⁵⁾の提案する方法に基づいて近似的に(3.2.18)式で推定することにする。

$$L = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} = \frac{\alpha_s}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d = k_s \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \quad \dots\dots\dots (3.2.18)$$

ここに、 α_s ：地表面最大加速度 (gal)

g ：重力加速度 (= 980 gal)

σ'_v ：有効上載圧 (Kgf/cm²)

σ_v ：全上載圧 (Kg/cm²)

k_s ：地表最大震度

r_d ：地震時せん断応力の深さ方向の低減係数

ここで提案している簡易式の特徴の1つは、Seed-Idrissの方法と異なり、マグニチュードMによって異なる等価繰返し回数N_{eq}の概念を用いていない事であり、最大せん断応力を地震荷重としている。従って、本法を用いた液状化の判定結果と吉見一時松(1980)³⁸⁾等の他の判定結果を比較する場合にこのことを念頭に入れておく必要がある。

(3.2.17)式において、 σ_v および σ'_v は原位置地盤の地下水位、単位体積重量、深度から求められるものである。また、地表面最大加速度あるいは地表最大震度は調査地点の地盤条件、入力地震動の規模・周波数特性等により異なり、その決め方も多様である。その推定法例としては次の方法が近似的に用いられる。

(1) 検討対象地点において、想定すべき地震が与えられており、そのマグニチュードMと震央距離 L (Km) が判明するときには、次式から

$$k_s = \frac{\alpha_s}{g} = (18.4 \times 10^{0.303M} \times L^{-0.800}) / g \quad \dots\dots\dots (3.2.19)$$

(2) 想定すべき地震が与えられないときは、次式から k_s を推定することができる。

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0} \quad \dots\dots\dots (3.2.20)$$

ここに、 ν_1, ν_2, ν_3 および k_{s0} は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」⁷¹⁾で規定される定数であり、 k_{s0} は標準設計水平震度 (= 0.15)、 ν_1 は地域別補正係数、 ν_2 は地盤別補正係数、 ν_3 は重要度別補正係数である。

また、1978年宮城県沖地震では強震観測記録に基づいて、地盤上での最大加速度と震央距離の関係が図-3.2.27のように得られているが、¹²⁷⁾地震を特定する場合はこのような関係に基づいて震央距離から地表面最大加速度 (α_s) を推定することもできる。

次に、 σ_v/σ'_v の値に最も影響をおよぼす地下水位 h_w の影響についてふれる。図-3.2.11

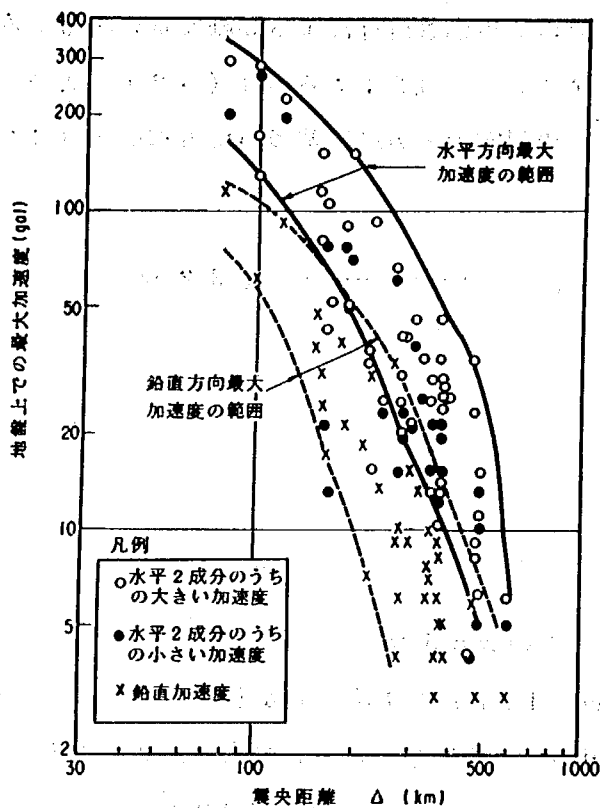


図-3.2.27
震央距離と地盤上での最大加速度
の関係 (1978年宮城県沖地震)¹²⁷⁾

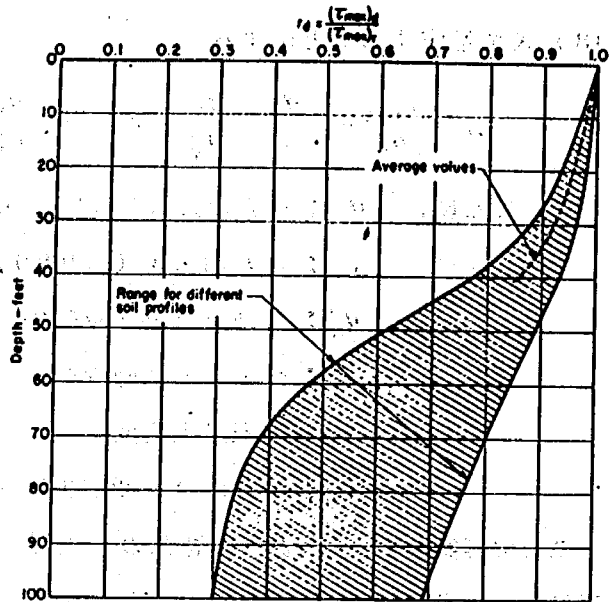


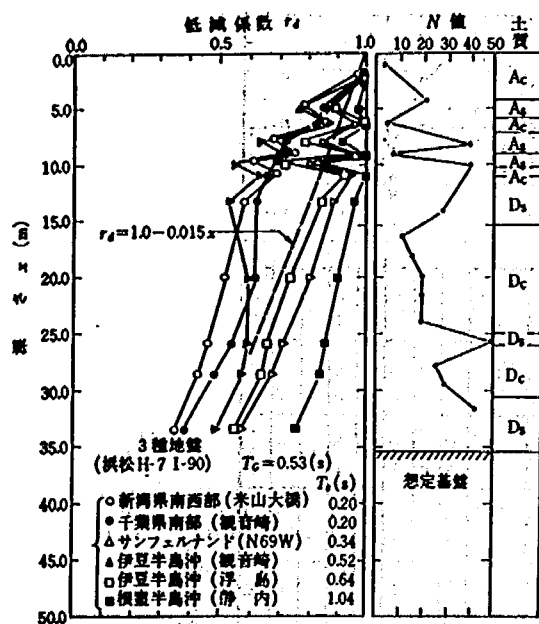
図-3.2.28
Seed等の提案による r_d の深度分布³⁵⁾

は、ある深さ Z に対する地下水位 h_w の比 h_w/Z と σ_v/σ'_v の関係を示すものである。これより、地下水位の低下（すなわち h_w/Z の増加）により σ_v/σ'_v は減少する（すなわち L が減少する）ことが判かる。地下水位の低下は σ_v/σ'_v を減少させるから、液状化抵抗を増大させる効果のあることが判かる。このことから、押え盛土を行うことは地下水位の低下につながるので、液状化に対する有効策の一つといえる。

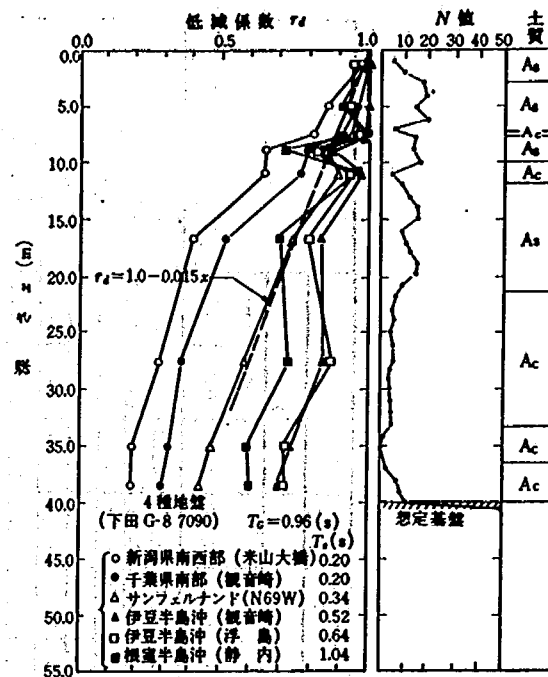
また、 r_d については Seed-Idriss³⁵⁾ が図-3.2.28 のように提案しているが、地盤条件あるいは入力地震動条件によりその分布特性は異なるものである。例えば、図-3.2.29 (a) および (b) は、各々、第3種地盤および第4種地盤において入力地震動を変えて実施した地盤の地表応答解析により求めた r_d の深度分布である。同図に示されるように、 r_d の深度分布は一義的に決め得るものではないが、現在の所では便宜的には (3.2.21) 式で近似することにする。

$$r_d = 1.0 - 0.015Z \quad \dots\dots\dots (3.2.21)$$

ここで、 Z (m) は、ベドロがある場合には、ベドロ層の下面を $Z=0$ とするのがよい。



(a) 3種地盤



(b) 4種地盤

図-3.2.29 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d の計算例⁸²⁾

3.2.4 液状化抵抗率 F_L の推算例

本項では、前項までに報告した液状化抵抗率の推算例を示す。図-3.2.30(A)および(B)は F_L の計算に必要なデータ、 R 、 L および F_L の計算結果例である。ただし、同図においては、後述する7章の「道路橋示方書V耐震設計編」の規定に準じて F_L の計算を行った。なお、地表面での水平震度 (k_s) は3種類設定しているが、当地点で規定される k_s は0.15である。

なお、動的せん断強度比 R の計算に必要な単位体積重量 γ_v あるいは平均粒径 D_{50} が不明の場合は、表-3.2.2により便宜的に推定することができる。⁷¹⁾

表-3.2.2 土質分類と単位重量、平均粒径の仮定値⁷¹⁾

土質分類	地下水位面下の単位重量 γ_{s2} (t/m ³)	地下水位面上の単位重量 γ_{s1} (t/m ³)	平均粒径 D_{50} (mm)
表土	1.7	1.5	0.02
シルト	1.75	1.55	0.025
砂質シルト	1.8	1.6	0.04
シルト質細砂	1.8	1.6	0.07
微細砂	1.85	1.65	0.1
細砂	1.95	1.75	0.15
中砂	2.0	1.8	0.35
粗砂	2.0	1.8	0.6
砂れき	2.1	1.9	2.0

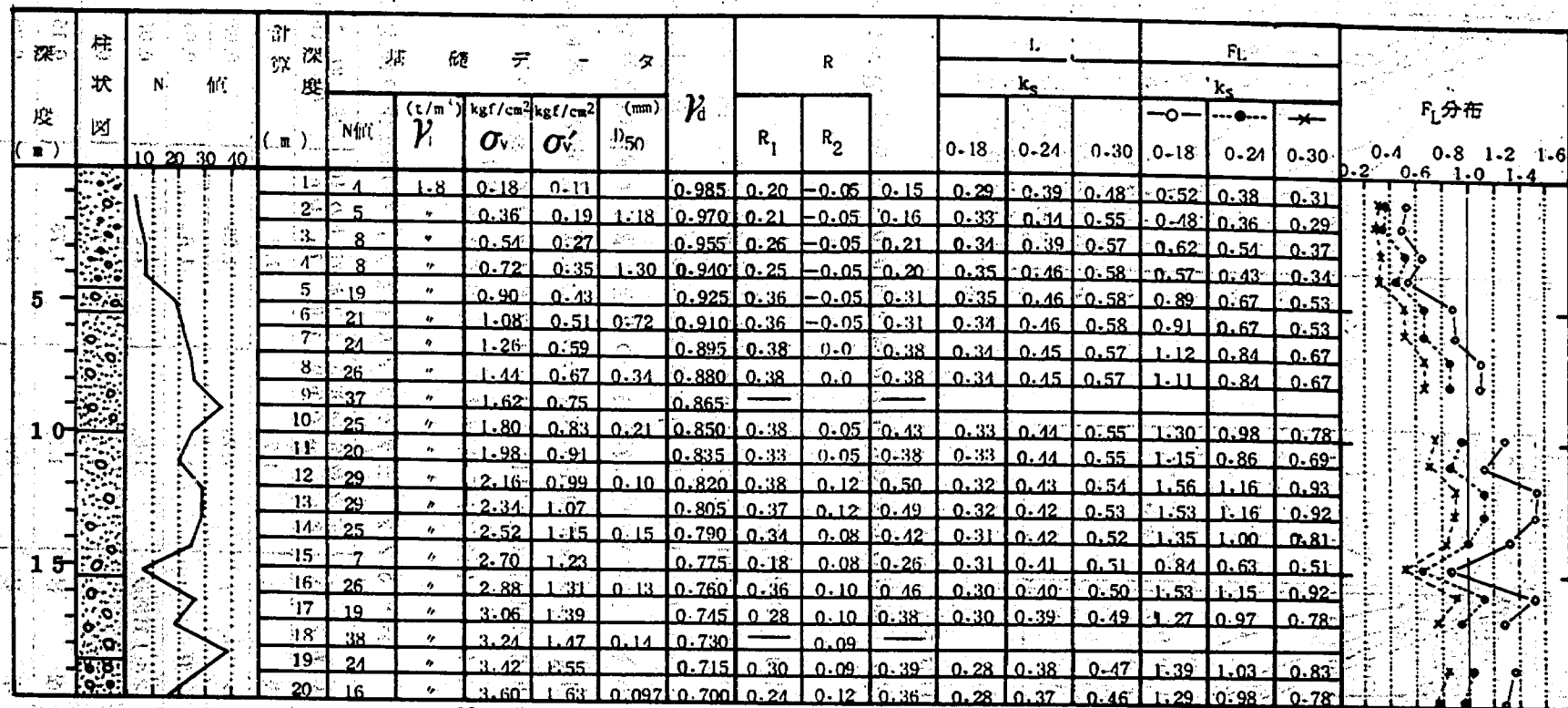


図-3.2.30 (A) 液状化抵抗率 (F_L) の計算例 (1)

深度 (m)	柱状 図	N 値	計算 深度 (m)	基 礎 デ - タ					R			L			F _L			F _L 分布	
				N値	(τ/m ²) k _h	kgf/cm ² σ _v	kgf/cm ² σ _v '	(mm) D ₅₀	γ _d	R ₁	R ₂	k _s			k _s				
												0.18	0.24	0.30	○	●	×		
		10 20 30 40																1.0	
5		1	13	1.8	0.18	0.18	1.30	0.985	0.36	-0.05	0.31	0.18	0.24	0.30	1.72	1.29	1.03		
		2	7	*	0.36	0.33	0.33	0.970	0.26	0.001	0.261	0.19	0.25	0.32	1.37	1.04	0.82		
		3	2	*	0.54	0.41	—	0.955	0.12	-0.01	0.11	0.23	0.30	0.38	0.48	0.37	0.29		
		4	4	*	0.72	0.49	0.41	0.940	0.16	-0.01	0.15	0.25	0.33	0.41	0.60	0.45	0.37		
		5	49	*	0.90	0.57	—	0.925	—	0.01	—	—	—	—	—	—	—		
10			6	39	*	1.08	0.65	0.31	0.910	—	0.01	—	—	—	—	—	—		
			7	24	*	1.26	0.73	—	0.895	0.36	0.01	0.37	0.28	0.37	0.46	1.32	1.00		0.80
			8	7	*	1.44	0.81	—	0.880	0.19	—	—	—	—	—	—	—		
			9	50	*	1.62	0.89	—	0.865	—	—	—	—	—	—	—	—		
			10	48	*	1.80	0.97	0.15	0.850	—	0.08	—	—	—	—	—	—		
15			11	31	*	1.98	1.05	—	0.835	—	—	—	—	—	—	—	—		
			12	32	*	2.16	1.13	0.20	0.820	—	0.05	—	—	—	—	—	—		
			13	48	*	2.34	1.21	—	0.805	—	—	—	—	—	—	—	—		
			14	35	*	2.52	1.29	0.14	0.790	—	0.09	—	—	—	—	—	—		
			15	31	*	2.70	1.37	—	0.775	—	—	—	—	—	—	—	—		
			16	41	*	2.88	1.45	0.14	0.760	—	0.09	—	—	—	—	—	—		
			17	28	*	3.06	1.53	—	0.745	0.31	0.08	0.39	0.27	0.36	0.45	1.44	1.08		0.87
			18	50	*	3.24	1.61	0.16	0.730	—	0.08	—	—	—	—	—	—		—
			19	22	*	3.42	1.69	—	0.715	0.27	0.17	0.44	0.26	0.35	0.43	1.69	1.26		1.02
			20	26	*	3.60	1.77	0.06	0.700	0.29	0.17	0.46	0.26	0.34	0.43	1.77	1.35		1.07

図-3.2.30 (B) 液状化抵抗率 (F_L) の計算例 (2)

3.3 液状化抵抗指数 (I_L) による判定方法

3.3.1 判定方法

前項で提案した液状化に対する抵抗率 (F_L) による判定では、ある地盤の深さ方向の液状化の分布性状が明らかとなるが、地盤が液状化する事によって構造物が受ける被害は、液状化層や各深度での液状化程度などが総合されたものに左右されると考えられる。そこで、これらを考慮に入れた液状化抵抗指数 I_L , I_L^* を次式のように定義し、これらの指標により地盤の液状化の判定を試みる。

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \quad \dots\dots\dots (3.3.1.a)$$

$$I_L^* = \int_0^{20} F \cdot W^*(z) dz \quad \dots\dots\dots (3.3.1.b)$$

ただし、図-3.3.1(a)に示したように、 $F_L < 1.0$ の時は $F = 1 - F_L$, $F_L \geq 1.0$ の時は $F = 0$ とする。また、 $W(z)$ および $W^*(z)$ は深さ方向の重み関数であり、次式で定義する (図-3.3.1(b), (c)参照)。

$$W(z) = 10 - 0.5 Z \quad \dots\dots\dots (3.3.2.a)$$

$$W^*(z) = 5 \quad \dots\dots\dots (3.3.2.b)$$

したがって $Z = 0$ から $20m$ まで全深度で $F_L = 0.0$ の場合には $I_L = I_L^* = 100$ となる。逆に $Z = 0$ から $20m$ まで全深度で $F_L \geq 1.0$ の場合には $I_L = I_L^* = 0$ となる。これら以外に F_L が深度方向に変化する場合には I_L と I_L^* の両者とも 0 から 100 の間の値をとる。また、 I_L では地表に近い程 F に大きな重みを乗じているが、これは浅い部分の液状化が特に被害に大きな影響を与えられとされるためである。これに対し I_L^* ではこの事を考慮に入れていない。

さて、既往の地震時に液状化が生じた事が明らかな地点と生じてない事が明らかな地点について、 I_L と I_L^* を計算してみた。対象とした地点は4章4.2.2の表-4.2.1のうち1978年宮城県沖地震を除いた地点である。そして、 I_L と I_L^* の関係を示したのが図-3.3.2である。同図からわかるように少し $I_L > I_L^*$ となっているが、両者に大差はないので本文では I_L により判定を行うことにする。以下、特に断わらない限り、上記の I_L を液状化抵抗指数ということにする。

3.3.2 液状化抵抗指数 I_L の推算例

或る地点の I_L を得るためには、まず F_L の深度分布がわかっていなければならない。ここでは F_L の深度分布から (3.3.1.a) 式で定義される I_L の算定例を示す。図-3.3.3は新潟地震で液状化した万代橋での I_L の算定手順を示すものであるが、通常は F_L の深度分布が連続的でないため、(3.3.3) 式により I_L を算出する。

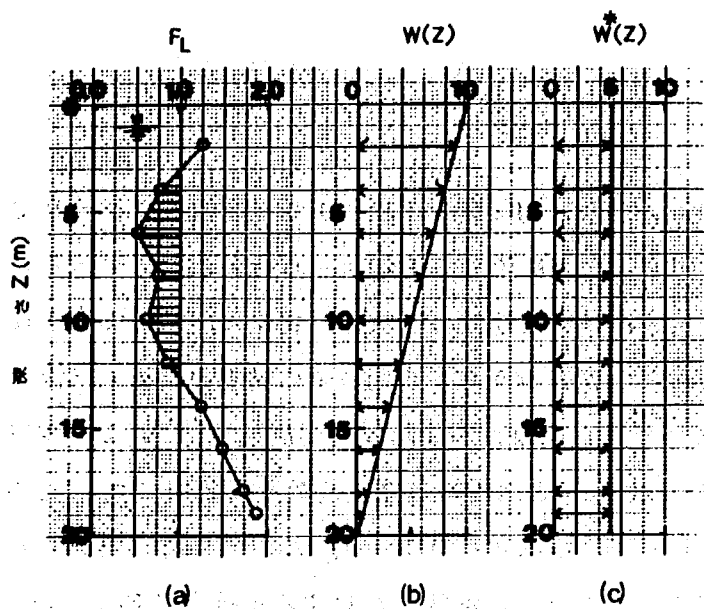


図-3.3.1 I_L の概念および重み関数 $W(Z), W^*(Z)$ *

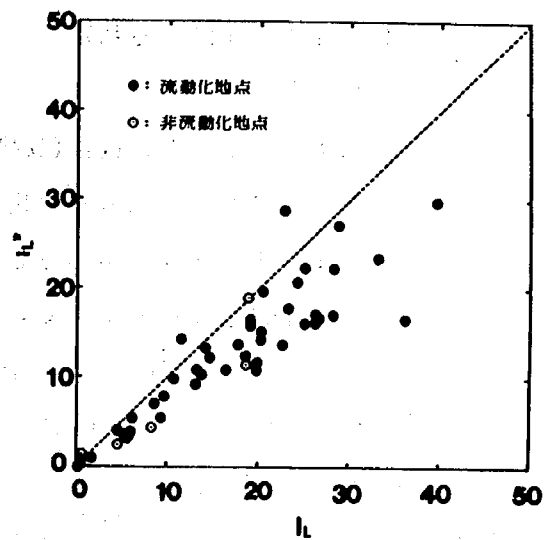


図-3.3.2 I_L と I_L^* の関係

$$I_L = \sum_{i=1}^n F \cdot W(z) \cdot \Delta Z \quad \dots\dots\dots (3.3.3)$$

ここに、 ΔZ は或る深度の F_L の分布すると想定される土層厚であり、隣接する F_L が同一な土層であるときは両 F_L の深度の中間深度を、また、相異なる土質であるときは土層の境界深度を ΔZ 算定のための境界とする。また、算定の対象とする深度 20 m までの範囲に液状化の判定 (F_L の算出) の対象とならない土層がある場合は、その土層の F を 0.0 とする。

万代橋 (Br.6)

深度 Z (m)	柱状 図	F_L	計算 深度 Z (m)	① ΔZ (m)	F_L	② F $= 1 - F_L$	③ $W(Z)$	ΔI_L (①×②×③)
								
			1.3	1.8	0.70	0.30	9.35	5.05
			2.3	1.0	0.88	0.12	8.85	1.06
			3.3	0.95	0.86	0.14	8.35	1.11
5	砂質 ローム		4.2	0.95	2.06	0.00	7.90	0.00
			5.2	1.05	0.80	0.20	7.40	1.55
			6.3	1.05	0.83	0.17	6.85	1.22
	砂		7.3	1.0	0.74	0.26	6.35	1.65
			8.3	1.0	0.63	0.37	5.85	2.16
10			9.3	1.0	0.93	0.07	5.35	0.37
			10.3	1.0	1.00	0.00	4.85	0.00
			11.3	1.0	0.82	0.18	4.35	0.78
	崩壊り		12.3	1.0	0.66	0.34	3.85	1.31
	砂		13.3	1.0	0.31	0.69	3.35	2.31
15			14.3	1.0	0.72	0.28	2.85	0.80
			15.3	1.0	0.87	0.13	2.35	0.31
			16.3	1.0	0.99	0.01	1.85	0.02
			17.3	1.0	0.78	0.22	1.35	0.30
	砂		18.3	1.0	0.77	0.23	0.85	0.20
			19.3	1.0	1.00	0.00	0.35	0.00
$I_L \approx \sum \Delta I_L$								20.20

図-3.3.3 I_L の計算例

4. 判定方法の適用

4.1 液状化抵抗率(F_L)による判定

4.1.1 概 要

土木研究所における地盤の耐震性(液状化)の判定に関する研究は昭和49年度頃から行われている。また、原位置における地盤液状化に関する調査は昭和51年度から行われ始めている。昭和55年度までに土木研究所が関与して現地において地盤の液状化の判定に関して実施された調査は表-4.1.1に示す通りである。これらの調査のうち、初期の頃の調査のため未だ液状化に対する抵抗率(F_L)の概念が出されていなかった東京湾岸曙橋、同辰巳橋⁷⁸⁾および羽田トンネル⁹⁴⁾については、地盤のせん断抵抗力(τ_s)と地震時の発生地盤せん断力(τ_e)との比較により地盤の耐震性を判定していた。そして、液状化抵抗率(F_L)の判定指標が考えられ実際に適用されたのは、番ノ州¹¹³⁾が最初である。ただし、液状化に対する抵抗率(F_L)は、基本的には地盤のせん断抵抗力と地震時の発生地盤せん断力との比較に基づいており、両者の大小関係を具体的かつ客観的な指標として表わすようにしたものである。

以下に各調査地点の調査概要を示す。

東京湾岸の曙橋、辰巳橋⁷⁸⁾および羽田トンネル⁹⁴⁾においては、前記のように地盤のせん断抵抗力と地震時の発生地盤せん断力を求め、両者の比較により地盤の耐震性を判断している。3地点ともに代表ボーリング孔において不攪乱砂試料採取・動的強度試験を行い、地盤の動的強度の推定式を定めており、他のボーリング孔の動的強度の推定を行うようにしている。一方、地震荷重については重複反射法に基づく地盤の地震応答解析¹⁶⁸⁾により推定している。これらの調査結果の詳細は、文献78)[曙橋および辰巳橋]および文献94)[羽田トンネル]を参照されたい。なお、羽田トンネルにおいては初期の調査で詳細な地盤の動的強度の得られていなかった地点に対して、引き続き詳細調査を実施し、地盤の耐震性を見直しを行っている。⁹⁵⁾

木曾川下流部^{96)~99)}においては河川堤防の地震時の安定性を確保するために、基礎地盤の耐震性の予測、地震時の被害程度の予測さらには対策法について、長期間にわたり総合的な調査を実施した。同調査の初期においては代表地点を選定し、原位置地盤調査、動的強度試験、地震応答解析および堤防の安定解析(過剰間隙水圧 Δu も考慮している)等詳細な調査を実施し、地盤の耐震性に関する詳細な調査を実施している。そして、次の段階として河川堤防の広域的な耐震性の分布を把握するために、既往のボーリング調査結果に地盤の耐震性の簡易判定法⁷⁷⁾を適用して F_L および I_L を推算して、河川堤防の地震時の耐震性の程度を示す危険度分布図を作成している。さらに、これらの調査結果および地形条件等の被害要因を踏まえて、危険度要因の解明および対策工の施工計画に資するための詳細調査を実施した。

荒川下流部^{100),101)}では地震時における河川堤防の安全性を総合的に検討し、既設堤防の安全度の評価方法、震災応急対策等について検討を行った。同調査では堤防の地震時安全性を堤

体形状、堤体材料、基礎地盤、地震力、地震時強度低下等の諸要因を考慮して総合的に評価した。この中で、地盤の液状化については地震時強度低下指標として盛り込まれており、砂質土地盤の強度低下の判定指標としては F_L に基づくものとしている。

阿武隈橋¹⁰²⁾では同橋架替えに際して地盤の耐震性調査を行った。同調査では、まず代表ボーリング孔について地盤の動的強度試験を行い、動的強度の推定式を検討した。そして、他のボーリング孔を含めて同推定式により動的強度を推算した。他方、地震荷重は代表地点において重複反射法による地震応答解析を行い、同解析による地表面加速度を全ボーリング地点の地震時地表面加速度として用いた。このようにして各ボーリング孔毎に簡易法による F_L の算出を行い、地盤の耐震性の判定を行った。

名港西二区^{103)~105)}および同金城埠頭^{106),107)}では高架橋の周辺地盤の耐震性を判定し、地盤液状化を考慮した構造物の耐震設計が行われている。液状化の判定は簡易法⁷¹⁾により推算した F_L により行われたが、同結果より詳細調査の必要性があると判断された地点においては不攪乱試料採取、動的強度試験等を実施する予定でいる。

金町立体構造物¹⁰⁸⁾では土質調査結果に基づいて簡易法⁷¹⁾により F_L の算出を行い、地盤液状化の判定を行った。また、動的強度の簡易推定値の検討のために、動的強度試験も実施した。

有明海岸堤防¹⁰⁹⁾では地震時の海岸堤防の耐震性を検討するために、堤防全域のうち代表的な地点において、動的強度試験、地震応答解析等の詳細調査を実施している。さらに、同調査結果に基づいて同地域における海岸堤防の危険度のランク付けを行い、堤防全域における地盤構成および堤体形状等の資料により全域の堤防耐震診断図を作成した。なお、同調査における堤防の安定解析においては、砂質土地盤については F_L 、初期せん断応力分布から推定した地震時における過剰間隙水圧により、また、粘性土地盤については初期せん断応力を考慮した動的強度比（動的強度／静的強度）により、地震時の地盤の強度特性変化を考慮している。

高瀬川¹¹⁰⁾および関屋新大橋（仮称）¹¹¹⁾ではボーリング調査結果に対して、液状化判定の簡易法⁷¹⁾を適用し、 F_L により地盤液状化の判定を行っている。ここで、関屋新大橋（仮称）では簡易判定結果に基づいて液状化を考慮した構造物の耐震設計を実施している。¹¹²⁾

番ノ州¹¹³⁾では高架橋の建設に先立って、広範囲な地盤液状化の調査が実施された。同地点においては代表ボーリングから採取した不攪乱試料に対して動的強度試験を行い、動的強度を簡易的に推定するための推定式を求めた。そして、動的強度の実測値の得られていないボーリング孔に対しては、同推定式に基づいて動的強度を推算した。他方、地震荷重は簡易法⁷¹⁾により推算し、最終的には全ボーリング孔に対して F_L の深度分布を算出し、路線に沿った F_L の分布図を作成した。

荒川・中川、¹¹⁴⁾江戸川KE45工区¹¹⁵⁾および同KE56工区¹¹⁶⁾では原位置より不攪乱試料を採取し、地盤の動的強度を実測した。荒川・中川では地震荷重を重複反射法により求め、詳細法による F_L の算出から液状化の判定を行った。ただし、江戸川KE45工区および同KE56工区

では動的強度を求めているが、液状化の具体的な判定までは行っていない。⁽⁷⁰⁾種次堤防、閑上々堤防、閑上大橋、昭和大橋および北和淵堤防については土木研究所が詳細な調査を実施している。これらの調査内容、結果等の詳細は4.1.2～4.1.5で述べる。また、三郷インターチェンジおよび静岡県については4.2.1を参照されたい。

なお、表-4.1.1には記載していないが、同表以外の地点においても既往の地震での液状化地点および非液状化地点において液状化に対する抵抗率(F_L)を計算している。⁽⁷¹⁾詳細は4.1.6で述べるが、これらの地点では既往のボーリング調査結果に基づいて簡易法⁽⁷¹⁾により地盤の動的強度および地震荷重を算出している。

本節では土木研究所が昭和大橋(4.1.2)、閑上大橋(4.1.3)および種次堤防・閑上々堤防(4.1.4)および北和淵堤防(4.1.5)において実施した地盤液状化の詳細判定調査の結果を紹介する。また、4.1.6において地盤液状化と液状化抵抗率(F_L)の特性の関係について検討した。

表-4.1.1 地盤の耐震性調査地点一覧

No	地 点 名	調 査 主 体	実施年度	地盤の動的強度		判 定 法	参考文献
				有 無	付属資料		
1	東 京 湾 岸 曙 橋	川崎国道工事事務所	51	○	付表-1.1	$\tau_L \sim \tau_c$	78)
2	" 辰己橋	"	51	○	付表-1.2	$\tau_L \sim \tau_c$	78)
3	羽 田 ト ン ネ ル	"	52 ~ 54	○	付表-1.17,18	$\tau_L \sim \tau_c$	94), 95)
4	木 層 三 川 下 流 部	木層川下流工事事務所	52 ~ 55	○	付表-1.16	$\tau_L \sim \tau_c$ F_L, I_L	96)~99)
5	荒 川 下 流 部	関東地方建設局	52, 53	×		F_L	100), 101)
6	阿 武 隈 橋	仙台工事事務所	53	○	付表-1.20	F_L	102)
7	名 港 西 二 区	名四国道工事事務所 愛知国道 "	54, 55	×		F_L	103)~105)
8	" 金城埠頭	"	54, 55	×		F_L	106), 107)
9	金 町 立 体 構 造 物	首都国道工事事務所	54	○		F_L	108)
10	三郷インターチェンジ*	北首都国道工事事務所	54	○		I_L	141), 142)
11	有 明 海 岸 堤 防	筑後川工事事務所	54	○	付表-1.19	F_L	109)
12	高 瀬 川	高瀬川総合 開発工事事務所	53	×		F_L	110)
13	番 州	本四公団第二建設局	52, 53	○	付表-1.5,6	F_L	113)
14	荒 川 中 川	東京都交通局	53	○		F_L	114)
15	江戸川KE4・5工区	首都高速道路公団 第一建設部	53	○		—	115)
16	" KE5・6工区	"	53	○		—	116)
17	関屋新大橋(仮称)	新 潟 市	54	×		F_L	111), 112)
18	静 岡 県 *	静 岡 県	54	×		I_L	143)
19	種 次 堤 防	土 木 研 究 所	53, 54	○	付表-1.14	F_L	129)
20	関 上 々 堤 防	"	53	○	"	F_L	129)
21	関 上 大 橋	"	53	○	付表-1.13	F_L	122)
22	昭 和 大 橋	"	54	○	付表-1.12	F_L	118)~121)
23	北 和 瀬 堤 防	"	55	○	付表-1.15	F_L	130), 131)

* I_L による判定を行っているが、 I_L 算出のために F_L の算出を行っているので本表に掲載した。

4.1.2 昭和大橋における地盤の耐震性調査^{118)~121)}

新潟市の昭和大橋は昭和39年6月の新潟地震（マグニチュード $M=7.5$ ）の際に落橋し甚大な被害を受けたが、被害原因が橋梁周辺の砂地盤の液状化と密接な関係があることが明らかにされ、その後の砂質地盤の地震時液状化に関する研究の契機となった。筆者等は、地震後15年余り経過した昭和54年8月に地盤の耐震性に関する調査を実施した。以下にその概要を示すが、詳細は文献¹¹⁸⁾を参照されたい。

1. 調査地点および原位置地盤調査概要

昭和大橋は昭和39年5月に新潟市の信濃川下流部に完成した2径間非合成単純鉸桁と10径間単純鋼活荷重合成桁からなる一等橋である。被災前は鋼管ぐい1列9本使用のぐい式橋脚であったが、復旧の際に1列9本の増ぐいをし補強されている。図-4.1.1は地震時の被災状況¹¹⁷⁾を示すが、被害は左岸側に集中している。つまり、左岸側では取付道路盛土の沈下、擁壁の傾斜・滑動が発生し、第2橋脚と第7橋脚の間の5径間が落橋している。また、図-4.1.1にはぐい橋脚頭部の変形分布も示すが、右岸側での変形に比べて左岸側での変形が大きいことがわかる。地震後の調査では上部砂層の液状化により、地盤の抵抗が低下したことが、被害の主原因と指摘されている。たとえば、 P_4 橋脚の最下流側で引抜かれた鋼ぐいの変状から、河底下約10mまでの砂層が液状化したと推定されている。

同橋において、今回（昭和54年8月）実施した原位置地盤調査の箇所は図-4.1.2に示すように、左岸の P_1 橋脚の下流側（C-1）、低水敷の P_5 橋脚の上流側（C-2）および右岸の P_{11} 橋脚の上流側（C-3）の3箇所である。C-1では40m、C-2およびC-3では25mの深度までボーリングおよび標準貫入試験を行うとともに、C-1およびC-2では深度10~12m程度、C-3では深度5m程度までのN値の小さい土層で総数21ラ

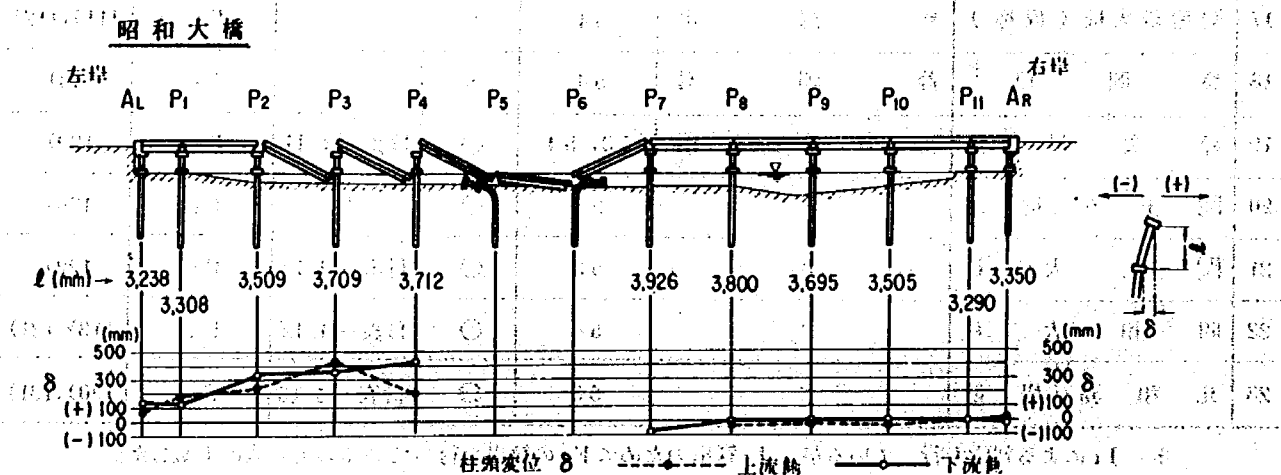


図-4.1.1 新潟地震における昭和大橋の被害概況

イナーの不攪乱試料を採取した。また、C-1では40mの深度まで1mピッチでP.S検層を実施した。

2. 地盤構成

昭和大橋では地震前の昭和36年と地震直後の昭和39年にボーリングが実施されているが(図-4.1.2にその位置を示す),それらの調査結果と今回の結果を合わせて同橋での地質断面図を描いたのが図-4.1.3である。同図に示すように,地質構成は最上部層(U_m)と上部砂層(U_s)からなる沖積層と下部砂層(L_s)と最下部層(L_m)からなる洪積層に大別されるが,同橋では土質あるいはN値の分布から U_m 層と U_s 層の区分を行うのは困難であるため,特に区分を行っていない。最下部層(L_m)は海成砂層であり,均質な微細砂が主体で,局部的にシルトの薄層を挟んでおり,N値は一部で20以下を示すがおおむね30以上である。下部砂層(L_s)は一部シルトを挟むが中砂が主体であり,N値はシルトを挟む部分で10~15程度であるが,砂質土では概して20以上を示す。そして,右岸側では河道部や左岸側に比較してN値が大きい。上部層(U_m, U_s)は全体的に中砂,粗砂が多いが,局部的に腐植土や粘性土の薄層を挟んでいる。そして,同層の砂質土層のN値はほとんどが12程度以下である。図-4.1.3から,液状化の対象層である上部層のN値の分布については,地震前(昭和36年),地震直後(昭和39年)および今回(昭和54年)の比較が可能であるが,3者の間で,N値はおおむね類似していると考えられる。地盤調査結果の詳細は付属資料の付図-2.1を参照されたい。

また,図-4.1.4はC-1地点で深度40mまで実施したP.S検層の結果であるが,沖積砂層部(深さ13mまで)のせん断弾性波速度(V_s)は150~180(m/sec)である。

原位置地盤調査によれば昭和大橋における周辺地盤は新潟地震当時と顕著な違いはみられず,低水敷から左岸にかけてN値が10程度以下の飽和砂質土層が1.0m程度の層厚で周辺地盤を構成している。

3. 地盤の動的強度

地震時の地盤の液状化に対する強度を把握するために,原位置の沖積砂層から採取した不攪乱砂試料を用いて,振動三軸試験機による動的強度試験を実施した。各供試体はライナー

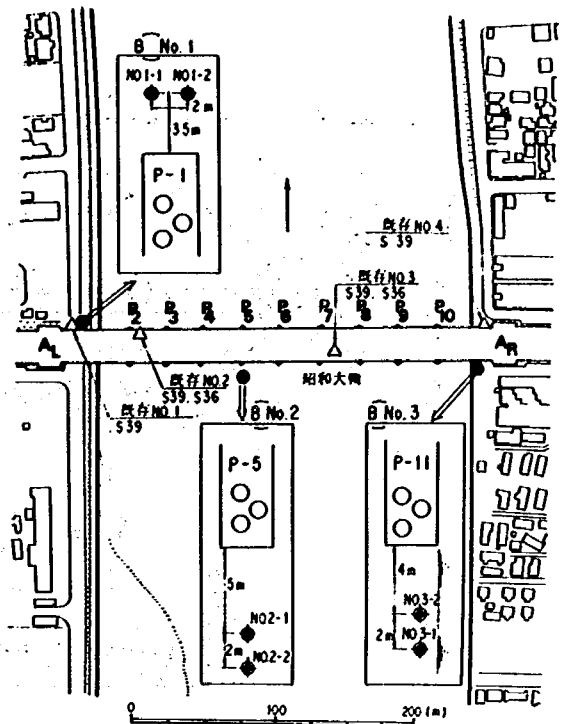


図-4.1.2 地盤調査地点

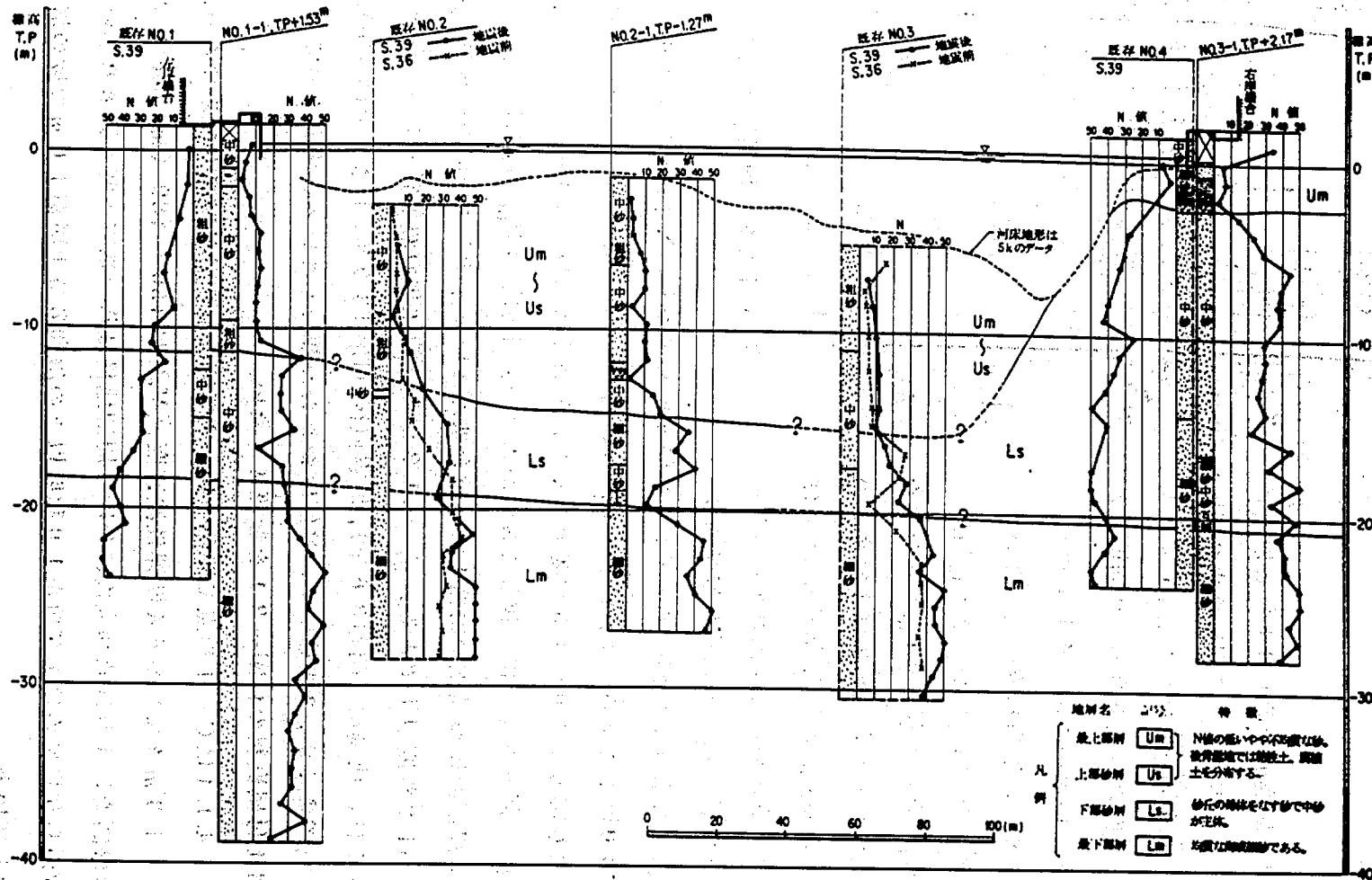


図-4.1.3 昭和大橋における土質断面図

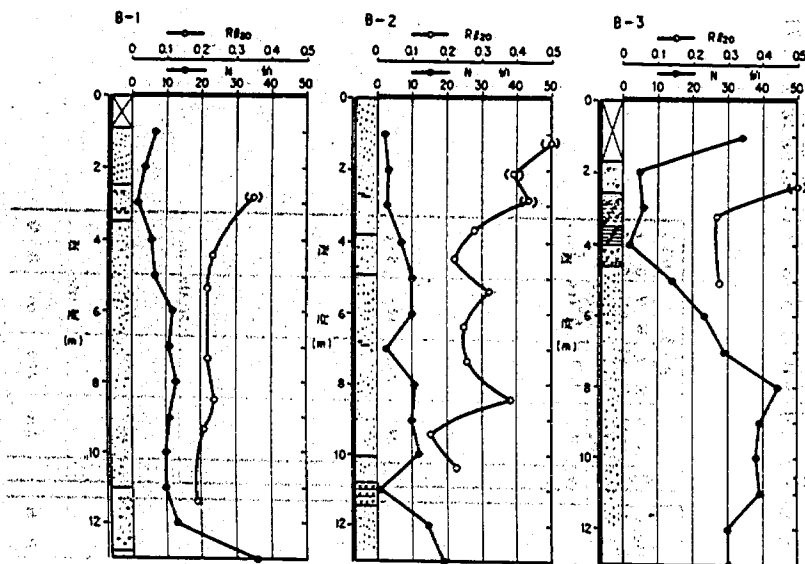


図-4.1.5 地盤の動的強度比(R_{L20})とN値の深度分布

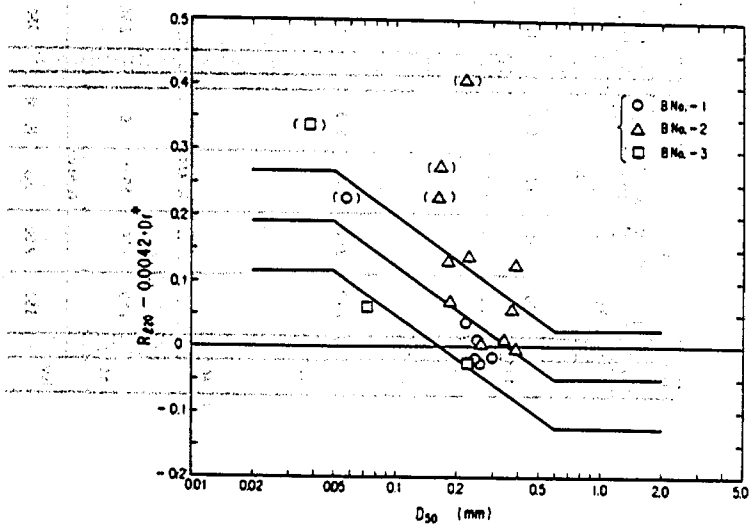


図-4.1.6 $(R_{L20} - 0.0042 D_r^*) \sim D_{50}$ の関係

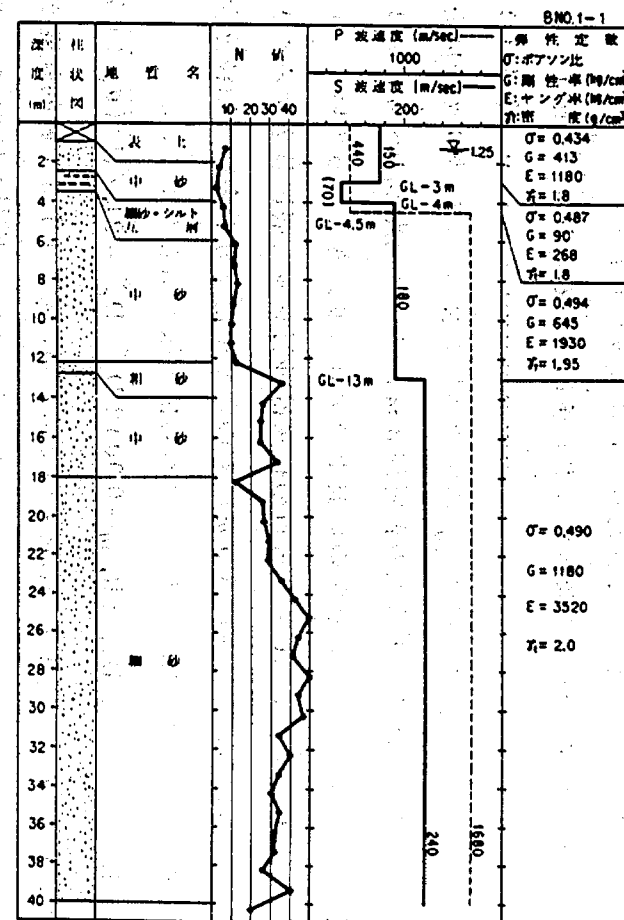


図-4.1.4 P.S 検層の結果 (C-1 地点)

採取深度における原位置有効上載圧で約3時間圧密した後、非排水状態で応力制御による0.5 HZの正弦波加振を行った。動的強度 R_{L20} の定義は(4.1.1)式に基づいており、同一ライナーの3供試体に対して加振応力比を変えることにより得られる。

$$R_{L20} = \{ \text{繰返し回数 } N_c = 20 \text{ で軸歪両振幅が } 5\% \text{ に達するときの応力比} \}$$

..... (4.1.1)

図-4.1.5は各ボーリング孔ごとに R_{L20} の実験結果をN値と対応させて深度分布で示したものである。同図によればC-1地点の表層部3m、C-2地点の1~3mおよびC-3地点の2.5mの深度での動的強度が通常の砂質土のそれより大きくなっている。〔()付〕。これらのうち、C-1地点およびC-3地点の結果は砂質シルト層に該当することが明らかであるが、C-2地点については深度3.0mのものがやや粘土分が多い(細粒分含有率=30%)と以外はN値、平均粒径 D_{50} 等のデータからは原因が明らかでない。

また、図-4.1.6は平均粒径 D_{50} と $R_{L20} = 0.0042 D_r^* (D_r^* = 21 \sqrt{N/(\sigma'_v + 0.7)})$ 、 N :N値、 σ'_v :有効上載圧(Kg/cm^2)の関係を示したものであるが、図-4.1.5で動的強度がかけ離れているデータを除く〔図-4.1.6の()付〕と従来の実験結果⁷⁷⁾の傾向にほぼ一致する。

動的強度試験の結果は付属資料の付表-1.12を参照されたい。

4. 地盤の地震応答解析

地盤の液状化の詳細判定を行うのに必要な地震荷重を求めるために、等価線形化法に基づく重複反射理論による地盤の地震応答解析を行った。応答解析のための地盤モデルは、原位置地盤調査の結果に基づいて図-4.1.7のように想定した。同図に示すように地震動を入力

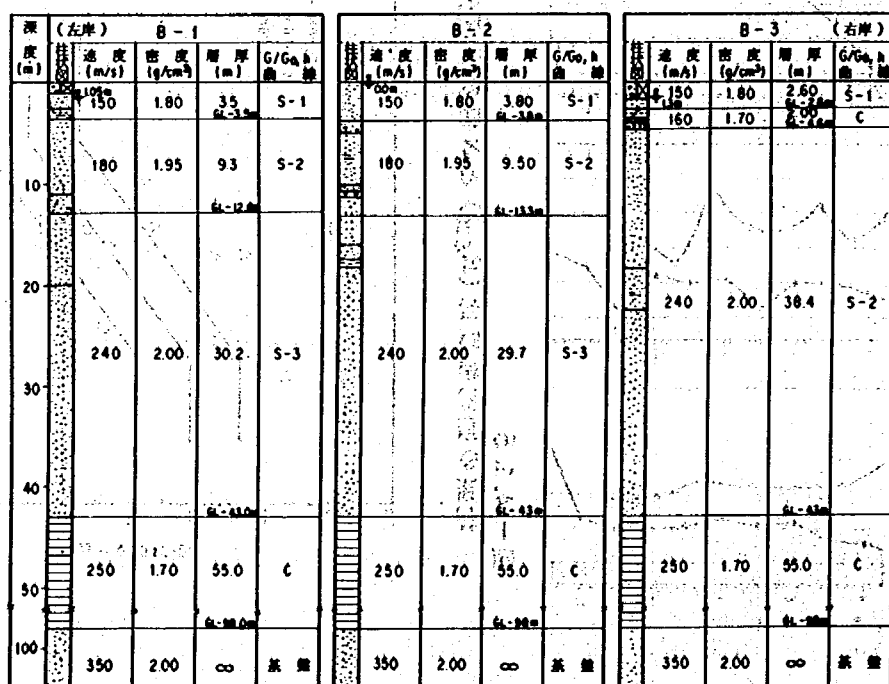


図-4.1.7 地盤の地震応答解析のための地盤モデル

するための仮想基盤はせん断弾性波速度 (V_s) が 350 m/sec である砂礫層の上面 (深度 98 m) とした。この仮想基盤から入射した地震動は、新潟地震の際に新潟市の川岸町で記録された地表面地震動を仮想基盤に戻した地震動 (最大加速度 $\alpha_B \div 130 \text{ gal}$) および α_B を 165 gal とした地震動の 2 種類である。

5. 地盤の耐震性の判定法

地盤の液状化の判定指標は (4.1.2) 式で定義した液状化抵抗率 (F_L) を用いた。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \dots\dots\dots (4.1.2)$$

ここに、 R : 地盤の動的強度

L : 地震荷重

F_L 値を求めるのに必要な R および L は簡易推定式に基づく方法 (簡易判定法) および動的強度試験、地盤の地震応答解析に基づく方法 (詳細判定法) の 2 方法で行った。

簡易判定法における R および L の推算は各々道路橋示方書 V 耐震設計編⁷¹⁾ に基づき (4.1.3) および (4.1.4) 式で行った。

$$R = \begin{cases} 0.0042 D_r^* + 0.19 & [0.02 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.05 \text{ mm}] \\ 0.0042 D_r^* + 0.225 \log_{10} (0.35/D_{50}) & [0.05 \text{ mm} < D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}] \\ 0.0042 D_r^* - 0.05 & [0.6 \text{ mm} < D_{50} \leq 2.0 \text{ mm}] \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.1.3)$$

$$L = k_s (\sigma_v / \sigma'_v) \cdot r_d \quad \dots\dots\dots (4.1.4)$$

ここに、 D_r^* : $21 \sqrt{N / (\sigma'_v + 0.7)}$, N : N 値

D_{50} : 平均粒径 (mm)

k_h : 地表面水平震度; $k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0}$

σ_v : 全上載圧, σ'_v : 有効上載圧,

$r_d = 1.0 - 0.015 Z$, Z : 深度 (m)

k_{s0} : 標準設計水平震度 (= 0.15),

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

(4.1.4) 式中の ν_2 は当該地盤が 4 種地盤であるので 1.2 とし, ν_3 は重要度を 1 級として

1.0 とした。また、新潟市では $\nu_1 = 0.85$ であるが、ここでは 1.0 および 0.85 の 2 種類を設定し、簡易判定法で用いた地表面水平震度 (k_s) は 0.18 および 0.15 の 2 種類を仮定した。

詳細判定法での R および L は、それぞれ、動的強度試験の結果 (前記 3) および地盤の地震応答解析 (前記 4) の結果を用いた。

6. 地盤の耐震性の判定結果

簡易法定法および詳細判定法による各ボーリング孔毎の F_L 値の計算結果は図-4.1.8の通りである。 F_L の計算結果の詳細は文献¹¹⁸⁾を参照されたい。同図の詳細判定法の結果には、簡易判定法において $k_s = 0.18$ とした場合の結果との比較のために、 $\alpha_B = 165$ (gal) の場合を他の計算結果の外挿で求めている。従って詳細法において仮定基盤に戻した地震動($\alpha_B \div 130$ gal) および $\alpha_B = 165$ galとした地震動に対する地表面での応答加速度(α_{smax})は、それぞれ150 gal および180 gal 程度であり、簡易判定法で設定した0.15 および0.18の地表面水平震度(k_s)に相当すると言える。ここで、新潟地震の際に県営アパートの地下1階で記録された最大加速度が150 galであったことを考えると昭和大桥付近における地表面加速度は150～180 gal 程度と推定され、図4.1.8において詳細法判定での $\alpha_B \div 130 \sim 165$ (gal) の場合、あるいは簡易法定法での $k_s = 0.15 \sim 0.18$ の場合の結果は新潟地震規模の地震に対する地盤の耐震性を示すものと考えられる。 F_L を用いた判定では、 $F_L \leq 1.0$ の土層を液状化層とし、 $F_L > 1.0$ の土層を非液状化層と判定するが、図-4.1.8によれば、B-1の地点では砂質シルト層の部分を除くと、詳細法、簡易法ともに深度1.2 m程度までの F_L 値がほぼ1.0に近い値を示している。また、B-2地点では簡易法による F_L 値が詳細法のそれより小さく、詳細法でも動的強度の大きい表層部を除いた深度1.0 m程度まで $F_L \div 0.5 \sim 1.0$ となり、他方、簡易法でも深度1.0 m以浅で $F_L \div 0.45 \sim 1.0$ となっている。さらに、B-3地点では詳細法、簡易法のいずれの方法でも F_L 値が1.0以上であり、B-1地点、B-2地点とは F_L 値の分布に明確な違いがある。

以上の結果によれば、新潟地震程度の規模の地震によりB-1地点では1.2 m程度までの砂層で、また、B-2地点では河床から1.0 m程度までの砂層で地盤の液状化が発生すると推定されるが、B-3地点では液状化の可能性がないと推定される。新潟地震後の被害調査の際に、橋脚基礎の鋼管ぐい引き抜かれたが、ぐいは途中で“く”の字形に変形していた。この変形状態は地盤の液状化による支持力の低下に帰因するものとされているが、これによれば、橋脚付近では河床から1.0 m程度の範囲で液状化が発生したものと推定されている。これはB-2地点の判定に基く推定液状化層の範囲とほぼ対応しており、液状化に対する抵抗率(F_L)による判定の妥当性の裏付けとなるものと思われる。

7. まとめ

昭和大桥における地盤および下部構造の耐震性に関する調査結果から次のことが指摘された。

- (1) 原位置地盤調査によれば昭和大桥における周辺地盤は新潟地震当時と顕著な違いはみられず、低水敷から左岸にかけてN値が1.0程度以下の飽和砂質土層が1.0 m程度の層厚で周辺地盤を構成している。

- (2) 液状化抵抗率 F_L による液状化の判定結果は新潟地震時の橋梁の被害程度とも対応がとれており、当該地点では合理的な判定指標として用い得るものである。
- (3) 原位置地盤調査結果および液状化の検討結果によれば、今後、新潟地震規模の地震動が発生した場合には、低水敷から左岸にかけて 10 m 程度以浅の砂層で液状化するものと推定される。
- (4) 本橋での液状化を考慮した下部構造の耐震性に関する調査によれば、液状化を考慮した場合 ($D_E=1/3$) の橋脚天端の橋軸方向水平変位量は、考慮しない場合に比較して 30% 程度の増加となる。また、1列9本の下部構造の補強により、橋脚天端の変位量は補強前の $1/5 \sim 1/6$ に低減する (6.2.2 参照)。

なお、地盤液状化が橋梁に及ぼす影響については 6.2 で検討している。

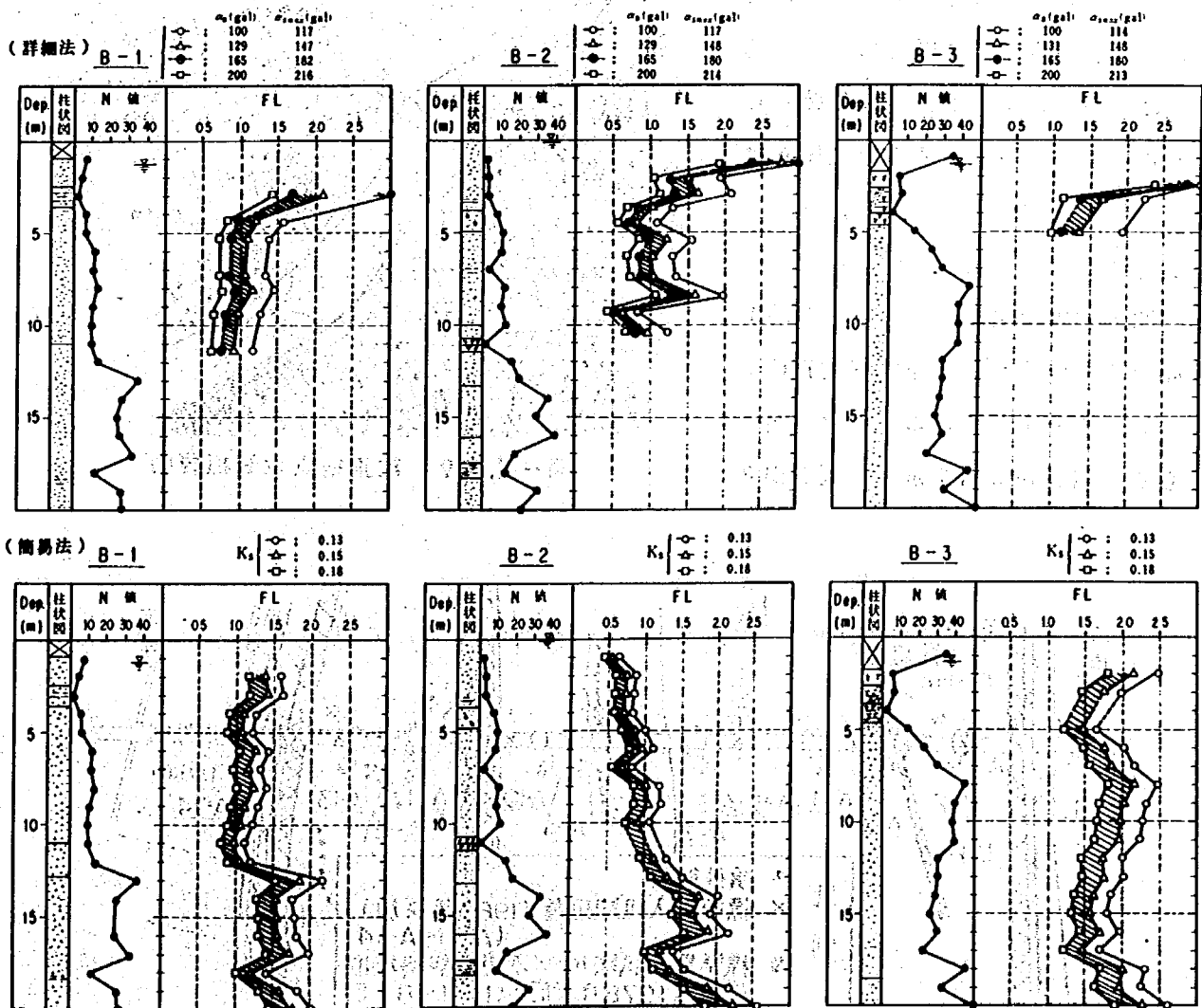


図 4.1.8 詳細判定法および簡易判定法による F_L の計算結果

4.1.3 関上大橋における地盤の耐震性調査

関上大橋では1978年6月宮城県沖地震の際に橋梁の周辺地盤において地盤の液状化（噴砂現象）がみられた。同地点では地震直後の初動調査に引き続いて、昭和53年9月～10月に原位置地盤調査を実施し、地盤の耐震性に関する詳細調査を行った。

1. 調査地点概要

調査地は、図-4.1.9に示すように名取川のほぼ河口付近に位置しており、周辺一帯はほとんど平坦な海岸平野となっている。調査地周辺の地形としては、海岸線に沿う浜堤や旧河道、自然堤防、更に後背湿地等が作り出すわずかな起伏によって特徴づけられる。この仙台東部海岸平野は沖積層が厚く堆積しており、その基盤は、仙台西部丘陵地を形成する新第三紀層となっている。調査地付近においては、沖積層を含む第四紀層は約50～60mの層厚をもつものと考えられている。沖積層を構成する地質は、粘土、シルト、砂、砂礫からなる。一方基盤となる新第三紀層は凝灰岩類を主体とし、砂岩、シルト岩を伴う地層となっている。

関上大橋は名取川の河口から約1km上流に位置する3径間有鉸PCラーメン橋および7連のPC単純桁からなる橋長が541.7m、総幅員が8.

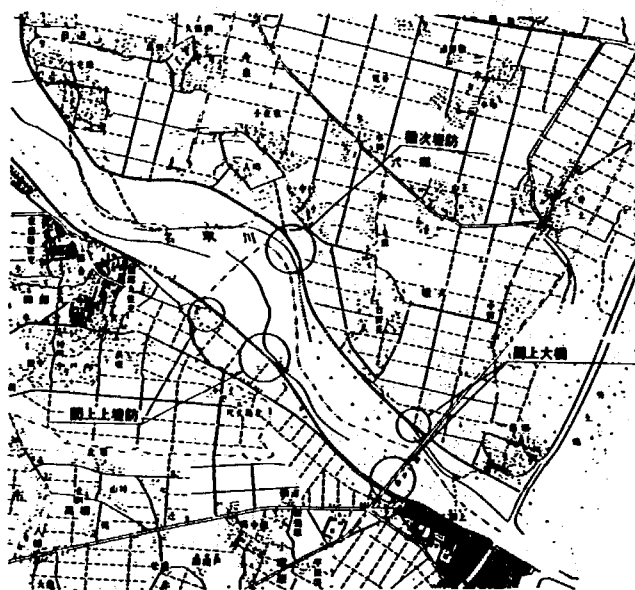


図-4.1.9 調査地点位置概要図

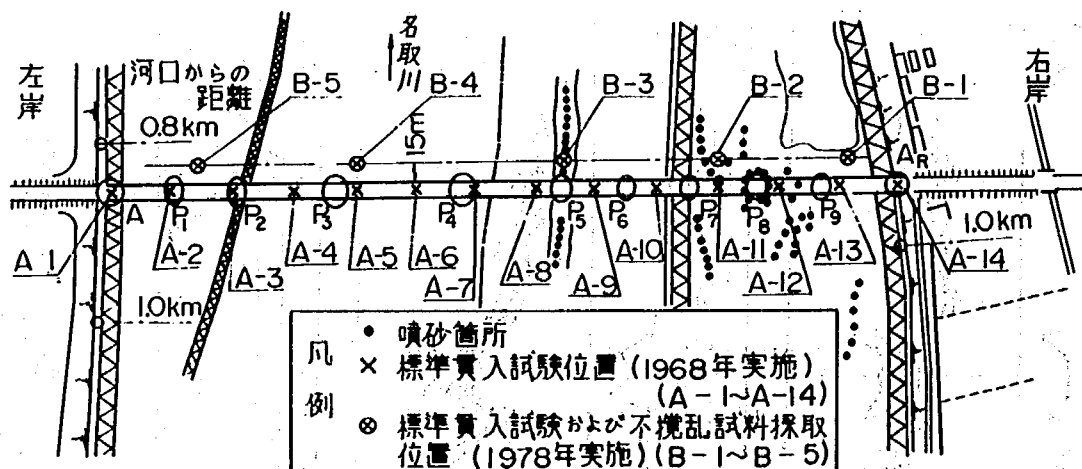


図-4.1.10 関上大橋での噴砂状況および地盤調査位置

6 m の 1 等橋である。同橋では上下部構造において被害が見られ、ほぼ全橋脚に亀裂、一部の橋脚上の支承部に破損が発生した。また、橋脚の傾斜に伴う橋桁の橋軸方向の移動も全般にわたり発生している。²⁾

また、周辺の地盤では液状化（噴砂）が発生しており、その分布状況を図－4.1.10 に示す。噴砂は右岸の中洲の第 5 橋脚付近および高水敷の第 7 ～ 9 橋脚付近で顕著である。一方、左岸側では約 200 m 上流の堤防法尻付近の高水敷で噴砂がみられているが、同橋で最も被害の大きかった第 1 橋脚付近では噴砂がみられていない。この左岸部では、雑木、雑草が一面に覆っており発見が困難であることも事実であるが、地震後の詳細な探索にもかかわらず明瞭な噴砂の痕跡はみられなかった。写真 4.1.1 および写真 4.1.2 は、各々、第 7 橋脚および第 8 ～ 9 橋脚付近での噴砂状況を示している。また、地盤面が水面下にある第 3、第 4 および第 6 橋脚を除く他の橋脚の周辺では、写真 4.1.3 に例示するように相対的に 10 ～ 20 cm の地盤沈下が発生している。

なお、本橋の震央距離は約 108 Km であり、液状化の発生の限界震央距離付近に位置している（図－2.18 参照）。



写真－4.1.1 噴砂例（P₇ 付近）

＜（株）応用地質調査事務所による＞



写真－4.1.2 噴砂例（P₈～P₉ 付近）

＜（株）応用地質調査事務所による＞



写真－4.1.3 地盤の沈下状況（P₇）

＜（株）応用地質調査事務所による＞

2. 原位置地盤調査

原位置においては以下の地盤調査を実施した。

- 1) ボーリング
- 2) P・S 検層（弾性波探査）
- 3) 不攪乱砂試料採取

ボーリングは図－4.1.10 に示すように橋心から 15 m 下流側の P₉（B-1）、P₇～₈（B-2）、

P_5 (B-3), P_3 (B-4) および $P_{1\sim 2}$ (B-5) の5箇所において実施した。各孔において、標準貫入試験(N値の測定)を行い、さらに P_9 のボーリング孔を使ってP・S検層を行った。また、不攪乱試料はB-4を除いた各ボーリング孔の近傍に掘られたボーリング孔から採取した。

図-4.1.11は標準貫入試験の結果をまとめた図である。当該地点では、橋梁建設時(1968年)において地盤調査が実施されており、同図中にその結果も併記している。これらの図より、閑上大橋付近の地盤構成を要約すると次のようである。

- (1) 表層の軟質な地盤は比較的浅く、深層で部分的にN値の小さい土層があるが、N値50以上の土層は右岸で5~10m、また、左岸でも20m程度の深度で現われている。
- (2) N値が20以下の土層は、たかだか地表より5m程度であり、ごく表面付近に限られる。
- (3) 深さ60m程度までの地盤は砂層、レキ混り砂層が中心であり、一部砂質シルトを含んでいるが、相当の深度までこれらの土層の互層となっている。

また、前回と今回のN値深度分布の比較をすると、両者がほぼ同一値を示す場所もあれば、今回の結果が前回のそれより大きい場所があり、また、その逆となる場所もある。しかし、

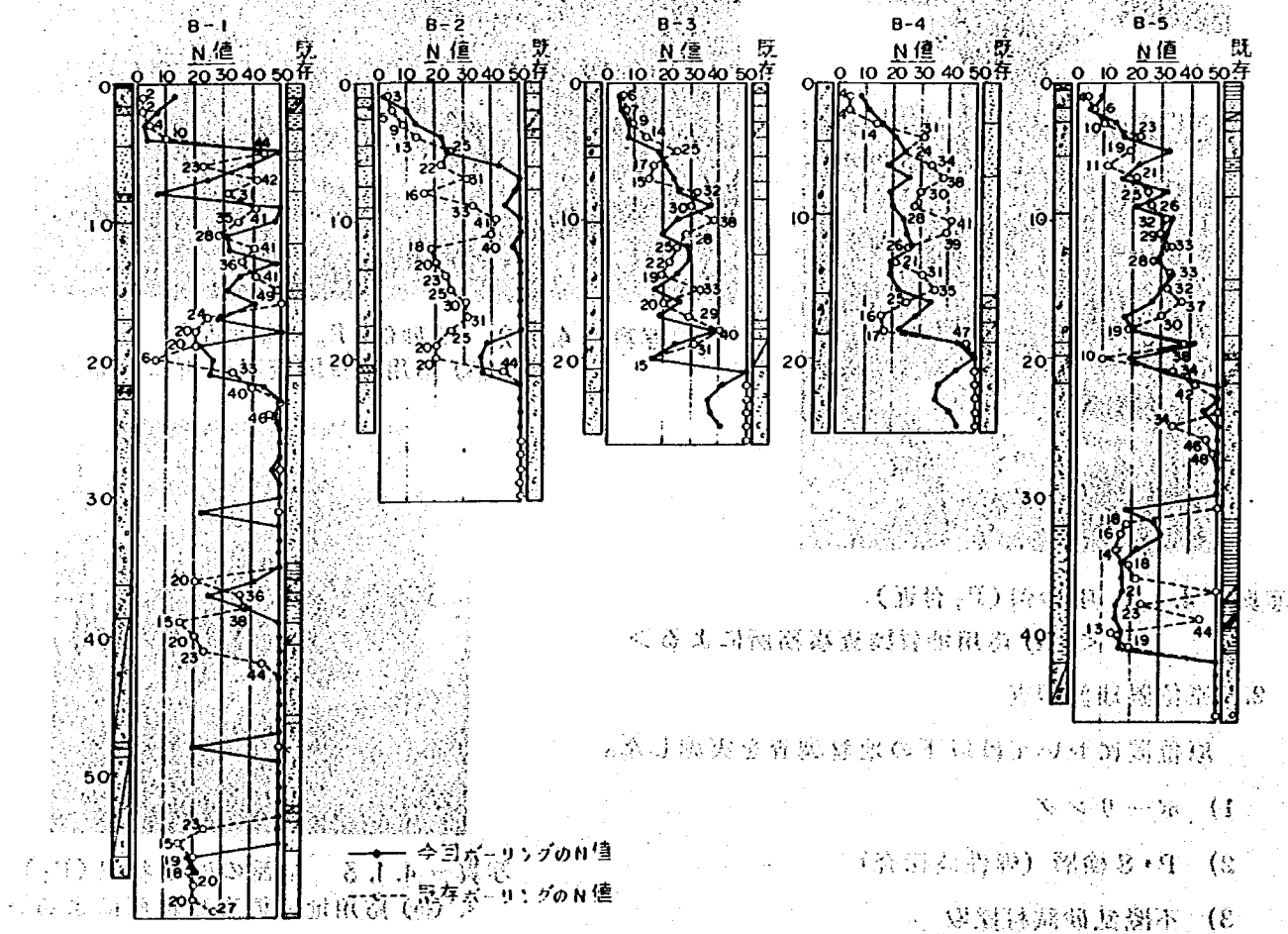


図 4.1.11 ボーリング結果

全般的には地震前後の地盤のN値に大きな差はないと言える。図-4.1.12はP₉のボーリング孔におけるP・S検層の結果であるが、S波速度は深度12m以浅で160m/秒、12m～23mで220m/秒であり、それ以深では390m/秒以上となっている。不攪乱試料はP₁～₂、P₅、P₇～₈およびP₉の4箇所採取したが、採取直後に攪乱防止のため凍結保存し、試験室に運搬の後に室内動的三軸試験を行った。

なお、ボーリングの結果の詳細については付属資料の付図-2.2を参照されたい。

3. 地盤の物理特性

調査地点における地盤の物理特性を把握するために、ボーリング孔より採取した試料を用いて物理特性試験を実施した。図-4.1.13は噴出砂の採取位置に近いボーリング孔である。P₉およびP₇～₈孔での物理特性試験結果と噴出砂のそれを比較したものである。図中、D₅₀およびU_cは各々、平均粒径、および均等係数である。

同図から、D₅₀に関してはP₉およびP₇～₈孔共に深度6m程度以浅で噴出砂と近似した値を示しているが、U_cはP₇～₈孔の結果が比較的噴出砂に類似している。これらのデータを見る限りでは、深度6mより浅い砂層が液状化をしたものと思われる。また、地震直後にP₈の上流側で採取した噴出砂の粒度分布を図-4.1.14に示すが、平均粒径0.48mmの中砂である。

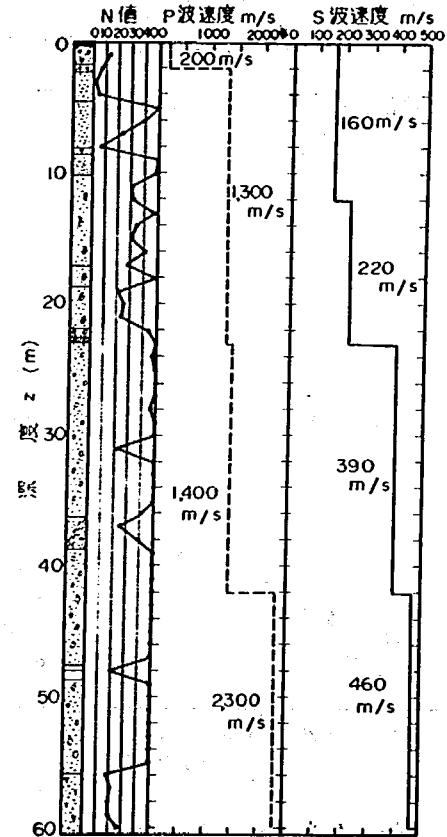


図-4.1.12 P・S検層結果

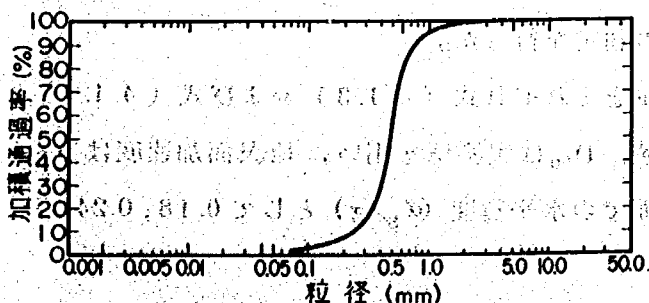


図-4.1.14 噴出砂の粒度分布 (P₈付近で採取)

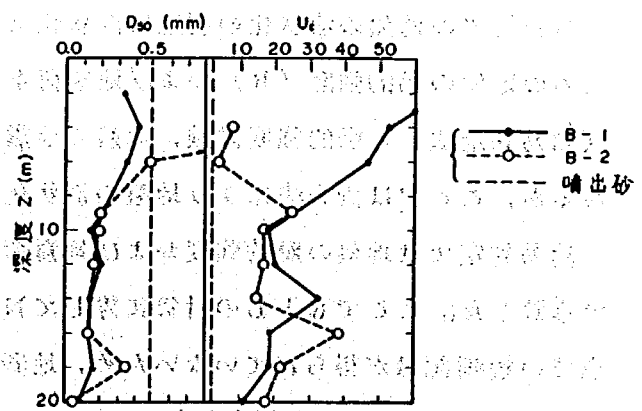


図-4.1.13 噴出砂と地盤調査試料のD₅₀とU_cの比較図

4. 地盤の動的強度

原位置における地盤の動的強度を知るために、現地において不攪乱砂試料を採取し室内振動三軸試験を実施した。不攪乱試料採取はボーリング孔 B-1, B-2, B-3 および B-5 の近傍において、サンドサンプラーにより行った。振動三軸試験では各供試体を原位置での有効上載圧で等方圧密した後に動的载荷を行った。動的強度の定義については昭和大橋の場合と同様である。不攪乱試料の特性および実験結果の詳細は付属資料の付表-1.13 を参照されたい。図-4.1.15 は動的せん断力 $\tau_{L20} (=R_{L20} \times \sigma'_v)$ と有効上載圧 σ'_v との関係であるが、 σ'_v の増加に伴い動的せん断力が増加する傾向がある。また、図-4.1.16 は $R_{L20} - 0.0042 D_r^*$ (D_r^* は (4.1.3) 式参照) と平均粒径 D_{50} との関係を既出の実験結果⁷⁷⁾ 上に対比させたものである。

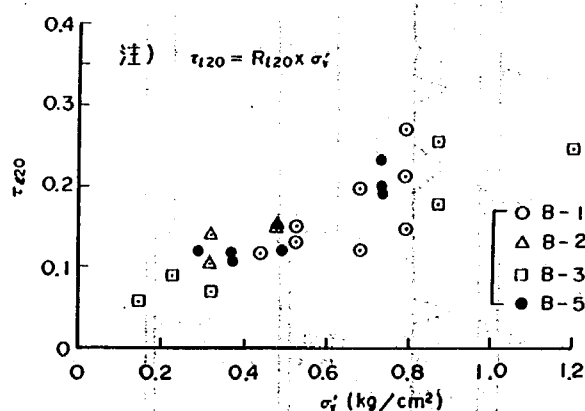


図-4.1.15 $\tau_{L20} \sim \sigma'_v$

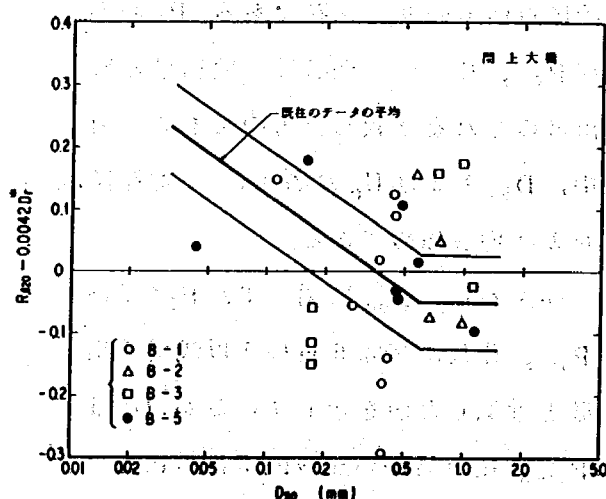


図-4.1.16 $R_{L20} - 0.0042 D_r^* \sim D_{50}$

5. 地盤の液状化判定方法

本報告での地盤の液状化の判定は液状化抵抗率 (F_L) により行っている。 F_L を算出するための地盤の動的強度 (R) および地震荷重 (L) の決め方としては簡易推定式による場合 (簡易判定法) と動的強度試験、地盤の地震応答解析による場合 (詳細判定法) の二通りがあるが、ここでは両方法により地盤の液状化の判定を行った。

簡易判定では地盤の動的強度および地震荷重をそれぞれ式 (4.1.3) および式 (4.1.4) で推算した。とこで R と L の計算に際して N 値、 D_{50} は実測値を用い、地表面加速度は当地点での観測記録が得られていないため、地表面での水平震度 (a_g/g) として 0.18, 0.24 および 0.30 の 3 ケースを想定した。

詳細判定法では振動三軸試験で得られた地盤の動的強度の実測値 (R_{L20}) に (3.2.4) 式に示す補正を加えて原位置での動的強度 (R) を推算した。

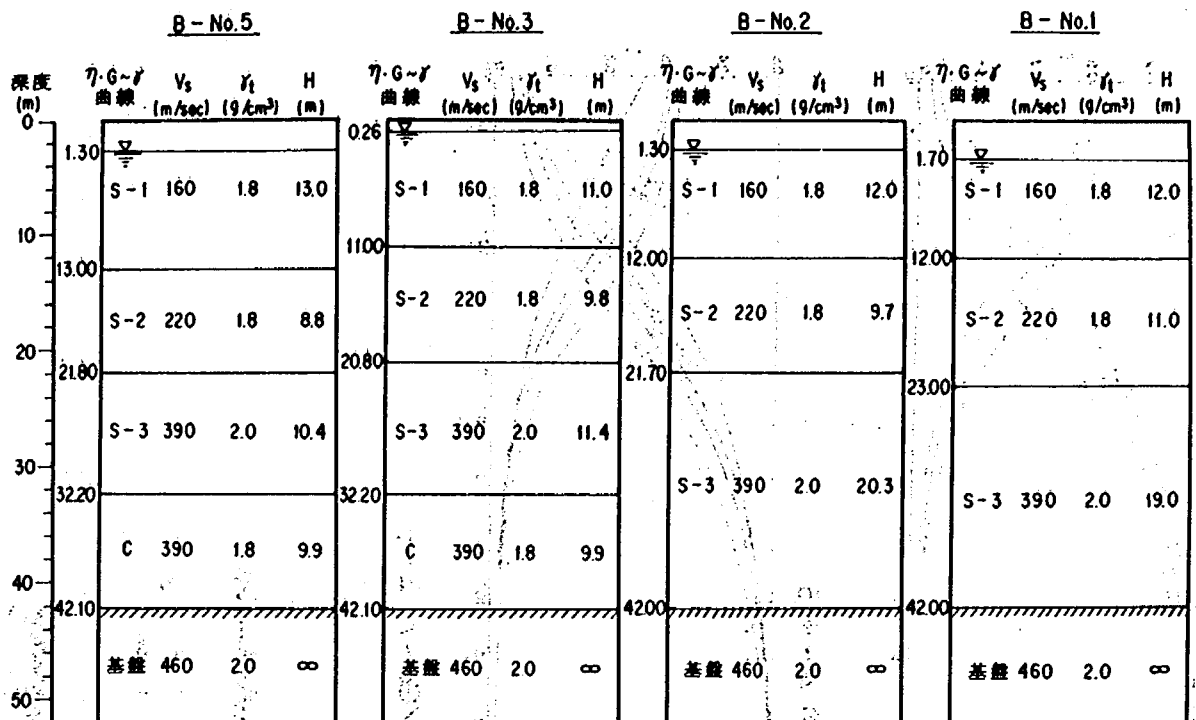


図-4.1.17 地盤の地震応答解析のためのモデル化地盤

また、地震荷重は重複反射理論¹⁶⁸⁾による地盤の地震応答解析により推算した。応答計算の際に設定した地盤モデルは図-4.1.17に示すが、地盤のせん断変形係数と減衰定数の非線形性^{125), 126)}は図-4.1.18(A)~(D)の特性を考慮して解析を行った。入力地震動は今回の地震の際に樽水ダムで記録されたダム軸直角方向成分の波形を用い、各地盤モデルの仮想基盤面に180 galで入力した。入力波形およびそのスペクトル特性を図-4.1.19に示す。

6. 地盤液状化の判定結果

地盤の液状化に関する簡易判定および詳細判定により求めた F_L 値の計算結果を図-4.1.20に示す。同図中には土質柱状図、N値および D_{50} の結果も併記している。今回の地震で観測された強震記録から、地盤上での水平方向最大加速度は震央距離が、108 km程度の当地点では180~300 gal程度である¹²⁷⁾。また、詳細法での地震応答解析による地表面加速度は300~350 gal程度であり、簡易法との比較を行う場合は $k_s=0.30$ の結果が参考になる。

図-4.1.20によればB-1, B-2, B-3, B-4およびB-5の各ボーリング孔で $F_L < 1.0$ となっている土層の深度は、各々、2~6 m, 2~5 m, 1~8 m, 1~7 mおよび3~9 m程度であり、比較的表層部である。B-1, B-2およびB-3付近では噴砂が発生しており、 F_L に基づく液状化の判定結果と良好な一致をしている。また、B-4は低水敷であるため噴砂は確認されていないが、図-4.1.20によれば表層部で液状化しているものと考えられる。さらに、B-5では地表面での噴砂は見られなかったが、3 m程度以深では液状化が発生したが地表面に出現するに至らなかったものと推定される。

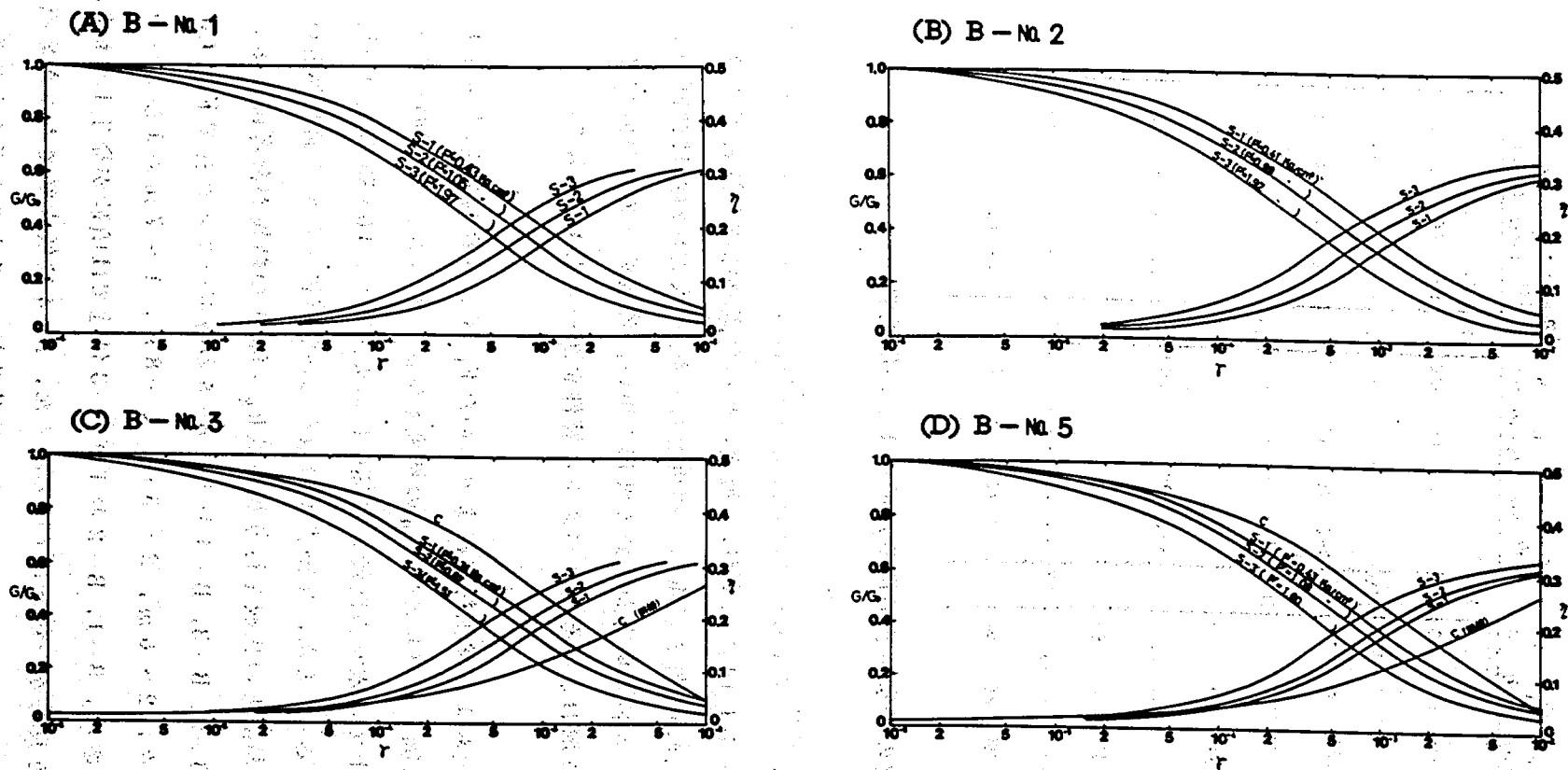


図-4.1.18 地盤の地震応答解析に用いた $G/Go \sim r$, $h \sim r$

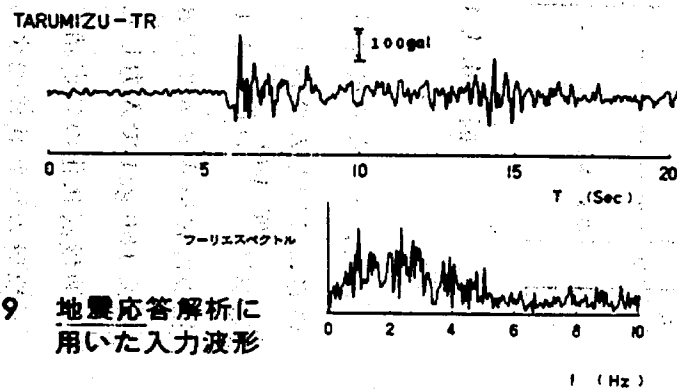


図-4.1.19 地震応答解析に用いた入力波形

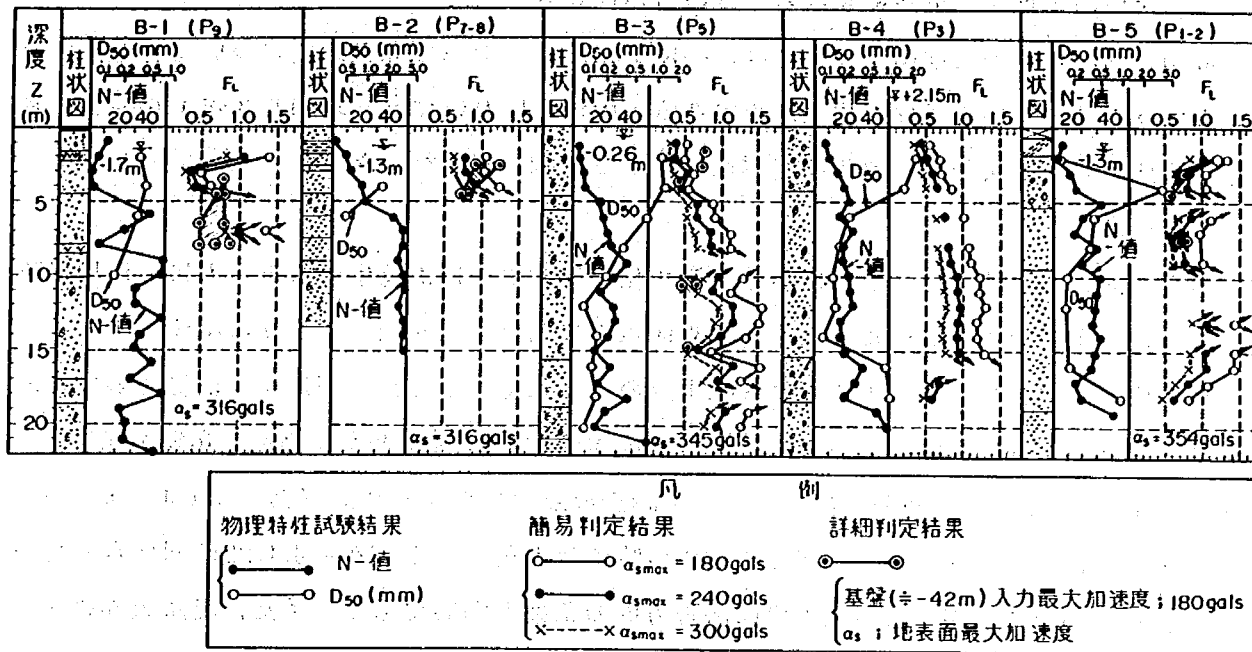


図-4.1.20 流動化の判定結果一覧

7. まとめ

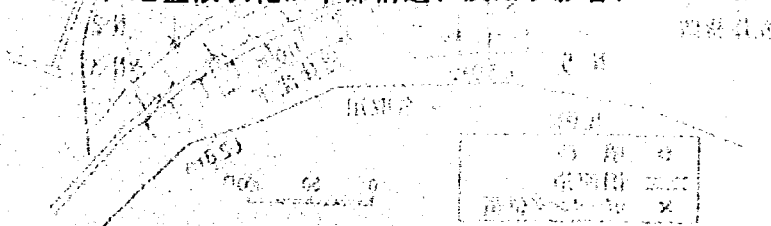
1978年宮城県沖地震において橋梁の上・下部工に被害のあった閑上大橋の周辺地盤の耐震性に関する詳細調査の結果から次の知見を得た。

(1) 閑上大橋の第9橋脚、第8～第7橋脚、第5橋脚、第3橋脚および第2～第1橋脚においては、各々、2～6m、2～5m、1～8m、1～7mおよび3～9mの深度の土層で液状化が発生したと推定される。なお、第1～2橋脚では噴砂が確認されていないが判定によれば液状化範囲が深いため、地表にまで噴砂が至らなかったか、あるいは地表部分が草地であり草木の根により噴砂しなかったと考えられる。

(2) 閑上大橋においては、液状化抵抗率 (F_L) による地盤の液状化の判定結果と地震時の噴砂現象とは対応がとれており、液状化抵抗率が地盤の液状化の判定指標として有効であることが確かめられた。また、液状化抵抗率に基づいた周辺地盤の液状化の簡易判定と詳細判定の結果は比較的良く一致している。

(3) 第5橋脚～第9橋脚間での地震時の上・下部工の振動は周辺地盤の地盤の液状化により助長されたものと思われる。

なお、地盤液状化が下部構造に及ぼす影響については6.2.3で検討している。



1874-10

(調査結果) 仙台市港湾局より提供された資料

4.1.4 種次堤防・閑上上堤防における地盤の耐震性調査^{123),128),129)}

名取川の種次堤防および閑上上堤防は、共に1978年6月宮城県沖地震において、地盤の液状化を伴う堤防の被害を受けた代表地点である。両地点においては、昭和53年10～11月に原位置地盤調査を実施し、地盤の耐震性に関する詳細調査を行った。

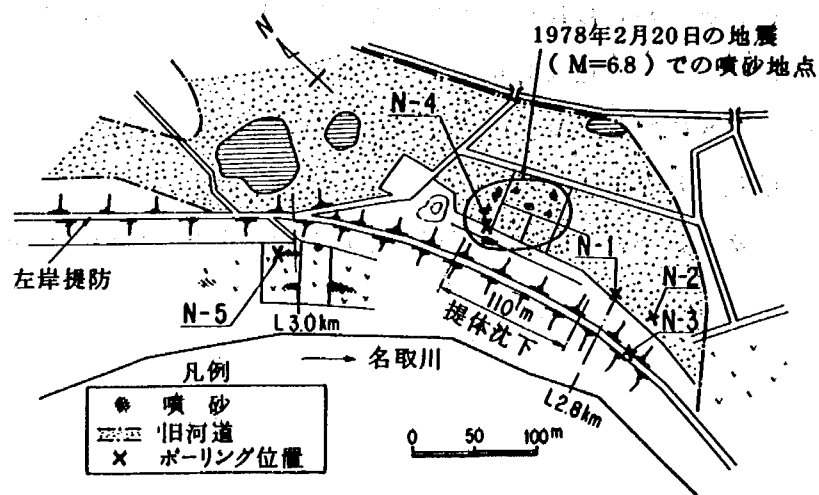
1. 調査地点概要

種次地区および閑上上地区では地盤の液状化（噴砂現象）が発生するとともに、河川堤防の亀裂、沈下等の被害が起こった。両調査地点の平面位置図を図－4.1.9に示す。

種次地区は名取川の河口より約2.8 Km上流の左岸に位置するが、同地点では堤防の堤内地および堤外地において噴砂がみられ、近傍の堤体の約110 mにわたり陥没と亀裂が発生した。図－4.1.21は噴砂の分布およびボーリング調査地点の概要を示す。写真－4.1.4および写真－4.1.5は、各々、堤内地および堤外地での噴砂状況例である。図－4.1.22は同地点の堤防の被害状況図であるが、法面上の堤防法線方向の亀裂が顕著である。また、堤防天端の法線方向の沈下量分布の測量結果によれば、最大で約1.2 mの沈下となっている。さらに、写真－4.1.6は堤防被害の状況である。同地点では、図－4.2.23に示すように同年2月の宮城県沖の地震（ $M=6.8$ ）でも6月の地震とほぼ同一地点で噴砂が発生している。

閑上上地区は名取川の河口より約2.4 Km上流の右岸に位置し、種次地区のほぼ対岸にある。同地点では種次地区と同様に堤内外両地において噴砂がみられ、堤内外法面および堤内法尻付近に各々亀裂および陥没が発生した。図－4.1.24は噴砂の分布および原位置調査地点の概要を示す。写真－4.1.6および写真－4.1.7は堤外地での噴砂および堤内地法尻付近の陥没の状況である。

これらの2調査地点において、ボーリング、P・S検層、標準貫入試験、不攪乱試料採取等の原位置調査を実施した。さらに、採取土の物理特性試験、室内動的土質試験および地盤の地震応答解析を行い、これらの調査結果を基にして同調査地点の地盤の液状化に関する詳細な検討を実施した。



図－4.1.21

液状化状況および地盤調査地点（種次堤防）

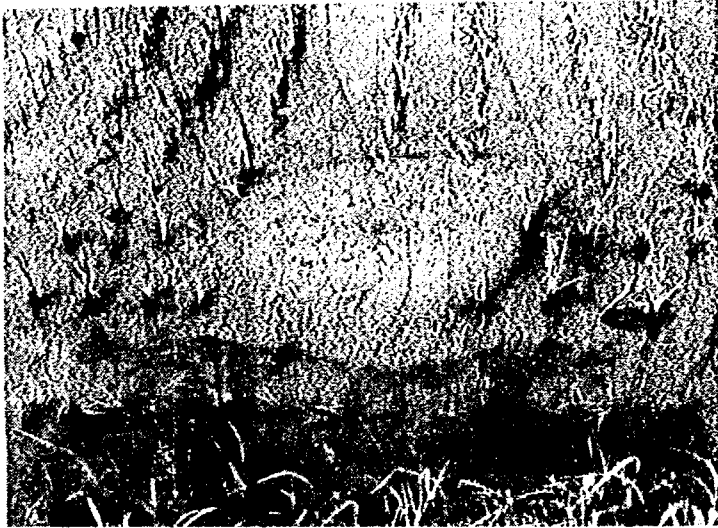


写真 - 4. 1. 4
噴砂状況例（種次堤防：堤内地）

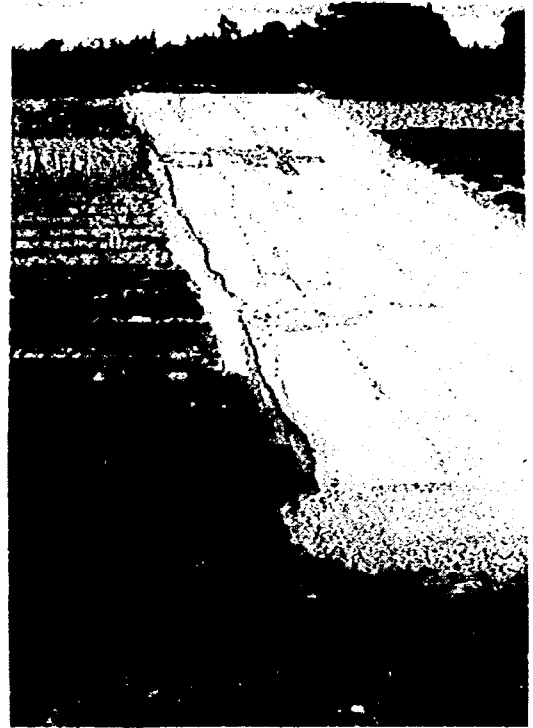


写真 - 4. 1. 5
噴砂状況例（種次堤防：堤外地）

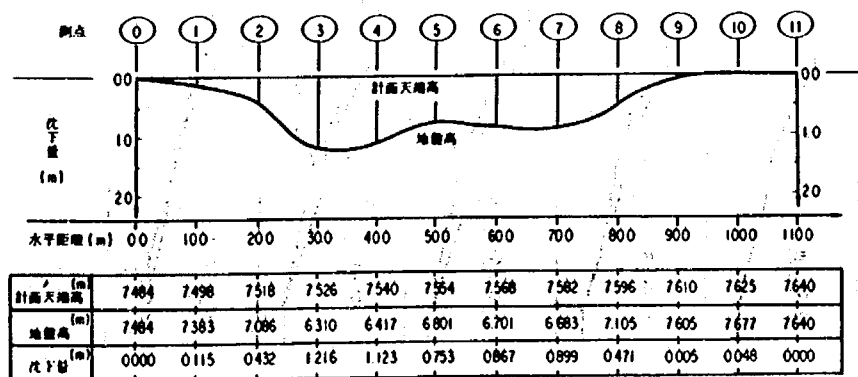
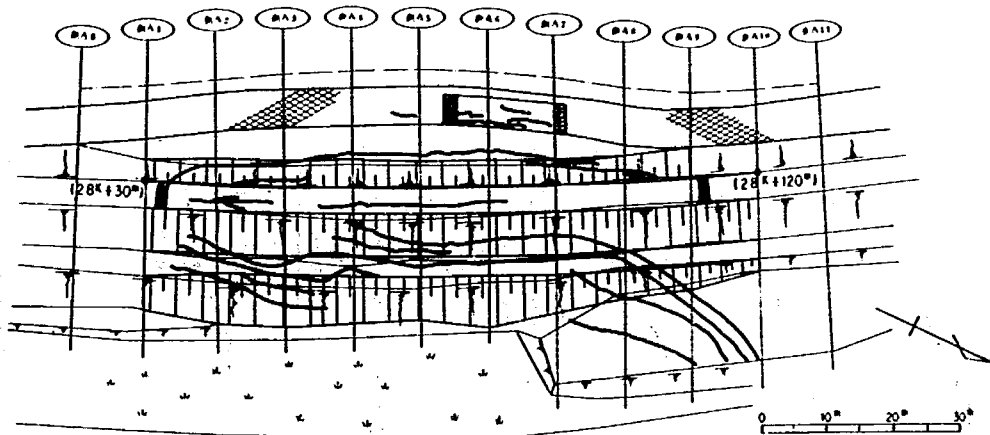


図 - 4. 1. 22 種次堤防の被災状況（その 1）

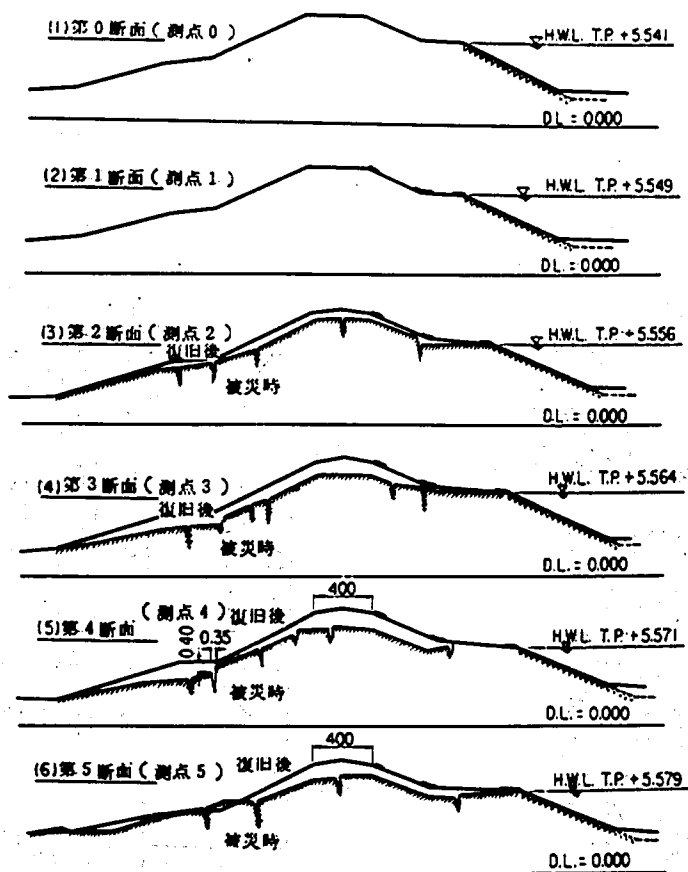
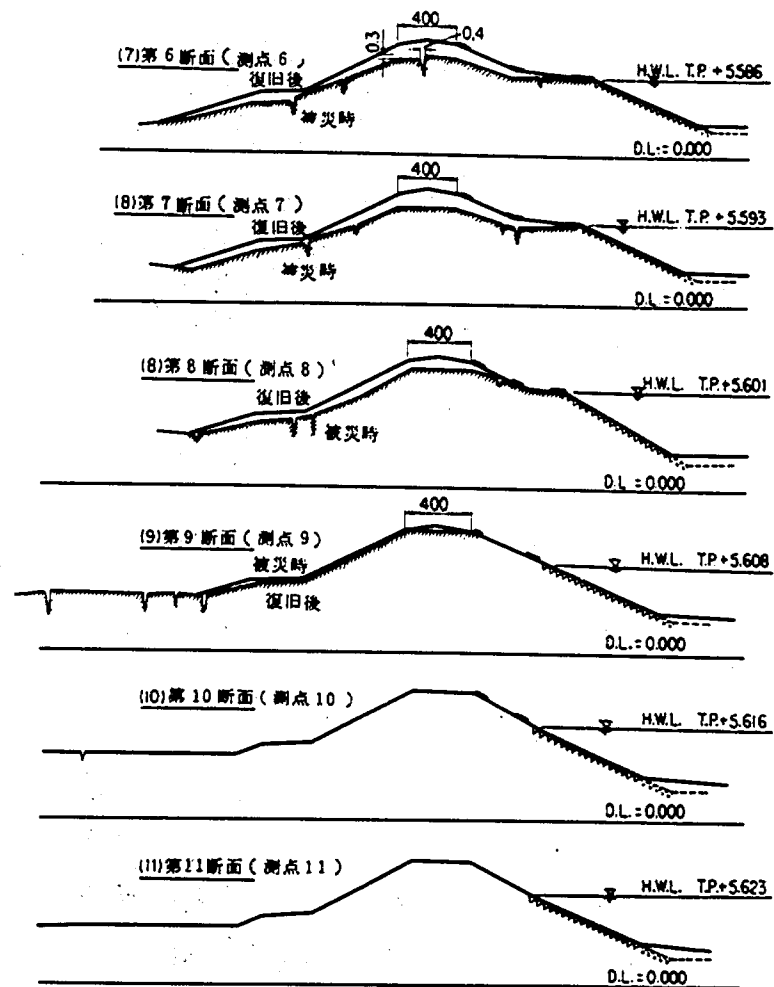


図-4.1.22 種次堤防の被災状況(その2)



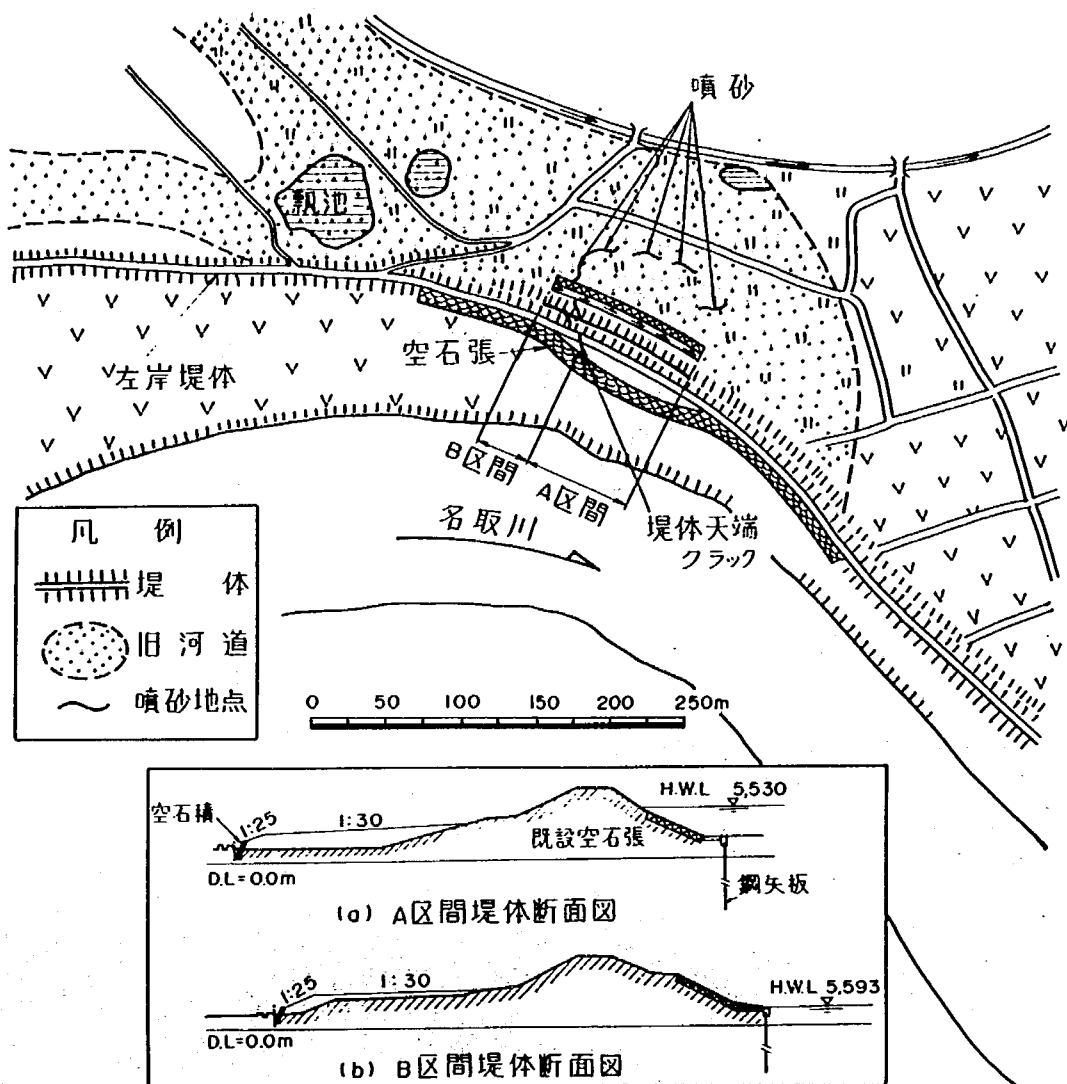


図- 4.1.23 宮城県沖地震（1978年2月）時の液状化状況



写真- 4.1.6 堤防の被災状況

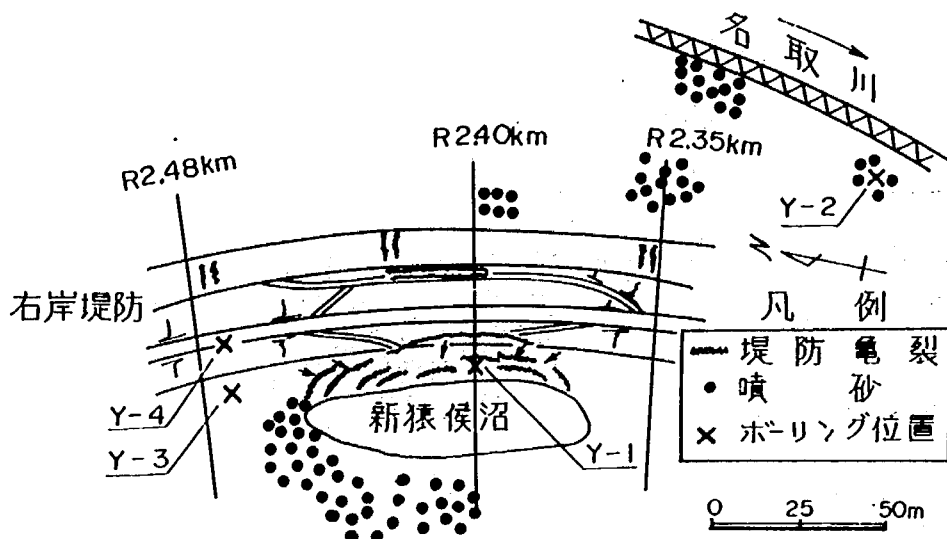


図-4.1.24 液状化状況および地盤調査地点（閑上々堤防）



写真-4.1.7
噴砂状況例（閑上々堤防：Y-2地点）

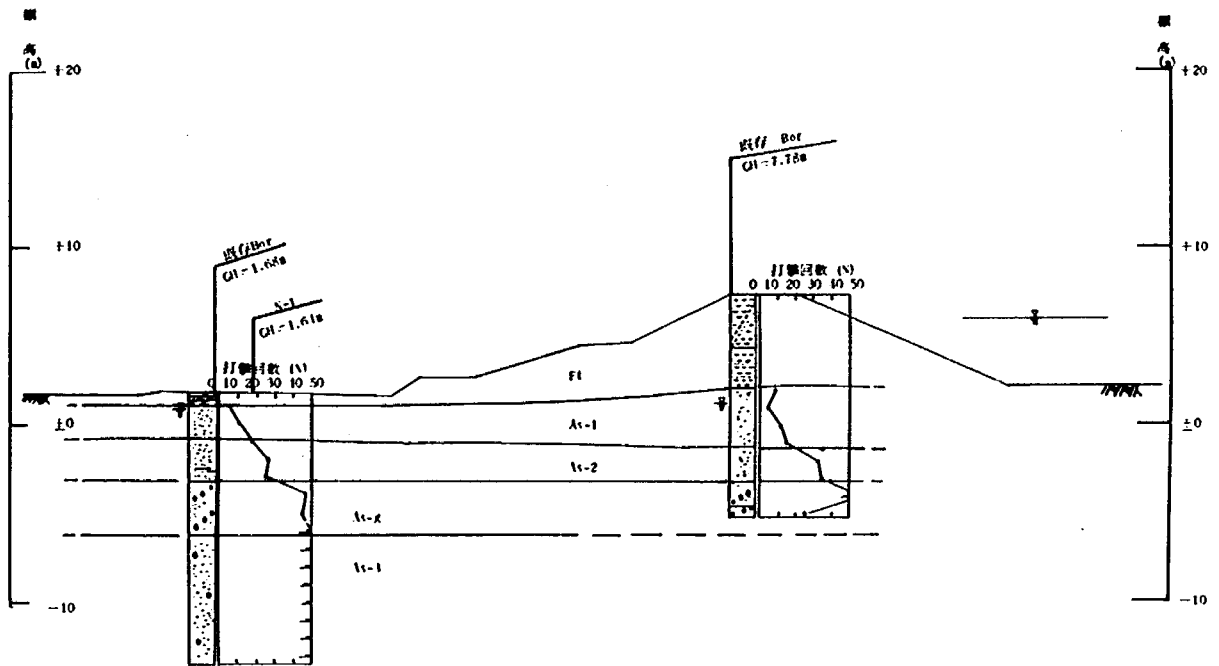


写真-4.1.8
堤体法尻付近の被害状況（閑上々堤防：堤内地）
＜東北地建仙台工事事務所による＞

2. 原位置地盤調査

原位置における調査は、種次地区においては図-4.1.21に示すように、N-1、N-2、N-4（共に堤内地法尻）、N-3（堤内地法肩）およびN-5（堤外地法尻）の5箇所で実施し、一方、閑上上地区では図-4.1.24に示すように、Y-1、Y-3（堤内地法尻）、Y-4（堤内地法肩）およびY-2（堤外地高水敷）の4箇所で実施した。これらの調査箇所の内、N-4、N-5、Y-2は噴砂の確認されている箇所であり、また、N-4、Y-1は堤防の被害地点に相当し、それ以外は噴砂がなく、堤防に被害のみられなかった地点である。土質柱状図およ

(A) N-1 地点



(B) N-2, 3 地点

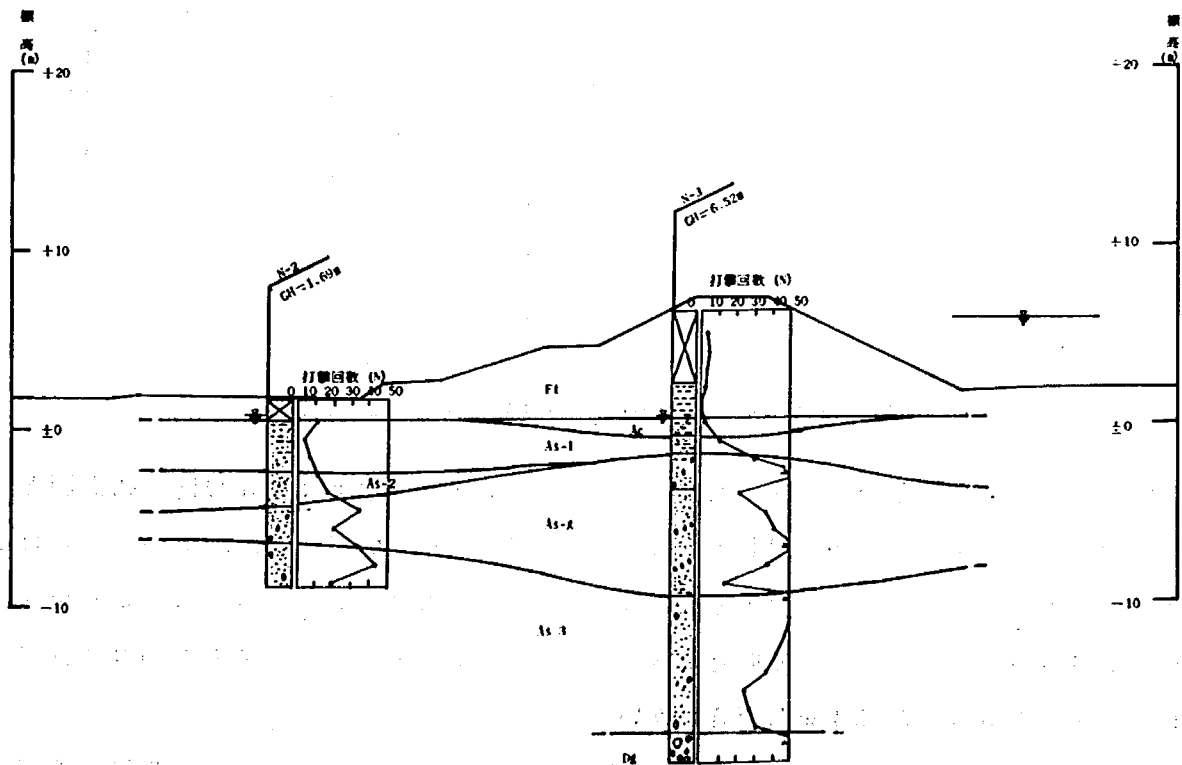


圖-4.1.25 堤防地質断面圖(種次堤防)

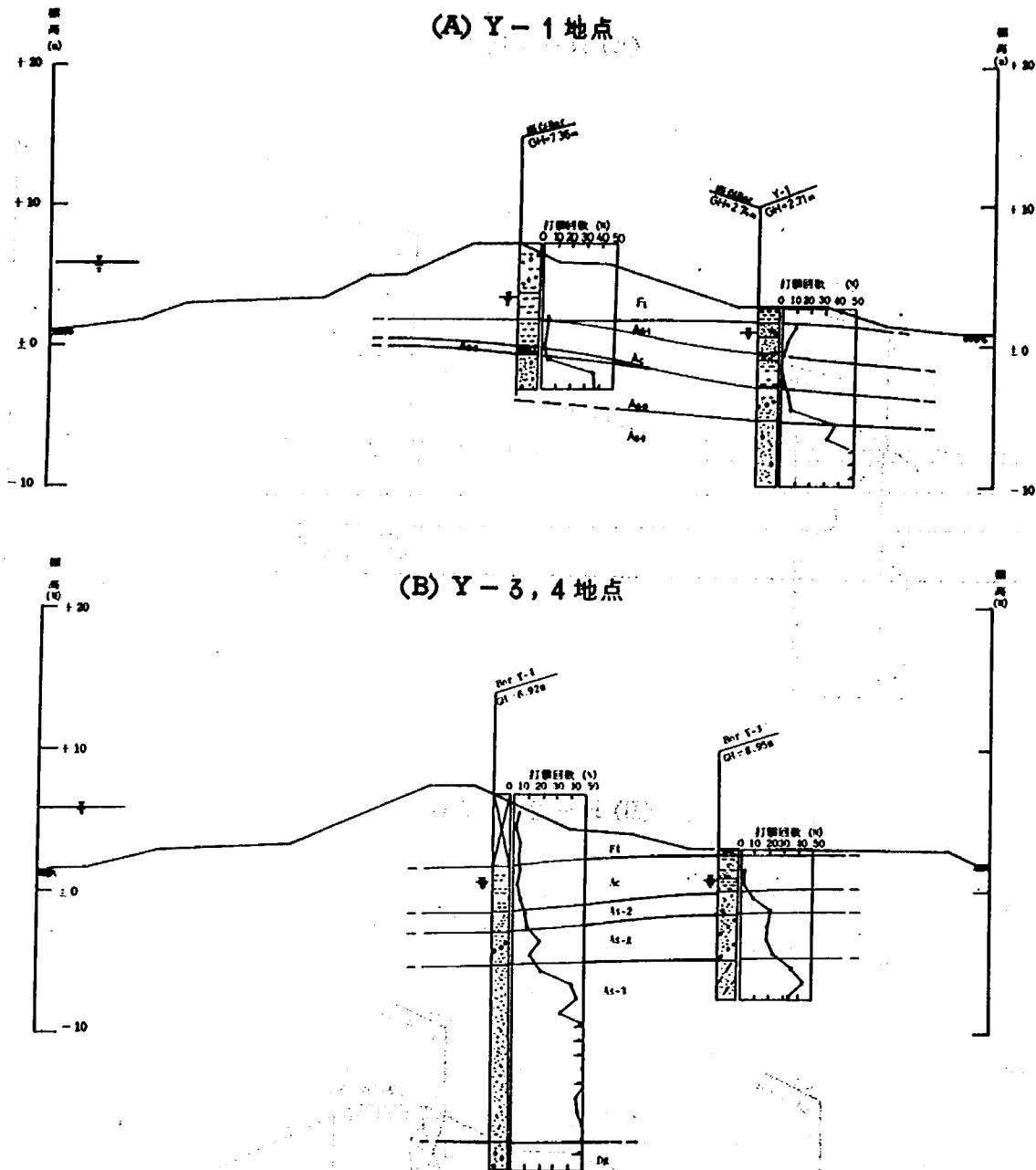
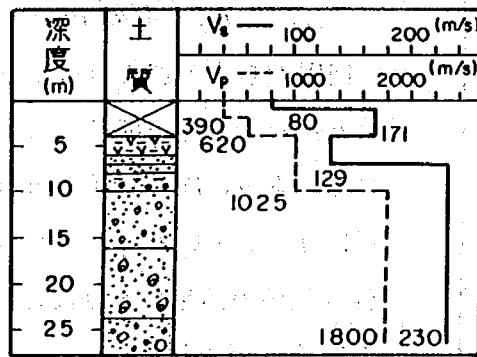


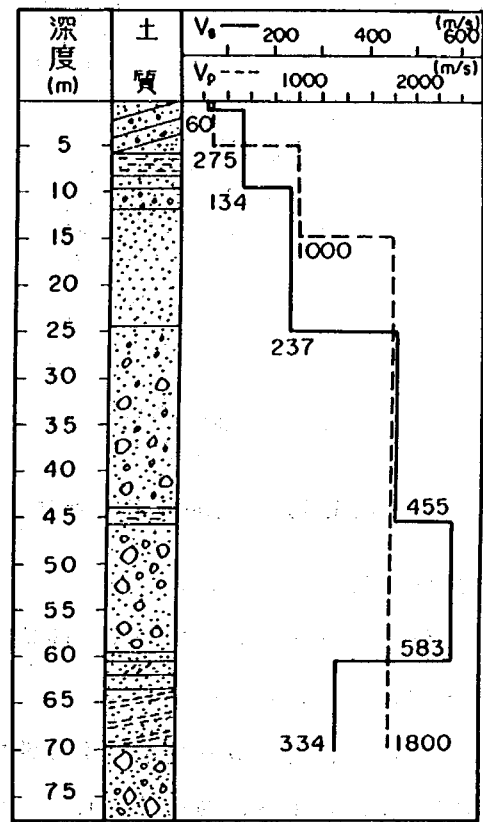
図-4.1.26 堤防地質断面図(関上々堤防)

び標準貫入試験の結果の概要は、既存のボーリングの結果を含めて河川堤防の断面図として、種次地区および関上上地区に対して、各々、図-4.1.25および図-4.1.26のようになる。同図からも明らかなように両地区とも比較的地盤が良好であり、深度6~8(m)以深ではN値が30~50の締まった砂層となっている。なお、ボーリング調査結果の詳細は付属資料の付図-2.3および2.4を参照されたい。

図-4.1.27はN-3およびY-4で実施したP・S検層の結果であるが、両地区ともに深度7~10m程度以深でS波速度(V_s)が230(m/sec)以上となっている。また、図-4.1.28は、地震直後に種次地区および関上上地区で採取した噴砂の粒度分布を示しているが、平均粒径(D_{50})が0.22~0.39(mm)の粒径のそろった砂質土であることがわかる。



(A) 種次地区 (N-3)



(B) 閑上上地区 (Y-4)

図-4.1.27 P・S 検層結果

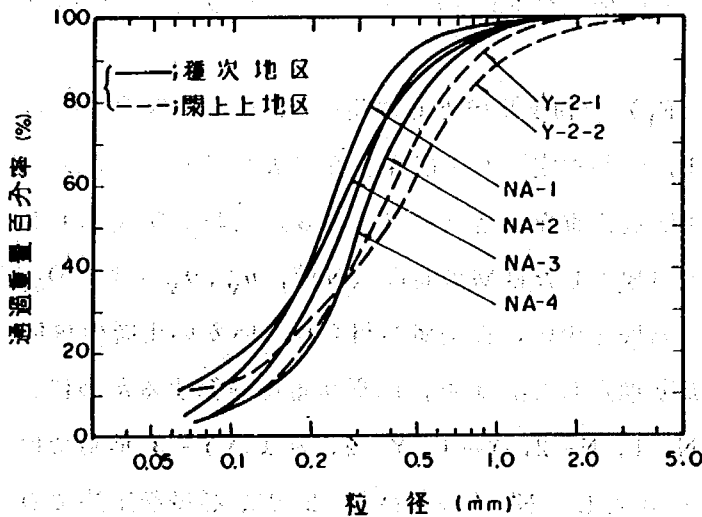


図-4.1.28 噴砂の粒度分布特性

3. 地盤の動的強度

(a) 原位置で採取した不攪乱砂質土に対して室内振動三軸試験を行い、砂質土の動的強度を求めた。ととて定義している砂質土の動的せん断強度については 3.2.2 を参照されたい。試験結果から (4.1.5) の式で定義する DR_L^* と平均粒径 D_{60} との関係を示したのが図-4.1.29 である。

図-4.1.29 は、 DR_L^* と D_{60} の関係を示すグラフである。

$$DR_L^* = R_L \div 0.0042 D_{60}^* \quad (4.1.5)$$

(注) ととに、 R_L : 動的強度 (単位: kg/cm^2)

$D_{60}^* : 21\sqrt{N/(\sigma_v' + 0.7)}$ (単位: mm)

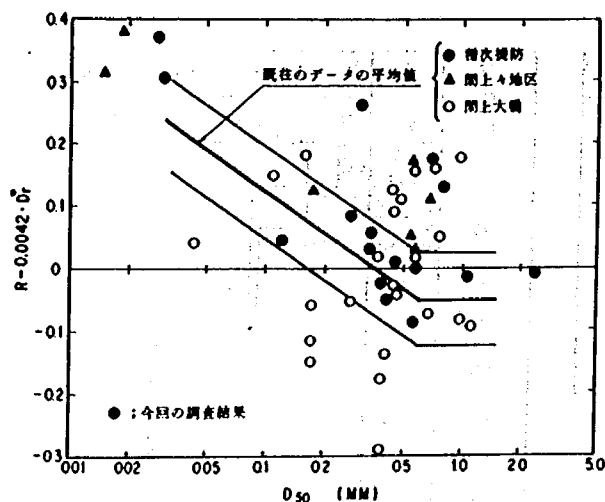


図-4.1.29 動的強度試験結果

N : N値

σ'_v : 有効上載圧 (kg/cm²)

同図から、両調査地点での結果が従来の結果と比較して、一部バラツキが大きくなる試料もあるが、ほぼ同様な傾向を示し平均値付近に分布していることがわかる。なお、動的強度試験の結果の詳細は付属資料の付表-1.14を参照されたい。

4. 地盤の液状化判定方法

原位置地盤調査および物理特性試験の結果に基づいて、当該地点における地盤液状化に関する解析を実施した。

液状化の判定は液状化に対する抵抗率 (F_L) を判定指標として用いた。ここで地盤の動的強度 (R) および地震荷重 (L) の推算は、簡易推定法および詳細推定法を用いている。

簡易判定調査では地盤の動的強度および地震荷重を、各々、(4.1.3)式および(4.1.4)式で推定している。ここで、液状化の判定対象とした砂層の特性 (N値, σ'_v , σ_v および D_{50}) は、原位置地盤調査および物理特性試験の結果を用い、実測値の得られていない土層の単位体積重量と平均粒径の値は表-3.2.2により推定した。また、地震荷重を推算するために必要な最大地面加速度 (a_{smax}) としてはN-1, N-2, Y-1, Y-2, およびY-3 地点では180 gal, 240 gal および300 gal の3レベルとし、N-4 およびN-5 では詳細判定法での重複反射法による地表面加速度の値を用いた。

詳細判定法では、原位置で採取した不攪乱砂試料を用いて実施した室内振動三軸試験の結果から地盤の動的強度を求め、地震荷重は地盤の非線形性を考慮した重複反射理論¹⁶⁸⁾ による地震応答解析から推定した。ここで、解析対象地点はN-1, N-2, N-4, N-5, Y-1 およびY-3 の6箇所であるが、解析のための地盤モデルは地盤調査結果に基づいて図-4.1.30 (A)~(F)のように設定した。同解析では地盤のせん断剛性率 G および減衰定数 h のヒズミ依存性を図-4.1.31 (A)~(F)および図-4.1.32 (A), (B)で設定し等価線形化法で考慮した。また、地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮した堤防の安定解析のための有限要素解析用の地盤モデルは、Y-1 およびY-3, 4 の両地点について図-4.1.33のように設定した。地盤モデルの基礎は深度約65 mの砂礫層 ($V_s=334$ m/sec) に設定した。地震動は同地震で開北橋の地盤(岩盤)上で記録された橋軸直交方向の強震加速度波形 (最大加速度290 gal) を最大加速度150 gal に縮小して入力した。

(A) N-1 地点

層高 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G-T, b-T タイプ	T_1 (1/秒)	全層力 d_s (1/秒)	地下埋込力 d_s -2000(1/秒)	層中央 d_s (1/秒)	層中央 d_s 平均主応力 $p=2 \times 10^4$
070	070	129	C1	170	119	119	040	04
170	100	160	S1	180	160	279	199	153
270	100							
380	110							
500	120	200	S2	180	184	465	571	247
650	150	250	S3	190	270	735	598	599
800	150							
1000	200							
1200	200	250	S4	190	210	1645	1188	292
1400	200							
1600	200							
1811	211							
2200	589							
2400	400	455	S5	200	2150	5293	2218	1812
3200	400							
3600	400							
4161	561							
4700	539							
5200	500	585	S6	200	1550	5293	4543	3029
5661	461	554	C2	190	837	6150	5212	5808
6100	439							
6591	491							

(B) N-2 地点

層高 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G-T, b-T タイプ	T_1 (1/秒)	全層力 d_s (1/秒)	地下埋込力 d_s -2000(1/秒)	層中央 d_s (1/秒)	層中央 d_s 平均主応力 $p=2 \times 10^4$
120	120	129	C1	170	204	204	102	048
240	140	160	S1	180	224	428	516	211
400	140							
600	200	180	S2	180	160	588	508	359
800	200	250	S3	190	180	768	678	452
1000	200	250	S4	190	969	1757	1255	855
1200	200							
1400	200							
1600	200							
1877	277							
2300	425	455	S5	200	2150	5887	2812	1875
2700	400							
3100	400							
3500	400							
4027	527							
4500	475	585	S6	200	1500	5387	4637	3091
5000	500							
5527	527							
6000	415	554	C2	190	837	6224	5806	5871
6457	457							

(C) N-4 地点

層高 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G-T, b-T タイプ	T_1 (1/秒)	全層力 d_s (1/秒)	地下埋込力 d_s -2000(1/秒)	層中央 d_s (1/秒)	層中央 d_s 平均主応力 $p=2 \times 10^4$
050	050	100	C1	170	085	085	045	028
145	095	135	S1	180	304	589	237	158
240	095							
335	095							
430	095	250	S3	190	355	722	556	371
555	125							
676	125							
800	125	250	S4	190	210	1632	1177	785
1002	202							
1204	202							
1407	202							
1609	202							
1811	202	455	S5	200	2346	5978	2805	1870
2280	469							
2749	469							
3219	469							
3688	469							
4157	469	585	S6	200	1500	5478	4728	3152
4657	500							
5157	500							
5657	500	554	C5	190	837	6115	5897	5851
6122	465							
6587	465							
BASE		585		20				

(D) N-5 地点

層高 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G-T, b-T タイプ	T_1 (1/秒)	全層力 d_s (1/秒)	地下埋込力 d_s -2000(1/秒)	層中央 d_s (1/秒)	層中央 d_s 平均主応力 $p=2 \times 10^4$
130	130	150	S0	18	234	234	117	078
220	090	150	S1	180	216	450	542	228
310	090							
400	090							
535	135	190	S3	190	477	927	689	459
665	135							
798	135							
930	135	250	S4	190	293	1220	1324	885
1106	176							
1282	176							
1459	176							
1635	176							
1811	176	455	S5	200	2592	4112	2916	1944
2289	478							
2748	478							
3246	478							
3725	478							
4205	478	585	S6	200	1500	5612	4842	3241
4705	500							
5205	500							
5705	500	554	C5	190	837	6449	6051	6021
6188	465							
6655	465							
BASE		585		20				

図-4.1.30 地盤の地震応答解析のためのモデル(重複反射法)(その1)

(E) Y-1 地点

深度 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	0-7.5m 平均	γ (γ/m^3)	せん断力 $\Delta\sigma$ (t/m^2)	せん断力 σ_v (t/m^2)	せん断力 σ_v $p = \frac{2}{3} \sigma_v$ (t/m^2)
100	100	154	C1	165	170	085	057
200	100	155	B1	180	(350) 180	240	175
350	150	155	B2	180	(454) 180	402	248
450	120	154	C1	160	(592) 156	525	349
560	110						
680	120	150	B3	180	(284) 172	608	459
800	120						
1000	200						
1200	200						
1400	200						
1600	200	275	B4	190	(1893) 1109	1559	893
1800	200						
2032	252						
2400	568						
2800	400	455	B5	200	(3893) 2100	2845	1862
3200	400						
3600	400						
4152	552						
4600	468						
5100	500	583	B6	200	(5495) 1500	4745	3162
5652	552						
6100	468	534	C2	190	(6350) 637	5212	3841
6562	462						

(F) Y-3 地点

深度 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	0-7.5m 平均	γ (γ/m^3)	せん断力 $\Delta\sigma$ (t/m^2)	せん断力 σ_v (t/m^2)	せん断力 σ_v $p = \frac{2}{3} \sigma_v$ (t/m^2)
280	280	154	C1	160	448	224	149
450	170	185	B1	180	154	516	344
600	150	195	B2	180	254	212	475
770	170						
1000	250						
1200	200						
1400	200	257	B3	190	1155	1418	945
1600	200						
1800	200						
2055	255						
2400	347						
2800	400	455	B4	200	2100	5045	2050
3200	400						
3600	400						
4155	555						
4600	447						
5200	600	583	B5	200	1500	4845	5250
5655	455						
6100	447	554	C2	190	857	6014	4009
6585	485						

図-4.1.30 地盤の地震応答解析のためのモデル(重複反射法)(その2)

5. 地盤の地震応答解析結果

地盤の地震応答解析の結果のうち、6.3.2で堤防の安定解析を実施する開上上地区における地盤の応答加速度分布およびせん断力分布について、有限要素法による計算結果を示す。

図-4.1.34および図-4.1.35は、各々図-4.1.33の地盤モデルでの地盤の応答最大加速度分布および発生最大せん断応力分布の計算結果である。加速度分布結果によれば、Y-1およびY-3、4断面での堤防天端での最大加速度は、各々290 galおよび350 galであり、地盤内の加速度の値も、堤防被害のあったY-1断面の方が小さくなっている。しかしながら、最大せん断応力では逆にY-1断面の方がY-3、4断面より大きな値を示しており、特に堤内地側の法尻付近でのせん断応力が高くなっている。6.3.2では最大せん断応力分布に基づいて F_L の算定を行い、過剰間隙水圧の発生量を推定しているが、両地点における図-4.1.35のせん断応力の分布の差が過剰間隙水圧の発生量の差異の一要因となっている(6.3.2参照)。

6. 地盤液状化の判定結果

図-4.1.36および図-4.1.37はそれぞれ種次地区および開上上地区における土質柱状図、N値、平均粒径 D_{50} および液状化に対する抵抗率(F_L)の計算結果の深度分布を要約したものである。同図中でN-1、N-2およびY-3は噴砂の見られていない地点(非液状化地点)

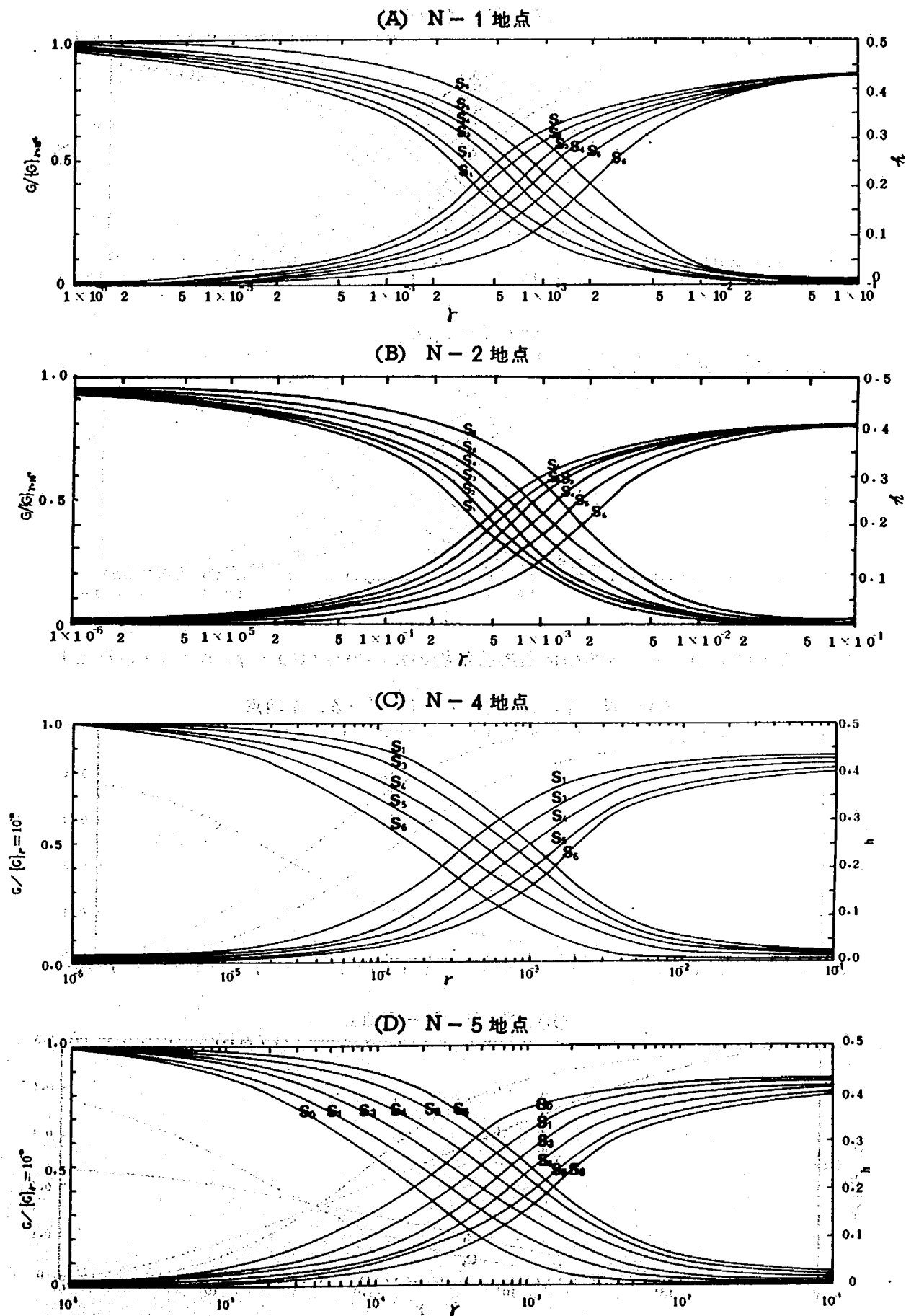


図-4.1.31(その1) 地盤の地震応答解析のための $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ (砂質土)

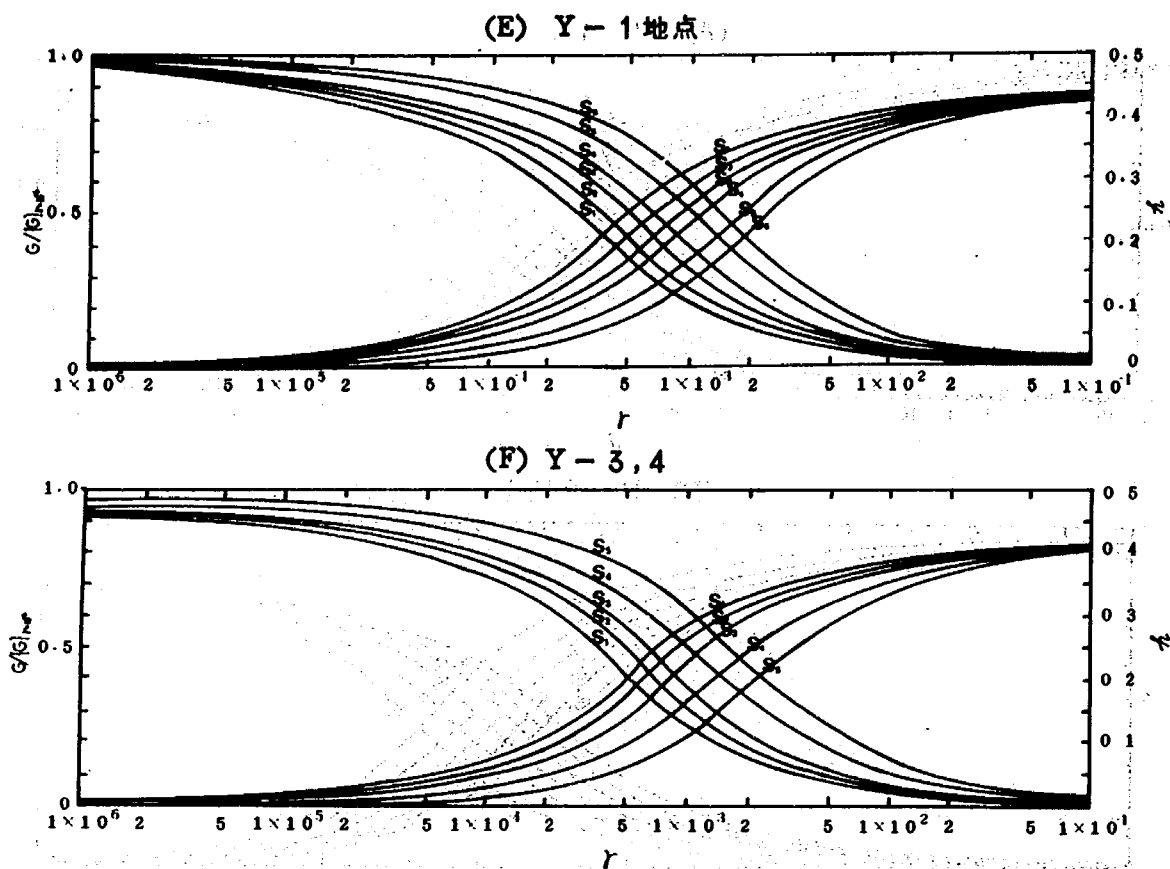


図-4.1.31(その2) 地盤の地震応答解析のための $G/Go \sim r$, $h \sim r$ (砂質土)

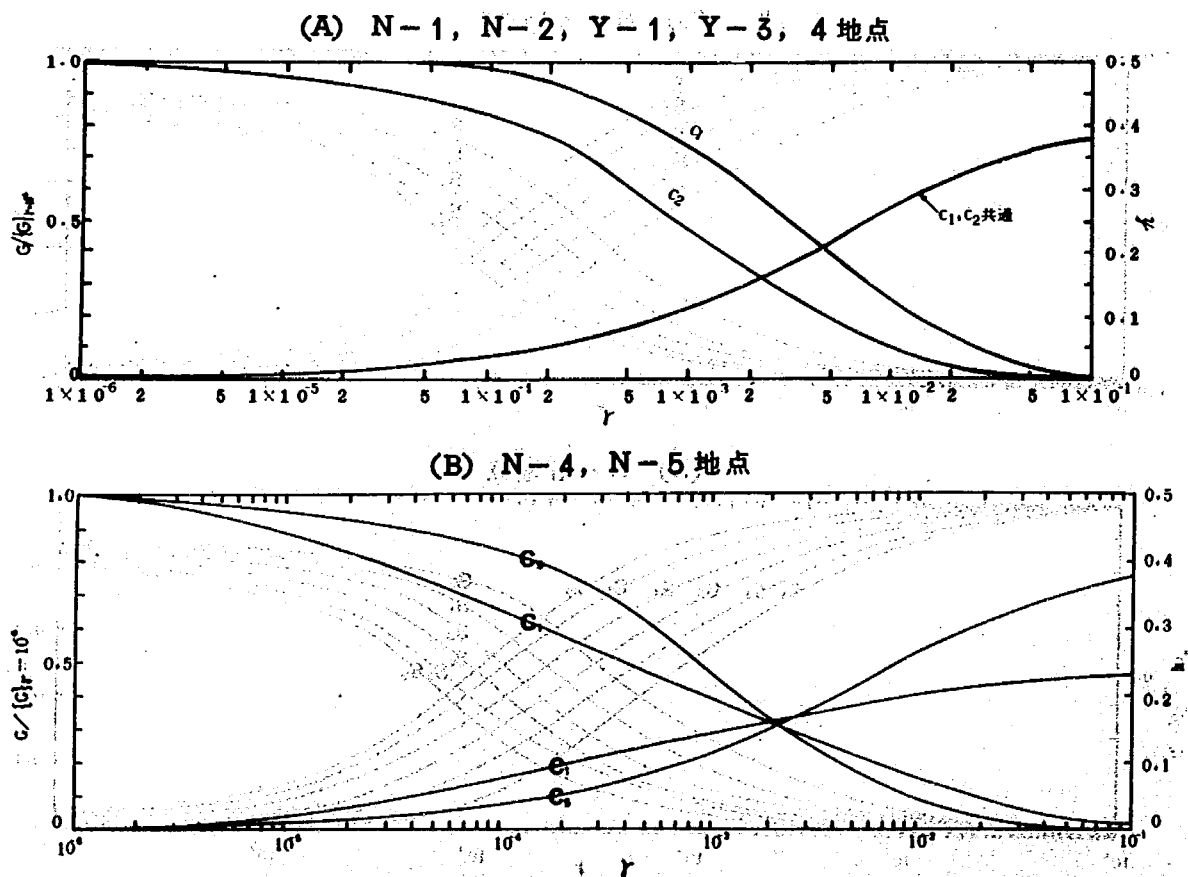
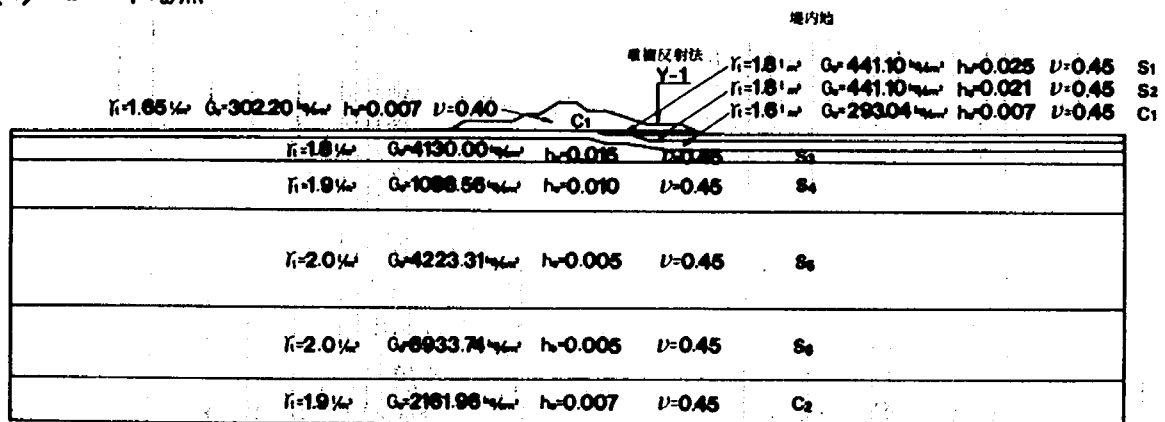


図-4.1.32 地盤の地震応答解析のための $G/Go \sim r$, $h \sim r$ (粘性土)

(A) Y-1 地点



(B) Y-3, 4 地点

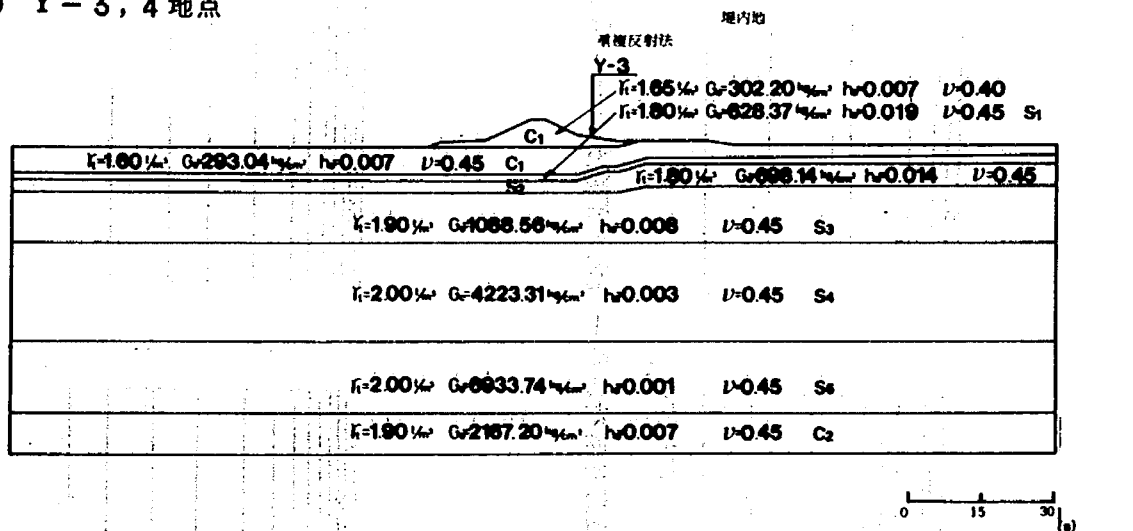


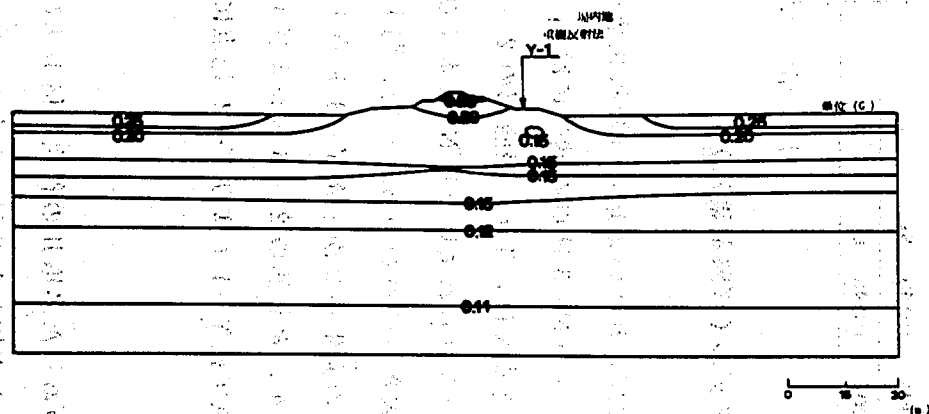
図-4.1.33 地盤の地震応答解析のモデル(有限要素法)

であり、N-4、N-5、Y-1 および Y-2 は噴砂が確認されている地点（液状化地点）である。そして、種次地区の N-1 および N-2 地点と N-4 および N-5 地点の結果には F_L の深度分布に差異がみられ、噴砂のあった N-4 および N-5 地点では、各々、表層部の 2～5 m および 3～7 m で $F_L < 1.0$ となっているのに対して、噴砂の見られていない N-1 および N-2 地点では N-4 および N-5 地点に比較して F_L の値が大きいのがわかる。一方、閑上上地区においても噴砂のあった Y-1 および Y-2 地点と噴砂の発生がなかった Y-3 地点との結果にも明確な差があり、Y-1 および Y-2 地点では、各々、表層部の 2～8 m および 1～6 m の範囲で $F_L < 1.0$ となっているのに対して、Y-3 地点では Y-1 および Y-2 地点に比較して F_L の値は大きい。

7. まとめ

1978 年宮城県沖地震において河川堤防に被害のあった名取川の種次地区および閑上上地区において、周辺地盤の耐震性に関する詳細な調査を実施した結果から次の知見を得た。

(A) Y-1 地点



(B) Y-3,4 地点

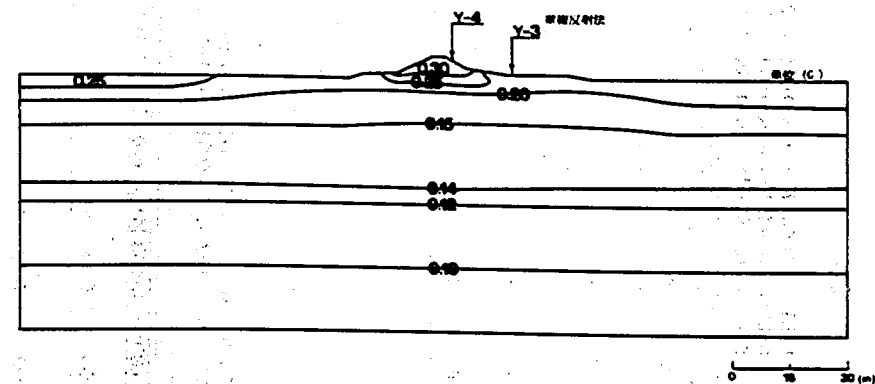
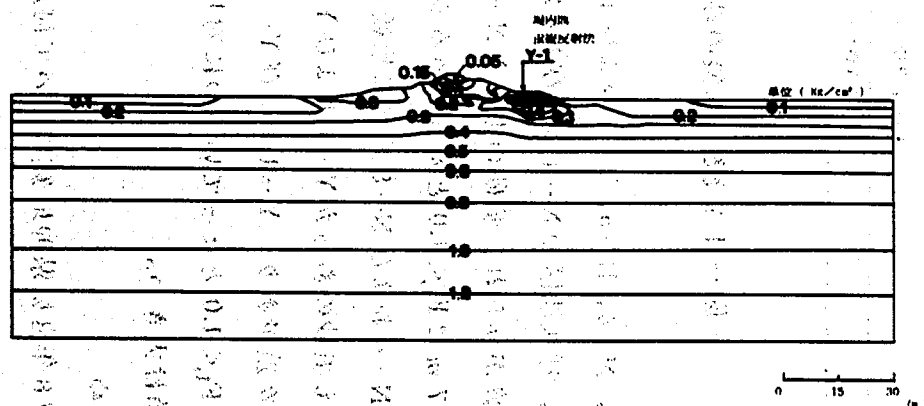


図-4.1.34 地盤の地震応答解析結果—最大加速度分布—(有限要素法)

(A) Y-1 地点



(B) Y-3,4 地点

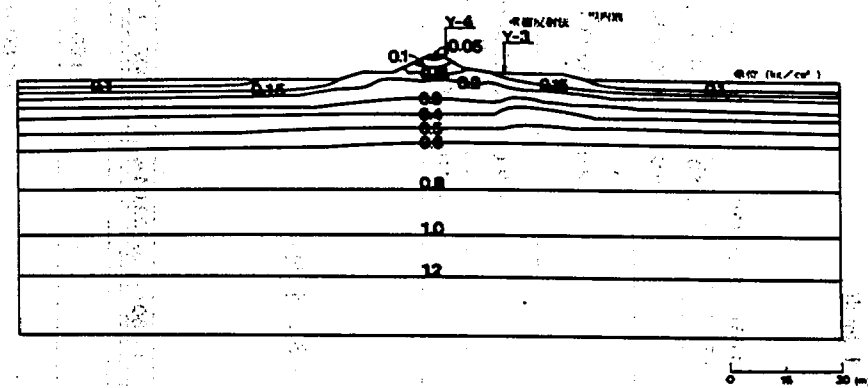


図-4.1.35 地盤の地震応答解析結果—最大せん断応力分布—(有限要素法)

(A) 非液状化地点 (N-1, N-2)

(B) 液状化地点 (N-4, N-5)

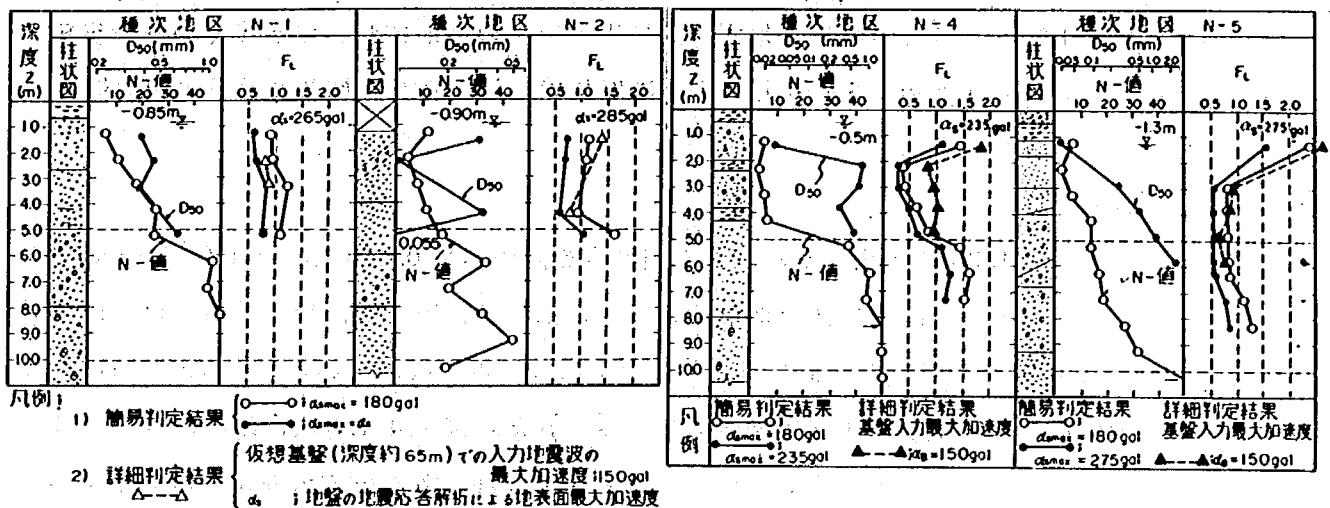


図 - 4.1.36 種次地区における液状化の判定結果

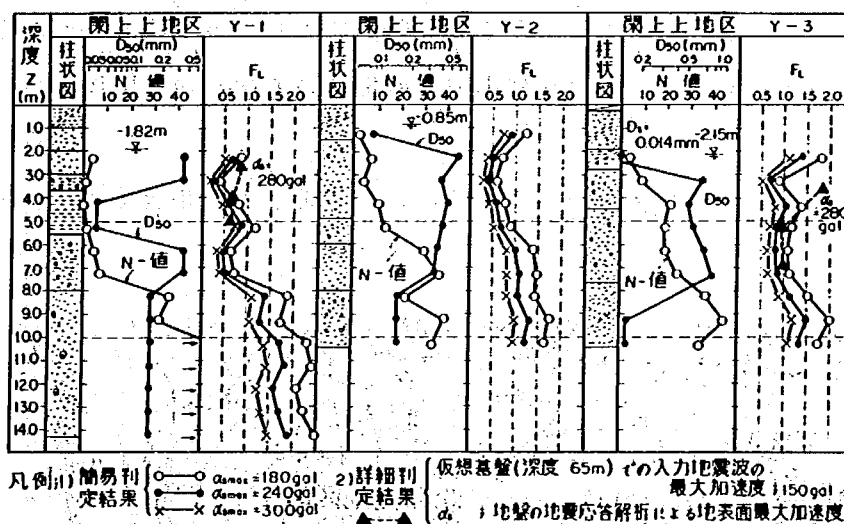


図 - 4.1.37 閑上々地区における液状化の判定結果

- (1) 地盤の液状化の判定のための液状化抵抗率 (F_L) は、閑上大橋における調査結果¹²²⁾と同様に地震時の噴砂現象との対応がよく、地盤の液状化判定のための指標として有効である。つまり、種次・閑上上両地区の液状化 (= 噴砂) 地点および非液状化地点における地盤の耐震性調査結果には差異があり、液状化地点の F_L 値は非液状化地点のそれより小さい。
- (2) 液状化に対する抵抗率から、種次地区の液状化地点 N-4 および N-5 においては、各々、表層部の 2 ~ 5 m および 3 ~ 7 m 付近の砂層で液状化が発生したと推定される。また、閑上上地区における液状化地点 Y-1 および Y-2 では、各々、表層部の 2 ~ 8 m および 1 ~ 6 m の砂層で液状化が発生したと推定される。
- (3) 種次および閑上上両地区における河川堤防被害部および無被害部での液状化に対する抵抗率、過剰間隙水圧の発生および堤防の安定性には差異があり、被害地点の方が地盤の液状化による影響が大きかったと考えられる (6.3.2 参照)。

なお、地盤液状化が河川堤防に及ぼす影響に関する検討は 6.3 で行っている。

4.1.5 北和淵堤防における地盤の耐震性調査^{130),131)}

北和淵地区では1978年6月宮城県沖地震の際に旧河道上の畑地において数多くの噴砂現象がみられた。²⁾ 同地点では昭和55年6月～7月に原位置地盤調査を実施し、地盤の耐震性に関する詳細調査を行った。

1. 調査地点概要

調査地点は図-4.1.38に示すように旧北上川の合流点から約0.8km上流の江合川右岸の堤防およびその周辺部である。当地区の地形は丘陵地、旧河道、旧川徴高地で特徴づけられる。旧河道は0k800付近から山すそをかすめて旧北上川合流点に抜けている。この旧河道において宮城県沖地震の際、亀裂および噴砂が数多くみられた。図-4.1.39は噴砂の分布およびボーリング調査地点の概要を示す。また、写真-4.1.9は、各々堤内地および堤外地での噴砂状況例である。

当地区の被害の特徴は、旧河道跡で多くの噴砂が発生しているにもかかわらず堤防の被害はほとんどないというもので、わずかに旧道上の堤防のり面、のり尻に小さなクラックが入った程度である。

これらの被害状況および原因を調べるために、被害地点と無被害地点において原位置地盤

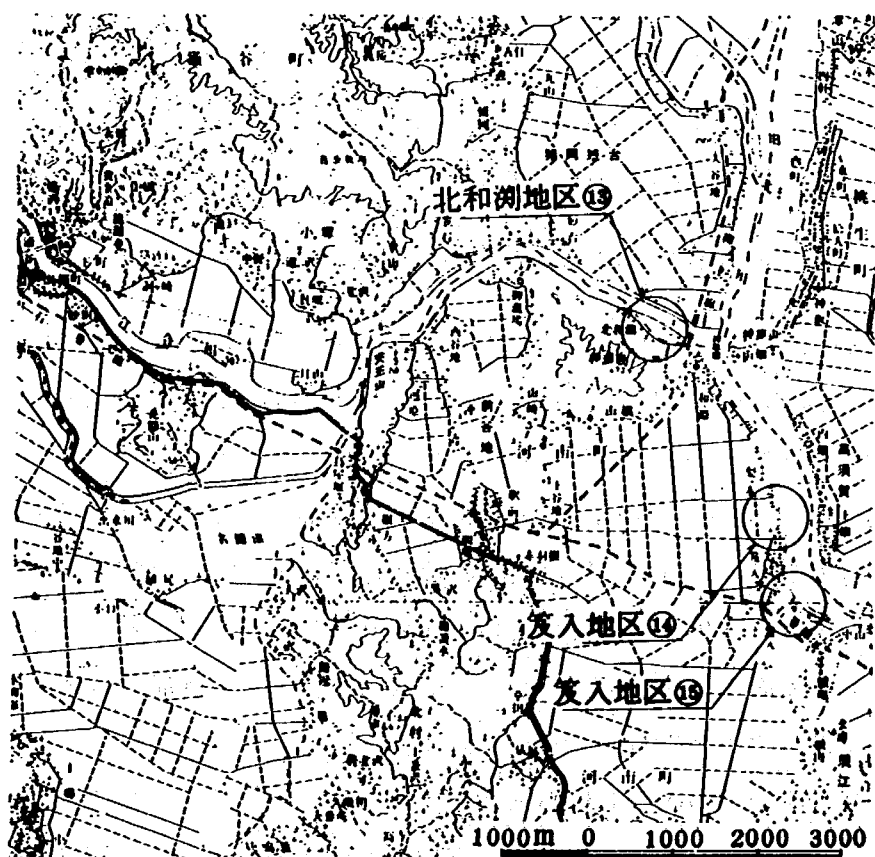
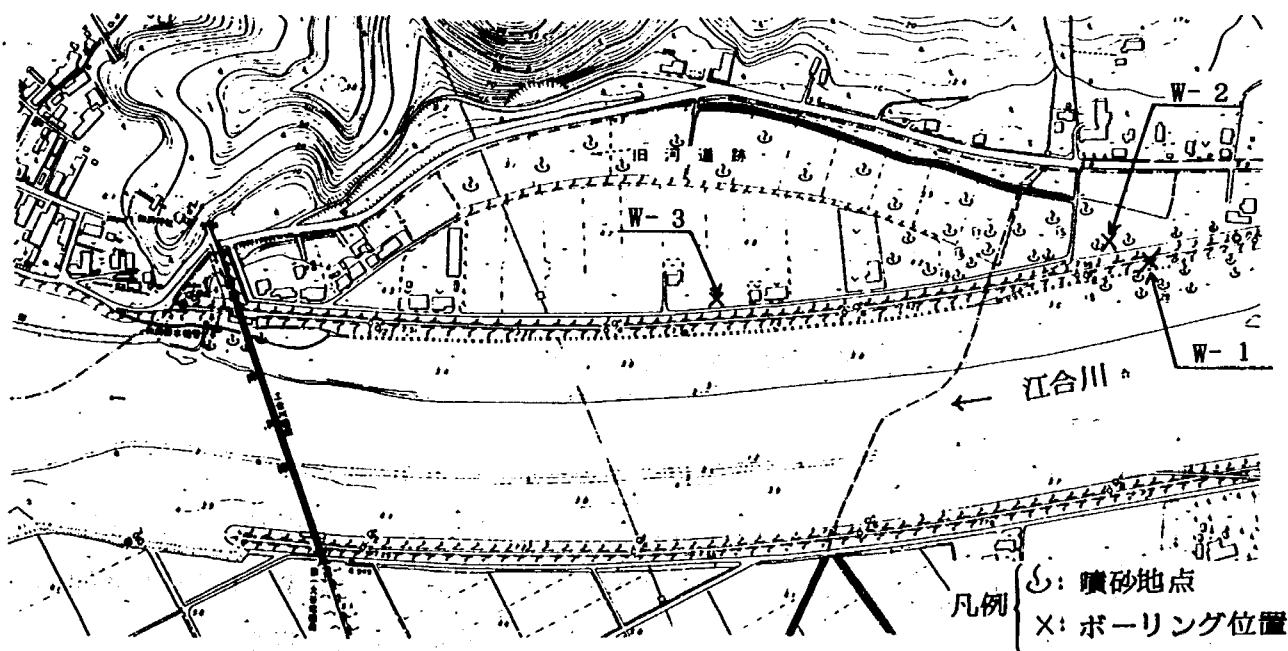


図-4.1.38 調査地点位置図

調査（ボーリング，標準貫入試験，不攪乱試料採取，P S 検層），室内土質試験（物理，力学試験および動的試験），および地盤の地震応答解析を行い，これらの結果に基づいて同調査地点の地盤の液状化に関する詳細な検討を実施した。



写真－ 4. 1. 9 堤内地における噴砂例



図－ 4. 1. 39 液状化状況および地盤調査地点

2. 原位置地盤調査

図－ 4. 1. 39 に示すように W-1（旧河道上堤防天端），W-2（旧河道上堤防のり尻付近）および W-3（無被害地点）の 3 地点においてボーリング調査を行った。今回のボーリング結果と既存資料をもとに堤防断面図を作成したものが図－ 4. 1. 40 (A) および (B) である。なお，ボーリング調査結果の詳細は付属資料の付図－ 2. 5 を参照されたい。

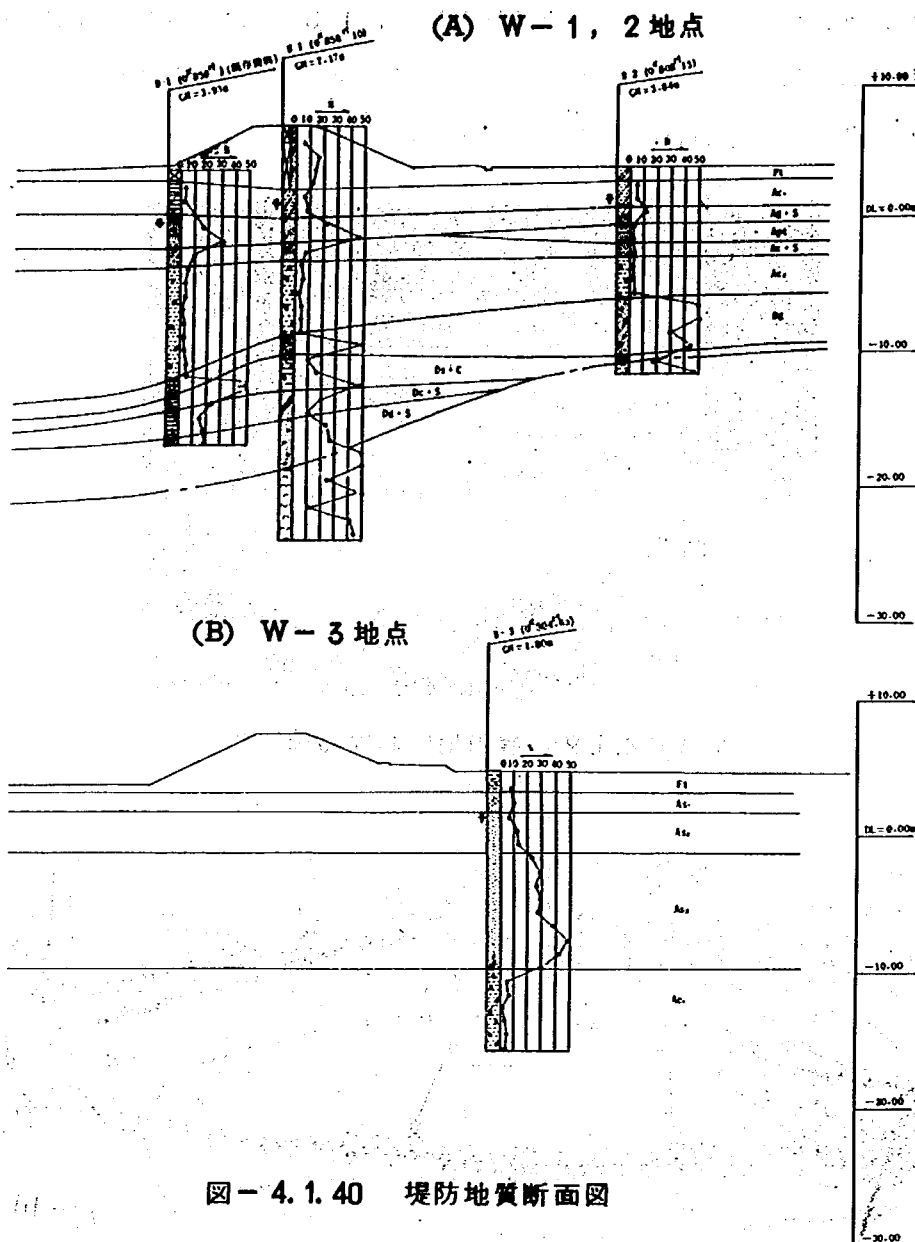
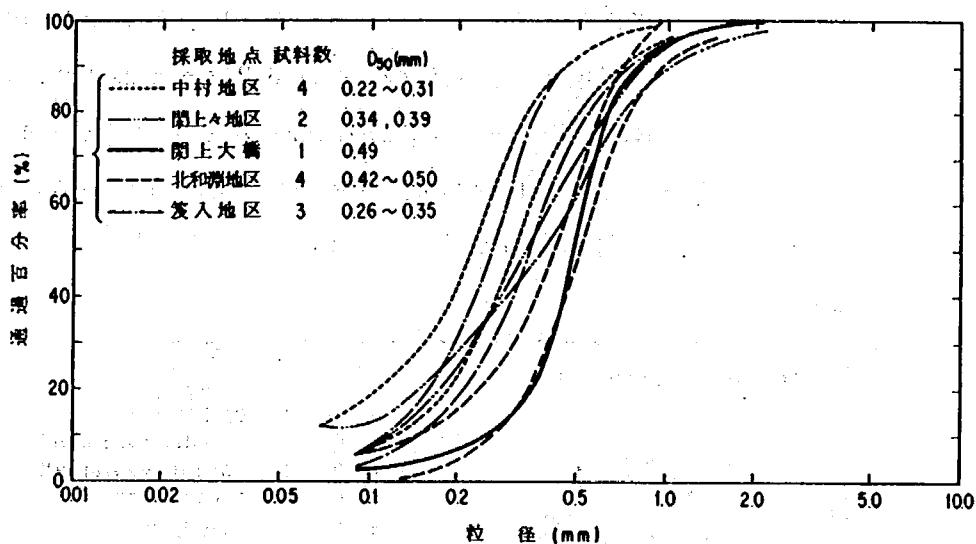


図-4.1.40 堤防地質断面図

原位置地盤調査結果から当地区の土層構成および地質の特徴をまとめると次の通りである。

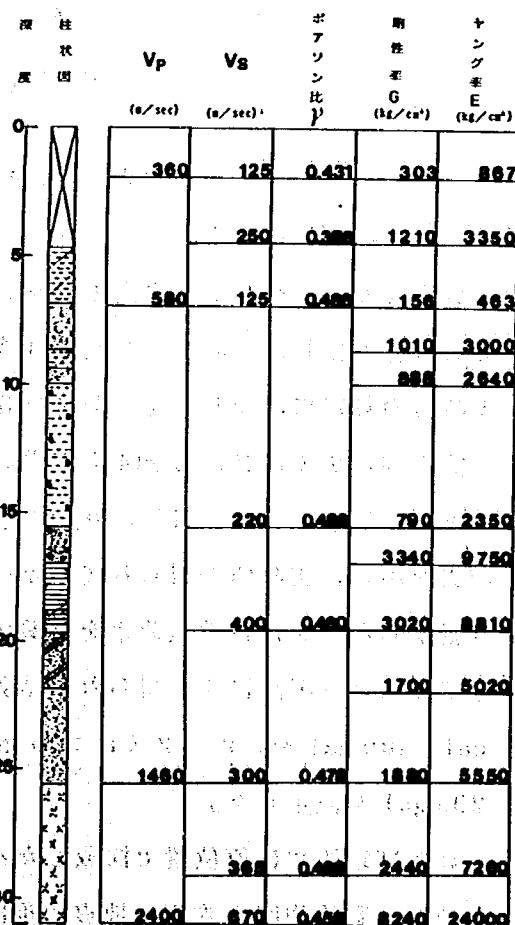
- (1) 基盤は、付近の丘陵地の露頭にみられる第三紀凝灰岩類であり、丘陵地から江合川に向かって傾斜している（最大傾斜度は約 19° である）。なお、基盤面はW-1でG.L.3 0.6 m, W-2で-1 8.4 m, W-3では確認されていないが-2 8 m程度と推定される。
- (2) 基盤層の上に洪積の締った砂れきと硬い粘土が互層を成し、さらにその上に沖積の軟らかい粘性土および砂質土が堆積している。沖積層の厚さは場所によって異なり、W-1, 2地点では1 0 m程度（うすい砂層と貝ガラ混りのシルト層）でN値は1 0以下である。またW-3地点では砂層が1 0 m以上続くが、深度方向にN値が漸増し、6 m以深はN値3 0程度とよく締っている。

また、図-4.1.41に地震直後に当地区で採取した噴砂の粒度分布を他の地点の結果と併記して示すが、当地点の噴砂の平均粒径 D_{50} は0.4 2～0.5 0 mmであり中砂～粗砂で



図—4.1.41 噴砂の粒度分布

あることがわかる。同図には今回の3地点の粒度試験結果より特に噴砂の粒度分布の範囲に属するもの(W-2地点の3~4mの砂層とW-3地点の6m以下の砂層)を併記した。このうちW-3地点の6m以下の砂層はN値30以上と締まっているので液状化は起こらないと考えられるので、これらの結果からW-2地点付近では3~4mの砂層が液状化し、噴砂となって地表に現れたのではないかと推察される。さらに、図—4.1.42は、W-1地点において行ったP.S検層の結果である。



図—4.1.42 P.S検層結果(W-1)

3. 地盤の動的強度

原位置で採取した不攪乱砂質土に対して室内振動三軸試験を行い、砂質土の動的強度を求めた。ここで定義している砂質土の動的せん断強度については3.2.2を参照されたい。試験結果から(4.1.5)式で定義する ΔR_d^* と平均粒径 D_{50} との関係を示したのが図-4.1.43である。

同図から、当地区の結果は従来のもものと比較して大きめの値を示していることがわかる。なお、動的強度試験の結果の詳細は付属資料の付表-1.15を参照されたい。

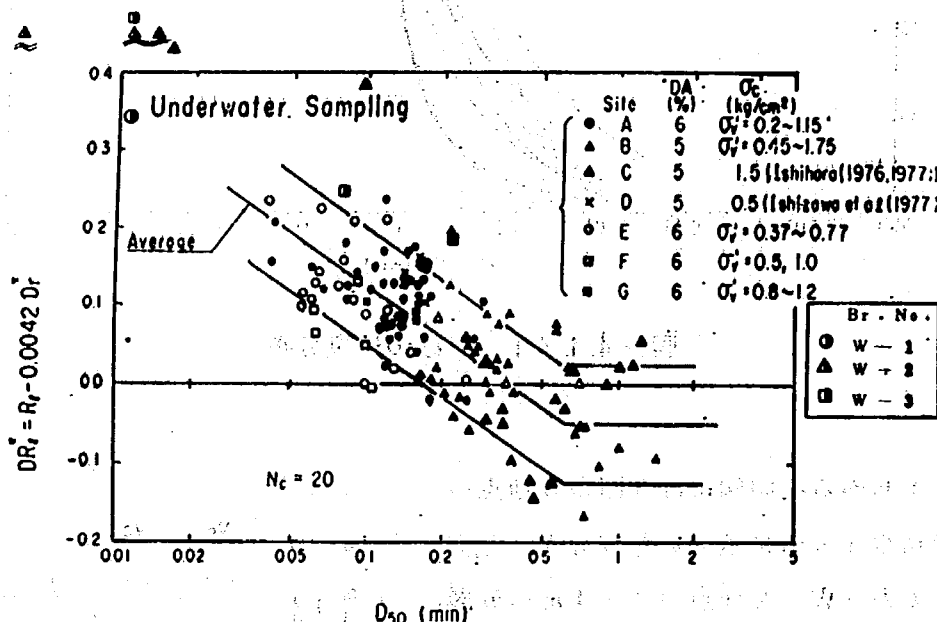


図-4.1.43 動的強度試験結果

4. 地盤の液状化判定手法

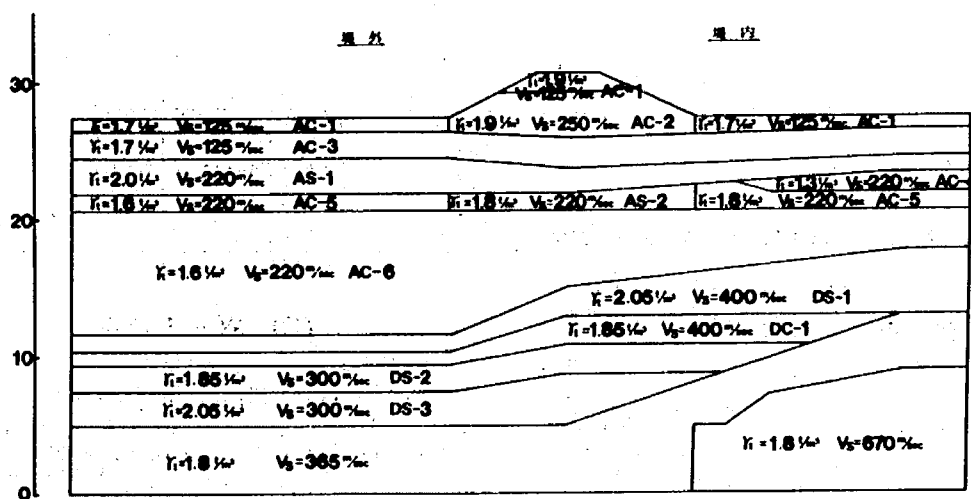
原位置地盤調査および室内土質試験の結果に基づいて当該地点における地盤液状化に関する解析を実施した。液状化の判定は液状化抵抗率 F_L を判定指標として用いた。ここで R および L の算定には簡易判定法および詳細判定法を用いている。

簡易判定法では R 、 L を(4.1.3)式および(4.1.4)式で推定している。ここで液状化の判定対象とした砂層の特性(N 値、 σ'_v 、 σ_v および D_{50})は、原位置地盤調査および物理特性試験の結果を用い、実測値の得られていない土層の単位体積重量と平均粒径の値は表-3.2.2により推定した。また、地震荷重を推算するために必要な最大地表面加速度(α_{smax})は詳細判定法で重複反射法により得られる地表面加速度の値を参考にして、W-1では235 gal, 295 gal, 400 galを、W-2では205 gal, 295 gal, 400 galを、W-3では205 gal, 235 gal, 295 galを設定した。

詳細判定法では原位置で採取した不攪乱試料を用いて実施した室内振動三軸試験の結果から地盤の動的強度を求め、地震荷重は地盤の非線形性を考慮した有限要素法による地震応答解析から推定した。地震応答解析の対象地点はW-1, 2地点とW-3地点の2断面で、解析に用いた地盤モデルは図-4.1.44 (A)および(B)に示すとおりである。同解析ではせん断変形係数 G および減衰定数 h のひずみ依存性を考慮したが、それらの設定は文献(125), (126),

150) および151)に従い, 等価線形化法により計算した。入力波形は, 各断面をそれぞれ重複反射法 (SHAKE)¹⁶⁸⁾ により, 同地震で開北橋露頭岩盤上で記録された強震記録 (LG: 192 gal) に対し, 130 gal に振幅調整を行った波形を基盤層 [W-1, 2: 深度(堤防天端から) 3.06 m, W-3: 深度(堤防天端から) 37.9 m] に Out Cropping した際の基盤での応答波形を用いた (図-4.1.45 参照)。なお, 重複反射法による解析のために設定した各地点の地盤モデルは図-4.1.46 のようである。

(A) W-1, 2 地点



(B) W-3 地点

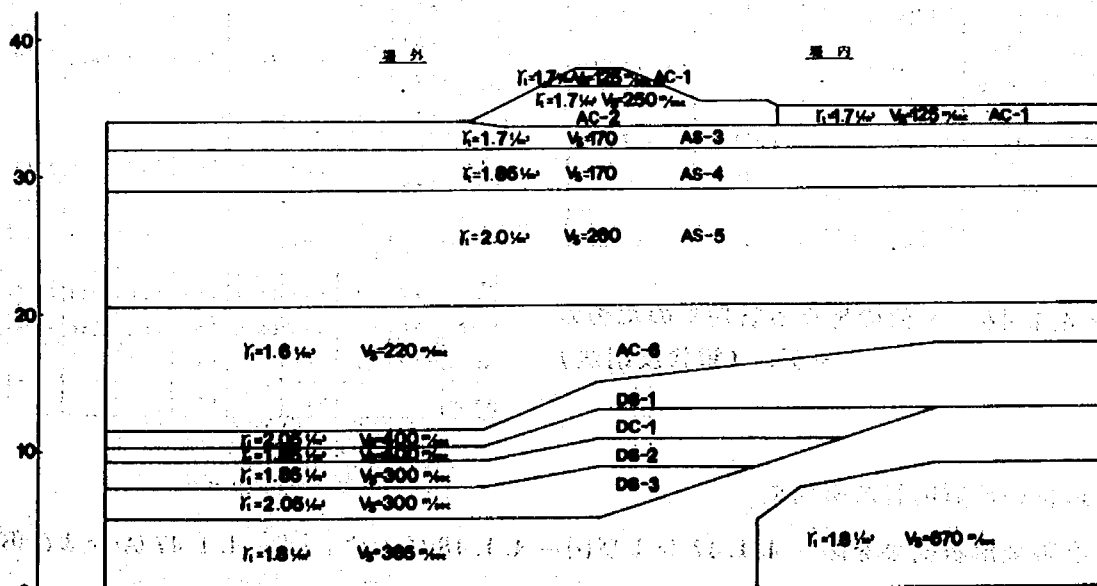


図-4.1.44 地盤の地震応答解析のためのモデル (有限要素法)

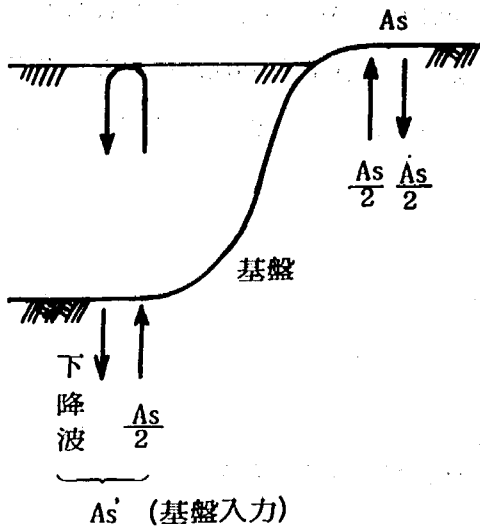


図-4.1.45 重複反射法のための基盤入力法

(A) W-1 地点

地 点 W-1									
土質	深度 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G~T h~f タイプ	τ (t/m)	各層応力 $\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層下端 応力 $\sigma_v = \sum \Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層中央 応力 σ_v (t/m ²)	層中央有効平均 主応力 $P = \frac{1}{3}\sigma_v$ (t/m ²)
盛土	1.4	1.4	125	AC-1	1.9	2.66	2.66	1.33	0.89
	3.2	1.8	250	AC-2	1.9	6.27	893	5.80	3.87
	4.7	1.5							
砂泥りシルト	6.9	2.2	125	AC-3	1.7	3.74	1267	1080	7.20
硬泥りシルト	8.7	1.8	220	AS-1	2.05	1.89	1456	1362	9.08
シルト質砂	10.0	1.3	220	AS-2	1.8	1.04	1560	1508	10.05
貝ガラ泥りシルト	11.6	1.6	220	AC-6	1.6	3.36	1896	1728	11.52
	13.6	2.0							
	15.6	2.0							
砂 礫	17.7	2.1	400	DS-1	2.05	2.21	2117	2007	13.38
硬泥り砂質粘土	19.7	2.0	400	DC-1	1.85	1.70	2287	2202	14.68
粘土質砂	21.8	2.1	300	DS-2	1.85	1.79	2466	2377	15.85
硬泥り砂	25.6	3.8	300	DS-3	2.05	3.99	2865	2666	17.77
凝灰岩	30.6	5.0	365		1.8				
Base			670		1.8				

(B) W-2 地点

地 点 W-2									
土質	深度 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G~T h~f タイプ	τ (t/m)	各層応力 $\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層下端 応力 $\sigma_v = \sum \Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層中央 応力 σ_v (t/m ²)	層中央有効平均 主応力 $P = \frac{1}{3}\sigma_v$ (t/m ²)
盛土	1.00	1.00	125	AC-1	1.7	1.70	1.70	0.85	0.57
砂泥りシルト	2.90	1.90	125	AC-3	1.7	3.23	4.93	3.32	2.21
硬泥り砂	4.10	1.20	220	AS-1	2.0	1.20	6.13	5.53	3.69
有機質土	5.50	1.40	220	AC-4	1.3	0.42	6.55	6.34	4.23
砂泥りシルト	6.80	1.30	220	AC-5	1.8	1.04	7.59	7.07	4.71
貝ガラ泥りシルト	8.20	1.40	220	AC-6	1.6	1.74	9.33	8.46	5.64
	9.70	1.50							
砂 礫	11.80	2.10	400	DS-1	2.05	5.04	14.37	11.85	7.90
	14.50	2.70							
凝灰岩	18.40	3.90	365		1.8				
Base			670		1.8				

(C) W-3 地点

地 点 W-3									
土質	深度 (m)	層厚 (m)	V_s (m/sec)	G~T h~f タイプ	τ (t/m)	各層応力 $\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層下端 応力 $\sigma_v = \sum \Delta\sigma_v$ (t/m ²)	層中央 応力 σ_v (t/m ²)	層中央有効平均 主応力 $P = \frac{1}{3}\sigma_v$ (t/m ²)
盛土	1.5	1.5	125	AC-1	1.7	2.55	2.55	1.28	0.85
シルト質砂	3.0	1.5	170	AS-3	1.7	2.55	5.70	3.83	2.55
砂 (細砂)	4.5	1.5	170	AS-4	1.85	2.55	7.65	6.38	4.25
	6.0	1.5							
砂 (中砂)	8.1	2.1	260	AS-5	2.0	8.50	1615	1190	7.93
	10.1	2.0							
	12.1	2.0							
	14.5	2.4							
貝ガラ泥りシルト	16.1	1.6	220	AC-6	1.6	2.40	1855	1735	11.57
	18.5	2.4							
砂 礫	20.5	2.0	400	DS-1	2.05	3.89	2244	2050	13.67
	22.2	1.7							
硬泥り砂質粘土	24.2	2.0	400	DC-1	1.85	1.70	2414	2329	15.53
粘土質砂	25.4	1.2	300	DS-2	1.85	1.02	2516	2465	16.43
凝灰岩	27.9	2.5	365		1.8				
Base			670		1.8				

図-4.1.46 地盤の地震応答解析のためのモデル(重複反射法)

砂質土 $N=10$ $V_s=170$ m/sec
 $N=35$ $V_s=260$ m/sec

5. 地盤の地震応答解析結果

有限要素解析結果を図-4.1.47および図-4.1.48に示す。図-4.1.47(A)および(B)は、各々W-1, 2地点およびW-3地点での最大加速度分布の比較をしたものである。また、図-4.1.48は両地点での最大せん断ひずみ分布を示す。両図より、最大加速度および最大せん断ひずみの両応答量についてW-1, 2地点における方がW-3地点よりも応答値が大きくなっていることがわかる。従って、被害は軽微であったもののW-1, 2地点の方が無被害で

あったW-3地点よりも地震の影響が大きかったものと推定される。

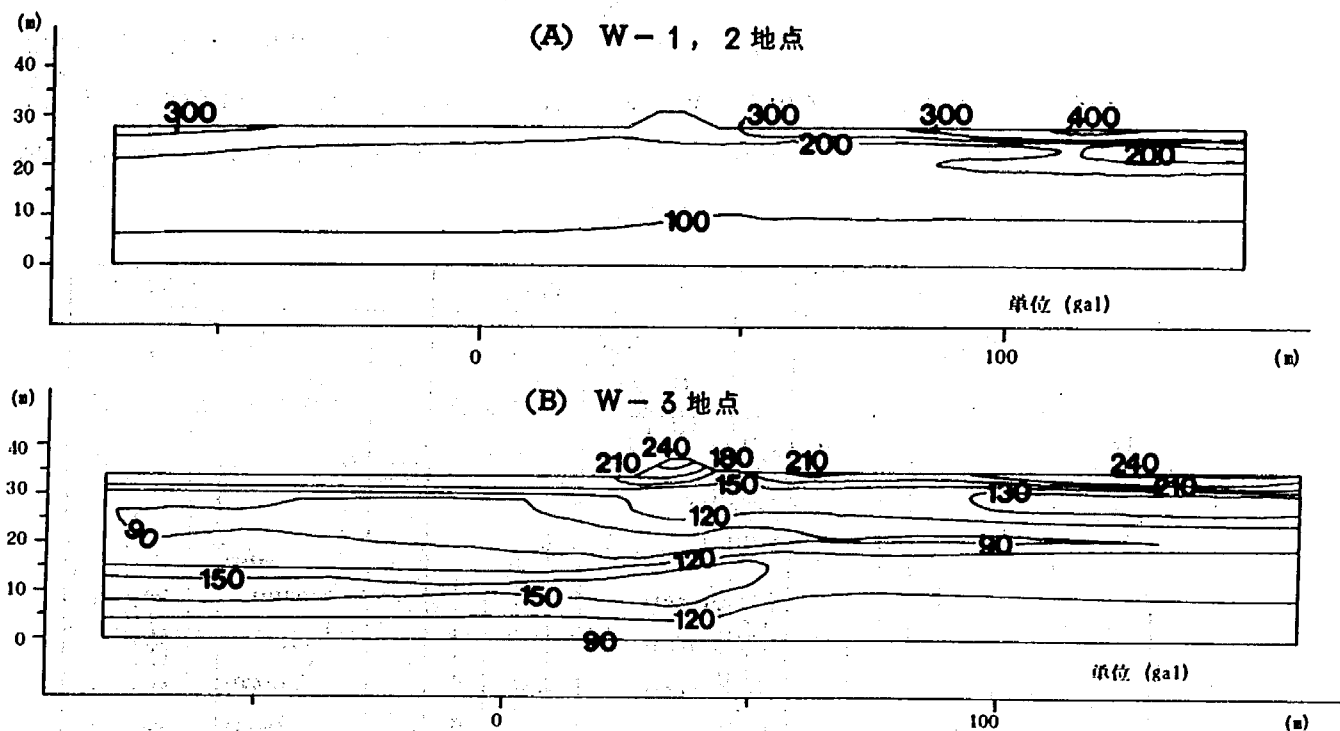


図-4.1.47 地盤の地震応答解析結果—最大加速度分布

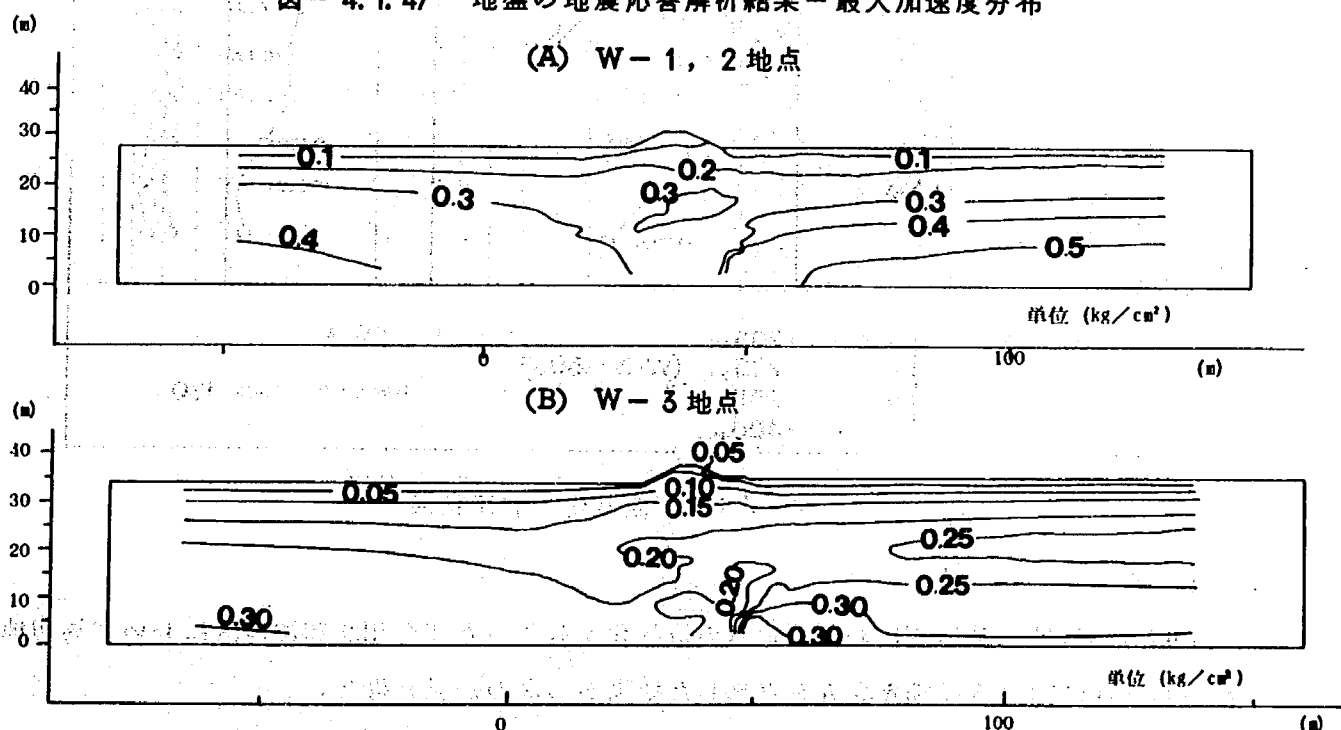


図-4.1.48 地盤の地震応答解析結果—最大せん断応力分布

6. 地盤液状化の判定結果

図-4.1.49 は北和湖地区における土質柱状図, N 値, 平均粒径 D_{50} および液状化に対する抵抗率 (F_L) の計算結果の深度分布を要約したものである。同図中の W-2 地点は噴砂が確認された地点である。簡易判定結果によれば, 地震応答解析結果の地表面最大加速度 (W-1 : 235 gal, W-2 : 295 gal, W-3 : 205 gal) に相当する F_L の値をみると, W-2 地点のうすい砂層 (深度 3~4 m) で $F_L < 1.0$ となり液状化すると判定される。W-1 地点で

は、W-2地点の液状化層に相当する砂層の F_L は1.0もしくは1.0以上となっており、液状化は起こらないと判定される。これはW-1地点が堤防上で、盛土上載圧の影響で液状化が起こりにくくなっていると考えられる。W-3地点においてはすべて $F_L > 1.0$ で液状化は起こっていないと推定される。また詳細判定結果によればW-2地点の3~4mの砂層のみ $F_L \pm 1$ 程度でその他はすべて1.5以上となっている。

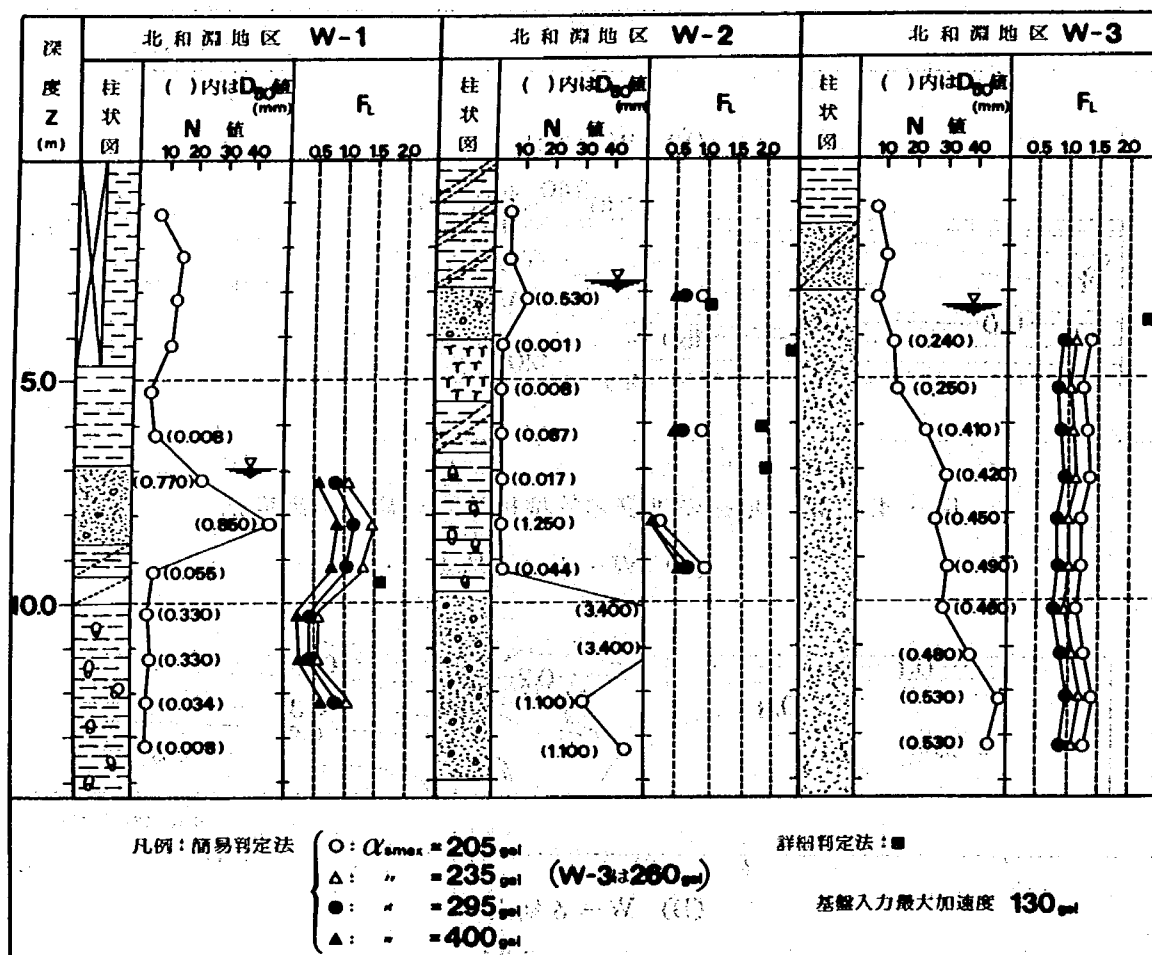


図-4.1.49 液状化の判定結果

7. まとめ

1978年宮城県沖地震において地盤の液状化が起こった江合川北和淵地区において周辺地盤の耐震性に関する詳細な調査を実施した結果から次の知見を得た。

- (1) 地盤の液状化の判定結果から、W-2地点の3~4mの砂層で地震時に液状化が発生したと推定されるが、これは実際に地震の際、W-2地点で噴砂が発生した事実とよく対応づけができる。またW-3地点では噴砂現象が確認されていないとと液状化の判定結果が良く一致している。このことは、地盤の液状化の判定において、液状化抵抗率 F_L を判定指標として用いるととが妥当であることを示している。

なお、地盤の液状化が河川堤防に及ぼす影響に関する検討は6.3.2で行っている。

4.1.6 地盤液状化と液状化抵抗率 F_L の特性

4.1.2～4.1.5では既往の地震で地盤液状化の発生した地点において詳細調査を実施し、個々の調査地点における地盤の液状化現象と液状化抵抗率(F_L)との関係を明らかにした。その結果、提案した液状化抵抗率(F_L)が地盤液状化の判定指標として妥当性の高いことが確認された。本項では液状化抵抗率(F_L)の地盤液状化の判定指標としての適用性等の諸特性についてやや視野を広げた検討を加えることにする。

1) 既往地震における地盤液状化と液状化抵抗率 F_L の関係

液状化の判定指標(F_L)が地盤液状化とどのような関係にあるか検討する方法の一つとして、既に4.1.2～4.1.5で述べたように既往の地震において液状化が発生した地点において F_L の算出を行い、液状化現象との対応を行うことが考えられる。しかし、4.1.2～4.1.5では対象地点が特定されたものであり、地盤液状化と F_L の関連について一般的な特性を知るためには、多数のデータを集積することが必要となる。そのために、ここでは既往の地震において地盤の液状化が発生した地点(液状化地点)および液状化の発生しなかった地点(非液状化地点)を選定して各地点毎に F_L の算出を行い、地盤の液状化特性に対する F_L の意義について検討した。

ここで解析対象としたのは表-4.1.2に示す13地点の23箇所である。いずれの地点も新潟地震に関係があるが、新潟地震を対象としたのは同地震が地盤液状化に関して数多くの

表-4.1.2 解析対象地点一覧

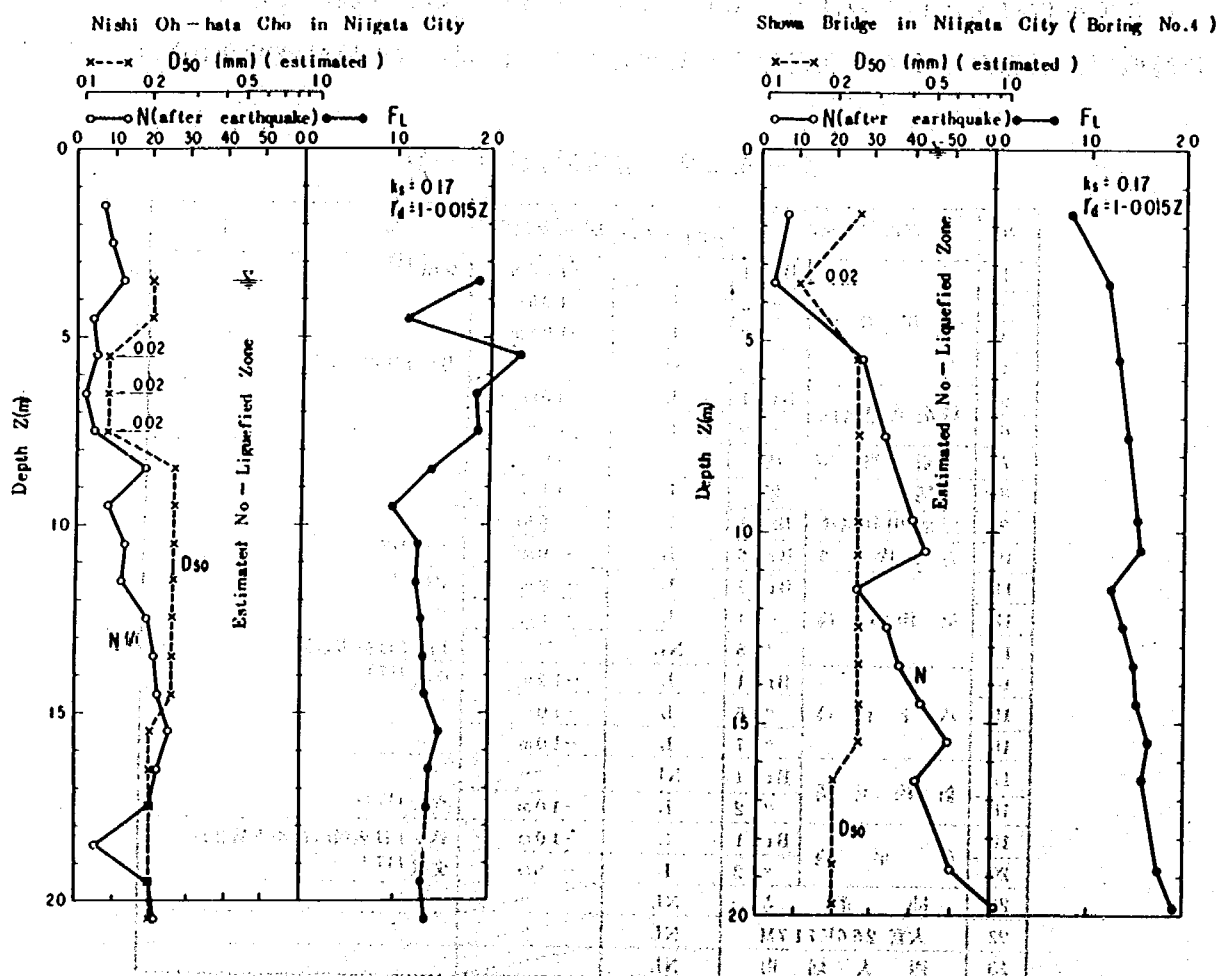
No	解析対象地点		* 液状化の有無	推定液状化範囲	備 考
1	昭 和 大 橋	Br. 1	L	-10.5m	文献 117) Br. 4は被害軽微
2		" 2	L	-10.5m	
3		" 3	L	-10.5m	
4		" 4	NL		
5	新潟鉄道病院	Br. 1	L	-15m **	
6		" 2	L	-15m **	
7	新 潟 空 港		L	-10m **	
8	関 屋		L	-11.5m**	
9	信濃川鉄道橋	No. 1	L	- 6.5m**	
10	万 代 橋	Br. 6	L	- 9m	文献 117)
11	東 崎 線 橋	Br. 2	L	- 8m	文献 117)
12		" 4	L	- 5m	Br. 5は被害皆無
13		" 5	NL		
14	八 千 代 橋	Br. 1	L	-12m	文献 117)
15		" 5	L	-10m	
16		" 7	L	-10m	
17	新 松 浜 橋	Br. 1	NL		文献 117)
18		" 2	L	-10m	
19	泰 平 橋	Br. 1	L	-10m	Br. 1は表層にシルト層2m
20		" 2	L	- 5m	文献 117)
21	神 道 寺		NL		
22	大宮 266K717M		NL		
23	西 大 畑 町		NL		

* L:液状化、NL:非液状化
** 噴砂現象、土質柱状図による。

資料を残しているためである。¹¹⁷⁾ また、同表の解析地点は F_L の算出に必要な土質特性が明らかであることおよび同表にも示すように何らかの方法で地震時の地盤の液状化あるいは非液状化の範囲の把握可能であることに基づいて選定した。そして、 F_L の計算は地盤の動的強度および地震荷重を推定式に基づいて算出する簡易法（3.2 参照）により行った。

図－4.1.50 は新潟市西大畑町および昭和大橋（ B_r ・4）での N 値、 D_{50} および F_L の計算結果であり、液状化が生じなかった地点での代表例である。また、図－4.1.51 は液状化が生じた地点である昭和大橋（ B_r ・2）および新潟鉄道病院（ B_r ・1）での結果例である。これらの図からも、液状化地点と非液状化地点での F_L の分布特性に差異があることがわかる。

図－4.1.52 は全解析地点における F_L の計算値の深度分布を地盤の液状化現象と対比させてまとめたものである。同図から地盤の液状化特性およびそれに対する F_L の評価が可能である。つまり、液状化した土層の大部分が深度 10 m 以浅に存在し、10 m 以深でも液状化の発生している土層があるもののたかだか深度 15 m 迄であり、非液状化層の方が支配的であることがわかる。この深度 10 m を境界とする概念は既往の道路橋耐震設計指針⁷⁰⁾ における地盤液状化の判定対象土層の深度に適用されていた。しかし、深度 10 m 以深でも液状化の可能性があると示唆されたため、道路橋示方書 V 耐震設計編⁷¹⁾ では液状化の判定対象



図－4.1.50 非液状化地点における F_L の分析例

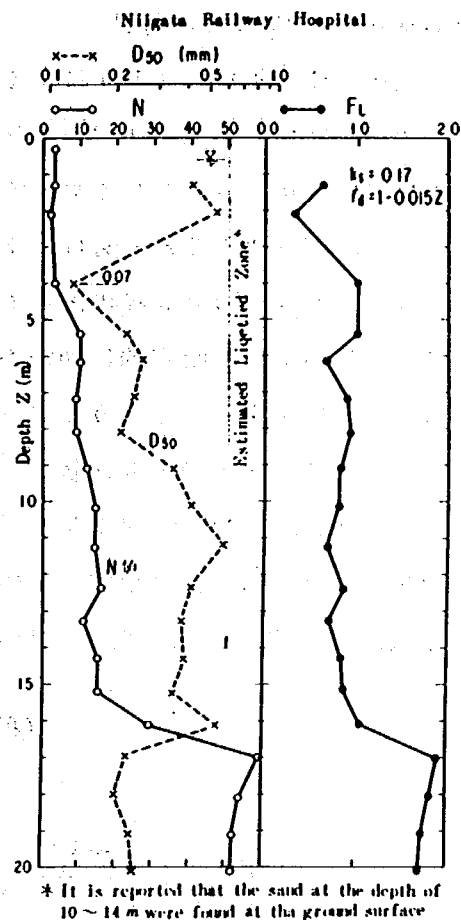
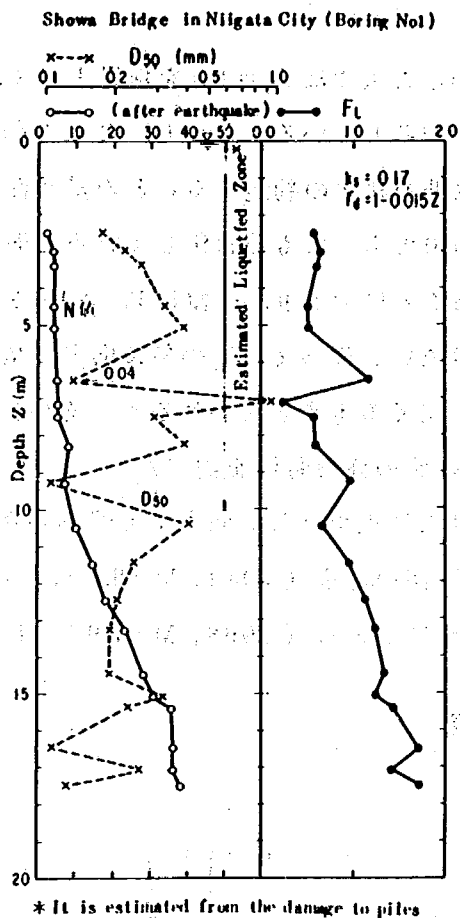


図-4.1.51 液状化地点における F_L の分布例

とする土層を深度 20 m 迄としている。また、同編における地盤液状化に伴う土質定数の低減係数の取扱いについても、図-4.1.52 の傾向を踏まえて深度 10 m を境として区別されていて、深度 10 m 以浅ではそれ以深より液状化の影響が大きいことの配慮がなされている。

なお、図-4.1.52 の解析結果については付属資料の付表-4.1 および 4.2 を参照されたい。

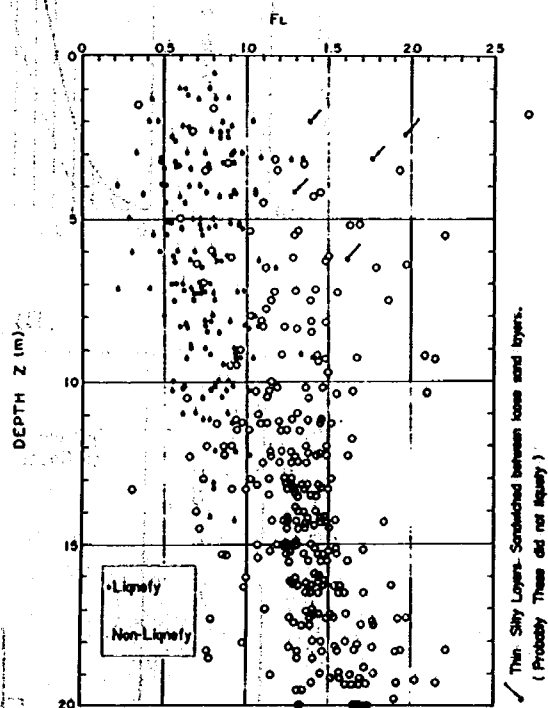
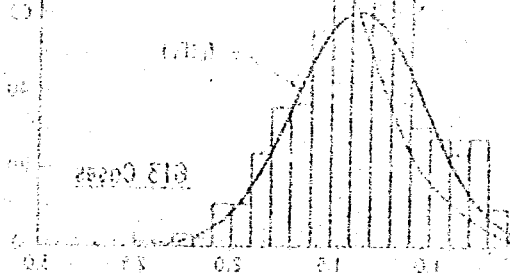


図-4.1.52 液状化層と非液状化層での F_L の深度分布比較(新潟地震)

2) 地盤液状化と F_L の分布特性

液状化に対する抵抗率 (F_L) による地盤液状化の判定方法では $F_L = 1.0$ を境界として, $F_L > 1.0$ で非液状化, $F_L \leq 1.0$ で液状化と判定するよう定義している。しかし, ここで問題となるのは $F_L = 1.0$ を境界として明確に液状化あるいは非液状化の判定することの妥当性である。つまり, 図-4.1.52 で明らかなように, $F_L > 1.0$ であっても液状化している土層があれば, 他方, $F_L \leq 1.0$ でも液状化していない土層もあるわけであり, 一概に $F_L = 1.0$ を境界として液状化の有無を断定的に判定ができるものではない。従って, F_L の値に応じて地盤液状化の取扱い方法を変えるような考え方が必要となってくるものと思われるが, その裏付けの一つとして液状化土層と非液状化土層における F_L の値の分布特性を調べた。

解析対象としたのは次章の4.2.2の表-4.2.1に掲げた地点である。同表でも明らかなように, 対象とした地震は濃尾地震 (1891, $M=8.0$), 東南海地震 (1944, $M=8.0$), 福井地震 (1948, $M=7.3$), 新潟地震 (1964, $M=7.5$), 十勝沖地震 (1968, $M=7.9$) および

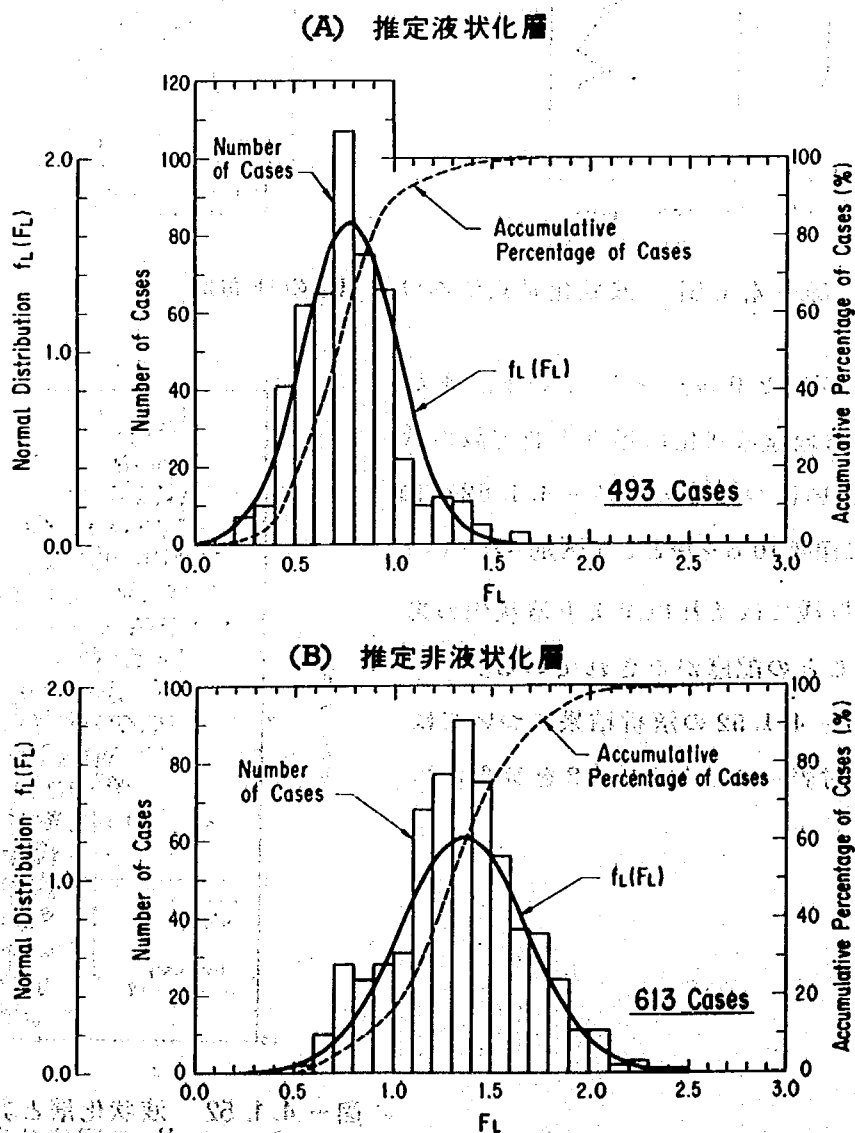


図-4.1.53 F_L の度数分布

1978年宮城県沖地震（1978, M=7.4）の6地震であり、これらの地震の際に液状化の確認された64箇所（L-1～L-64地点）および液状化はしなかったとされる23箇所（NL-1～NL-23地点）について、簡易法による F_L の計算をした。 F_L の計算結果は付属資料の付表-4.1および4.2に示すが、同資料でも明らかなように F_L の計算対象としたのは深度20m以浅で地下水面下の飽和砂質土である。図-4.1.53は計算された F_L 値の頻度分布および累積度数分布を液状化層と非液状化層について整理した結果である。ここで、液状化層でのデータは、表-4.2.1の液状化地点において、液状化層が推定されている場合はその範囲内の土層で、また、そうでない場合は土質、N値等の諸条件を考慮して推定した液状化層で計算した F_L の値であり、総数493データである。他方、非液状化層でのデータは表-4.2.1の非液状化地点でのすべての F_L の値と液状化地点において前文の条件に該当しない土層での F_L の値であり、総数613データである。

図-4.1.53から液状化層と非液状化層で F_L の分布特性が異なっていることがわかる。つまり、液状化層での F_L の大部分（約87%）は1.0以下であり、他方非液状化層での F_L の大部分（約85%）は1.0より大きく（表-4.1.3参照）、液状化層と非液状化層が $F_L=1.0$ を境界としてほぼ明確に区分されるものといえる。しかしながら、液状化層において約13%の F_L は1.0より大きく、他方非液状化層においても約15%の F_L は1.0以下であり液状化層および非液状化層の両層の F_L の分布が $F_L=1.0$ の近傍で重複していることがわかる。このことは液状化の有無が $F_L=1.0$ を境界として明確に分離されるものでないことを示唆するものであろう。以上の事例を踏まえて道路橋示方書V耐震設計編⁷¹⁾では条文表-3.7.1（7章参照）により液状化に伴う土質定数の低減係数を F_L の値に応じて段階的に変えるよう配慮をしている。つまり、道路橋耐震設計指針⁷⁰⁾では液状化層の支持力を完全に無視するように規定されていたが、改訂された耐震設計編では $F_L \leq 1.0$ で液状化すると判定された土層であっても、即土質定数を零とするのではなく、不連続ではあるが $0.6 \leq F_L \leq 1.0$ の範囲で F_L の値に応じて土質定数を低減するようにしている。

また、図-4.1.53の F_L の頻度分布をみると正規分布に近似されるように思われるが、液状化層および非液状化層について正規分布としての確率密度関数を求めると、各々、(4.1.6)

表-4.1.3 F_L の分布割合

F_L	推定液状化層		推定非液状化層	
	原データ	解析結果	原データ	解析結果
$0.0 \leq F_L \leq 0.6$	0.242	0.226	0.003	0.011
$0.6 < F_L \leq 0.8$	0.347	0.307	0.062	0.034
$0.8 < F_L \leq 1.0$	0.284	0.287	0.084	0.093
$1.0 < F_L$	0.127	0.180	0.851	0.862
$0.0 \leq F_L \leq 1.0$	0.873	0.820	0.149	0.138

式および (4.1.7) 式が得られる。

液状化層

$$f_L(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{F_L - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] = \frac{1}{0.24\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{F_L - 0.78}{0.24} \right)^2 \right]$$

..... (4.1.6)

μ : 平均値 (= 0.78) , σ : 標準偏差 (= 0.24)

非液状化層

$$f_{NL}(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{F_L - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] = \frac{1}{0.33\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{F_L - 1.36}{0.33} \right)^2 \right]$$

..... (4.1.7)

μ : 1.36 , σ : 0.33

図-4.1.53には両式で算出した正規分布曲線を示したが、液状化層および非液状化層ともに正規分布で近似され得るといえる。このようにして F_L の確率密度関数が決められると任意の F_L の範囲の発生確率が推算可能となる。表-4.1.3は数種類の F_L の範囲について、生データ（液状化地点：493データ、非液状化地点：613データ）と前記の確率密度関数から求めた発生確率を比較したものであるが、両者の結果が類似していることがわかる。以上のようにここで対象としたデータからは F_L の分布が正規分布の確率密度関数で表わされたわけであるが、液状化に対する抵抗率の定義によれば正規分布とはなり得ないとも考えられる。つまり、液状化層についてみれば F_L が小さい程、液状化する層（の度数）が増加する傾向を示し、他方非液状化層では F_L が大きい程非液状化層（の度数）が増加する傾向を示すものと考えられる。しかしながら、本解析ではこのような分布傾向を示さずに正規分布となる結果が得られたことは、別の考え方もできる。つまり、通常、地盤の液状化が対象となるような土層では、液状化層であっても F_L の値がそれ程小さくなることはなく、他方非液状化層においても F_L の値はそれ程大きくなるものではないといえよう。

以上の検討から、或る F_L の範囲においては F_L の値が同じであっても液状化する場合と液状化しない場合の両現象の可能性のあることが示されたが、 F_L を用いた地盤液状化の判定を行う際には得られた F_L の妥当性（確からしさ）が把握されていることが必要であろう。ここではその確からしさを確率で表わすことを試みた。つまり、得られた F_L が液状化あるいは非液状化に対して、どの程度の発生確率を持つかを明らかにしようとするものである。解析の対象としたのは図-4.1.53の生データであるが、各 F_L の範囲（ここでは0.10ピッチ）で得られている液状化層および非液状化層のデータの総個数に対して、液状化層あるいは非液状化層のデータの個数の占める割合を求めた。この際、液状化層のデータ数（493）と非液

状化層のデータ数（613）に差異があるため、両者ともにデータ総数を 500 として各 F_L の範囲のデータ数を補正している。

解析の結果を図-4.1.54 に示す〔●印〕。同結果に対して平均的な変化曲線を図中の実線のように設定できる。同曲線は或る F_L の値が液状化あるいは非液状化に対してどの程度の確からしさ（発生確率）を持つのかを示すものであり、このような関係を用いれば、推算された F_L から対象とする土層の液状化発生確率あるいは液状化非発生確率を予想することができる。つまり、 $F_L \leq 0.5$ 程度では液状化の発生確率は 100% であり、他方、 $1.7 \leq F_L$ では液状化の発生確率は 0% であることがわかり、 $0.5 < F_L < 1.7$ では図中の実線の関係から液状化の発生確率が推定できる。例えば $F_L = 0.8$ 、1.0 および 1.2 である場合の液状化の発生確率は、各々、83%、50% および 22% 程度と推測される。また、図-4.1.54 には (4.1.6) 式および (4.1.7) 式の確率密度関数を用いて、液状化層および非液状化層について 500 個のデータに対する各 F_L の範囲でのデータ数を求め、生データの解析の場合と同様な方法で液状化の発生確率を算出した結果も示す〔図中○印〕。

このように図-4.1.54 は F_L の値から地盤液状化の発生確率を求めるために利用できるが、視点を変えてみると地盤液状化の判定のための確率の基準の設定に関して或る示唆を与えているとも言える。つまり、 $F_L = 1.0$ が地盤液状化の判定の基準でありこの妥当性を前提とすれば、その時の液状化の発生確率が 50% 程度であることを考えると、地盤液状化の発生確率が 50% 程度が重要な意味を持ち、それ以下の確率では地盤液状化については余り重要ではないものと考えられる。一般に、確率論では予想される発生確率の取扱い方法について明確な判断を下すまでに到っていないが、例えば前記のような基準となる確率が定め得るならば確率論的解析法の高度化に寄与するものとなるだろう。

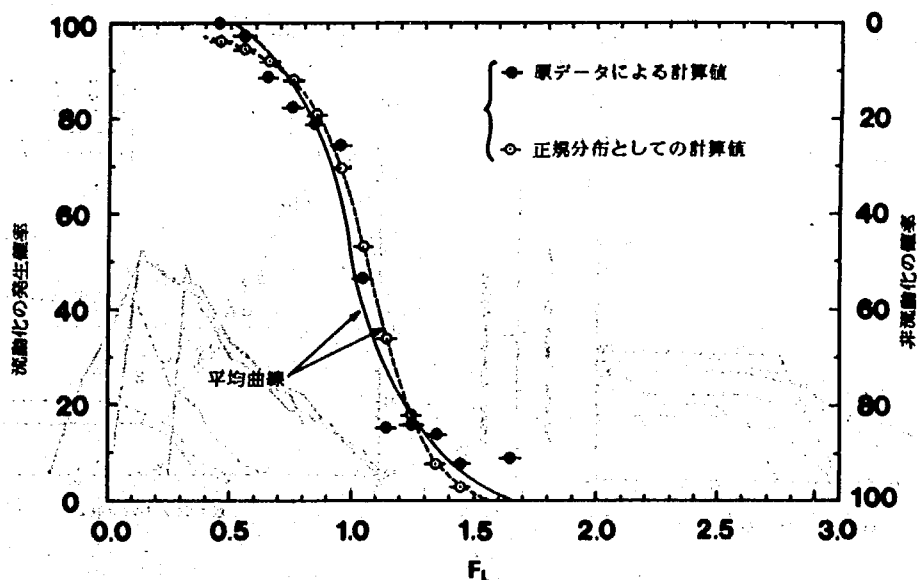


図-4.1.54 F_L と液状化あるいは非液状化の発生確率の関係

3) 室内模型振動実験による地盤液状化と F_L の特性 ^{134)~138)}

室内において飽和砂質地盤を作成して振動台により加振を行い、人工的に地盤液状化を再現して液状化の諸特性に関する模型振動実験を実施している。詳細は文献(137), (138)に譲り、ここでは液状化と F_L の特性について検討した結果のみについて述べる。

地盤模型は長さ 6 m, 巾 3 m, 高さ 2 m の大型土槽の中に深さ約 95 cm の砂層厚で作成した。振動台による加振は周波数 7 Hz の正弦波入力により行い、入力加速度を 30~250 gal まで変えている。図-4.1.55 (A) および (B) は地盤の加速度 (a_g), 過剰間隙水圧 (Δu) および F_L の加振中の時間変化一例を示す。図-4.1.56 (A) は地盤液状化が発生していない実験例であり、他方図-4.1.56 (B) は全層にわたり地盤液状化が発生している実験例である。ここで、 F_L の推算是道路橋示方書⁷¹⁾の規定により、地震荷重に相当する荷重 (L) は地盤内実測加速度から推定した。¹³⁷⁾ 両図からも液状化地盤と非液状化地盤での F_L の変化特性に明確な差異のあることがわかる。つまり、過剰間隙水圧の上昇に伴い F_L の値は小さくなるが、非液状化地盤では F_L が 1.0 より大きいものに対して、液状化地盤では F_L が 1.0 以下となる。

また、図-4.1.56 は全実験について完全液状化した地盤での F_L と (4.1.8) 式で定義する過剰間隙水圧比 (L_u) の関係を取りまとめたものである。

$$L_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v} \quad \dots\dots\dots (4.1.8)$$

ここに、 L_u : 過剰間隙水圧比

Δu : 過剰間隙水圧 (Kg/cm²)

σ'_v : 有効上載圧 (Kg/cm²)

(A) 非液状化実験例

(B) 液状化実験例

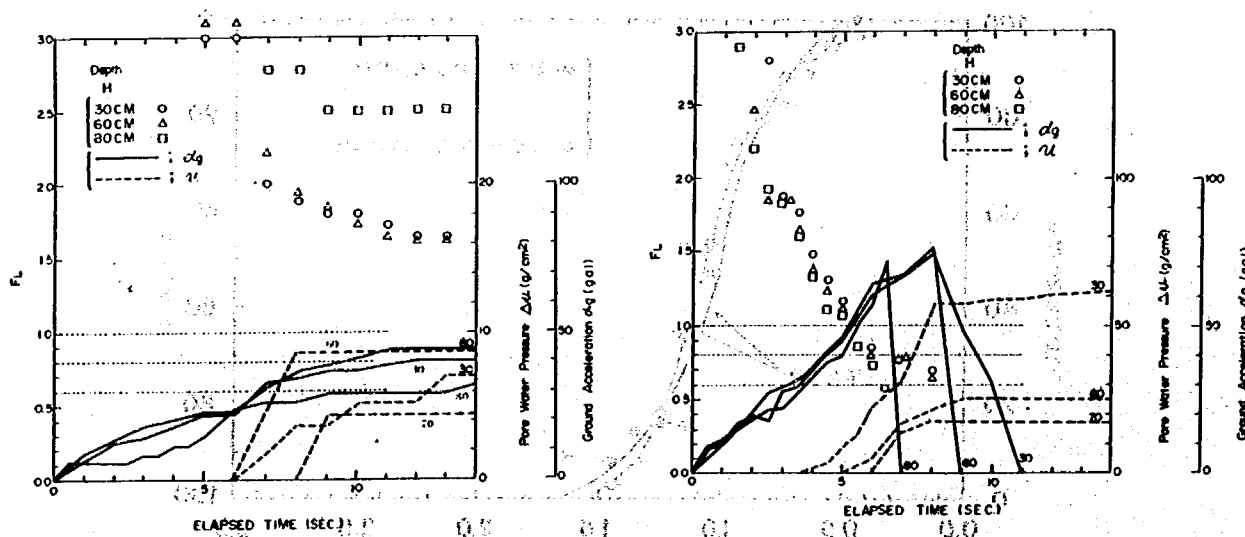


図-4.1.55 F_L , 地盤加速度および過剰間隙水圧の変化特性

L_u は地盤液状化の程度を表わすものと考えられ、 $L_u=1.0$ が通常言われている液状化(本文では完全液状化と呼んでいる)に相当する。図-4.1.56 から明らかなように L_u の増加、つまり液状化の進行に伴い F_L が減少し、平均的には $L_u=0.5$ で $F_L \doteq 1.0$ となり、 $L_u=1.0$ ではほぼ $F_L \doteq 0.6$ となることがわかる。

以上のように、地盤の液状化現象と推算に基づく液状化に対する抵抗率 (F_L) の値とは、良く対応することが実験的に確認された。また、過剰間隙水圧の発生量 (Δu) と有効上載圧 (σ'_v) から定義した地盤液状化の程度 ($\Delta u / \sigma'_v$) と液状化抵抗率 (F_L) との間には、図-4.1.56 の関係があることが実験的に確かめられた。同図によれば、液状化抵抗率から液状化の程度を推定することができる。

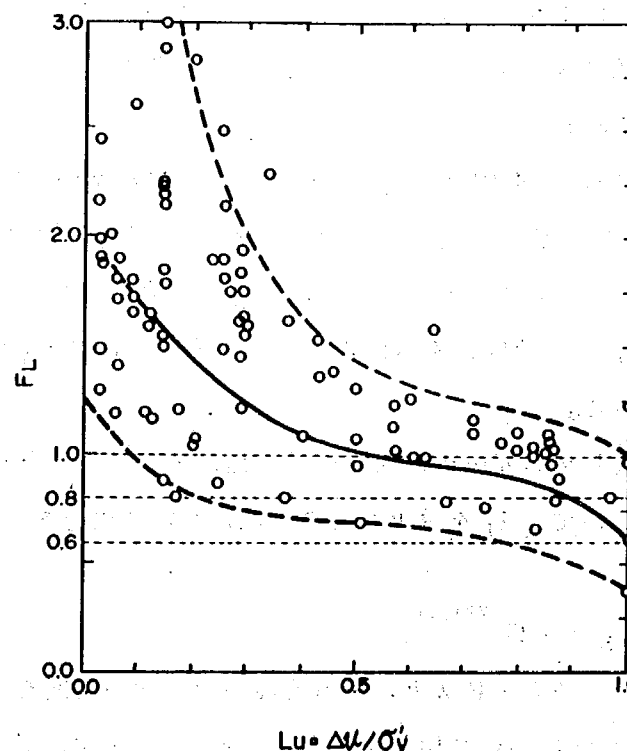


図-4.1.56 F_L と過剰間隙水圧比の関係

4.2 液状化抵抗指数(I_L)による判定

4.2.1 概 要

液状化抵抗率(F_L)が個々の土層の液状化の判定指標であるのに対して、液状化抵抗指数(I_L)は或る地点の液状化の判定指標であるが、現場において具体的な判定指標として使用された例は少ないのが現状である。これまでに適用されたものとしては4.1.1の表-4.1.1に示す三郷インターチェンジと静岡県^{141),142)}の2例である。以下に両地点の調査概要を示す。

三郷インターチェンジ^{141),142)}では基本的には簡易法により F_L を算出し、さらに I_L を算出して地盤の耐震性を検討している。ただし、阿武隈橋と同様に地盤の動的強度の推定は、代表地点における動的強度試験結果に基づいて想定した推定式により行っている。また、地震荷重についても代表地点において地震応答解析を実施し、その結果から得られた地表面加速度を地震荷重算出のための入力としている。最終的には調査対象地域に対して I_L の分布を描き、液状化の判定基準としての I_L を決めることにより、液状化の程度さらに下部工設計のための土質定数の低減係数を設定している。

また、静岡県¹⁴³⁾では県内の約4,000地点のボーリング資料に基づいて、 F_L さらには I_L を計算し液状化の危険度分布図の作成を行っている。同調査においては地盤の動的強度および地震荷重は簡易式により推算することとし、最終的には液状化発生の判定基準となる I_L を定め、同 I_L 値となる地震動(地表面加速度)を各地点毎に求めることにより、液状化発生のための地震動の分布図を作成している。

なお、表-4.1.1には記載していないが、同表以外の地点においても既往の地震での液状化地点および非液状化地点において、 I_L を算出しその特性について検討をしているが、詳細は次項4.2.2で述べる。

4.2.2 既往地震における I_L の特性^{79),80)}

液状化抵抗率(I_L)を求めることにより、或る地点の液状化の程度を推定できるかどうか、判定指標としての I_L の妥当性について検討する必要がある。まず、既往の地震において液状化した地点と I_L の関係について調べることとする。図-4.2.1は新潟地震の際に新潟市周辺で液状化が生じた地点の分布と微地形との関係を示す。そして、図-4.2.2(A)および(B)は図-4.2.1のA-A断面およびB-B断面において地盤構成、液状化地点および I_L の対応関係を示したものである。これらの図から液状化地点付近において I_L の値が大きくなっており、 I_L が液状化現象と良好な対応を呈していることがわかる。

次に、既往の地震において液状化した地点と液状化しなかった地点に対して I_L の算出を行い、両地点間の I_L の分布特性の差異を調べることとする。検討対象としたのは表-4.2.1に示したように、既往の6地震で液状化の確認された64箇所および液状化はしなかったとされる23箇所である。これらの調査箇所では土質に関するデータのうち、土質柱状図、N値、地下水位の実測データが得られている。平均粒径(D_{50})は実測値を用いるのを基本とし、実測

値が得られていないものについては表- 3.2.2により推定した。各調査箇所の地盤条件については付属資料の付図- 3.1 および付図- 3.2を参照されたい。また、地震荷重の計算に必要な地表面加速度 (α_{smax}) は調査地点近傍での実測値、既往の研究成果に基づく推定式あるいは構造物・家屋被害等から推定した。特に1978年宮城県沖地震については、同地震で実測された強震観測記録に基づいて作成された図- 3.2.27¹²⁷⁾から推定した。これらの諸データに基づいて I_L を計算したわけであるが、そのために必要な F_L の深度分布は簡易法により算出している。 I_L の計算結果は表- 4.2.1に示すようである。

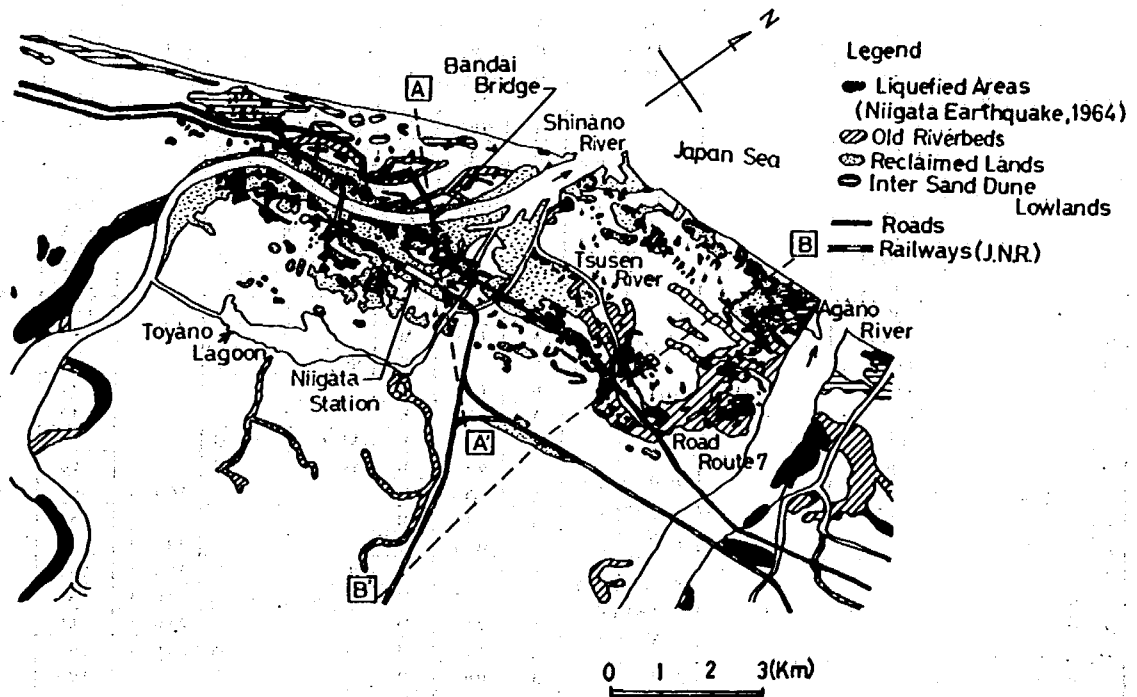


図- 4.2.1 新潟地震における液状化地点分布

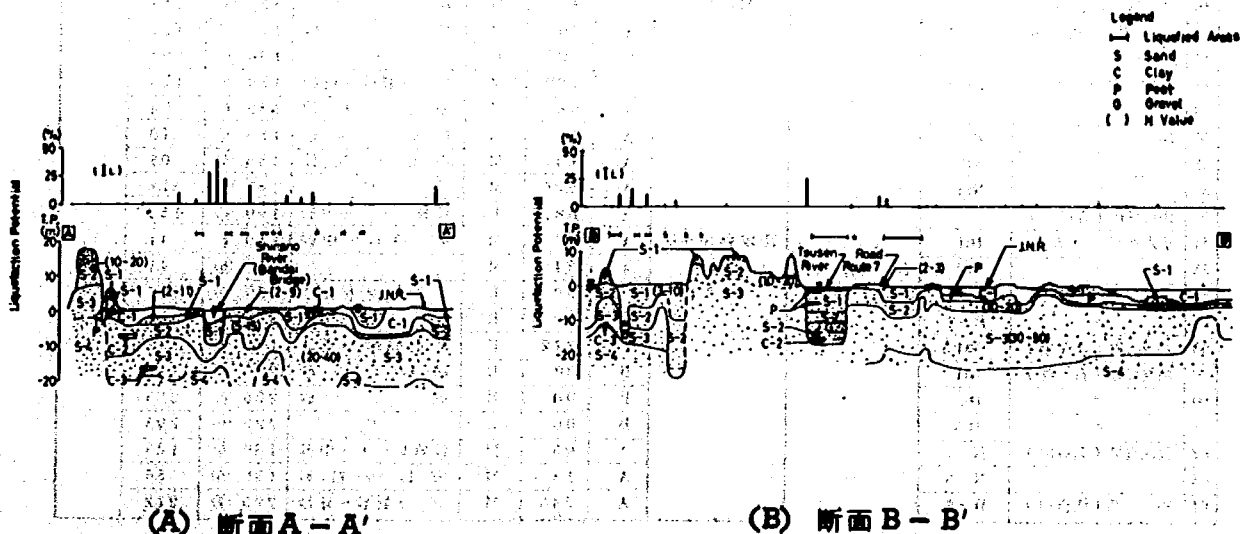


図- 4.2.2 液状化発生地点と地盤との関係（新潟地震）

表一 4.2.1 解析対象とした液状化地点および非液状化地点の諸条件

No	地 点	地 震	土質 データ	地下 水位	D ₅₀	主 な 土 質	σ_{smax} (gal)	I _L	文 献
1	信濃川鉄道橋	新潟地震 1964年 M=7.5	A	2.0 m	M	細砂～中砂	170 ①	9.0	(3)
2			A	2.5	M	"		24.9	
3	新潟駅東跨線橋		A	0.5	E, M	細砂～粗砂		5.8	
4			B	2.5	M	"		1.3	
5			B	2.5	M	"		0.6	
6	万代橋		A	0.0	M	中砂		20.2	
7			B	0.0	E, M	細砂～中砂		18.3	
8	八千代橋		B	0.0	E, M	"		39.5	
9			B	0.0	E, M	"		26.2	
10	新松浜橋		A	0.0	M	中砂～粗砂		24.0	
11			A	1.56	M	粗砂		32.9	
12	桑平橋		A	0.0	M	"		19.6	
13			A	0.0	E	"		28.2	
14			A	0.0	M	中砂～粗砂		16.5	
15	昭和大橋		A	0.0	M	"		14.3	
16			B	0.0	E	"		22.7	
17			B	0.0	E	"		23.2	
18	新潟空港	十勝沖地震 1968年 M=7.9	U	0.8	E	"	200 ⑤	13.1	(4)
19	関屋		A	0.6	M	粗砂		28.6	
20			B	1.4	M	細砂		20.1	
21	新潟鉄道病院		B	1.3	M	細砂～中砂		5.8	
22			A	0.63	M	細砂		13.5	
23			A	1.18	M	"		10.5	
24			A	1.25	M	粗砂		18.9	
25	川岸町		A	1.25	M	"		20.1	
26			A	1.25	M	"		18.9	
27			A	1.25	M	"		14.5	
28		新潟県 新潟市	B	1.2	E	中砂	200 ⑤	5.1	(1)
29	川岸町		B	1.2	E	"		9.7	
30			A	1.2	E	"		14.2	
31			A	1.35	E	細砂～中砂		4.4	
32			A	0.95	M	細砂		0.0	
33	七重浜埋立地	新潟県 新潟市	A	0.95	M	"	235 ③	0.0	(6)
34			A	1.1	M	"		5.8	
35	八戸市製紙工場		A	0.57	E	"		26.7	
36	岐阜市	濃尾地震 1891年 M=8.0	A	0.9	M	中砂	255 ①	36.1	(2)
37	うねま		A	0.75	M	凝結じり砂		13.0	
38	おがせ沼		A	2.1	M	"		21.0 ①	
39	大垣市万石町		A	1.2	M	砂～礫		28.7	
40	港区名港通	東南海地震 1944年 M=8.0	A	0.6	M	中砂	200 ⑤	19.5	(2)
41	"港明町		A	0.9	M	粗砂		26.3	
42	稲永新田		A	0.23	M	シルト質砂～細砂		17.7	
43	高島町45	福井地震 1948年 M=7.3	A	4.2	M	中砂～粗砂	325 ①	22.7	(8)
44	丸岡町弥生寺		A	1.8	M	中砂～礫		24.9	
45	高屋町2-168		A	4.2	M	砂質シルト～中砂		11.4	
46	阿武隈橋	宮城県沖地震 1978年 M=7.4	A	0.0	M	粗砂	210 ⑤	12.2	(8)
47	阿武隈川河口		B	0.0	E	"		20.4	
48	名取川岡上々地区		A	1.82	M	シルト質砂～粗砂		12.3	
49	"		A	0.85	M	細砂～粗砂		9.4	
50	岡上大橋		A	1.7	M	細砂～中砂		7.0	
51	"		A	1.3	M	中砂～粗砂		0.5	
52	"		A	0.26	M	"		21.8	
53	山崎堤防(吉田川)		A	0.87	E	砂質シルト～中砂		15.5	
54	釜入地区 19.9Km		A	4.3	M	粘土混砂～中砂		4.1	
55	"		A	2.4	M	"		4.1	
56	石巻港(魚町)		B	0.0	E	中砂～シルト砂		41.7	
57	"		B	0.0	E	"		37.9	
58	利府町(操作用)		B	2.72	E	粘土混砂～粗砂		22.2	
59	潮見埠頭(石巻)		B	0.0	E	細砂～中砂		14.6	
60	"		B	0.0	E	細砂		28.5	
61	"		B	0.0	E	"		20.3	
62	兩次堤防(名取川)		A	0.5	M	砂質シルト～中砂		12.3	
63	"		A	1.3	M	細砂～粗砂		5.6	
64	和瀬(江合川)		A	2.45	M	シルト質砂～細砂		21.2	

(記号) ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿

No	地 点		地 震	土 質		D ₅₀	主 な 土 質	α _{smax} (gal)	I _L	文 献
				土質データ	地下水位					
1	神 道 寺		新潟地震 1964年 M=7.5	A	23 m	E	細 砂	170 ①	0.0	(3)
2	小 金 町			A	5.2	E	中 砂		0.0	
3	新潟駅東跨線橋	Br.5		B	2.5	M	細 砂 ~ 粗 砂		0.0	
4	新 松 浜 橋	Br.1		A	1.2	M	中 砂 ~ 粗 砂		18.6	
5	大 宮 起 点	266K712M		A	0.0	M	細 砂		8.2	
6	昭 和 大 橋	Br.4		A	0.0	E	中 砂		4.6	
7	西 大 畑 町			A	3.5	E	細 砂 ~ 中 砂		0.4	
8	五 反 田 橋	Br.1		A	0.1	M	細砂~シルト質砂		5.3	
9	"	Br.2		A	4.3	M	細 砂 ~ シルト		0.0	
10	九 岡 町 農 協		福井地震 1948年, M=7.3	A	1.8	M	シルト ~ 中 砂	295 ④	18.7	(2)
11	名取川種次地区	N-1	宮城県沖地震 1978年 M=7.4	A	0.85	M	細 砂 ~ 中 砂	180 ⑥	0.3	(8)
12	"	N-2		A	0.90	M	シルト質砂~粗砂	180 ⑥	1.0	
13	名取川開上々地区	Y-3		A	21.5	M	"	180 ⑥	0.9	
14	北上川河口右岸	No 10		A	1.55	E	細 砂	230 ⑥	2.3	
15	名取川右岸	3.2Km		A	25.0	E	粘土質砂~粗砂	180 ⑥	0.8	
16	綿 坂 橋	P ₃		A	4.0	M	シルト~シルト砂	195 ⑥	0.6	
17	阿 武 隈 橋	Br.1		A	4.3	M	中 砂 ~ 粗 砂	175 ⑥	0.0	
18	"	Br.2		A	3.4	M	"	175 ⑥	0.7	
19	江 合 橋	No1		A	8.0	E	細 砂 ~ 粘 土	175 ⑥	0.0	
20	南 仙 台	No2		B	0.8	E	砂質シルト~礫	180 ⑥	0.0	
21	石巻漁港(魚 町)	A-1		B	0.0	E	中砂~シルト質砂	230 ⑥	13.9	
22	"	A-2		B	0.0	E	"	230 ⑥	17.1	
23	和 瀬(江合川)	W-3		A	3.35	M	細 砂 ~ 中 砂	260 ⑦	3.7	

(注)

文 献

* B:地震前の土質データ, A:地震後の土質データ

** E:表-3.2.2により推定, M:実測値

① 川岸町県営アパート地下室での実測値

② 他地点での実測から推定値

③ 八戸市での実測値

④ 沖積層に対する経験式¹⁷¹⁾

$$\alpha_{smax}(gals) = 32.1 \times 10^{0.254M} \times d^{-0.757}$$

M:リヒタースケールでのマグニチュード

d:震央距離(Km)

⑤ 構造物, 家屋被害からの推定値

⑥ 図-3.2.2.7により推定

⑦ 地盤の地震応答解析結果による(4.1.5参照)

(1) 建設省建築研究所報告(1965)¹⁶⁴⁾

(2) " (1969)¹⁶⁵⁾

(3) 建設省土木研究所報告(1965)¹⁷⁾

(4) 石原, M.L., Silverによる(1977)¹⁷²⁾

(5) 土質工学会 (1976)⁹⁰⁾

(6) 岸田による (1970)¹⁷³⁾

(7) 大順による (1970)¹⁶⁶⁾

(8) 安田, 常田による (1980)⁸⁸⁾

図-4.2.3は表-4.2.1における I_L 値の頻度分布および累積度数分布を液状化地点および非液状化地点毎にまとめたものである。同図によれば非液状化地点での I_L は20以下であり、 $I_L \leq 5$ である割合は約70%となっている。他方、液状化地点では $I_L \leq 5$ である割合は約20%たらずであるが、約50%以上は $I_L \geq 15$ であることがわかる。このように、液状化地点と非液状化地点では I_L の分布特性に差異のあることがわかり、 I_L の指標により或る地点の液状化の有無あるいは程度、さらには液状化に対する調査の重要性および液状化対策の程度等について判断を下せることが可能となると思われる。現在の所では図-4.2.3の調査結果によれば、次のような方法が考えられる。

$I_L = 0$ の時 ……液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。

$0 < I_L \leq 5$ の時 ……液状化危険度は低い。特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。

$5 < I_L \leq 15$ ……液状化危険度が高い。重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。

$15 < I_L$ ……液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。

このように I_L による地盤液状化の合理的な判定基準が決められ得れば、液状化の程度、液状化に関する調査の程度あるいは液状化対策の程度等について、 F_L とは違った汎用性を持った液状化の判定ができることになろう。現時点ではデータ数も少なくより精度よい判定基準作成のためにはさらにデータの蓄積が必要となるだろう。

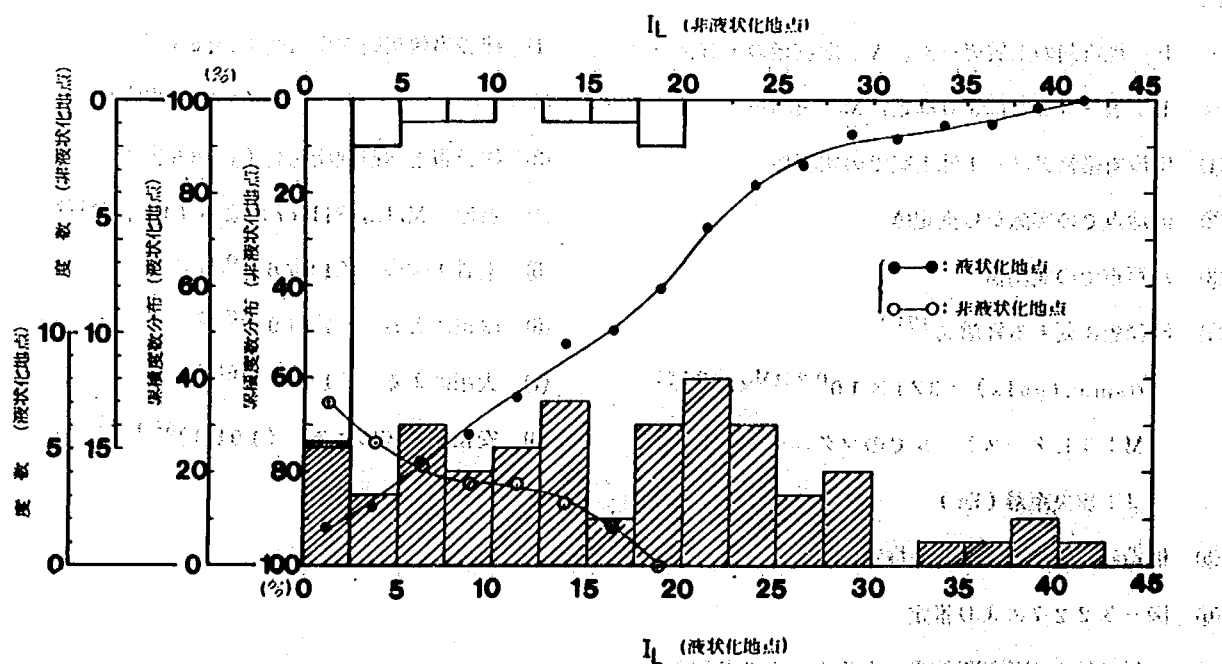


図-4.2.3 液状化地点および非液状化地点での I_L の分布比較

5. 構造物の耐震性に及ぼす地盤液状化の影響の評価法に関する実験的検討

5.1 概 要

地盤の液状化が構造物に及ぼす影響の程度およびその耐震設計上の取扱い方法については検討例も少なく、詳細な調査を行い土木構造物の耐震設計に反映してゆく必要がある。本章では土木構造物の耐震性調査を実施する際に考慮すべき地盤液状化の影響を定量的に評価するために実施した実験結果を報告するとともに、それらに基づいて液状化を考慮した土木構造物の耐震性調査の方法について検討する。

本文で対象とした土木構造物は河川堤防、道路盛土等の土構造物および橋梁構造物である。土構造物の耐震安定性に地盤液状化が影響するのは、土構造物の周辺の飽和砂質地盤内に発生する過剰間隙水圧である。現在、土構造物の安定性は円弧すべり法により計算される安全率により判断されるのが一般的であり、地震時の影響も有効応力の低減で考慮されるようになっている。しかしながら、有効応力の低減のための過剰間隙水圧の推定法等の詳細事項については今後の研究課題であると言える。また、橋梁においても地盤の液状化の影響は地盤内に発生する過剰間隙水圧であるが、その影響程度を明らかにして合理的な耐震設計法を確立する必要がある。

本章では5.2において土の地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧の影響を解明するために、豊浦標準砂を用いて簡易な室内平板載荷試験機による土質試験を実施した結果を報告し、5.3では過剰間隙水圧の推定法について検討する。

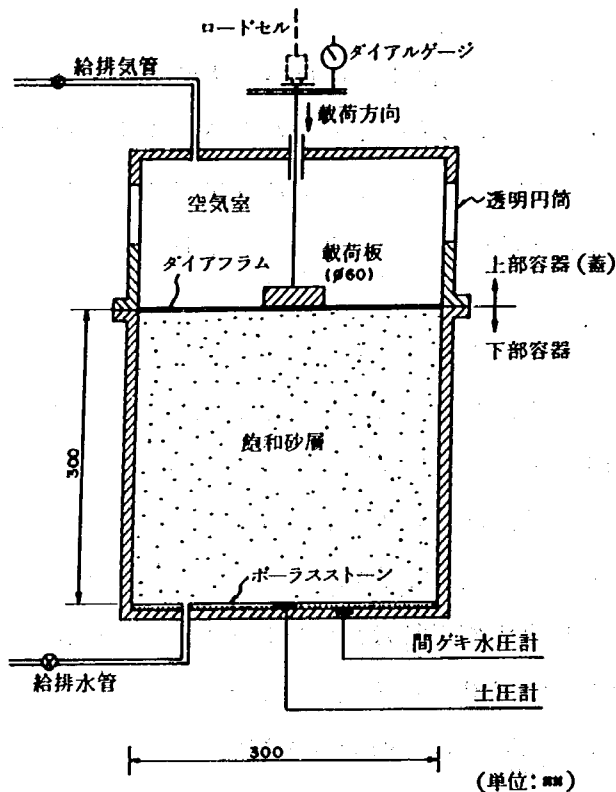
5.2 地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響

5.2.1 実験方法

地盤の液状化が地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響を定量的に評価するために、特殊な載荷試験装置を製作した。試験装置の概要を図-5.2.1に示す。同装置は内径300mmの密閉型円筒容器であり、土試料のセットされる下部容器と空気室である上部容器の間はゴムのダイヤフラムで遮断している。同ゴム膜にはφ60mmの載荷板が取付けられており、最大500Kgfの鉛直載荷が可能な構造である。供試体は豊浦標準砂を水中落下させ作成し、所定の深さ（約300mm）まで投入した後に飽和度を高めるために水まわしを行う。ゴム膜を介して空気圧力（ σ'_v ）による圧密（圧密時間：3時間）を行う。圧密終了後は σ'_v に対して或る割合の過剰間隙水圧（ Δu ）を強制的に供試体内に与え、その状態下で静的載荷試験を行い、地盤の反力特性に及ぼす Δu の影響を調べた。ここで過剰間隙水圧 $\Delta u / \sigma'_v$ は0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.9および0.95と順次変化させた。載荷試験時には、鉛直方向載荷重と載荷板の貫入量の測定を行ったが、試験機的能力上、貫入量が1mm程度に到るまでを目安として載荷重の操作を行った。また、実験条件としては表-5.2.1のように0.5（Kgf/cm²）と1.0（Kgf/cm²）の2種類とし、各拘束圧条件について4あるいは5供試体で試験を行った。

本実験において供試体内に人為的に過剰間隙水圧を供給したのは、前項の三軸圧縮試験の場

合と同様に、地震時の飽和砂地盤内に発生する過剰間隙水圧の上昇過程の状態を再現しようとするものである。



図－ 5.2.1 試験装置概要

表－ 5.2.1 実験条件一覧

No.	試料名	σ'_v (Kg/cm^2)	e_c	$[K]_{\mu_{sk}=0.0}$ ($\text{Kg}/\text{cm}^2/\text{mm}$)
1	ST-1	1.0	0.787	19.0
2	ST-2		0.722	17.1
3	ST-3		0.721	18.5
4	ST-4		0.744	18.0
5	ST-5		0.810	16.6
6	ST-8	0.5	0.770	10.2
7	ST-10		0.719	7.8
8	ST-11		0.791	8.1
9	ST-12		0.691	10.9

5.2.2 実験結果

図－ 5.2.2 は実験結果例であり、各間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_v$ における载荷重 (P) と貫入量 (δ) の関係である。図－ 5.2.3 は図－ 5.2.2 のような実験結果に基づいて、全実験について (5.2.1) 式で定義した地盤の反力係数と $\Delta u / \sigma'_v$ の関係を示したものである。

$$K = P / A \delta_0 \quad (5.2.1)$$

ここに、 K : 地盤反力係数 ($\text{Kg}/\text{cm}^2/\text{mm}$)

A : 载荷板の面積 (cm^2)

δ_0 : 基準貫入量 (1 mm)

同図から過剰間隙水圧の上昇に従い、地盤反力係数が減少するとわかる。また、同一圧密圧力条件での供試体間では K 値の絶対値に顕著な差異はなく、ほぼ同一傾向を示している。さらに、圧密圧力による差異は明確に現われており、圧密拘束圧の高い方の K 値が大きい。

図－ 5.2.3 において任意の $\Delta u / \sigma'_v$ に対する K を $\Delta u / \sigma'_v = 0.0$ 、つまり過剰間隙水圧の発生しないときの地盤反力係数 K_0 で基準化し、各データの平均曲線で示すと図－ 5.2.4、5.2.5 のようになる。さらに、両実験結果を要約したのが図－ 5.2.6 であり、同図によれば、 σ'_v に拘わらず基準化された地盤の反力係数 (K/K_0) が $\Delta u / \sigma'_v$ の増加に伴い減少すると、間隙比に

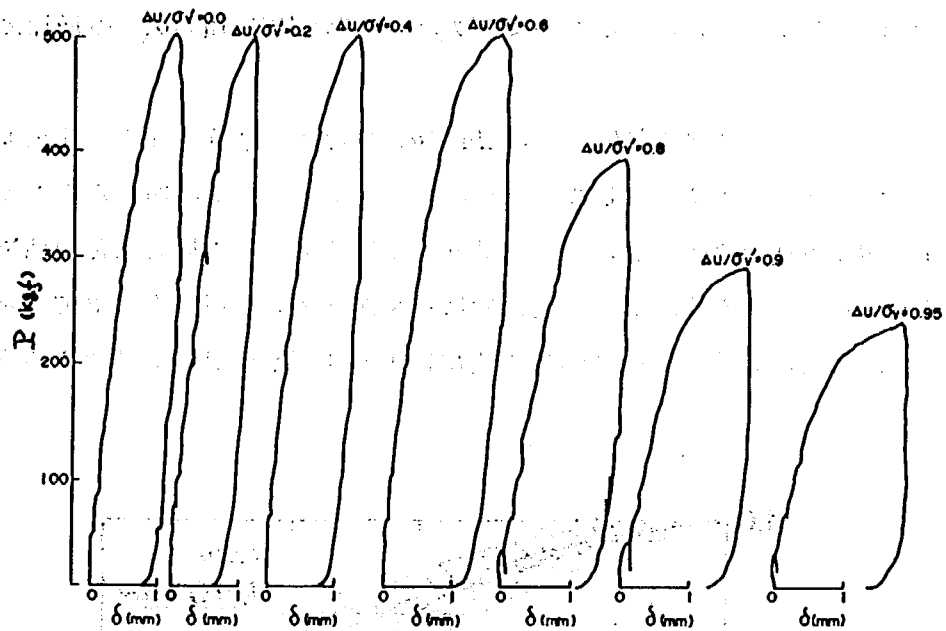


図-5.2.2 実験結果例

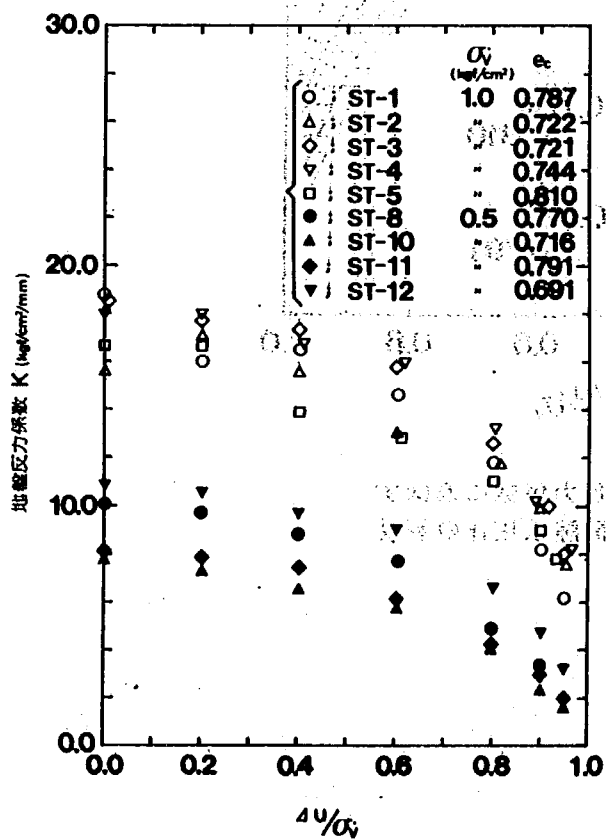


図-5.2.3 地盤反力係数と $\Delta u/\sigma'_v$ の関係

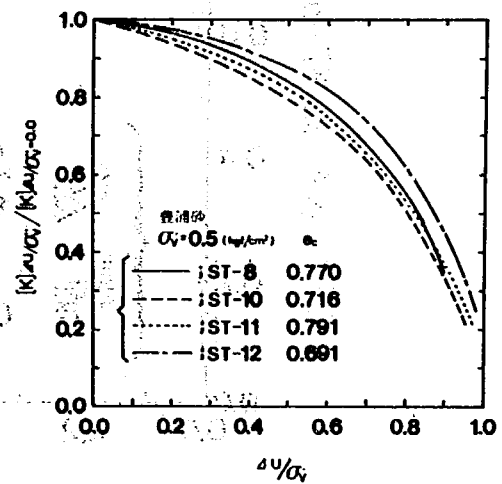


図-5.2.4 $K/K_o \sim \Delta u/\sigma'_v$
($\sigma'_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

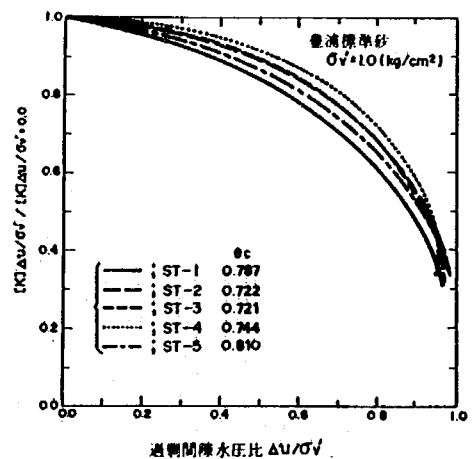


図-5.2.5 $K/K_o \sim \Delta u/\sigma'_v$
($\sigma'_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

よる変化特性の差異は見られないことおよび σ'_v が小さい方が $\Delta u/\sigma'_v$ の増加による影響が大きいことがわかる。

以上のように、簡易な試験装置により、 $\Delta u/\sigma'_v$ で定義した液状化の発生程度が地盤の反力係数に及ぼす影響を図-5.2.6として得ることができる。従って、何らかの方法で構造物周辺の地盤の $\Delta u/\sigma'_v$ が推定できれば、図-5.2.6の結果に基づいて周辺地盤の地盤反力係数の低減率を決定できることになる。なお、同試験は小型試験装置を用いかつ静的な載荷試験に基づくものであり、今後は動的な載荷試験等の実施により詳細な検討が必要であろう。

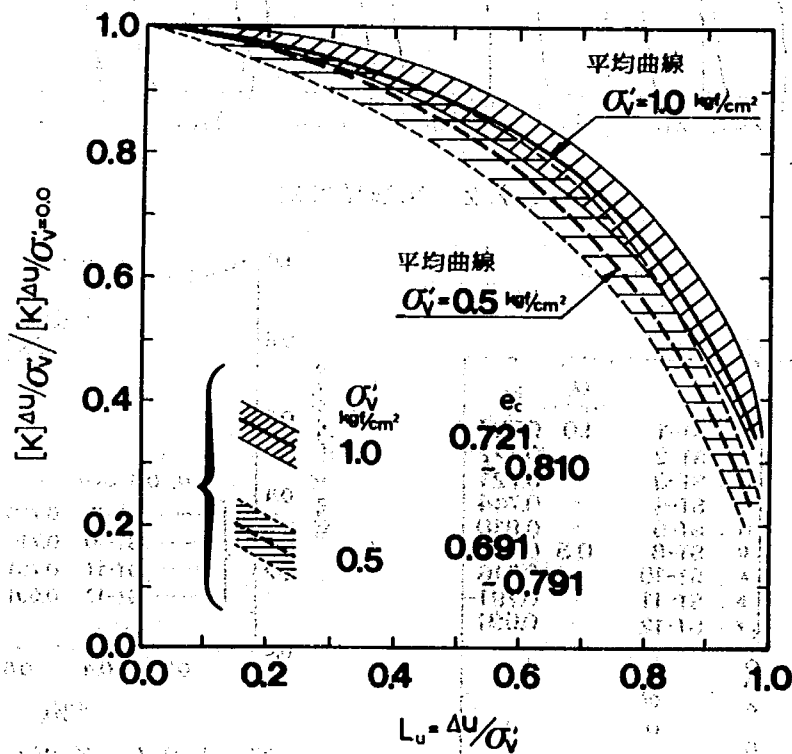


図-5.2.6 地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧比の影響

5.3 過剰間隙水圧の推定法

5.3.1 概 要

構造物の耐震性に及ぼす地盤液状化の影響を解明するためには、地盤液状化の発生程度を明らかにする必要がある。ここで液状化の発生程度の判断基準を何に置くかが問題となるが、地盤液状化の定義によれば前章4.1.6の3)の(4.1.8)式で定義した過剰間隙水圧比 $L_u = \Delta u / \sigma'_v$ により表わすのが適当であろう。そのためには過剰間隙水圧 Δu を推定することが必要となる。2章でも簡単に紹介したように地盤の地震応答解析により過剰間隙水圧の発生量を推算する方法があるが、ここでは液状化抵抗率 (F_L) による簡易推定法についてその妥当性の検討を行う。

5.3.2 動的強度試験に基づく推定

室内動的土質試験（振動三軸試験）によれば、応力比 (τ / σ'_v) と液状化時の繰り返し回数 (N_L) の関係を両対数で表わすと図-5.3.1のようにほぼ直線の関係が得られる。⁹³⁾ この関係は(5.3.1)式で近似される。

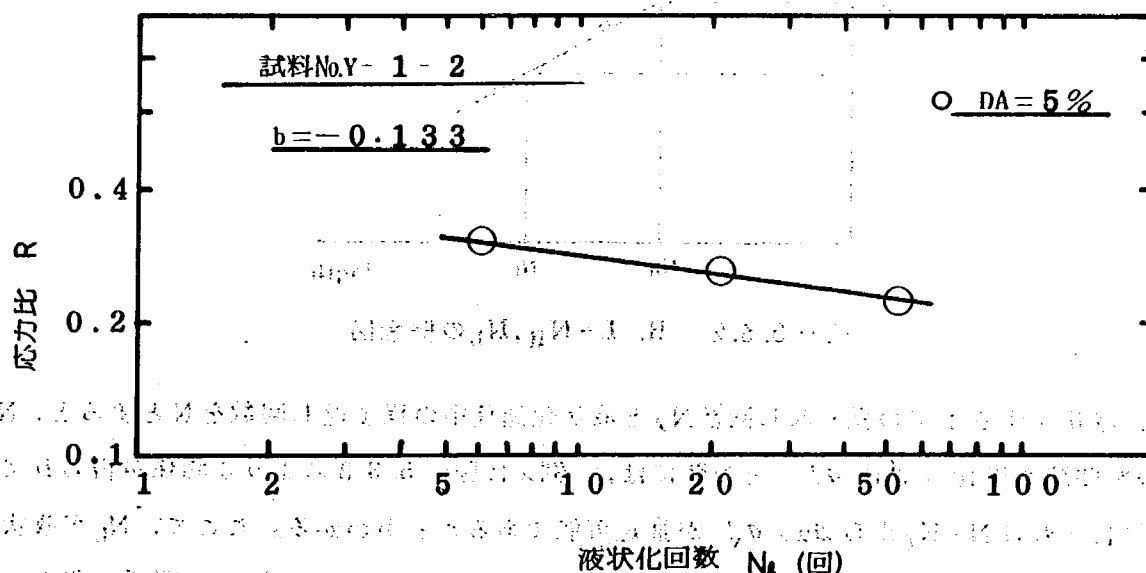


図-5.3.1 $R(\tau / \sigma'_v) \sim N_L$ の関係例

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = a N_L^b \quad (5.3.1)$$

(Y, Z) : せん断応力 (Kg/cm²) , σ'_v : 有効上載圧 (Kg/cm²)

a, b : 軸ヒズミ両振巾により決まる定数

(注) 地盤の動的せん断強度比を R , また地震時せん断応力比を L とすると、各々(5.3.2)式および(5.3.3)式が成立つ。

$$R = (\tau_R / \sigma'_v) \quad \dots\dots\dots (5.3.2)$$

$$L = (\tau_L / \sigma'_v) \quad \dots\dots\dots (5.3.3)$$

とくに, τ_R : 動的せん断強度

τ_L : 動的せん断応力

さらに, 図-5.3.2に示すようにRの応力比では N_R の繰返し回数で, またLの応力比では N_L の繰返し回数で液状化すると考えられるが, その場合には次式が成立つ。

$$R = a N_R^b \quad \dots\dots\dots (5.3.4)$$

$$L = a N_L^b \quad \dots\dots\dots (5.3.5)$$

ここで, F_L の定義から(5.3.4)式および(5.3.5)式から(5.3.6)式の関係が導かれる。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{a N_R^b}{a N_L^b} = \left(\frac{N_R}{N_L} \right)^b \quad \dots\dots\dots (5.3.6)$$

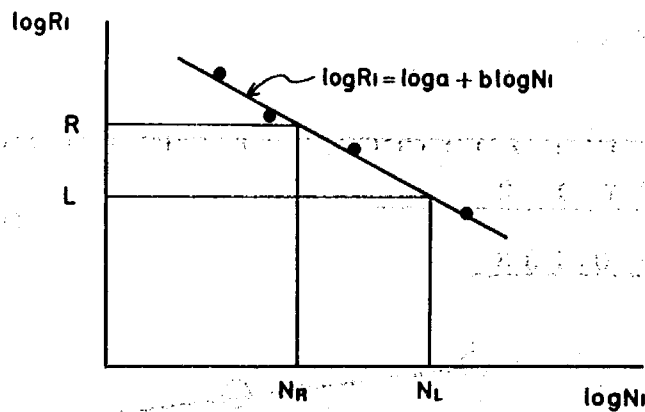


図-5.3.2 R, L~ N_R, N_L の概念図

また, 液状化するまでの繰返し回数 N_L と液状化過程中的繰返し回数をNとすると, N/N_L と過剰間隙水圧比($\Delta u / \sigma'_v$)との間には, 例えば図-5.3.3のような関係が得られている。同図によれば N/N_L から $\Delta u / \sigma'_v$ が推定可能であることがわかる。ここで, N_L が液状化するまでの回数であり, 一方 N_R が液状化過程中的回数とすると(5.3.7)式の関係が得られる。

$$\frac{N_R}{N_L} = \frac{N}{N_L} \quad \dots\dots\dots (5.3.7)$$

そして, (5.3.6)式および(5.3.7)式から(5.3.8)式が導かれる。

$$\frac{N}{N_L} = (F_L)^{\frac{1}{b}} \quad \dots\dots\dots (5.3.7)$$

従って, (5.3.7)式および図-5.3.3により, 次式のようにして F_L から過剰間隙水圧(比)の推定ができる。

$$\Delta u / \sigma'_v \sim N / N_L = F_L^{\frac{1}{b}} \quad \dots\dots\dots (5.3.8)$$

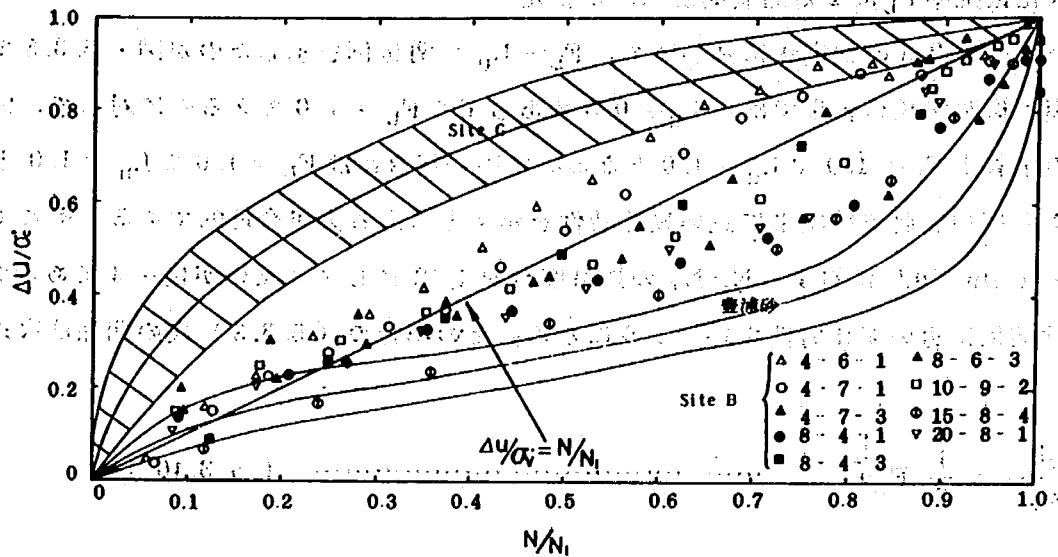


図-5.3.3 $\Delta u/\sigma'_v \sim N/N_L$

例えば、図-5.3.3において $\Delta u/\sigma'_v = N/N_L$ で関係付けられる場合は (5.3.9) 式に基づいて、 F_L から過剰間隙水圧 (比) を推定することができる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_v} = \frac{N}{N_L} = F_L^b \quad \dots \dots \dots (5.3.9)$$

なお、定数 b は軸歪両振巾 (DA) により異なるものであり、地盤のせん断強度比 R の定義の裏付けとなっている $DA = 5\%$ では $b = -0.17$ であることが報告されている。⁹³⁾

5.3.3 模型振動実験に基づく推定

地盤の液状化特性および液状化の簡易判定法の妥当性の検証のために振動台による模型振動実験を実施した。実験の詳細は既に報告している文献 (138) を参照されたい。同実験の結果から、 F_L と過剰間隙水圧比 $L_u (= \Delta u/\sigma'_v)$ の関係は図-5.3.4 のように得られる。同図によれば、 F_L から過剰間隙水圧 (比) を推定できる。

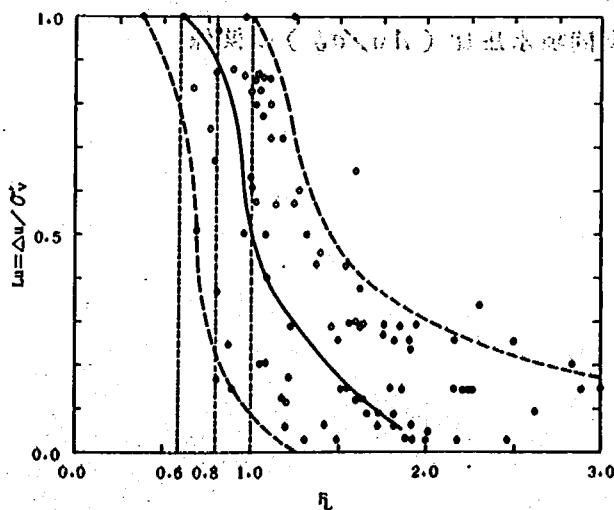


図-5.3.4 $F_L \sim \Delta u/\sigma'_v$
(模型振動実験)

5.3.4 液状化抵抗率 F_L による過剰間隙水圧の推定

5.3.2 および 5.3.3 の推定法に基づいて、 $F_L \sim L_u$ の関係例を示したのが図-5.3.5 である。同図で、模型振動実験の結果では、 $L_u \doteq 0.5$ であっても $F_L = 1.0$ であるのに対して、例1～3ではその定義上 $F_L = 1.0$ で $L_u = 1.0$ となる。実際の場合には $F_L = 1.0$ で $L_u = 1.0$ となると考えるより模型振動実験結果に近い変化特性を示すと考える方が合理的である。そこで、例-3において $\Delta u / \sigma_v'$ に対する N/N_L の影響度合を $1/2$ にしてみたのが例-4であるが、模型振動実験結果に近い変化特性を持つようになる。その場合の(5.3.8)式の関係は次式で表わされる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = \frac{1}{2} F_L \frac{1}{b} \quad \dots\dots\dots (5.3.10)$$

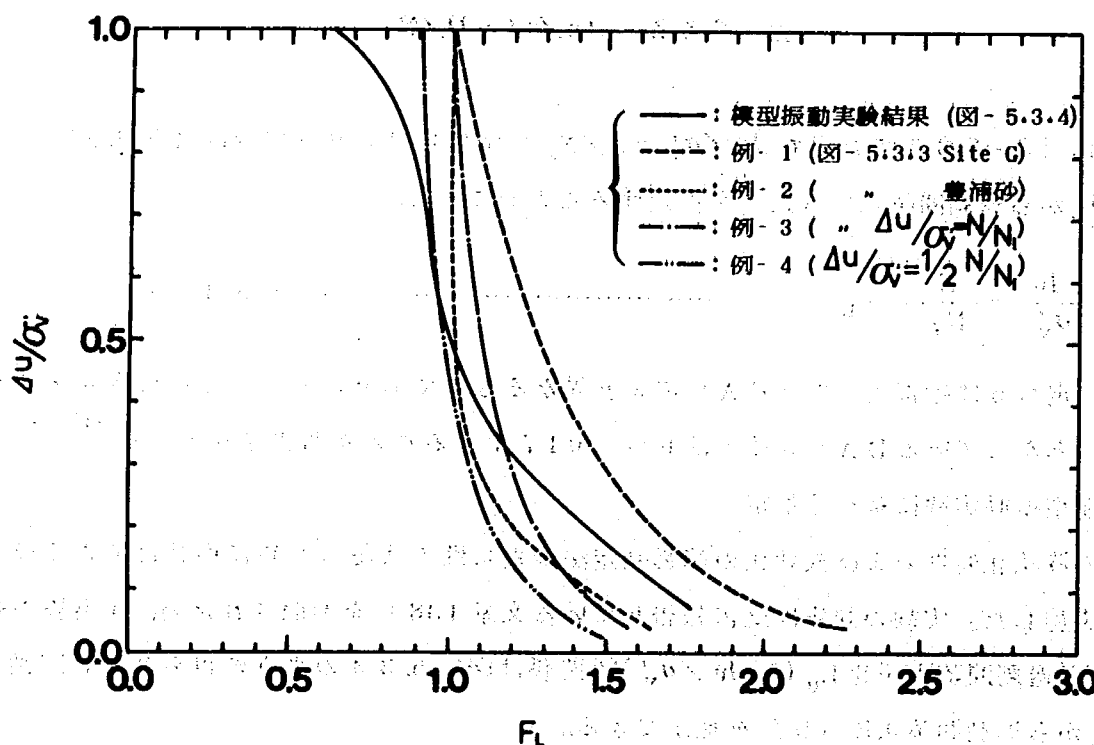
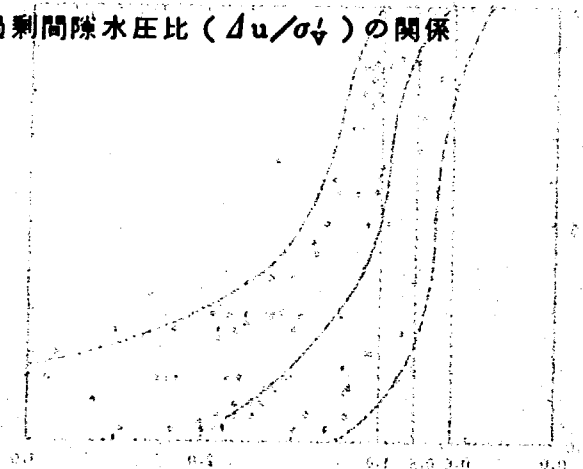


図-5.3.5 F_L と過剰間隙水圧比 ($\Delta u / \sigma_v'$) の関係

図-5.3.5 (模型振動実験結果)



5.4 地盤液状化を考慮した耐震性調査

前項までの調査結果に基づいて、 F_L を用いた土構造物および橋梁構造物（主として下部工）の液状化を考慮した耐震性の調査方法を示すと図-5.4.1のようになる。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計⁷¹⁾では、7.2の表-3.7.1のように F_L に基づいて土質定数を低減

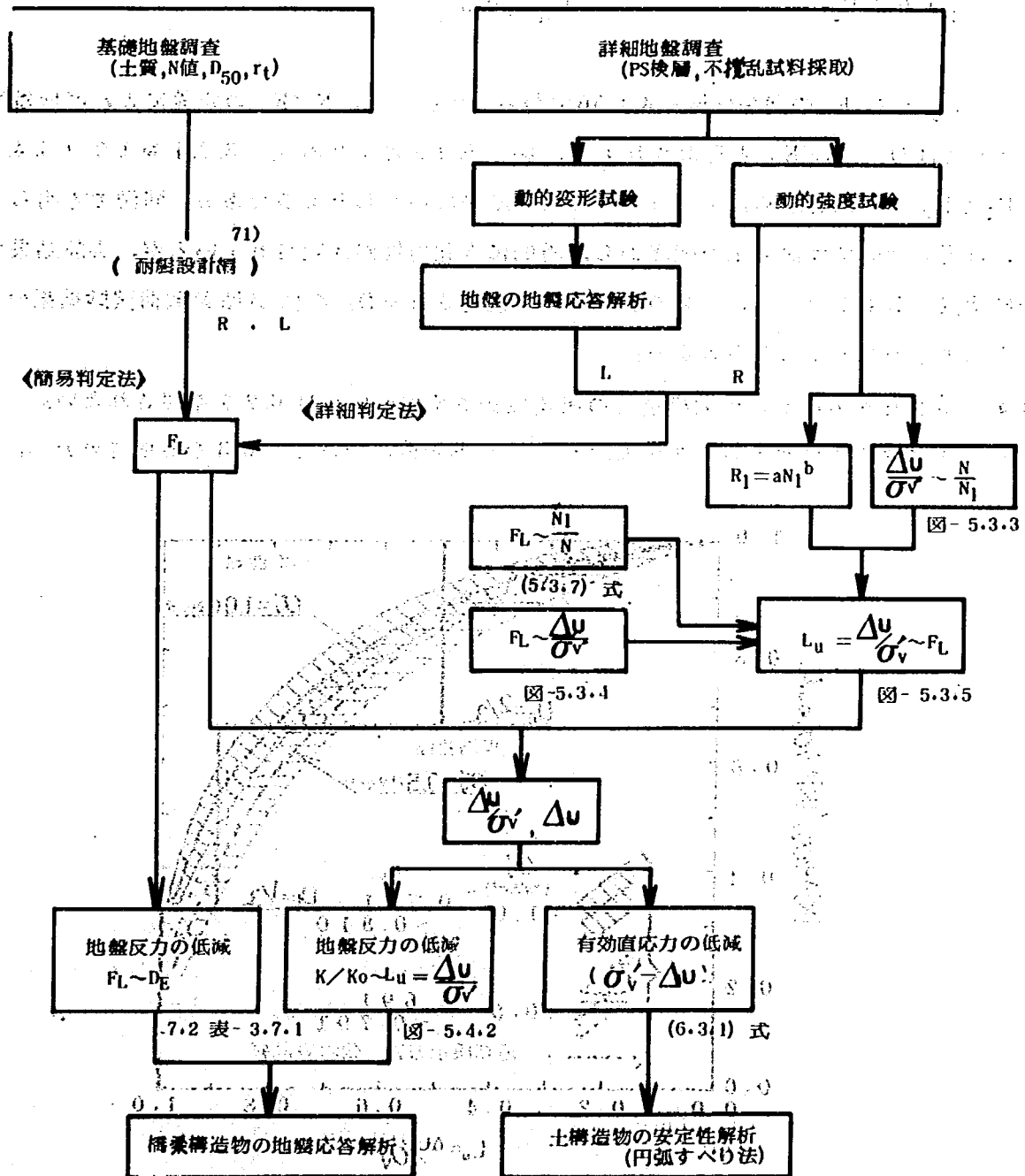


図-5.4.1 F_L から液状化を考慮した耐震性調査法

させるための定数 D_E を規定し、下部構造の耐震設計に地盤液状化を考慮するようにしているが、参考のために本研究結果と比較対照してみることとする。図-5.3.4の結果から、平均的な $F_L \sim L_u$ の関係は次のようになる。¹³⁸⁾

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_L \leq 0.6 & , \quad L_u = 1.0 \\ 0.6 < F_L \leq 0.8 & , \quad 0.9 \leq L_u < 1.0 \\ 0.8 < F_L \leq 1.0 & , \quad 0.5 \leq L_u < 0.9 \\ 1.0 < F_L & , \quad L_u < 0.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.4.1)$$

また、 L_u と K/K_0 の関係は図-4.1.56で得られているが、 K/K_0 の定義によれば地盤反力係数に関しては $D_E = K/K_0$ と近似されよう、図-5.4.2は7.2の表-3.7.1および(5.4.1)式から D_E と L_u の関係を求め、図-5.3.6の実験結果に併記したものである。同図でも明らかなように、耐震設計編では設計上の配慮から段階的に変化特性が規定されているが、実験結果では連続的に低減するものであり、7.2の表3.7.1で規定される D_E の値が簡易載荷試験結果の平均的な値を示すものであることがわかる。

なお、液状化を考慮した橋梁構造物の耐震性調査例については6.2を参照されたい。

また、地盤液状化を考慮した河川堤防の耐震性調査例については6.3を参照されたい。

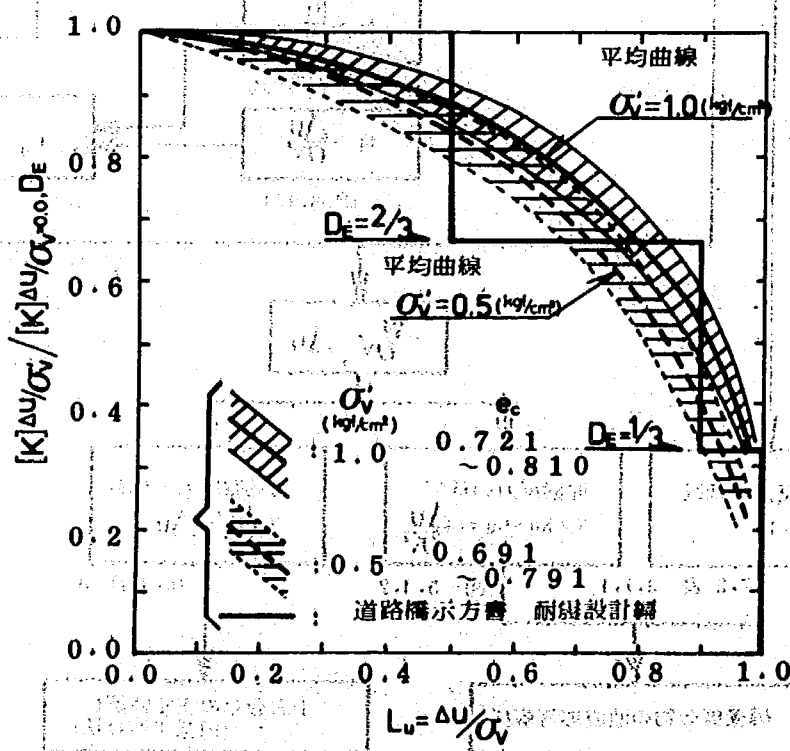


図-5.4.2 K/K_0 , $D_E \sim L_u (= \Delta u / \sigma'_v)$

6. 地盤液状化と構造物の耐震性に関する検討

6.1 概 要

地盤の液状化が問題とされるのは、それにより物的あるいは人的な災害が誘発される場合であり、地盤の液状化に関する調査・研究は単に現象を明らかにし、液状化の予測に止まるものではなく、最終的には各種構造物を地震災害からの保全に結びつけられなければならない。前章まで述べてきたのは主に地盤の液状化の予測に関する内容であり、地盤液状化が周辺構造物に及ぼす影響については全く触れていない。そこで、本章ではさらに一步進めて地盤液状化と構造物の耐震性に関して、地盤液状化の評価方法およびその影響について数種の解析例を示す。ここではまず6.2において地盤液状化と橋梁構造物の耐震性について、さらに6.3では地盤液状化と土構造物（河川堤防）の耐震性について検討した結果について記述する。

6.2 地盤液状化と道路橋の耐震性

6.2.1 概 要

橋梁構造物の耐震性に及ぼす地盤液状化の影響については、下部構造形式の異なる新潟地震で被害のあった昭和大橋および1978年宮城県沖地震で被害の見られた閑上大橋の2橋について検討する。ここで、昭和大橋はパイルベント基礎であるのに対して、閑上大橋はケーソン基礎である。（両地点における地盤の耐震性調査については、それぞれ4.1.2および4.1.3で報告した。）

6.2.2 昭和大橋^{118), 121), 149)}

昭和大橋の下部構造は長さ2.5m、径600mmの鋼管ぐいによるパイルベントによるくい式橋脚である。当初は9本1列構造であったが、被害後の復旧工事の際に増ぐいされ、9本2列の18本構造に補強された。本項ではP₅橋脚を対象として、「道路橋示方書 V 耐震設計編」⁷¹⁾に従って、前節4.1.2の地盤の耐震性調査の結果に基づいた液状化を考慮した下部構造の耐震性を検討する。P₅橋脚の構造諸元を図-6.2.1に示す。同橋の周辺と地盤の液状化については4.1.2で検討したが、その判定結果によれば、P₅橋脚付近では図-6.2.1のように深度10m以浅で液状化すると推定され、詳細判定および簡易判定の両結果を踏まえると、 $0.6 < F_L \leq 1.0$ とみなされる。従って、当地点では $F_L > 0.6$ であるため、耐震設計上の地盤面は常時の設計地盤面と一致する。また、下部工形式がくい基礎であるため、耐震設計上の地盤面より $1/\beta$ （≒4.0m、後述）の範囲で液状化の影響（土質定数の低減）を考慮する。ここで、道路橋示方書によれば土質定数を低減させる土層の取扱いは7.2の表-3.7.1の係数D_Eで考慮するよう規定されている。当地盤の詳細判定および簡易判定の両結果によるとD_E=1/2とされ、標準貫入試験結果より推定される $1/\beta$ の範囲の横方向地盤反力係数（1.0Kg/cm²）を1/2に低減するとことになる。ここでは参考のためにD_E=1/2および液状化を考慮しないD_E=1の場合も計算した。計算は「道路橋示方書 N 下部構造編」¹⁷⁰⁾のくい本体

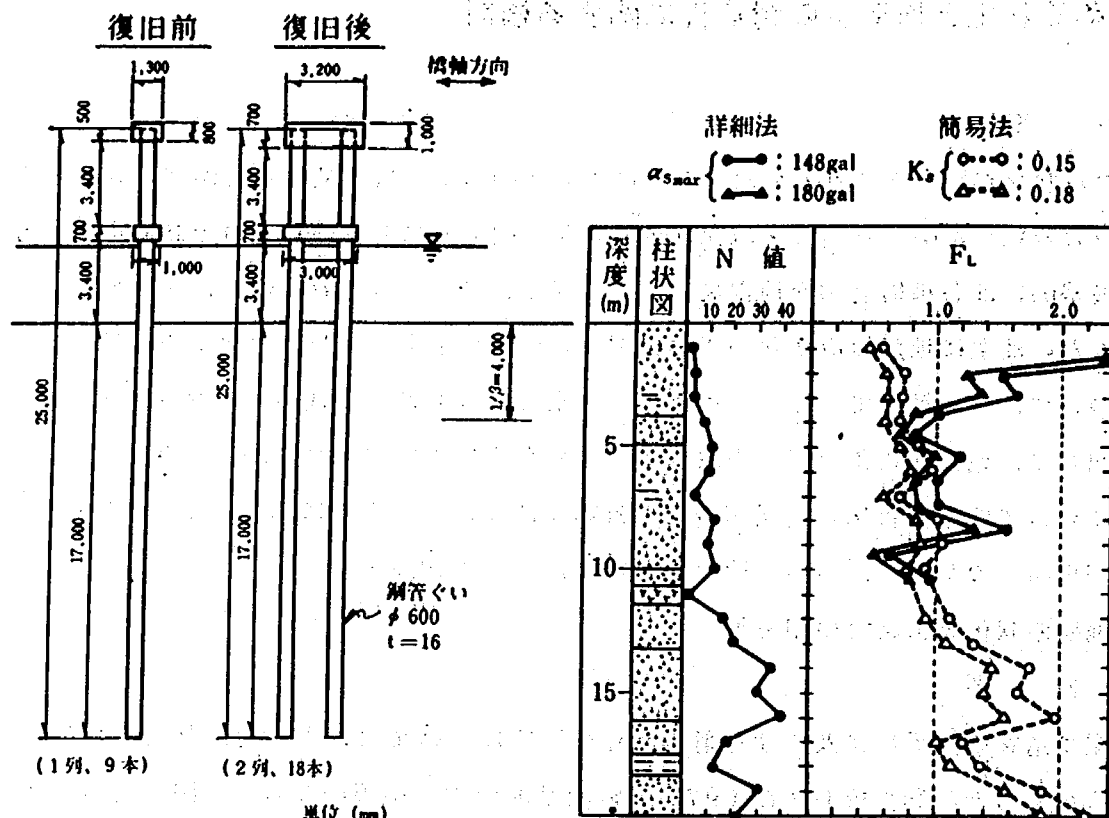


図-6.2.1 下部構造および周辺地盤の概要(昭和大橋:P₅橋脚)

に水平荷重を受けるくい基礎の設計計算法により行った。同橋における設計水平震度 (k_h)⁷¹⁾ は 0.2 であるが、 $k_h = 0.15$ および 0.25 の場合も計算した。計算方法の詳細は文献(118)を参照されたい。

図-6.2.2 および表-6.2.1 は橋脚天端の橋軸方向の水平変位量の計算結果である。また、復旧前の下部構造に対する計算結果を設計震度が 0.2 で D_E が 1 の場合の変位量を基準(1)として示したのが表-6.2.2 (A) である。同表によれば、 $D_E = 1$ の場合に比べて $D_E = \frac{2}{3}$ の場合で約 11% 増、 $D_E = \frac{1}{3}$ の場合で約 37% 増、 $D_E = 0$ の場合で約 61% 増となることがわかる。さらに杭を 1 列 9 本増やした復旧後の杭頭の変位量について、復旧前の $k_s = 0.2$ で $D_E = 1$ の場合を基準とした変位量の割合を表-6.2.2 (B) に示す。同表より復旧後の変位量は復旧前の $\frac{1}{10}$ 程度に減少することがわかる。

同橋では地震後に橋脚の変状について詳細な調査が実施されているがその結果は表-6.2.3 に示すようである。実測変状は図-6.2.3 の δ_1 であるが、比較のために表-6.2.4 に計算結果から求めた地表面からの変状 δ_2 を示した。同地点での地震時の震度はほぼ 0.2 と推定され、また、地盤液状化の影響は $D_E = \frac{1}{3}$ 程度と考えられるので δ_2 は約 40cm と推定される。この変形量は表-6.2.3 に示す P₅ 橋脚周辺の橋脚での変状に近い結果となっている。

表 6.2.1 橋脚天端の応答変位計算結果
(橋軸方向)

		Kh=0.15	Kh=0.20	Kh=0.25
補強前	$D_E = 1$	27.8	37.1	46.3
	$= \frac{2}{3}$	30.9	41.3	51.5
	$= \frac{1}{3}$	38.1	50.9	63.5
	$= 0$	170.0	226.8	283.5
補強後	$= 1$	5.6	7.5	9.4
	$= \frac{2}{3}$	6.3	8.4	10.5
	$= \frac{1}{3}$	7.8	10.4	13.0
	$= 0$	31.2	41.7	52.1

単位 (cm)

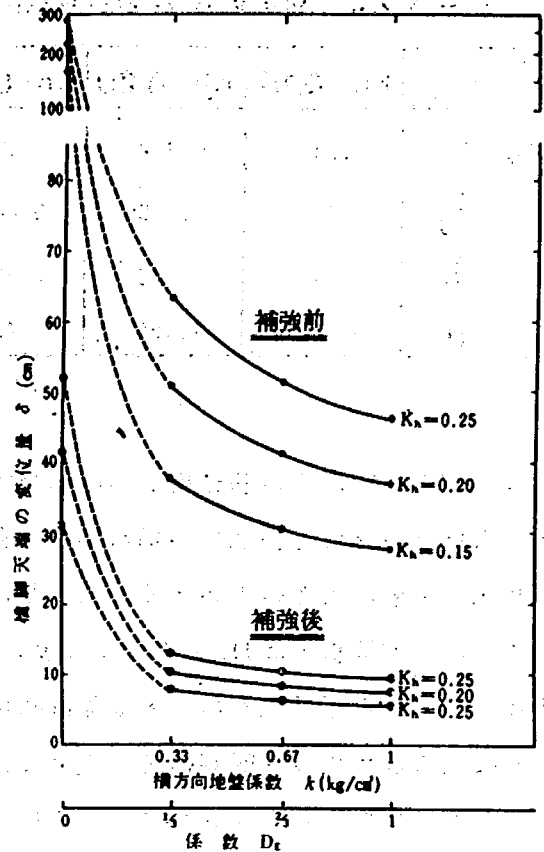


図-6.2.2 橋脚天端の応答変位計算結果
(橋軸方向)

表-6.2.2 橋脚天端の基準化された変位

(A) 復旧前：1列9本

	Kh=0.15	Kh=0.20	Kh=0.25
$D_E = 1$	0.75	1.13	1.25
$= \frac{2}{3}$	0.83	1.11	1.39
$= \frac{1}{3}$	1.03	1.37	1.71
$= 0$	4.58	6.11	7.64

(B) 復旧後：2列18本

	Kh=0.15	Kh=0.20	Kh=0.25
$D_E = 1$	0.07	0.10	0.13
$= \frac{2}{3}$	0.08	0.11	0.14
$= \frac{1}{3}$	0.11	0.14	0.18
$= 0$	0.42	0.56	0.70

表-6.2.3 地震時の橋脚変状 δ_1

	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀	P ₁₁	A ₂
上流側	0.075	0.172	0.237	0.416	0.192	0.584	0.032	0.014	0.031	0.012	0.006
下流側	0.134	0.131	0.235	0.352	0.420	0.074	0.007	0.009	0	0.004	0.015

単位 (m)

表-6.2.4 橋脚変位 δ_2 の計算結果

	$K_h=0.15$	$K_h=0.20$	$K_h=0.25$
$D_E=1$	0.234	0.312	0.389
$=\frac{2}{3}$	0.255	0.338	0.421
$=\frac{1}{3}$	0.295	0.395	0.492
$=0$	0.892	1.189	1.487

単位 (m)

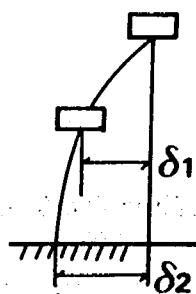


図-6.2.3 橋脚変位 δ_1 と δ_2 の定義

以上のように、くい基礎構造物の場合はその設計理念からして、表層付近 ($\frac{1}{\rho}$ の範囲) の水平抵抗 (地盤反力係数) が構造物の耐震設計に際して支配的な要因となるため、周辺地盤の液状化の影響は大きいといえる。ただし、その影響の度合は液状化の程度により異なるものと考えられ、本解析では $D_E=0.0$ つまり、周辺地盤の水平抵抗を零とする場合が顕著であり、多少なりとも水平抵抗があると地盤液状化の影響はそれ程著しくはないことが明らかとなった。これは地震液状化の程度が構造物の耐震設計に重要な意味をもっていることを示唆するものであり、液状化の程度の予測および構造物の耐震設計への反映方法等の諸問題の解決が早急に必要である。

6.2.3 閑上大橋^{122), 149)}

閑上大橋の下部工は円筒ケーソンと小判形橋脚からなる構造であり、上部工の被害はほぼ全橋にわたっているが、ここでは液状化したと推定される範囲が比較的広い第9橋脚を対象として、地盤液状化のケーソン基礎に対する影響を検討する。

第9橋脚の下部構造の概要および同橋脚近傍の地盤調査地点 (B-1) における地盤液状化の判定結果 (4.1.3 参照) を図-6.2.4 に示す。地盤液状化の判定結果によれば、深度約9m以浅が地盤液状化の影響を考慮すべき土層と考えられる。そこで、ここでは解析のための地盤モデルを図-6.2.4のようにケーソン部分で三層に分割し、最上層で地盤液状化の影響を考えた。地盤液状化の影響は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 (7.2) の表-3.7.1の係数 D_E を変えることにより考慮した。つまり、第1層の水平地盤反力係数 K_{H1} を常時 ($D_E=1$) にした場合、低減する場合 ($D_E=\frac{1}{3}, \frac{2}{3}$) および全く考えない場合 ($D_E=0$) の4ケースを想定して、「道路橋示方書Ⅴ下部構造編」¹⁷⁰⁾ のケーソン基礎の設計法に従って計算を行った。ここで、7.2で述べるように $D_E=0$ の場合の第2層の地盤反力係数の分布形状をどうするかが問題となるが、本計算では図-6.2.4に示すように常時の分布形状のままの矩形分布と第2層の上面で零となるような三角形分布の両分布を想定した。計算では図-6.2.4で想定した地盤反力分布条件下で設計水平震度を作用させ、ケーソンの回転によるケーソン天端の変位を求め、さらに橋脚の曲げ変形も加算して橋脚天端の変位を算出した。地震力の作用方向は橋軸方向および橋軸直角

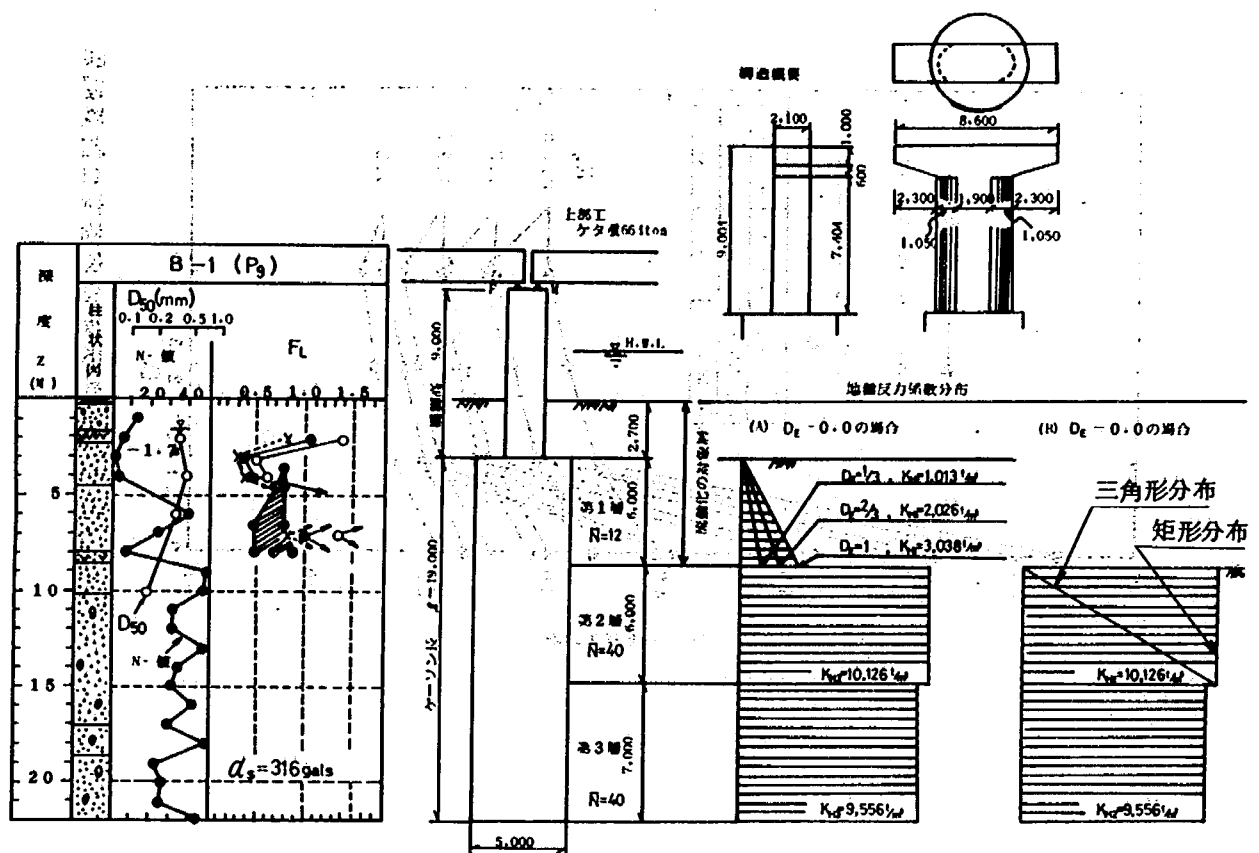


図-6.2.4 下部構造および周辺地盤の概要（関上大橋 = P₉ 橋脚）

方向とし、入力した水平震度 (K_s) は 0.2, 0.25, 0.3 および 0.35 の 4 ケースを想定した。

表-6.2.5 はケーソン回転角、回転中心までの深さ、ケーソン天端の回転変位、橋脚の曲げによる変位および橋脚天端の変位の計算結果をまとめたものである。同結果のうち、橋脚天端の変位について整理したのが図-6.2.5 である。また、 $K_s=0.2$ で橋軸方向地震動入力の場合について、ケーソン前面の地盤反力度およびケーソンの回転角の分布性状を示したのが図-6.2.6 である。図-6.2.5 の結果によれば、各震度ともに D_E が低減するに伴い、橋脚天端の変位量の増加がみられるが、 $D_E=1$ の地盤反力の低減を考えない場合に比較すると、橋軸方向の場合には $D_E=2/3$ で 6~9% さらに $D_E=1/3$ で 1.5% 程度の変位量の増加があり、橋軸直角方向の場合には $D_E=2/3$ で 8~9% さらに $D_E=1/3$ で 2.0% 程度の変位量が増加する。この傾向は水平震度に拘わらず同一である。また、 $D_E=0$ の場合は第 2 層の地盤反力の分布形状により橋脚天端の変位量に顕著な差がみられる。つまり、第 2 層の地盤反力が三角形分布である場合より矩形分布である場合の方が、変位量は約 1/2 程度となっている。そして、矩形分布である場合の変位量は $D_E=1$ の場合に比較して、橋軸方向で約 33~39%、橋軸直角方向で約 41~47% の増加となる。いずれにしても、同橋では $K_s=0.35$ 、 $D_E=0$ の第 2 層の地盤反力を三角形分布とした最悪の場合であってもたかだか橋脚天端の変位量は 8cm 程度であり、6.2.1 の昭和

表-6.2.5

解析結果一覧(第2層の K_H 分布)

K_s	D_E	ケーソン回転角 (rad)	回転中心までの 深さ (m)	橋脚天端の回転 変位 (mm)	橋脚曲げによる 変位 (mm)	橋脚天端の変位 (mm)
0.20	橋	1	5.17×10^{-4}	2211	11.4	55
		$\frac{2}{3}$	5.66×10^{-4}	2222	12.6	18.1
		$\frac{1}{3}$	6.26×10^{-4}	2234	14.0	19.5
		0	1.56×10^{-3}	2366	36.9	235(424)*
	直	1	5.47×10^{-4}	2206	121	21
		$\frac{2}{3}$	5.98×10^{-4}	2218	133	15.4
		$\frac{1}{3}$	6.62×10^{-4}	2230	14.8	16.9
		0	1.64×10^{-3}	2364	38.3	210(409)*
	角	1	6.48×10^{-4}	2211	143	6.9
		$\frac{2}{3}$	7.08×10^{-4}	2222	157	2.6
		$\frac{1}{3}$	7.84×10^{-4}	2234	17.5	2.44
		0	1.94×10^{-3}	2367	45.9	289(528)*
0.25	橋	1	6.84×10^{-4}	2206	151	25
		$\frac{2}{3}$	7.48×10^{-4}	2218	166	19.1
		$\frac{1}{3}$	8.27×10^{-4}	2230	18.4	20.9
		0	2.03×10^{-3}	2364	48.0	255(505)*
	直	1	7.77×10^{-4}	2211	172	8.3
		$\frac{2}{3}$	8.50×10^{-4}	2222	18.9	27.2
		$\frac{1}{3}$	9.41×10^{-4}	2234	21.0	29.3
		0	2.32×10^{-3}	2367	54.9	342(632)*
	角	1	8.21×10^{-4}	2206	181	32
		$\frac{2}{3}$	8.97×10^{-4}	2218	19.9	23.1
		$\frac{1}{3}$	9.92×10^{-4}	2230	22.1	25.3
		0	2.43×10^{-3}	2364	57.4	304(606)*
0.30	橋	1	9.07×10^{-4}	2211	201	9.7
		$\frac{2}{3}$	9.82×10^{-4}	2222	220	31.7
		$\frac{1}{3}$	1.10×10^{-3}	2234	24.6	34.3
		0	2.70×10^{-3}	2367	63.9	397(736)*
	直	1	9.58×10^{-4}	2206	211	35
		$\frac{2}{3}$	1.05×10^{-3}	2218	233	26.8
		$\frac{1}{3}$	1.16×10^{-3}	2230	25.9	29.4
		0	2.82×10^{-3}	2365	66.7	347(702)*
	角	1	9.58×10^{-4}	2206	211	35
		$\frac{2}{3}$	1.05×10^{-3}	2218	233	26.8
		$\frac{1}{3}$	1.16×10^{-3}	2230	25.9	29.4
		0	2.82×10^{-3}	2365	66.7	347(702)*

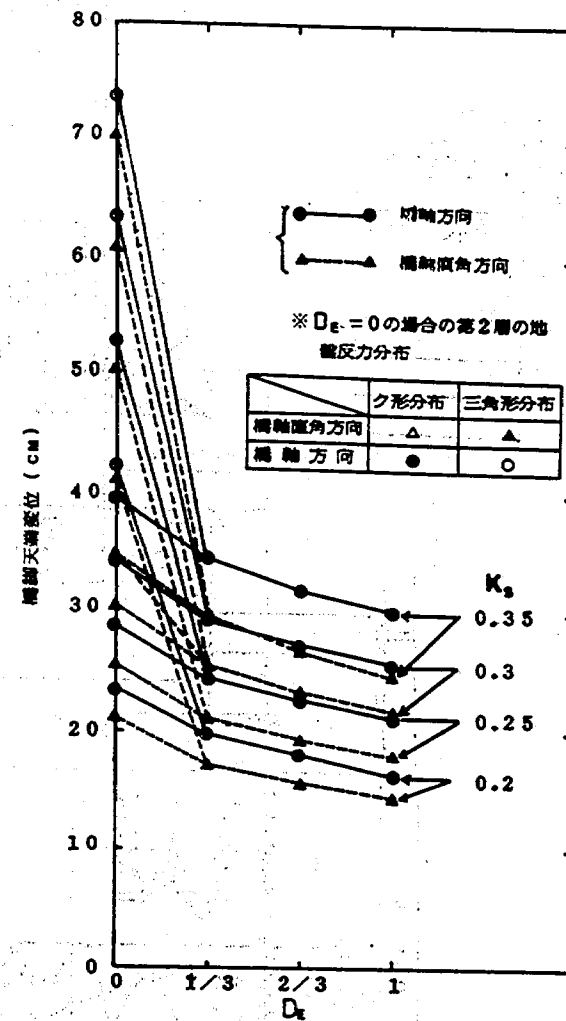
注: * : $D_E = 0$ の場合の第2層の地盤応力の分布が三角形分布の場合。

図-6.2.5 橋脚天端の応答変位計算結果

大橋に比較するとはるかに小さい。図-6.2.7²⁾は地震直後の被害調査により得られた、上下流の地覆位置における橋脚直角方向移動量および高欄継目の引抜け量の橋軸方向の分布を示す。同図によれば解析の対象としたP₉での地覆位置での橋軸直角方向移動量は5~1.0 cm程度、また高欄の引抜け量が4 cm程度であることがわかり、橋脚天端での橋軸直角方向変位および橋軸方向変位もこれらの変形量と同程度以下であったと推定される。これらの実測変位量は図-6.2.5の計算結果とほぼ同程度の値を示している。

以上のことから、閑上大橋では地盤液状化が発生し橋脚および上部工の被害を助長したと思われるが、下部工がケーソンであったことにより地盤液状化の影響は比較的小さかったものと推定される。

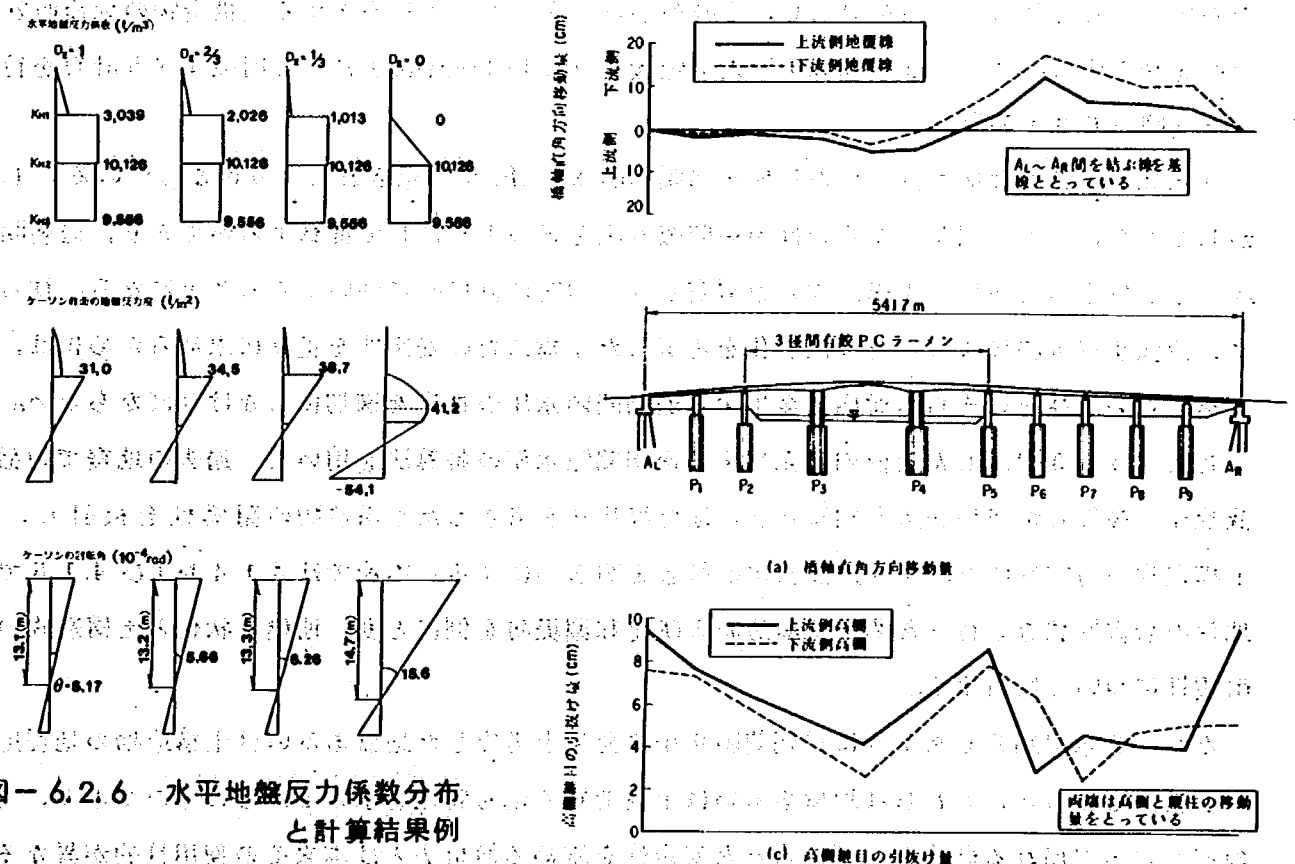


図-6.2.7 地震時の橋面地覆の移動量および高欄継目の引抜け量²⁾

6.3 地盤液状化と土構造物の耐震性

6.3.1 概 要

土構造物の代表的なものとしては道路盛土、河川堤防等があげられるが、既往の地震においてもこれらの土構造物に甚大な被害の発生していることは周知の事実である。そして、これらの土構造物の被害誘因の一つとして土構造物の支持地盤の液状化があげられる。つまり、地盤の液状化が過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少を誘発させることを考えるならば、飽和砂質地盤上に構築された土構造物に地盤液状化が深く係わっており、土構造物の地震時の安定性（耐震性）に対する重要な因子となることは充分考えられる。

現在、土構造物の地震時の安定性を推定するために頻繁に用いられているのは円弧すべり法である。円弧すべり法では仮想した円弧すべり面に作用するせん断応力に対するせん断抵抗力の比で定義される安全率を算出し、その最小安全率をもって対象とする土構造物の地震時安全性を判定する。ここでは（6.3.1）式で定義される Fellenius 法による円弧すべり計算を行った（図－6.3.1 参照）。

（6.3.1）式では地盤液状化の影響が過剰間隙水圧 Δu で考慮されるようになっている。しかしながら、ここで問題となるのは過剰間隙水圧をどのようにして推算するかであり、過剰間隙水圧の推定の妥当性が土構造物の耐震安定性の精度に直接的に効いてくることになる。従って、円弧すべり法により地盤の液状化を考慮した土構造物の安定性を正確に求めるためには、土構造物およびその支持地盤内に発生する過剰間隙水圧の推定を適切にしなければならない。

ここでは 5.3 で示した地盤内に発生する過剰間隙水圧の推算法を用いて、過去の地震で地盤液状化で被災した河川堤防を例にとり、地盤液状化を考慮した土構造物の耐震性を検討し、土構造物の耐震性に及ぼす地盤液状化の影響を明らかにする。本節では 4.1.4 および 4.1.5 で地盤の耐震性調査を行った閑上上堤防および北和淵堤防を例にとり、地盤液状化と土構造物の耐震性について検討する。

なお、2 章で紹介したように過剰間隙水圧の発生を考慮した地盤あるいは土構造物の地震応答解析法もあるが、これらは地盤あるいは土構造物の応答特性を求めるためのものであり、力のバランスが崩れる破壊を念頭に入れた安定性を求める解析法とは本来その使用目的が異なるものである。従って、ここでは、あくまで土構造物の安定解析に視点を置いて、汎用性の高い円弧すべり法による解析を行うことにした。

$$F_s = \frac{R \cdot \sum [C \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \cdot \tan \varphi]}{\sum W \cdot x + \sum F_h \cdot r_h + \sum F_v \cdot r_v} \quad \dots\dots\dots (6.3.1)$$

ここに、 F_s ：すべりに対する安全率

R ：すべり円の半径 (m)

C ：土の粘着力 (t/m^2)

φ ：土の内部摩擦角 (度)

l ：分割片の底辺長 (m) $l \cong \frac{b}{\cos \alpha}$

b ：分割片の巾 (m)

W ：分割片の全重量 (t/m)

W' ：分割片の有効重量 (t/m)

u ：間隙水圧 (t/m^2) $u = \text{静水圧} + \Delta u$

α ：分割片の底面の傾度 (度)

x ：分割片の中心線とすべり円心の水平距離 (m)

F_h ：水平地震力および水平集中荷重 (t/m)

r_h ： F_h のすべり円中心に対するアーム長 (m)

F_v ：垂直地震力および鉛直集中荷重 (t/m)

r_v ： F_v のすべり円中心に対するアーム長 (m)

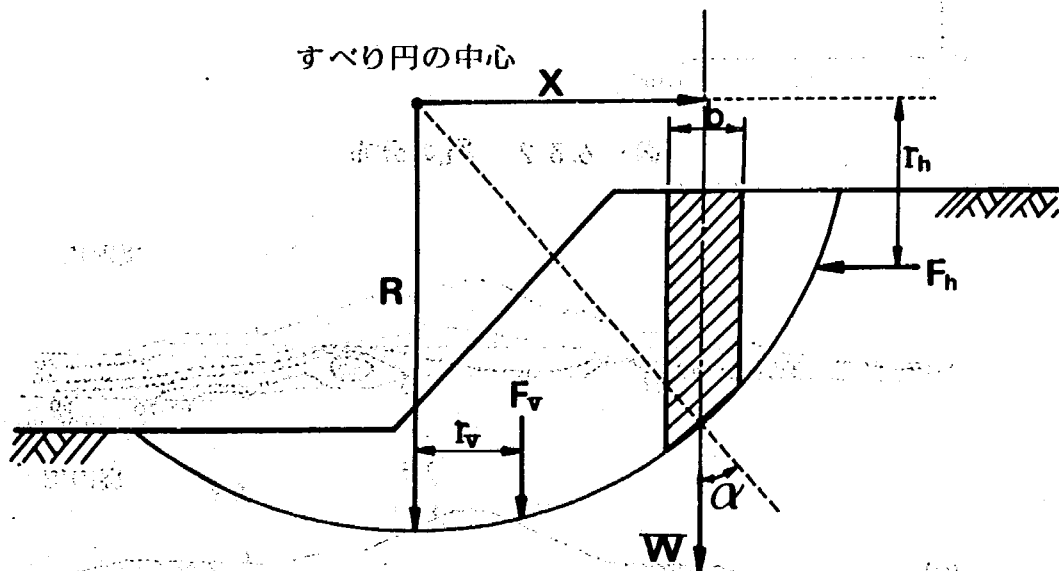


図-6.3.1 円弧すべり法の概念図

6.3.2 閑上上堤防¹²⁹⁾

閑上上堤防では4.1.4において、隣接する河川堤防において被害の発した地点(Y-1)と無被害の地点(Y-3, 4)のあることを報告し、堤防の被害の有無が地盤液状化の発生程度の差異によるものであることを明らかにした。当地点では地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮した円弧すべり法による堤防の安定解析を行い、過剰間隙水圧が堤防の安定性に対する影響を調べるとともに被害地点(Y-1)と無被害地点(Y-3, 4)の安定性の差異について検討を行う。

過剰間隙水圧の発生量は(5.3.8)式により推定した。そのためには F_L の分布を知る必要があるが、地盤の動的強度 R は室内実験の結果を用い、地震荷重 L は4.1.4で示した2次元有限要素解析(基盤位置と入力地震動は詳細判定法に準じている)で計算した。

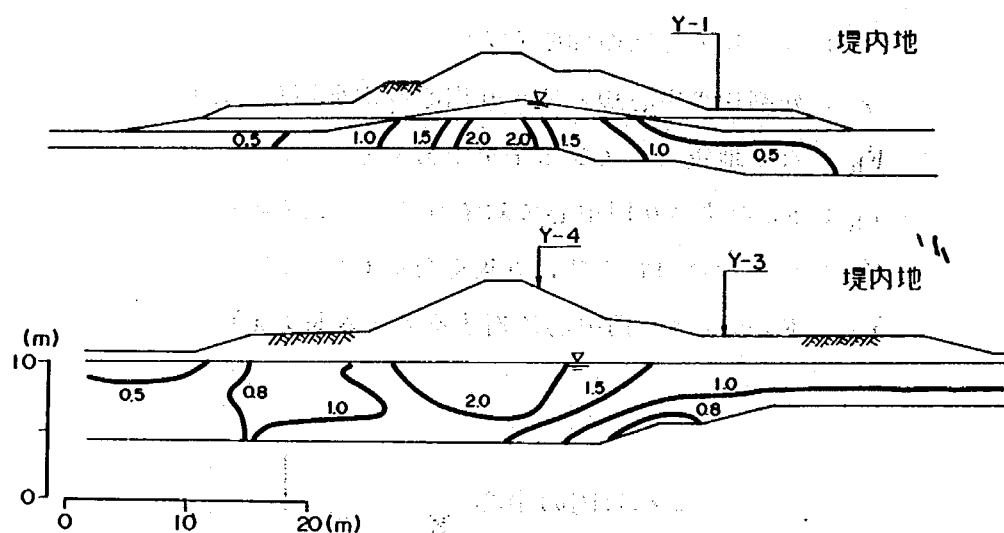


図-6.3.2 F_L の分布

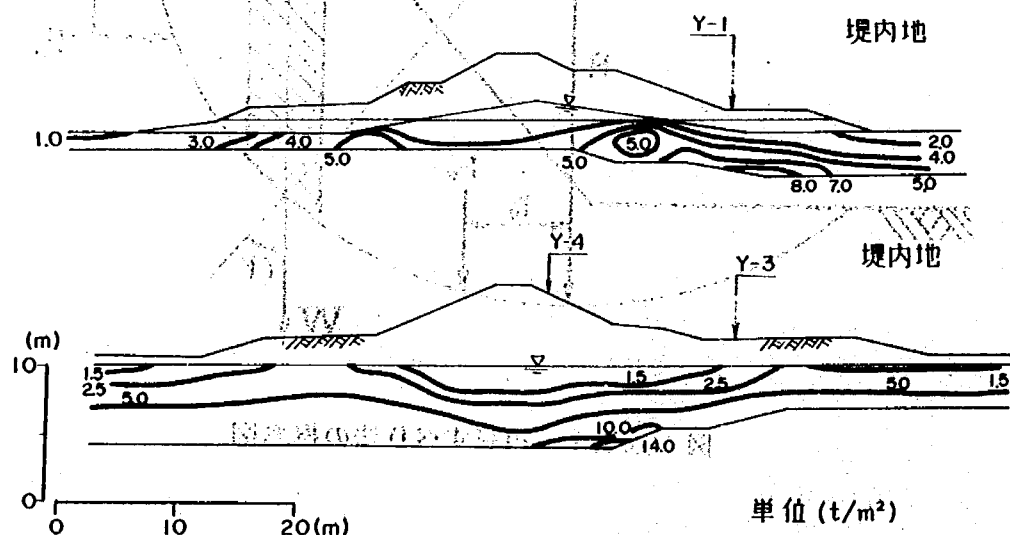


図-6.3.3 過剰間隙水圧の分布

F_L の分布の推算結果は図-6.3.2のようであり、これに基づく過剰間隙水圧の分布状況は図-6.3.3に示すとおりである。これらの図から、 $Y=1$ 地点の方が $Y=3, 4$ 地点より、法尻付近の F_L が小さく、それに対応して過剰間隙水圧の発生量が大きいことが知られる。また、図-6.3.4は震度法により、 $Y=1$ 地点および $Y=3, 4$ 地点の堤防の最小安全率(F_s)を求めた結果である。両地点とも全般的に安全率が高くなっているが、過剰間隙水圧を考慮すると安全率が低下することがわかる。また、被害地点と無被害地点の比較では、被害地点の安全率が低くなっており、地盤液状化が堤防被害の差異に関与するものであったことが推定される。

以上の解析結果によれば、液状化の対象となる砂質地盤上に構築される土構造物の安定解析においては過剰間隙水圧の発生を考慮することの必要性が明らかとなった。

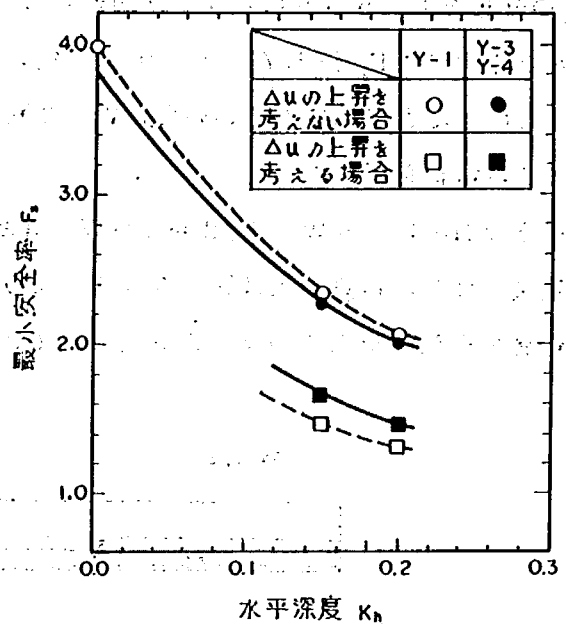


図-6.3.4 堤防の安定解析結果

6.3.3 北和淵堤防

北和淵地区は4.1.5に述べたように、旧河道上で数多くの噴砂が発生していることから地盤が液状化したものと推察されるが、堤防については実被害はほとんどなく、旧河道上の堤防においてわずかなクラックが生じた程度であった。4.1.5の液状化の判定結果から、旧河道上一帯にみられた噴砂は、G.L. -3~4mのうすい砂層が液状化したことにより生じたものであることがわかった。周辺地盤が液状化を起こして構造物が被害を被った例は前述の閑上上堤防を始めとして数多くあるが、この北和淵堤防のように、堤防は実被害を被っていない例もあり、ここでは北和淵堤防が周辺地盤が液化したにもかかわらず、被害を被っていない事実を考慮し、以下に解析を行った。

ここでは、6.3.2と同様に円弧すべり法を用いた堤防の安定解析を行い、堤防の耐震性を調査、検討するとともに実現現象との対応づけを行った。解析は図-4.1.39に示すW-1, 2断面とW-3断面の2断面を対象とし、砂質土層の地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮しない場合と考慮する場合について行い、両者の結果の比較を行った。過剰間隙水圧の発生量の推定では初期せん断応力 τ_i の影響についても考慮するようにしたが、 τ_i を考慮しない場合には閑上上堤防と同様な方法により、他方 τ_i を考慮する場合には石原、高津¹⁵²⁾の実験結果を用いて求めた基準曲線により行った。

ここで、過剰間隙水圧を求めるために必要な F_L の分布は、4.1.5 で求めた地盤の動的強度 R と 2 次元有限要素解析で計算した地震荷重 L により算定した。W-1, 2 断面、W-3 断面の F_L の分布を図-6.3.5 に示す。同図からもわかるように、W-3 断面では $F_L < 1.0$ となる箇所がなくすべて $F_L > 1.7$ であるので、例えば 5.3.2 の方法により過剰間隙水圧の発生量を求めてもほとんどゼロに等しいので、W-3 断面については過剰間隙水圧を考慮しない場合についてのみ解析を行った。

以上の方法により W-1, 2 および W-3 断面の液状化の対象となる砂層の過剰間隙水圧の発生量の分布の推算結果は図-6.3.6 のように得られる。同図から、堤防直下では盛土上載圧の影響で過剰間隙水圧の発生が抑えられていることがわかる。なお、初期せん断応力を考慮す

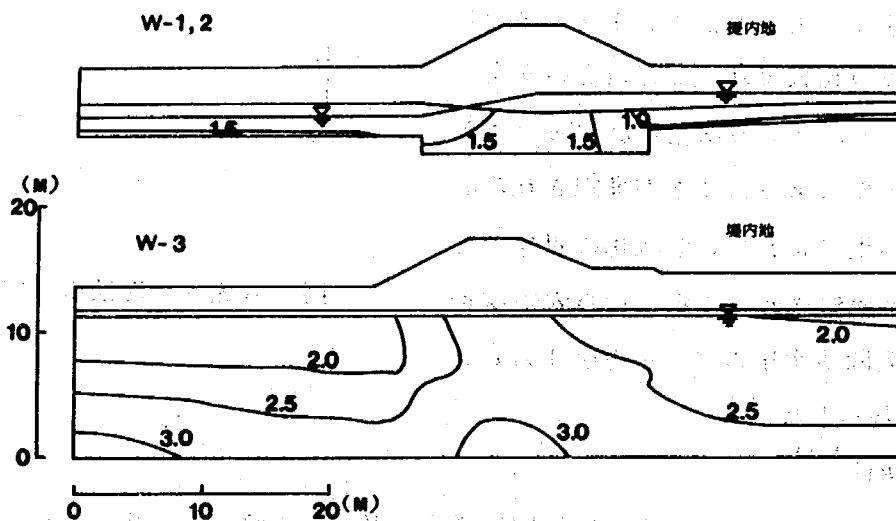


図-6.3.5 F_L の分布

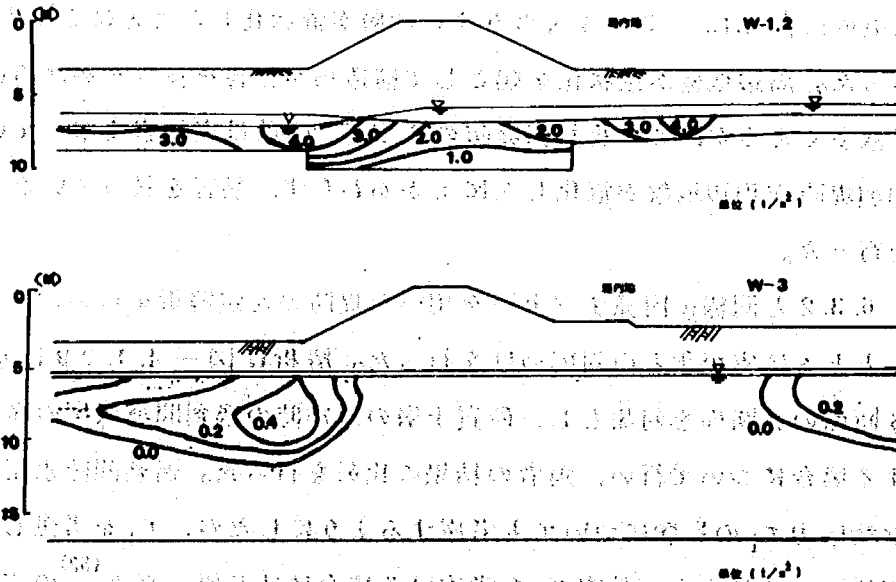


図-6.3.6 過剰間隙水圧の分布

る場合としない場合では過剰間隙水圧量は考慮する場合の方が小さいが、対象となる砂層がうすいこともありその差はわずかである。

種々のケースにおける堤防の安定解析結果は図-6.3.7となる。全般的に安全率が高いのは、強度常数 C 、 ϕ の値として数少ないサンプリング試料を用いて行った土質試験結果より求められたものを本解析に適用しており、その値がかなり大きい結果を与えているためである。同図より、 $W=1, 2$ の安全率は $W=3$ のものより小さく、また、その安全率の差は常時ではほとんどなく、地震時に大きく開いていることがわかる。安全率の値そのものと被害との関係は明確にはできないが、両地点の地震時における安全率の差が $W=1, 2$ に軽微なクラックが入り、 $W=3$ は無被害であった事実とよく対応づけられると考えられる。また、過剰間隙水圧を考慮しない場合（静水圧）を考慮する場合の結果を比較すると、考慮する場合の方が安全率は低いとその差はほんのわずかである。同様に初期せん断応力 τ_i を考慮する場合と、しない場合についても初期せん断応力を考慮すれば動的強度は増加するので安全率は高くなるはずであるが、安全率の差はあまりみられない。これらの理由としては、当該地点においては液状化の対象となる砂層が非常にうすいことおよび地震時の過剰間隙水圧の発生量が少なかったことが考えられ、堤防の安定性には顕著な影響はなかったことが考えられる。

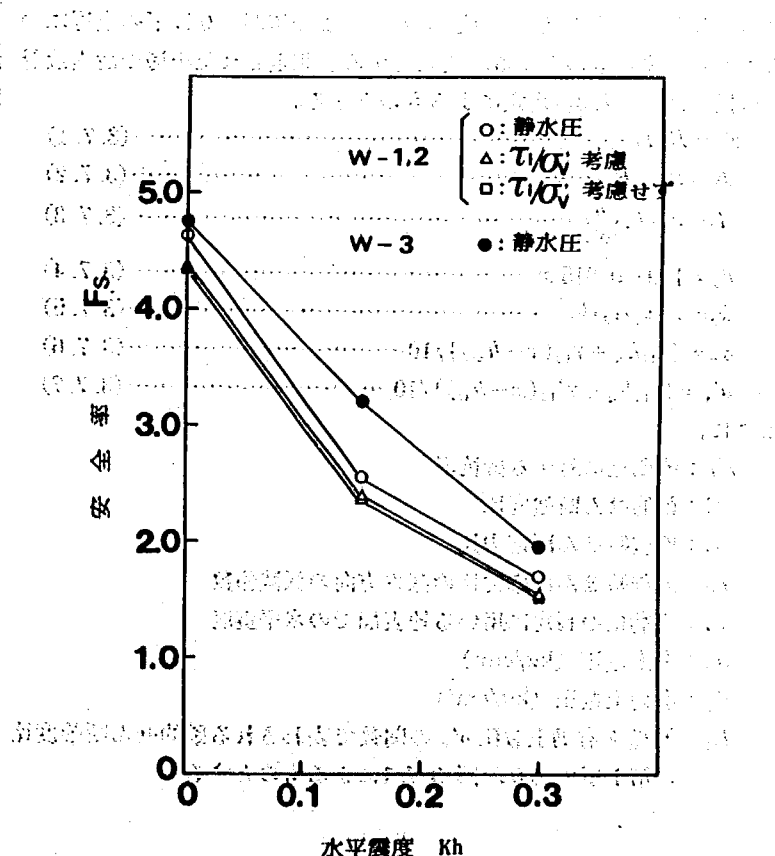


図-6.3.7 堤防の安定解析結果

7. 道路橋の耐震設計における液状化の取扱い

7.1 概 要

3章あるいは4章の研究成果は、従前の道路橋耐震設計指針⁷⁰⁾が昭和55年5月に新たに道路橋示方書V耐震設計編として改訂された際に反映された。ここでは、同編のうち地盤の液状化を含めた地盤の耐震性に関連のある条項について紹介するとともに、若干の検討を加えることにする。解説・付属資料等の詳細については同編を参照されたい。なお、ここでは「液状化」のかわりに「流動化」という用語が用いられているが同意語である。

7.2 耐震設計上土質定数を低減させる土層

3.7.1 流動化する砂質土層

(1) 流動化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ現地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は地震時に流動化の可能性があるため、(2)項によって流動化の判定を行うものとする。

(2) 流動化の判定

流動化の判定を行う必要のある土層に対しては、式(3.7.1)で定義される流動化に対する抵抗率 F_L を求め、この値が1.0以下の土層については流動化するものとする。流動化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いは、3.7.3の規定によるものとする。

$$F_L = R/L \quad (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot k_h \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (3.7.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad (3.7.4)$$

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{h0} \quad (3.7.5)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma_{t2}(x-h_w)\}/10 \quad (3.7.6)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma'_{t1}h_w + \gamma'_{t2}(x-h_w)\}/10 \quad (3.7.7)$$

ここに、

F_L : 流動化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_h : 流動化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v : 全上載圧 (kg/cm²)

σ'_v : 有効上載圧 (kg/cm²)

R_1 : N 値と有効上載圧 σ'_v の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項であり、図-3.7.1によるものとする。

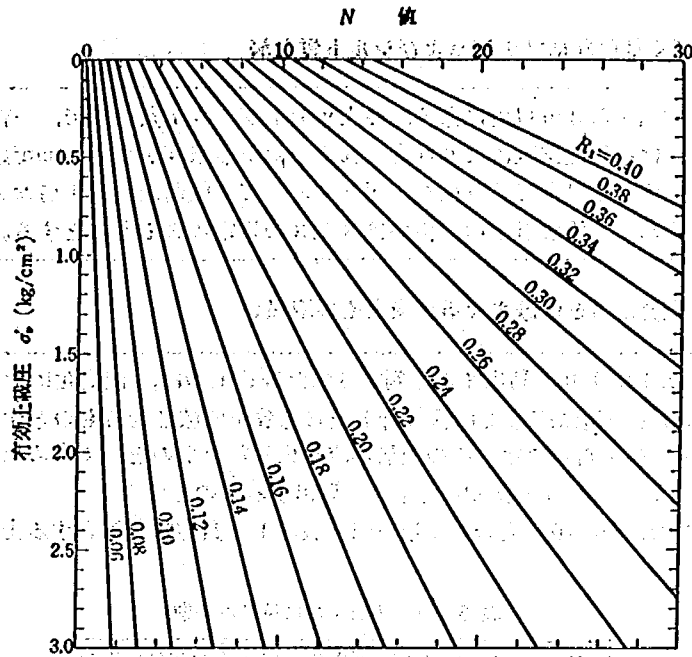


図-3.7.1 N 値, 有効上載圧 σ'_0 と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係

R_2 : 平均粒径 D_{50} の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項であり, 図-3.7.2によるものとする。

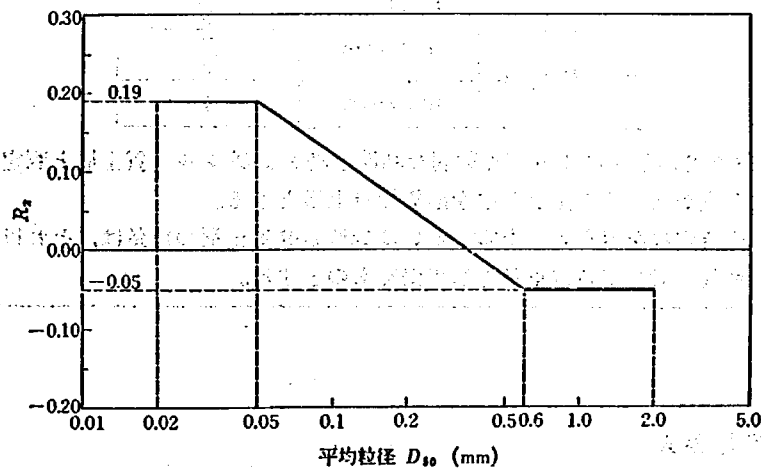


図-3.7.2 平均粒径 D_{50} と動的せん断強度比の第2項 R_2 の関係

σ'_0 : 地表面からの深さ (m)

ν_1 : 4.3に規定する地域別補正係数

ν_2 : 4.3に規定する地盤別補正係数

ν_3 : 4.3に規定する重要度別補正係数

k_{s0} : 流動化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)

γ_{11} : 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は, おおよそ $1.6 \sim 1.8 t/m^3$ である。

γ_{12} : 地下水位面より深い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は, おおよそ $1.8 \sim 2.0 t/m^3$ である。

γ'_{12} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は, おおよそ $0.8 \sim 1.0 t/m^3$ である。

h_w : 地表面から地下水位面までの深さ (m)

3.7.2 ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層

現地盤面から3m以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または原位試験により推定される一軸圧縮強度が 0.2kg/cm^2 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とする。ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層の耐震設計上の取扱いは3.7.3の規定によるものとする。

3.7.3 土質定数を低減させる土層とその取扱い

(1) 3.7.1により流動化すると判定された砂質土層は、流動化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させるものとする。この場合の土質定数は、その土層が流動化しないものとして求めた土質定数に表-3.7.1の係数 D_F を乗じて算出するものとする。

なお、 $D_F=0$ の場合の土層を耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表-3.7.1 土質定数に乘じる係数

F_L の 範 囲	現地盤面からの 深度 x (m)	土質定数に乘じる 係数 D_F
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq x \leq 10$	0
	$10 < x \leq 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < x \leq 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq x \leq 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < x \leq 20$	1

(2) 3.7.2の規定によりごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された土層は、その土質定数を耐震設計上零とする。

(3) 土質定数を耐震設計上零あるいは低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。

7.3 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、一般には常時の設計における設計地盤面とする。ただし、3.7.3に規定する耐震設計上土質定数を零とする土層がある場合は、耐震設計上の地盤面をその層の下面に設定するものとする。

- (a) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (b) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (c) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (d) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (e) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (f) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (g) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (h) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (i) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (j) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (k) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (l) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (m) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (n) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (o) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (p) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (q) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (r) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (s) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (t) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (u) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (v) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (w) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (x) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (y) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。
- (z) 土質定数を低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。

7.4 液状化の取扱いに関する検討

耐震設計編を具体的に運用する際には、種々の問題が生じると考えられるが、ここでは2～3の問題例¹⁴⁴⁾を上げ、それらを中心にして現段階での取扱い方法について検討する。

① 流動化に対する抵抗率 F_L に基づいて低減させる土質定数を求めるのは、具体的にどうするか。また、流動化の可能性がない土層が介在する場合の取扱いはどうするのか。

下部構造の設計の対象となる各土層ごとの F_L の平均値を算出し、これに対応した土質定数に乗じる係数 D_E を決定する。そしてこの係数により、対象土層の土質定数を低減させる。ここで、対象となる土層がその特性により数層に細分化される場合は、各層の係数 D_E を層厚を考慮して加重平均して係数 D_E の平均値を求め、この係数により土質定数の低減を行う。なお、流動化の可能性のない土層については、係数 D_E を1.0とする。

これは通常細かいピッチで算出される F_L の深度分布から設計に必要な代表的な土質定数を算出する方法と3.7.1(1)で流動化の可能性がないと判断された土層が介在している場合の取扱い方法に対する問題である。例えば、くい基礎あるいはケーソン基礎の下部構造の形式に応じた取扱い方法としては次のように考えられる。

下部構造の設計においては設計 k 値が重要な因子となるが、流動化に対する抵抗率 (F_L) による設計 k 値を推算するための作業フローの概要は図-7.4.1のように考えられる。

A. くい基礎

くいの設計地盤面から $1/\beta$ (β : くいの特性値, $4\sqrt{kD/4EI}$) の範囲において F_L の平均値 ($\overline{F_L}$) を求め、(7.4.1) 式に示すように F_L に対応する低減係数 D_E を用いて推算 k 値あるいは実測 k 値を低減することにより、設計 k 値を求める。

$$k = D_E \cdot k_0 \quad \dots\dots\dots (7.4.1)$$

ここに、 k : 設計 k 値

D_E : 土質定数を低減させる係数

k_0 : 推算 k 値あるいは実測 k 値

ただし、 $1/\beta$ の範囲において土層の特性 (土質, N 値, F_L 等) が変化しており数層に区分される場合は、各土層毎に D_{Ei} を求め、(7.4.2) 式に従って平均値 $\overline{D_E}$ を算出する。

$$\overline{D_E} = \frac{\sum_{i=1}^N H_i \cdot D_{Ei}}{\sum_{i=1}^N H_i} \quad \dots\dots\dots (7.4.2)$$

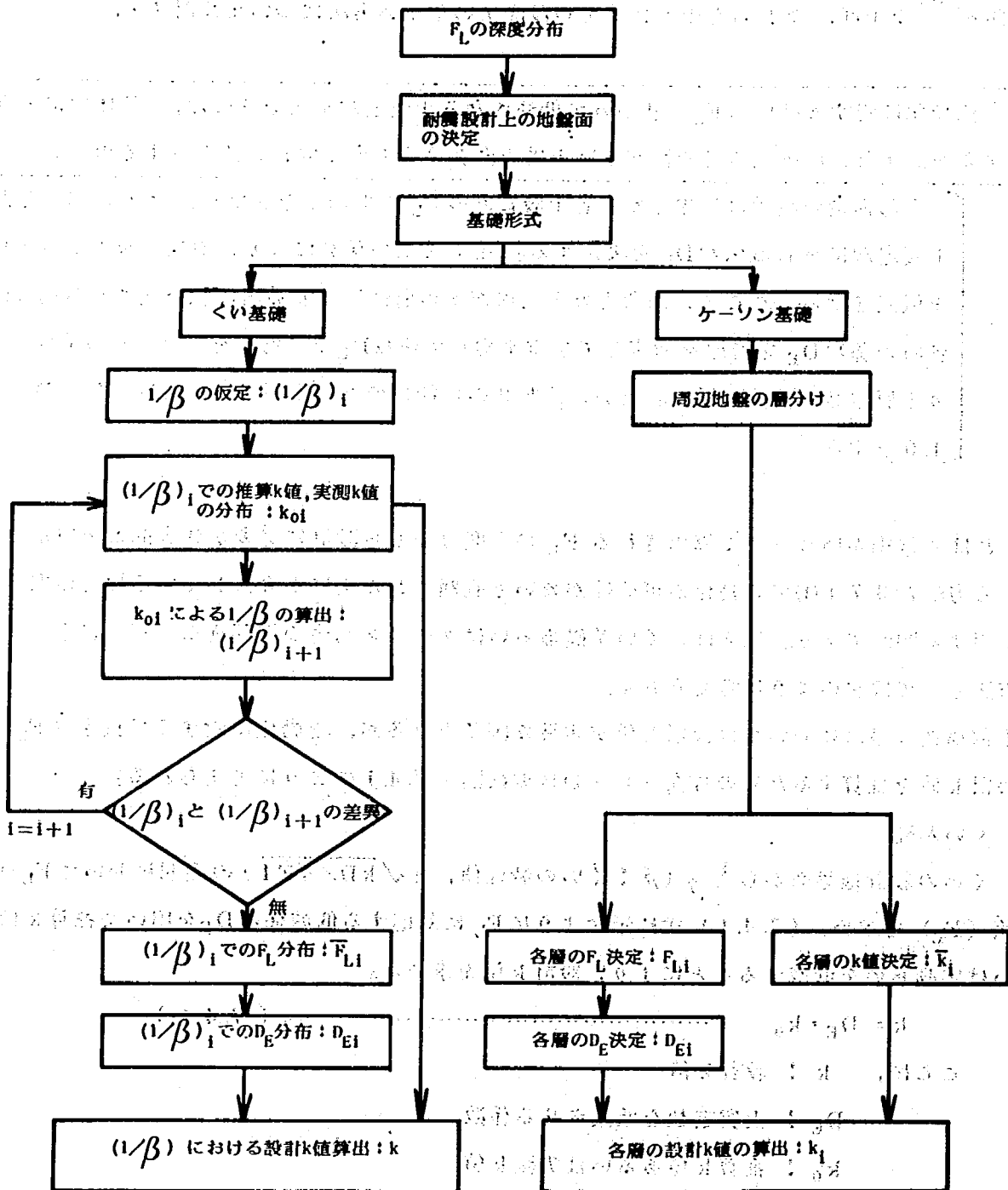


図-7.4.1 設計k値の算出フロー例

ここに、 D_{Ei} ：第 i 層の土質定数を低減させる係数
 H_i ：" の層厚
 n ： $N=1/\beta$ の範囲の層数

また、各土層内の F_L の分布が一様でない場合は、(7.4.3) 式に基づいて層厚の重み付き平均 $\bar{F}_{Li}$ を算出する。

$$\bar{F}_{Li} = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \cdot F_{Lj}}{H_i} \quad \dots\dots\dots (7.4.3)$$

ここに、 $\bar{F}_{Li}$ ：第 i 層の F_L の平均値

F_{Lj} ：" 内の F_L 値

h_j ： F_{Lj} に対応する土層厚

n ：第 i 層内の F_{Lj} の得られている層数

なお、粘性土層あるいはシルト質土層が介在する場合は、その層の係数 D_E は 1 とみなす。
 以上の作業のフローの概要を図-7.4.2 に示す。

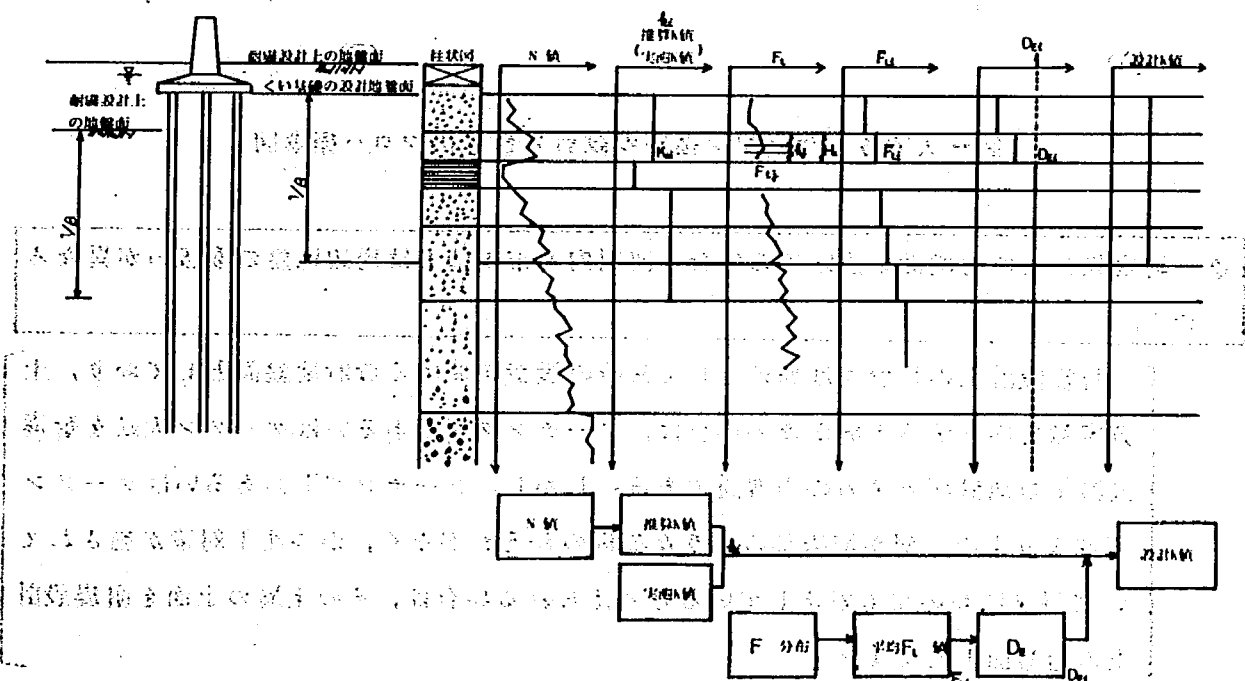


図-7.4.2 くい基礎の場合の設計 k 値算出フロー概念図

B. ケーソン基礎

ケーソン基礎の設計ではケーソン天端に設定した仮想地表面下のケーソン基礎周辺の地盤を数層(3層の例が多い)に分割するが、流動化の影響を考慮する場合は土質、 N 値および F_L の分布を考慮して分割する。そして、各層毎に得られる F_L の分布から代表的な F_L 値($\bar{F}_L$)を求めて、それに対応した係数($\bar{D}_E$)を決定する(図-7.4.3(A))。

ここで、 F_L の分布が一様でない場合の取扱いはいくい基礎に準じる。また、係数 D_E の取扱いは深度 (Z) 10 m を境界として変わるため、 $Z = 10\text{ m}$ を分割境界にするなどの配慮をする。しかし、 $Z = 10\text{ m}$ が分割層内に入る場合は、その層の $Z \leq 10\text{ m}$ と $Z > 10\text{ m}$ の土層厚の占める割合が大きい方の深度における D_E の取扱いに従うものとする。

なお、最上層の係数が零 ($F_L \leq 0.6$) となるような場合、第2層における設計 k 値の分布形状をどうするか問題となるが、例えば図-7.4.3 (B) に示すように矩形分布あるいは三角形分布とすることが考えられる。

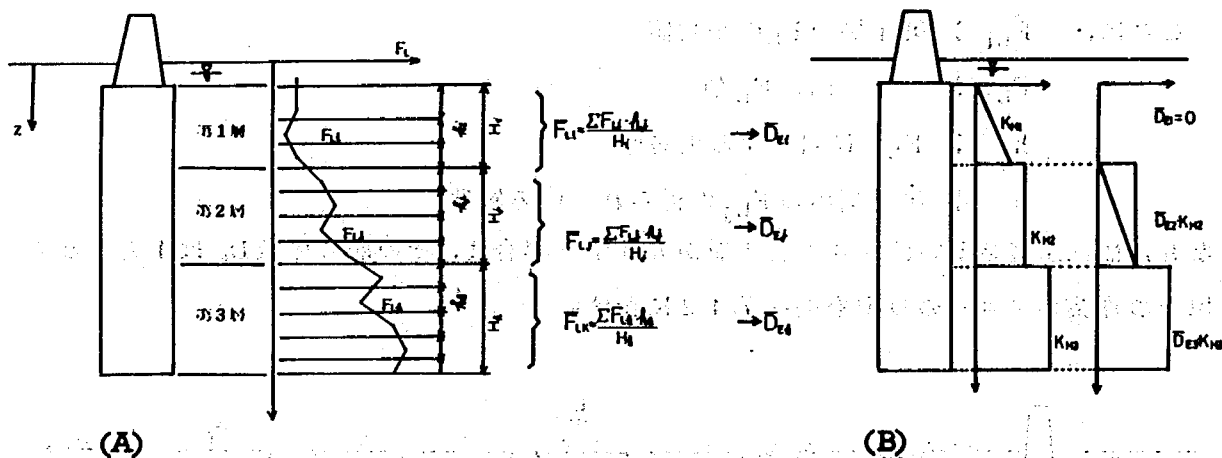


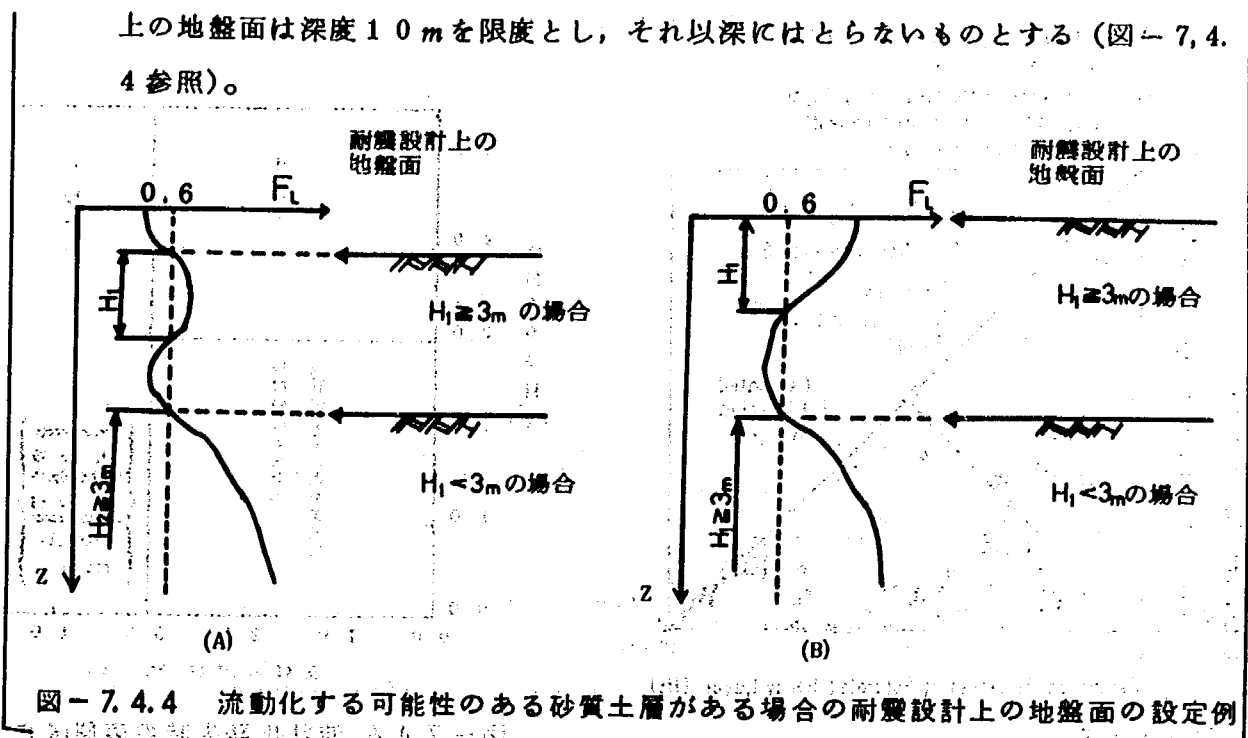
図-7.4.3 ケーソン基礎の設計 k 値算出フロー概念図

② 耐震設計上の地盤面を設定する場合、河川内と市街地では周辺地盤の取扱いが異なるのか。

耐震設計上の地盤面は原則として常時の設計における設計地盤面としており、土質定数を零とする土層がない場合は、フーチング下面あるいはケーソン天端を耐震設計上の地盤面とするのが普通である。しかし、フーチング下面あるいはケーソン天端より上の土層が河床部のような洗掘のおそれがなく、かつ沈下対策が施されていて将来においても安定していると考えられる場合は、その土層の上面を耐震設計上の地盤面としてよい。

③ $F_L > 0.6$ と $F_L \leq 0.6$ の土層が互層状態で存在する場合の耐震設計上の地盤面の設定はどうするか。

現在のところでは、流動化層がそれ以浅の非流動化層に及ぼす影響を定量的に評価することはできない。しかしながら耐震設計上の判断基準としては、既往の被害事例等を踏まえて、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が 3 m 以上である $F_L > 0.6$ の砂質土層あるいは流動化の可能性のない土層の上面とする。また、耐震設計



これは $F_L \leq 0.6$ の完全流動化層の上方に $F_L > 0.6$ の不完全流動化層あるいは 3.7.1 (i) で流動化の可能性がないと判断された土層がある場合の取扱いに関する問題である。安全側としては最深の $F_L \leq 0.6$ の土層の下面を耐震設計上の地盤面とすればよいが、上方の $F_L > 0.6$ の土層の存在の影響も考慮することが合理的であると思われる。しかしながら、現在の所では未解明の部分が多くここでは層厚で 3 m を判断の目安としている。

この点に関して、例えば 1978 年宮城県沖地震では、閑上大橋の左岸において 2 ~ 3 m の表層の下層で流動化したと推定されるにも拘わらず地表面には何の噴砂の痕跡も見られていない (4.1.3 参照)。また、同地震において北和淵堤防では周辺地盤に数多くの噴砂が発生したにも拘わらず、河川堤防の被害は軽微であった。このように液状化の発生が直ぐに構造物被害に結びつくと考えるのは早計であり、液状化発生の範囲あるいは表層部の非液状化層厚等の諸条件を考慮する必要がある。

そこで表-4.2.1 の 87 地点に対して、深度 10 m 以浅での地下水位以下の砂質土層の層厚 (H_s) と地下水位 (H_w) あるいは地表面付近の非液状化層の層厚 (H_0) との関係を調べた。ここの H_s は土質、N 値等のデータに基づいて決めている。調査結果を図-7.4.5 に示すが、液状化地点 (液状化が地表まで及んでいる地点) と非液状化地点の分布領域は図のような傾向を有しているが、大部分の液状化地点では H_s が 2 ~ 3 m より大きく、また H_w あるいは H_0 は 2 ~ 3 m より小さい傾向にある。換言すれば、 H_s が 2 ~ 3 m より小さいか H_w あるいは H_0 が 2 ~ 3 m 程度以上であれば、地盤内での液状化が地表まで及ばないことが判断される。データの詳細は付属資料付表-3.2 を参照されたい。

また、東京都防災会議では地盤の層構造を考慮した液状化の判定基準として図-7.4.6 の関係を用いている。¹⁴⁵⁾

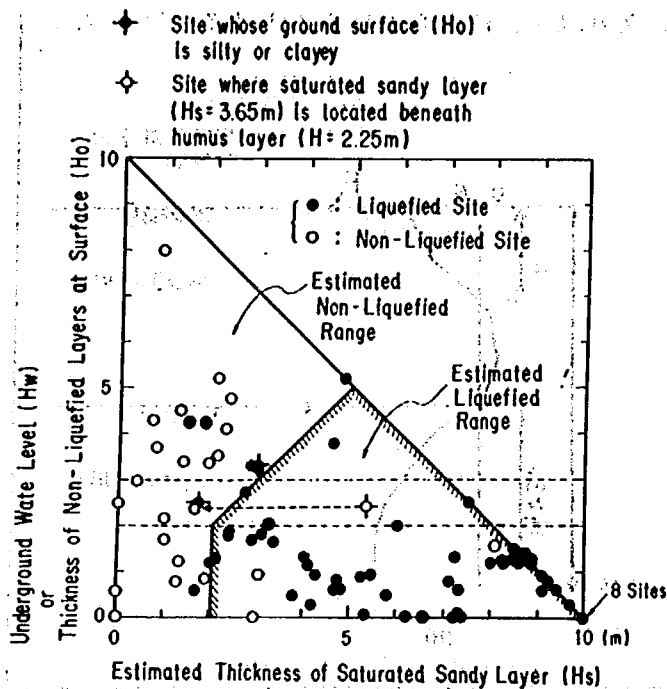


図-7.4.5
液状化(噴砂)発生に関する飽和砂質土層厚(H_s)
と地下水位(H_w)あるいは地表部の非液状化層
厚(H_o)の関係

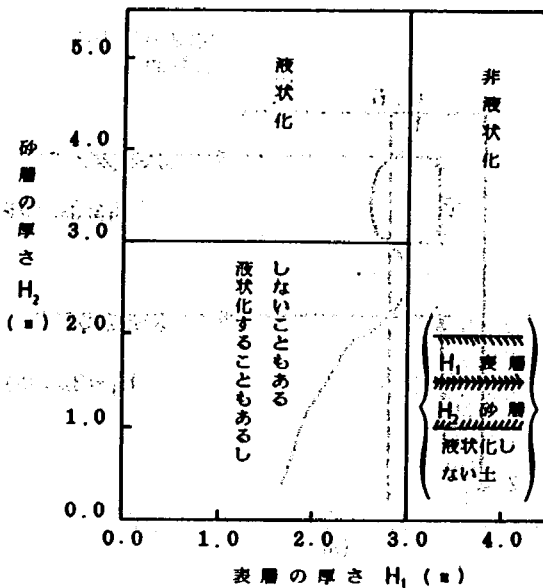


図-7.4.6 液状化発生時の表層厚さ
と砂層厚さとの関係¹⁴⁵⁾

以上で紹介した運用上の問題点以外にも、具体的に個々の現場において耐震設計編を適用しようとする場合に、次のような問題点が考えられる。

(1) 液状化の判定対象とする土層の選定

条文の 3.7.1 (1) では液状化の判定の必要がある土層の定義を規定しているが、同規定においては土質条件としての判断基準としては“沖積層”、“ D_{50} ”および“飽和砂質土層”の3項目であると考えられる。そして、実際に適用する場合は、沖積層の判断は容易であること、また、砂質土の判断があいまいであることから、具体的な数値の与えられている D_{50} により液状化の対象土層の選定を行う傾向が大きいと考えられる。ここで、条文中の動的せん断強度比の推定式では D_{50} を粒度特性の代表値として用いているが、実際には同一 D_{50} をもつ土層であっても粒度分布特性(例えば、均等係数 U_c 、細粒分含有率 $F.C.$)の異なる例は多々見られる。そして、これらの粒度分布特性の差異が動的せん断強度比に対して影響を持つことは充分考えられ、条項の具体的な運用に際してはこれらのことを念頭に入れて、単に D_{50} にとらわれずにして、他の要因等を踏まえた対象土層の選定をも行う必要がある。つまり、仮に D_{50} が規定範囲内であっても、細粒分含有率が大きい場合は通常考えられている液状化とは異なる強度特性を持つようになり、このような土層に対しては液状化の判定の対象外とすべきものである。目安としては細粒分含有率が 30~40% 以下の土層であり、土質名では微細砂、細砂、中砂、粗砂を始めとして、シルト質砂、砂質シルト、砂質ローム、粘土混り砂等の土層を判定対象とするのが適当である。

(2) 動的せん断強度比と均等係数の関係

前項で述べたように、同一 D_{50} であっても粒度分布特性の差異により動的せん断強度特性が異なることを指摘したが、3.2.2 2) で検討したように動的せん断強度比の推定式を導くために用いたデータに関する限りでは図-3.2.15に示したように均等係数 U_c の影響は表われていない。しかしながら、動的せん断強度比の実測と U_c の関係は図-7.4.7のようであり、 U_c の増加に伴い動的せん断強度比が増加する傾向のあることがわかる。また、同データによる限りでは液状化の対象となるような土層では、一番下の抱絡線で表わされる動的せん断強度比は最低値として保有しているとみなされる。従って、単に D_{50} のみから動的せん断強度を推定するのが不合理であると考えられる場合は、図-7.4.7等の既往の実測データに基づいて類似の土質特性をもつ動的せん断強度比から推算するのがよいと考えられる。

(3) 動的せん断強度比とN値の関係

液状化の判定対象土層において、平均粒径が大きく（例えば0.6mm以上）かつN値が小さい土層があるような場合、条文の規定による動的せん断強度比の推定値は相当小さくなることが考えられる。そこで、N値の領域に応じた動的せん断強度比の実測値と推定値の比較を行ってみたが、その結果を図-7.4.8(A)~(C)に示す。N値の領域としては $N \leq 5$ 、 $5 < N \leq 15$ および $15 < N \leq 25$ の3区分をしたが、 $N \leq 5$ では実測値が推定値より大きい傾向を示し、特に $N \leq 2$ の場合に顕著であり、平均的に0.03程度実測値が高い。また、 $5 < N \leq 15$ では実測値と推定値はほぼ等しいと考えられる分布を示しているが、 $15 < N \leq 25$ のN値の高い方では逆に推定値が実測値より大きくなる傾向を示している。実測データのN値の最大は24であり、条文で規定される動的せん断強度の推定式の適用もたかだかN値が25程度以下の土層とするのが合理的であり、それ以上の土層が液状化の対象となるような場合は別途検討するのがよい。

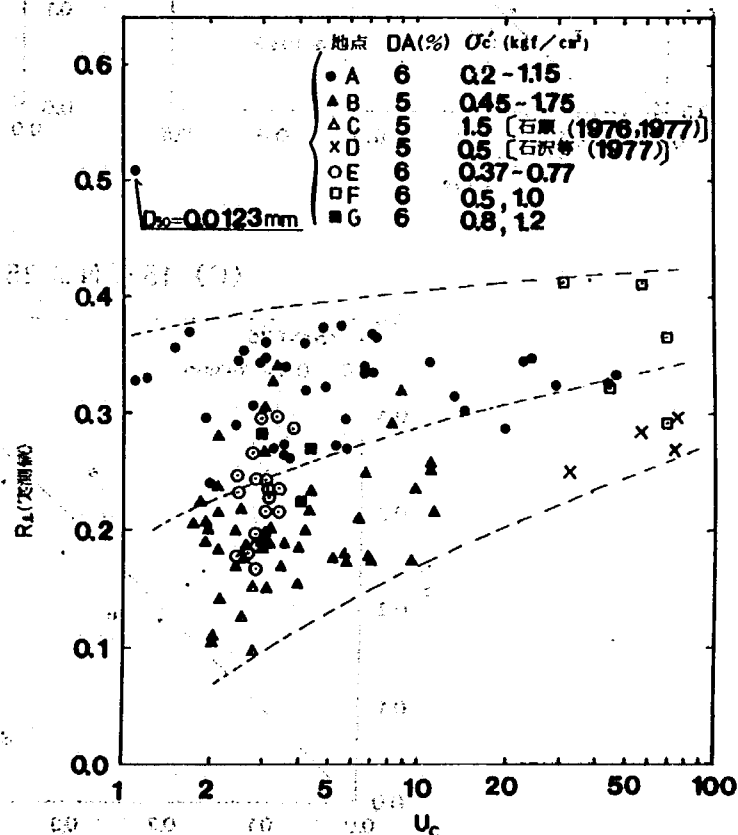


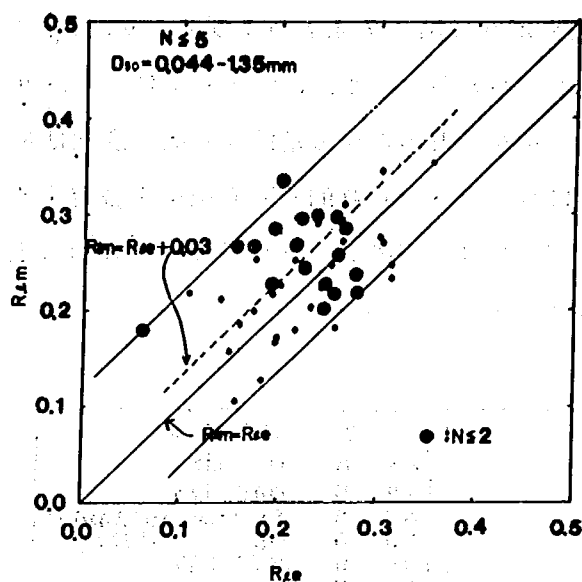
図-7.4.7 実測動的せん断強度比と均等係数の関係

いるが、 $15 < N \leq 25$ のN値の高い方では逆に推定値が実測値より大きくなる傾向を示している。実測データのN値の最大は24であり、条文で規定される動的せん断強度の推定式の適用もたかだかN値が25程度以下の土層とするのが合理的であり、それ以上の土層が液状化の対象となるような場合は別途検討するのがよい。

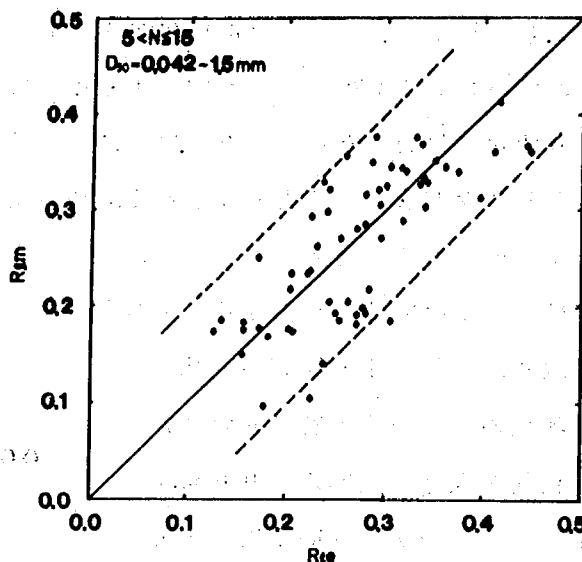
以上、耐震設計編の概要を紹介および諸検討を行ったが、地盤液状化の影響を考慮した下部工の地震時応答特性に関する解析例は6.2を参照されたい。また、土質定数に乗じる係数 D_E に関しては、設計の便宜上条文3.7.3の表-3.7.1のように規定されているが、当研究室で室

内土質試験により検討を行っているので 5.2 を参照されたい。

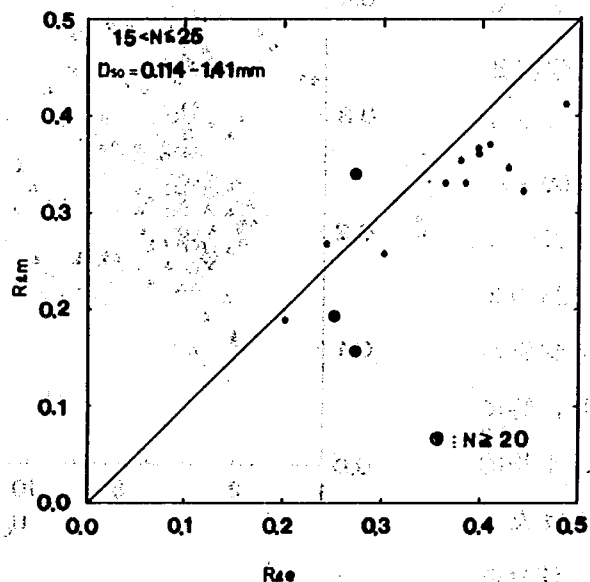
(A) $N \leq 5$



(B) $5 < N \leq 15$



(C) $15 < N \leq 25$



図一 7.4.8 N 値の範囲に応じた動的せん断強度比の実測値と推定値との関係

8. 地盤液状化に関する考察

前章までにおいて地盤液状化の判定法、その妥当性の検討および構造に及ぼす影響等に関するこれまでの研究成果の概要を報告したが、今後検討してゆくべき課題も数多く残されているのが実情である。本章では以上の研究過程において明らかにされ、今後解決すべきであろうと思われる諸問題を列記してみるとにする。

1) 砂質地盤の動的せん断強度の合理的な推定法の確立

本報告では飽和砂質地盤の動的せん断強度については、3.2.2において便宜的に簡易推定式を提案しているが、同式はあくまで現地点で得られた限られた実測データに基づいて、数種類のパラメータを媒介として表わしたものであることを念頭に入れておく必要がある。従って、4.1の原位置における地盤の動的強度試験結果においても、動的せん断強度の実測値と推定値との差異があるのは事実であり、同簡易推定式が必ずしも絶対的なものではなく、今後のデータの蓄積さらには他のパラメータの影響の検討を通じて、より合理的な推定式の確立を図ることが必要であろう。しかしながら、その際に忘れてはならないのは、推定式はあくまで便宜的かつ汎用的に利用されるべきものであることであり、工学的に許容される誤差の範囲で現象的に不自然にならないよう配慮し、必要以上に複雑にするべきものではないものと考えられる。

砂質地盤の動的せん断強度の推定法に関して今後実施する必要がある研究内容としては、以下の項目等が考えられる。

- i) 細粒分含有率の高いシルト質砂等の動的せん断強度特性
- ii) 粒径の大きい粗砂さらには礫混り砂等の動的せん断強度特性
- iii) N値あるいは相対密度の高い地盤の動的強度特性^{154)~156)}
- iv) 初期せん断応力を受けた地盤の動的強度特性^{152), 153)}
- v) 原位置における地震時せん断応力を合理的に再現できる試験機の開発および同試験機による動的せん断強度特性と従来の試験機（本報告では振動三軸試験）によるそれとの比較とそれらに基づく合理的な動的せん断強度の推定¹⁵⁴⁾
- vi) 地震時のように不規則な地震荷重下での動的強度特性⁴⁷⁾
- vii) 確率論的な地盤液状化の推定

2) 地盤の液状化を考慮した地震応答解析法の開発

砂質地盤の液状化、つまり過剰間隙水圧の発生さらには消散を考慮できる地盤さらには地盤—構造物系の地震応答解析法の開発により、地盤の液状化現象を再現するとできれば、原位置地盤調査、室内模型振動実験等の調査・研究を補い、より詳細に地盤の液状化特性あるいは地盤の液状化が構造物に及ぼす影響を解明するために活用されるものと考えられる。現在までも、地盤あるいは地盤—構造物系について数多くの解析法が提案されているが、今後もさらに研究が進められる分野であるだろう。

3) 構造物に及ぼす地盤液状化に関する検討

5章では地盤の液状化が地盤の反力特性に及ぼす影響に関する実験結果を報告したが、これらの実験での条件は限られたものであり、今後はより広汎な条件（圧密拘束圧、動的載荷、土質等）下での検討が必要であるだろう。また、過剰間隙水圧の推定法に関しても、本報告で提案している F_L に基づく推定法の再検討あるいは別の視点からの推定法についての検討も必要であると考えられる。さらに、構造物の震害程度と許容される液状化程度（例えば、深さ方向あるいは平面方向の液状化地盤の範囲）の関係を明らかにすることにより、構造物の耐震設計上の合理的かつ適切な液状化の考慮が可能となると考えられる。

5) 地盤の液状化の対策に関する検討

地盤の液状化の判定結果次第では何らかの液状化対策を施すことが必要となるが、その際の対策法の基本は大別すると2通りある。つまり、一つは周辺地盤の液状化を踏まえた構造物の耐震性の向上であり、もう一つは地盤の液状化発生の防止である。いずれの対策法においてもその方法は幾つか考えられるが、対策法の選定に際しては技術的条件、自然条件は当然のことながら、経済性も大きな比重を占めることになる。¹⁵⁸⁾ここで、仮に地盤の液状化発生の防止対策を考えて、その経済性の良否の判定のためには、対策工法は勿論のこと、液状化の対策範囲の設定が問題となる。しかしながら、現時点では合理的な液状化の対策範囲の設定法は確立されておらず、今後の調査が必要となろう。その場合の検討事項としては、構造物の地震時応答特性に及ぼす深さ方向あるいは平面方向の対策範囲の影響の解明であり、方法としては室内模型振動実験、地盤と構造物の動的相互作用解析等が考えられる。

6) 地盤の耐震性に関するマイクロゾーニング

個々の構造物の耐震性に係わる局所的な地盤の液状化の判定は、本報告で紹介した液状化に対する抵抗率（ F_L ）あるいは液状化に対する抵抗指数（ I_L ）で可能であるが、広域的に液状化の可能性を把握するためには、液状化の判定のためのゾーニングを行う必要がある。そのためにはゾーニングのための方法が問題となるが、当研究室ではこれまでに微地形分類に基づく液状化判定およびマイクロゾーニング（地盤耐震地図作成）⁶⁸⁾を実施してきている。しかし、同方法ではあくまで地表面の微地形のみから判定するものであり、土質構成や地震荷重等の諸条件を反映したものではなく、一次的なゾーニング手法であるといえる。他方、 F_L あるいは I_L を用いたゾーニングも可能であり、その実施例もある。¹⁴³⁾しかし、そのためには対象とする広範囲での土質柱状図を始めとする諸データが必要となる。今後は微地形分類のみでなく、土質構成あるいは地震荷重をも踏まえたゾーニング手法の検討および各地域での地盤の耐震性に対するゾーニングを実施する必要がある。

あとがき

砂質地盤の液状化の判定および適用を中心にしてこれまでの研究成果の概要を報告するとともに、今後解決すべき問題点について考察を加えた。今後はこれらの諸問題解決のための基礎的ならびに現実を踏まえた応用的な調査・研究を遂行してゆく必要があろう。

本報告に関連する各種の調査実施に際しては、多数の関係機関の協力を得ている。特に、昭和
大橋、開上犬橋、種次・開上土堤防および北和淵堤防での現位置における地盤の耐震性調査に際
しては、信濃川下流工事事務所、新潟県、新潟市、東北地方建設局本局、仙台工事事務所、北上
川下流工事事務所および宮城県の多大な協力を得て無事に調査を終えることができた。これらの
御協力を頂いた関係各機関および各位に御礼申し止げる。

なお、本報告の中で液状化の判定法に関しては龍岡文夫先生（元振動研究室主任研究員、現東
大生産技術研究所助教授）の研究に負うところが大きい。また、現場調査、室内実験およびその
整理については吉田精一氏（元振動研究室技官）の御苦勞によるところが大きい。さらに、本報
告書作成に際しては、図面の作成等において振動研究室の近藤技官および中村事務官の協力を得
ている。以上の皆様方に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 栗林, 龍岡, 吉田: 明治以降の本邦の地盤液状化履歴, 土木研究所彙報 第30号, 1974
- 2) 岩崎, 川島, 常田: 1978年宮城県沖地震被害調査概報, 土木研究所資料 第1422号, 1979. 7
- 3) Casagrande, A. (1936), "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills," Journal, Boston Soc. of Civil. Engineers, Jan., 1936.
- 4) 最上, 久保 (1951): 砂の振動実験について, 土木学会第7回年次学術講演概要, 昭和26年5月
- 5) Mogami, T. and Kubo, K. (1953): "The Behavior of Soil during Vibration," Proc. of Third International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Aug., 1953.
- 6) 石井, 林, 荒井, 土田 (1960): 振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究 (第三, 四報) 弾性壁に伝わる振動土圧に関する実験 (その一, その二), 運輸技術研究所報告第10巻第11号
- 7) 石井, 土田, 古部 (1963): 振動時の飽和砂の土圧と間隙水圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第2巻, 2号, 昭和38年9月
- 8) 大原 (1963): 飽和砂の振動圧力について, 土木学会論文報告集 第99号, 昭和38年11月
- 9) Florin, V.A. and Ivanov, P.L. (1961), "Liquefaction of Saturated Sandy Soils," Proc. of International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, France, 1961.
- 10) 最上, 山口, 中瀬 (1954): 土の動力学的性質に就いて (第1報), 東京大学理工学研究所報告, 昭和29年
- 11) 星埜, 榎本 (1955): 繰返し応力による土の三軸試験結果, 土木学会第11回年次学術講演概要, 昭和30年
- 12) 網干, 門田 (1957): 土の振動三軸試験に関する実験的研究, 土木学会第12回年次学術講演概要, 昭和32年
- 13) Seed, H.B. and Lundgren, R. (1954), "Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sands," Proceedings, American Society for Testing Materials, Vol. 54, 1954.
- 14) 河上, 小川, 虎瀬 (1965): 衝撃を受けた飽和砂中に発生する間ゲキ水圧, 土と基礎, Vol. 13, No. 5, May, 1965
- 15) 谷本, 西 (1968): Study on Settlement Associated with Liquefaction of Sand Subjected to Impact Loads," Proc. of JSCE, No. 152, Apr., 1968.
- 16) 大原, 鈴岡 (1972): 振動砂箱による飽和砂の液化に関する実験結果の検討, 土質学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, Dec., 1972

- 17) 小川, 佐々木, 柴山 (1975) : 振動を受ける飽和砂の挙動, 土質工学会論文報告集, Vol. 15, No. 3, Sept., 1975
- 18) 沢田, 古賀, 熊崎 (1975) : 水浸砂層の沈下に関する振動実験, 土木学会第30回年次学術講演概要, 昭和50年10月
- 19) 時松, 吉見 (1977) : 砂地盤の地震時における間ギャキ水圧変化, 第12回土質工学研究発表会, 昭和52年 Vol. 1
- 20) 小坪, 園田, 直江 (1974) : 構造物周辺地盤の流動化に関する実験的研究, 土木学会第29回年次学術講演概要, 昭和49年10月
- 21) 齊藤, 李 (1974) : 水中盛土の振動試験, 同上, 昭和49年10月
- 22) 吉田, 植松 (1975) : 液状化した砂中に於ける杭の挙動に関する模型実験, 土木学会第30回年次学術講演概要, 昭和50年10月
- 23) 石原, 大久保, 山崎 (1976) : 振動時の飽和砂地盤の支持力, 第11回土質工学研究発表会, 昭和51年
- 24) 時松, 吉見 (1976) : 砂地盤上の構造物の地震による沈下, 同上, 昭和51年
- 25) 田中, 三藤, 小林 (1977) : 地盤の液状化と構造物の沈下, 土木学会第32回年次学術講演概要, 昭和52年10月
- 26) 国生, 江刺, 桜井 (1979) : 構造物との連成振動を考慮した地盤の液状化実験, 土木学会第34回年次学術講演概要, 昭和54年10月
- 27) 田中, 小林, 茅野 (1979) : 排水管による液状化防止に関する実験的検討, 土木学会第34回年次学術講演概要, 昭和54年10月
- 28) 那須, 鬼頭, 安田 (1980) : 補強盛土の振動台実験, 第15回土質工学研究発表会, 昭和55年
- 29) 谷口, 佐々木, 小笠原 (1981) : 碎石ドレーンによる液状化対策に関する大型振動台実験, 第16回土質工学研究発表会, 昭和56年
- 30) 栗林, 西山 (1976) : 砂層の流動化判定法に関する研究, 土木学会誌 Vol. 61-3, 1976. 3
- 31) 中川 (1978) : 砂層液状化の実用的判定法 (上), (下), 橋梁と基礎, 78-10, 11
- 32) 岸田 (1966) : Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering, Soil and Foundation, Vol. 6, No. 1, 1966. 6. (8)
- 33) 小泉 (1966) : Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake, Soil and Foundation, Vol. 6, No. 2, 1966. 6. (13)
- 34) 大崎 (1966) : Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Condition, Soil and Foundation, Vol. 6, No. 2, 1966. 6. (10)

- 51) 西尾, 柳沢 (1980) : 動的間隙水圧を考慮した地盤の地震応答解析, 同上, 昭和 55 年 6 月
- 52) 斉藤, 藤原, 酒井, 恩田 (1980) : 地震荷重による間隙水圧の発生・消散の有限要素解析例, 同上, 昭和 55 年 6 月
- 53) 成田, 奥村, 大根, 小嶋 (1980) : 飽和砂の地震時間隙水圧の評価法について, 同上, 昭和 55 年 6 月
- 54) Oka, F. and Murase, T. (1981), "Liquefaction Analysis of Sand Deposits Based on Cyclic Elasto-Plasticity," International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April - May, 1981.
- 55) Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1975), "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading," Proc. of ASCE, Vol. 101, No. GT4, April, 1975.
- 56) Finn, W.D.L., Byrne, P.M. and Martin, G.R. (1976), "Seismic Response and Liquefaction of Sands," Proc. of ASCE, Vol. 102, No. GT8, Aug., 1976.
- 57) Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. (1976), "Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction," Proc. of ASCE, Vol. 102, No. GT4, April, 1976.
- 58) Sherif, M.A. and Ishibashi, I. (1978), "Soil Dynamics Considerations for Microzonation," Proc. of the Second International Conference on Microzonation for Safer Construction - Research and Application, 1978.
- 59) Martin, P.P. and Seed, H.B. (1979), "Simplified Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response," Proc. of ASCE, Vol. 105, No. GT6, June, 1979.
- 60) 星谷 (1973) : 確率論手法による構造解析, 鹿島出版会, 昭和 48 年 3 月
- 61) Yeigan, M.K. and Whitman, R.V. (1977), "Soil Liquefaction Analysis Based on Field Observations," Proc. of 6th WCEE, Vol. 7, New Delhi, India, Jan., 1977.
- 62) McGwire, R.K., Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Tokida, K. (1978), "Probabilistic Procedure for Assessing Soil Liquefaction Potential," Journal of Research Vol. 19, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, 1978.
- 63) Yegian, M.K. and Vitelli, B.M. (1981), "Analysis for Liquefaction: Empirical Approach," International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April - May, 1981.
- 64) Whitman, R.V. (1957), "The Behavior of Soils under Transient Loadings," Proc. of Fourth International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957.
- 65) Tanimoto, K. (1977), "Evaluation of Liquefaction Potential of Sandy Deposits by A Statistical Method," Proc. of 6th WCEE, Vol. III, New Delhi, India, Jan., 1977.

- 66) Kuribayashi, E. and Tatsuoka, F. (1975), "Brief Review on Liquefaction during Earthquakes in Japan," Proc. of 7th Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, May, 1975.
- 67) 佐藤, 岩崎, 常田: 流動化履歴地点の地盤特性 (その4), 土木学会第35回年次学術講演概要, 昭和55年9月
- 68) 佐藤, 岩崎, 常田: 流動化履歴地点の地盤特性 (その5), 土木学会第36回年次学術講演概要, 昭和56年10月
- 69) 古藤田, 若松: 地形分類を利用した液状化の予測法, 第15回土質工学会, 昭和55年6月
- 70) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針, 昭和46年4月
- 71) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 昭和55年5月
- 72) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, 昭和46年4月
- 73) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 昭和54年3月
- 74) 日本国有鉄道: 建造物標準設計解説 基礎構造物及び杭土圧構造物, 昭和49年6月
- 75) 日本建築学会: 建築基礎構造物設計基準・同解説, 昭和49年11月
- 76) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, 昭和54年10月
- 77) 岩崎, 龍岡, 常田: 地盤流動化の判定方法, 土木技術資料, Vol.19 第4, 1977.4
- 78) 大橋, 岩崎, 龍岡, 宮田 (1976): 東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査, 土木研究所資料 第1170号, 昭和51年9月
- 79) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム, 1978
- 80) 岩崎, 龍岡, 常田, 安田: 地震時地盤液状化の程度の予測について, 土と基礎, 28-4, April, 1980
- 81) 龍岡文夫, 岩崎敏男, 常田賢一: N値—有効拘束圧—平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動的強度の簡易推定法, 第13回土質工学研究発表会, 昭和53年6月
- 82) 岩崎, 龍岡, 常田: N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討, 第13回土質工学研究発表会, 昭和53年6月
- 83) 龍岡, 岩崎, 常田, 吉田, 今野: 不攪乱砂質土の非排水動的強度に与える拘束圧の影響, 第13回土質工学会, 昭和53年6月
- 84) Ohashi, M. Iwasaki, T. and F. Tatsuoka, "Studies on Liquefaction relating to the Earthquake Resistant Design of Structures," Ninth Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tokyo, (1977).

- 85) Ohashi, M. Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Tokida, K., "A Practical Procedure for Assessing Earthquake-Induced Liquefaction of Sandy Deposits," Tenth Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Washington D.C. (1978).
- 86) Iwasaki, T., Tokida, K. and Kimata, T. (1981), "Studies on Liquefaction of Sands during Earthquakes," 13th Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.J.N.R., May, 1981.
- 87) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," 2nd. International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, pp. 885-896.
- 88) Yasuda, S. and Tokida, K. (1980), "Soil Liquefaction Evaluation with Use of Standard Penetration Resistances," Proc., 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.
- 89) Iwasaki, T. and Tokida, K. (1981), "Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure," International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Mo U.S.A.
- 90) 土質工学会 (1976) "地下街及び地下構造物の震災に関する報告書"
- 91) Meyerhof, G.G. (1957), "Discussion of Session 1," Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 3.
- 92) 石沢, 中川, 黒原: 細粒分を含んだ不攪乱砂試料の液状化試験, 第12回土質工学研究発表会, 昭和52年6月
- 93) 岩崎, 龍岡, 安田: 不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示, 第13回土質工学会, 昭和53年6月
- 94) 大橋, 岩崎, 龍岡 (1977): 砂質地盤の耐震性調査結果, 土木研究所資料 第1356号, 昭和52年12月
- 95) 関東地方建設局川崎国道工事事務所: 羽田トンネル既設頂版調査業務委託 地質調査報告書, 昭和54年2月
- 96) 中部地方建設局木曾川下流工事事務所: 昭和52年度木曾三川下流部地震対策調査業務委託報告書, 昭和53年2月
- 97) 小島, 有川, 高垣, 松石: 基礎地盤の液状化予測について, 第32回建設省技術研究会, 共同13, 昭和53年11月
- 98) 中部地方建設局木曾川下流工事事務所: 木曾三川下流部地震対策調査業務報告書, 昭和54年度
- 99) 中村, 村上: 木曾三川下流部における地震時の堤防機能検討について, 第34回建設省技術研究会講演概要 自由課題 共通部門, 昭和55年11月

- 100) 関東地方建設局：河川堤防震災対策計画調査中間報告，昭和53年7月
- 101) 関東地方建設局：河川堤防震災対策計画調査中間報告（その3），昭和54年8月
- 102) 東北地方建設局仙台工事事務所：阿武隈橋地盤調査報告書，昭和53年11月
- 103) 中部地方建設局名四国道工事事務所：昭和54年度西二区地質調査報告書，昭和54年8月
- 104) 伊藤：埋立地における高架橋の基礎工について，第29回中部地方建設局技術報告会資料 道路編，昭和55年8月
- 105) 中部地方建設局名四国道工事事務所：昭和55年度西二区地質調査報告書，昭和55年度
- 106) 中部地方建設局名四国道工事事務所：昭和54年度金城埠頭地質調査報告書，昭和54年8月
- 107) 中部地方建設局名四国道工事事務所：昭和55年度金城埠頭地質調査報告書，昭和55年8月
- 108) 関東地方建設局首都国道工事事務所：金町立体構造物設計 動的解析，昭和55年度
- 109) 九州地方建設局筑後川工事事務所：海岸堤防耐震安定調査検討報告書，昭和55年1月
- 110) 東北地方建設局高瀬川総合開発工事事務所：高瀬川周辺等基礎地盤調査報告書，昭和54年3月
- 111) 新潟市：3. 2. 503号小張木・関屋線橋梁予備設計委託報告書（地質調査編），昭和54年11月
- 112) 新潟市：関屋新大橋（仮称）基礎形式検討書，昭和55年3月
- 113) 本州四国連絡橋公団第二建設局：既往土質データ（番ノ州）の解析的整理報告書，昭和53年1月
- 114) 東京都交通局：地下鉄10号線荒川・中川地質調査工事報告書，昭和53年5月
- 115) 首都高速道路公団第1建設部：KE45工区（その1）地質調査報告書，昭和53年12月
- 116) 首都高速道路公団第1建設部：KE56工区地質調査報告書，昭和53年12月
- 117) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告 第125号，昭和40年6月
- 118) 岩崎，常田，木全，吉田：昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査，土木研究所資料 第1591号，昭和55年7月
- 119) 岩崎敏男，常田賢一：昭和大橋における地盤の耐震性調査，第15回土質工学研究発表会，昭和55年6月
- 120) 岩崎敏男，常田賢一，今野政志：昭和大橋における原位置地盤調査および地盤の耐震性調査，第35回土木学会年次学術講演会，昭和55年9月
- 121) 常田賢一，木全俊雄，吉田精一：新潟市昭和大橋の地盤および下部構造の耐震性調査，土木技術資料，Vol. 22 第11，1980

- 122) 岩崎敏男, 常田賢一: 関上大橋における地盤の耐震性調査, 土木技術資料 Vol.22 №7, 1980. 7
- 123) 岩崎, 常田: 1978年宮城県沖地震で被災した構造物の周辺地盤の耐震性調査, 第34回土木学会年次学術講演会, 昭和54年10月
- 124) Iwasaki, T. and Tokida, K. (1980), "Studies on Soil Liquefaction Observed During the Miyagi-ken Oki Earthquake of June 12, 1978," Proc., 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.
- 125) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について, 第12回土質工学研究発表会, 昭和52年5月
- 126) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 横田耕一郎: 不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果, 同上
- 127) 岩崎敏男, 川島一彦: 1978年宮城県沖地震による強震記録とその特性, 地震学会講演予稿集, 昭和54年度 春季大会, №1, 1979
- 128) 岩崎, 常田, 安田: 1978年宮城県沖地震における地盤の耐震性に関する調査, 第14回土質学会, 昭和54年6月
- 129) 岩崎敏男, 常田賢一: 地盤の流動化を考慮した河川堤防の耐震解析, 土木技術資料 Vol. 22 №10, 1980. 10
- 130) 岩崎敏男, 常田賢一, 木全俊雄, 吉田精一: 地盤流動化を考慮した河川堤防の耐震性調査, 第16回土質工学研究発表会, 昭和56年5月
- 131) 岩崎, 常田, 木全: 地盤の液状化を考慮した河川堤防の耐震解析(その2), 土木技術資料 Vol. 23 №8, 1981. 8
- 132) 岩崎敏男, 常田賢一: 1978年宮城県沖地震における地盤の流動化に関する調査, 土木技術資料 Vol. 21 №12, 1979. 12
- 133) 伊藤, 亀田: 土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善株式会社, 昭和52年6月
- 134) 岩崎, 龍岡: 流動化する地盤内の杭基礎の動的挙動に関する模型実験, 土木技術資料 Vol. 18 №9, 1976. 9
- 135) Tatsuoka, F., Tokida, K., Yoshida, S. and Maruyama, J., "Shake Table Tests on Dynamic Behaviors of Pile Foundation Models in Liquefying Sand Layers," Proc. Fifth Japan Earthquake Engineering Symposium - 1978, Tokyo (1978), 665-672.
- 136) 岩崎, 龍岡, 常田, 吉田: 流動化砂層中の杭の地震時挙動, 土木技術資料 Vol. 21 №1, 1979. 1
- 137) 岩崎, 常田, 吉田, 後藤: 砂質地盤の流動化および杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験, 土木研究所資料 第1605号, 昭和55年8月

- 138) 常田, 吉田, 後藤: 流動化地盤と杭基礎の模型振動実験, 土木技術資料 Vol. 23 No. 1, 1981. 1
- 139) 常田賢一, 木全俊雄, 吉田精一: 地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討, 第16回土質工学研究発表会, 昭和56年5月
- 140) 常田, 木全, 後藤: 液状化する砂質地盤と杭基礎の模型振動実験, 第16回地震工学研究発表会, 昭和56年6月
- 141) 関東地方建設局北首都国道工事事務所: 三郷インターチェンジ地質調査報告書, 昭和55年3月
- 142) 長瀬, 和田: 外かん三郷インターチェンジにおける地盤の耐震性調査について, 第34回建設省技術研究会講演概要 自由課題 共通部門, 昭和55年11月
- 143) 渡辺, 岩崎, 常田, 龍岡, 安田, 佐藤: 簡易式を用いた静岡県内の液状化予測, 第15回土質工学研究発表会, 1980. 6
- 144) 日本道路協会: (V) 耐震設計編に関する質問および回答, 道路 1981 - 3
- 145) 東京都防災会議: 地震による地盤変動と土質構造物への影響に関する調査, 昭和47年10月
- 146) 岩崎, 常田: 地盤液状化の発生特性の評価法に関する検討, 第16回地震工学研究発表会, 1981. 7
- 147) 岩崎, 常田, 木全: 既往地震における地盤液状化特性, 土木学会第36回年次学術講演概要, 昭和56年10月
- 148) 岩崎, 常田, 木全: 地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響, 土木学会第36回年次学術講演概要, 昭和56年10月
- 149) 常田賢一, 木全俊雄, 吉田精一: 下部構造に及ぼす地盤流動化の影響の検討, 第8回土木学会関東支部, 昭和56年1月
- 150) 岩崎, 常田, 吉田(1979): 沖積粘性土の動的変形特性—せん断剛性率のヒズミ依存性—, 土木研究所資料 第1504号, 昭和54年8月
- 151) 岩崎, 常田, 吉田(1980): 沖積粘性土の動的変形・強度特性について, 第15回土質工学研究発表会, 昭和55年6月
- 152) 石原, 高津: 初期せん断応力を受ける飽和砂の地震時に於ける間隙水圧上昇, 第11回土質工学研究発表会, 昭和51年6月
- 153) 山形, 時松, 吉見: 初期せん断応力を受けた砂の液状化抵抗, 第15回土質工学研究発表会, 昭和55年6月
- 154) 村松, 龍岡, 佐々木, 関: 振動三軸及び動的ねじり単純せん断による密な砂の液状化特性, 第16回土質工学研究発表会, 昭和56年6月

- 155) Seed, H.B., Arango, I. and Chan, C.K. (1975), "Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes," EERC75-28, Oct., 1975.
- 156) 国生, 嶋田, 加藤: 密な砂の非排水くり返しせん断特性, 第16回土質工学研究発表会, 昭和56年5月
- 157) 梅原, 善, 浜田: 成層地盤の液状化に及ぼす表層部シルト層の影響, 土木学会第35回年次学術講演概要, 昭和55年9月
- 158) 矢作, 和田: 液状化を考慮した基礎構造物耐震設計上の問題点, 土と基礎, 23-6, June 1975
- 159) 草野, 阿部, 小川: 軟弱な埋立地盤上の堤防の耐震性, 第15回土質工学研究発表会, 昭和55年6月
- 160) 末松, 竹原: 基礎のための地盤改良工法, 橋梁と基礎 77-12, Dec. 1977
- 161) 斉藤, 谷口, 出垣: 地震時の土性変化を考慮した高盛土の安定解析, 土木学会第35回年次学術講演会 第3部, 昭和55年9月
- 162) 自治省: 危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示 第4条の8, 消防関係法規集
- 163) 杉村: 仙台市における地盤の動特性, 第14回土質工学研究発表会, 昭和54年6月
- 164) 建設省建築研究所: 新潟地震による建築物の被害, 建築研究所報告 42, 1965. 3
- 165) 建設省建築研究所: 異常軟弱地盤の震害対策に関する研究, 建築研究所報告 455, 1969. 10
- 166) Ohsaki, Y. (1970), "Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake," Soils and Foundations Vol. X, No. 2, 1970.
- 167) 土木学会: 昭和39年新潟地震震害調査報告, 昭和41年6月
- 168) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), "SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites," EERC 72-12, Dec., 1972.
- 169) Lysmer, J., Udaka, T., Seed, H.B. and Hwang, R. (1974), "LUSH-A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure Systems," EERC 74-4, Apr., 1974.
- 170) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 昭和55年5月
- 171) Ohashi, M., Iwasaki, T., Wakabayashi, S. and Tokida, K. (1977), "Statistical Analysis of Strong-Motion Acceleration Records," 9th Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.J.N.R., May, 1977.
- 172) Ishihara, K. and Silver, M.L. (1977), "Large Diameter Sand Sampling to Provide Specimens for Liquefaction Testing," Proc. Speciality Session No. 2, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977.
- 173) Kishida, H. (1970), "Characteristics of Liquefaction of Level Sandy Ground during the Tokachi-Oki Earthquake," Soils and Foundations, Vol. X, No. 2, 1970.

174) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，昭和51年8月

175) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂出版，昭和55年4月

176) 土質工学会(1973)：土と構造物の動的相互作用

〈付 属 資 料〉

1. 動的せん断強度試験結果 147
2. 土質柱状および標準貫入試験結果 158
3. 代表的な液状化地点および非液状化地点に
おける地盤特性および沈下に関する資料 164
4. 代表的な液状化地点および非液状化地点
における F_L の計算結果 176

1. 動的せん断強度試験結果

付表-1.1 A地点(その1)

試料	原位置特性					供試体特性(平均)						深度	地下水位		$Dr^* =$	$DR\ell =$	
No.	r_d (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_r	Dr_r (%)	$R\ell$	Dr_o (%)	Dr_c (%)	F.C. (%)	D ₅₀ (mm)	$\bar{N}$	$\bar{Z}$ (m)	hw (m)	σ_v' (kg/cm ²)	$21 \sqrt{\frac{\bar{N}}{\sigma_v' + 0.7}}$	$R\ell -$ 0.0042 Dr^*	Uc
1	1.368	1.568	0.934	0.923	101.7	-	-	-	-	-	7	3	-1	0.37	53.7		
2	1.400	1.152	0.71	0.931	50.0	0.345	52.6	72.6	11	0.18	9	5	-1	0.55	56.4	0.108	2.9
3	1.417	0.998	0.646	0.903	27.0	0.262	31.4	64.2	7	0.27	7	5.5	-1	0.595	48.8	0.057	3.6
5	1.380	1.468	0.816	0.948	79.8	0.410	82.6	98.0	15.5	0.135	4	8	-1	0.820	12.9	0.356	よいデータ ではない
6	1.395	1.383	0.768	0.922	75.0								-1				
7	1.394	1.604	0.858	0.920	91.7	0.353	95.1	108.1	(31) 22 (13)	0.124	16	9	-1	0.91	66.2	0.075	2.5
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4								-1				
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4	0.370	83.7	98.8	(13) 11.5 (10)	0.114	19	9.5	-1	0.955	71.2	0.071	1.7
9	1.445	1.394	0.793	0.864	88.2								-1				

(注) No. 5, 6 試料の結果は使用していない。

付表-1.2 A地点(その2)

試料	原位置特性					供試体特性(平均)						深度	地下水位		$Dr^* =$	$DR\ell =$	
No.	r_d (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_r	Dr_r (%)	$R\ell$	Dr_o (%)	Dr_c (%)	F.C. (%)	D ₅₀ (mm)	$\bar{N}$	$\bar{Z}$ (m)	hw (m)	σ_v' (kg/cm ²)	$21 \sqrt{\frac{\bar{N}}{\sigma_v' + 0.7}}$	$R\ell -$ 0.0042 Dr^*	Uc (*:推定)
1'	1.431	1.425	0.702	0.876	75.9	0.340	61.6	76.4	34 16	0.12 0.15	20	11	3.0	0.370	67.3	0.057	3.5
2'	1.437	1.297	0.708	0.875	71.6												
3'	1.271	1.400	0.663	1.098	41.0	0.265	40.5	72.0	28	0.15	2	11	-1.0	1.09	22.2	0.172	3.44
4'	1.429	1.272	0.690	0.875	68.2	0.270	67.3	86.3	37	0.091	4	11.5	-1.0	1.135	31.0	0.140	3.2
5'	1.294	1.632	0.842	1.083	69.5								-1.0				
8'	1.219	2.005	0.961	1.176	79.4	0.274	71.8	97.7	65	0.060	4	13	-1.0	1.270	29.9	0.148	3.5*

附表-1.3 A地点(その3.)

供試体 No	原位置特性					供試体特性(平均)					N	深度 Z	地下水位 hw	σ_v (kg/cm ²)	$Dr^* =$ $21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}}$	$DR\ell =$ $R\ell - 0.0042 Dr^*$	Uc (*:推定)
	r_{dv} (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_r	Dr_r (%)	$R\ell$	Dr_o (%)	Dr_c (%)	F.C. (%)	D ₅₀ (mm)							
A-1-1.2	1.455	1.097	0.701	0.848	62.9	0.330	55.4	61.9	7	0.25	17.7	2.5	-1.85	0.410	83.9	-0.022	1.2
A-1-3.4	1.107	3.618	1.870	1.424	125.5	0.507	119.7	131.0	97	0.0123	1.4	4.3	-1.85	0.572	22.0	0.0415	1.1*
A-1-5.6	1.566	1.093	0.637	0.714	83.1	0.328	68.6	75.8	9	0.17	16.4	6.75	-1.85	0.793	69.6	0.034	1.1
A-1-7.8	1.513	1.384	0.667	0.746	89.0	0.333	72.3	82.8	26	0.135	12.7	8.23	-1.85	0.926	58.7	0.086	45.6
A-1-10	1.427	1.160	0.735	0.897	61.9	0.297	55.2	60.0	7	0.145	6.4	10.75	-1.85	1.153	39.0	0.133	1.9
A-3-1.2	1.464	1.117	0.672	0.840	62.2	0.346	58.3	63.7	8	0.18	19	2.23	-2.12	0.413	86.8	-0.019	2.4
A-3-5	1.462	1.206	0.623	0.838	63.2	0.320	50.5	61.4	13	0.175	9	5.24	-2.12	0.684	53.6	0.095	4.1
A-3-10	1.481	1.334	0.686	0.814	80.2	0.375	73.1	82.9	13	0.15	12.5	7.75	-2.12	0.910	58.6	0.129	5.3
A-3-14	1.533	1.111	0.702	0.757	86.6	0.355	68.8	77.6	5	0.155	7.3	9.73	-2.12	1.088	42.4	0.177	1.5
A-5-1.2	1.360	1.191	0.605	0.908	48.3	0.375	45.7	55.2	19	0.29	10	2.98	-1.10	0.378	64.0	0.106	4.7
A-5-3.4	1.466	1.191	0.630	0.898	52.2	0.360	53.4	63.4	14	0.16	16.8	5.02	-1.10	0.562	76.6	0.038	4.1
A-5-5.6	1.431	1.290	0.642	0.868	65.1	0.365	69.1	75.0	19	0.135	17.2	7.0	-1.10	0.740	72.6	0.060	7.1*
A-5-7.8	1.367	1.425	0.618	0.967	56.8	0.350	56.9	63.9	33	0.105	11.4	9.24	-1.10	0.942	55.3	0.118	6.4*
A-8-1	1.372	1.227	0.565	0.952	41.5	0.315	39.5	47.2	19	0.165	5.2	2.15	-0.70	0.264	48.8	0.110	13.0*
A-8-3.4	1.449	1.151	0.685	0.841	66.5	0.343	46.2	66.0	18	0.165	8.6	4.25	-0.70	0.453	57.4	0.102	10.8
A-8-5.6	1.306	1.428	0.758	1.058	55.2	0.345	54.0	65.0	30	0.11	6.5	6.75	-0.70	0.678	45.6	0.153	22.3
A-8-7.8	1.257	1.357	0.677	1.002	52.2	0.341	62.0	67.7	22	0.12	9.1	8.47	-0.70	0.832	51.2	0.126	6.5*
A-8-9.10	1.134	2.509	1.098	1.352	82.0	0.361	78.6	92.0	60	0.042	8.8	9.75	-0.70	0.948	48.5	0.157	-
A-11-1.2	1.382	1.241	0.672	0.928	55.0	0.335	53.8	60.8	26	0.12	4.6	2.50	-0.9	0.315	23.0	0.238	7.0*
A-11-3	1.466	1.110	0.608	0.821	57.6	0.308	56.8	65.8	10	0.17	4.6	4.25	-0.9	0.473	41.6	0.133	2.7
A-11-5.6	1.376	1.295	0.752	0.896	73.5	0.344	66.3	72.7	13	0.14	13	6.49	-0.9	0.674	64.6	0.073	3.0
A-11-7.8	1.343	1.433	0.754	1.023	60.4	0.287	58.4	66.1	28	0.12	9.1	8.48	-0.9	0.853	50.8	0.074	19.3
A-11-9	1.235	2.298	1.026	1.171	88.6	0.355	83.9	92.7	61	0.044	5.0	10.23	-0.9	1.011	35.9	0.204	-

付表-1.4 A地点(その4)

供 試 体 No	原 位 置 特 性					供 試 体 特 性 (平 均)					$\bar{N}$	深 度 $\bar{z}$ (m)	地下水位 hw (m)	σ_v' (kg/cm ²)	$Dr^* =$	$Dr^* =$	Uc
	γ_d (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_r	Dr_r (%)	$R\ell$	Dr_o (%)	Dr_c (%)	F.C. (%)	D_{50} (mm)					$21\sqrt{\frac{\bar{N}}{\sigma_v'+0.7}}$	$R\ell - 0.0042 Dr^*$	
P-1-1.2	1.380	1.419	0.697	0.940	66.3	0.326	56.3	69.5	31	0.14	7	2.25	0.0	0.20	58.6	0.080	28.8
P-1-3.4	1.555	1.468	0.756	0.736	102.8	0.367	93.4	101.9	23	0.13	8	4.22	0.0	0.38	57.2	0.127	7.0
P-1-5.6	1.378	1.519	0.788	0.950	77.9	0.270	67.0	79.3	31	0.12	6	6.21	0.0	0.56	45.8	0.078	5.7
P-4-1.2	1.382	1.338	0.845	0.962	76.2	0.360	58.1	67.2	18	0.12	15	3.23	0.0	0.29	81.7	0.017	3.0
P-4-3.4	1.324	1.574	0.559	1.021	54.5	0.327	44.8	51.6	44	0.085	6	4.72	0.0	0.42	48.6	0.123	43.6
P-4-5.6	1.422	1.068	0.750	0.829	75.3	0.350	62.7	70.6	38	0.12	5	5.49	0.0	0.49	43.0	0.169	23.4
P-5-1.2	1.455	1.165	0.709	0.857	67.6	0.290	47.5	65.7	13	0.16	3.5	3.73	-1.18	0.37	38.0	0.130	2.37
P-5-3.4	1.352	1.357	0.755	1.011	57.5	0.273	42.9	54.5	46	0.086	4	4.49	-1.18	0.44	39.3	0.108	5.2
P-5-5.6	1.350	1.464	0.761	1.020	63.1	0.295	48.7	59.1	47	0.081	2	5.48	-1.18	0.53	26.8	0.182	5.6
P-5-7.8	1.412	1.430	0.784	0.947	74.8	0.323	64.1	71.7	27	0.14	9	9.23	-1.18	0.86	50.4	0.111	4.8
P-5-9.10	1.293	1.549	0.955	1.085	77.9	0.302	60.6	76.5	54	0.068	7	10.33	-1.18	0.96	43.1	0.121	14.1

付表-1.5 B地点(その1)

ボーリング No	サンプル No	深 度 (m)	代表深度 Z(m)	R_e N=20 DA=5%	σ'_v (kg/cm ²)	N 値	D_r	圧密前 $\bar{\epsilon}$	圧密前 $\bar{D}_r$	D_{50} (mm)	F.C. (%)	U_c
4	B-1	2.55 ~3.30	3.03	0.170 0.215	0.45	5	43.8	0.865	42.9	0.325 0.305	6.2 2.5	3.43 2.10
	B-2	3.50 ~4.25	3.88	0.209	0.55	2.5	29.7	0.785	86.5	0.297	16.0	6.3
	B-3	4.50 ~5.25	4.88	0.328	0.65	10	57.2	0.695	89.7	0.370	2.0	3.2
	B-4	5.50 ~6.25	5.88	0.216	0.75	10	55.1	0.759	81.9	0.203	6.5	2.5
	B-5	6.50 ~7.25	6.88	0.198	0.85	1	16.9	1.003	95.6	0.138	15.7	3.03
	B-6	7.50 ~8.25	7.88	0.191	0.90	9	49.8	0.782	111.4	0.238	8.0	2.93
	B-7	8.50 ~9.25	8.88	0.182	1.00	9	48.3	0.670	91.9	0.558	4.4	5.65
	B-8	9.50 ~10.24	9.87	0.233 0.174	1.10	10	49.5	0.755	74.3	0.360 0.350	5.0 8.8	4.3 5.73
	B-10	15.00 ~15.72	15.36	0.189	1.50	18	60.1	0.667	98.9	0.660	4.0	3.5
	B-11	16.00 ~16.72	16.36	0.189	1.50	18	60.1	0.667	98.9	0.660	4.0	3.5
8	B-1	3.00 ~3.72	3.36	0.257	0.50	19	83.6	0.600	113.5	1.41	3.0	10.9
	B-2	4.50 ~5.25	4.88	0.280	0.65	12	62.6	0.945	50.9	0.326	3.5	2.1
	B-3	6.00 ~6.72	6.36	0.217	0.80	7	45.4	0.929	60.3	0.310	14.8	4.3
	B-4	7.00 ~7.75	7.38	0.200	0.85	5	37.7	1.008	81.6	0.165	6.2	1.93
	B-5	9.00 ~9.74	9.37	0.174	1.05	7	42.0	0.740	72.0	0.892	4.3	9.43
	B-6	10.00 ~10.75	10.38	0.192	1.15	15	59.8	0.829	78.7	0.257	5.3	3.13
	B-10	18.00 ~18.74	18.37	0.250 0.184	1.75	5	30.0	1.121	103.5	0.213 0.250	20.0 8.25	6.6 3.8
10	B-1	2.80 ~3.54	3.17	0.174	0.50	10	60.6	0.732	48.8	1.01	2.0	6.85
	B-2	4.00 ~4.75	4.38	0.306 0.182	0.60	13	66.4	0.975	39.9	0.300 0.380	1.0 1.0	3.0 2.1
	B-3	5.50 ~6.25	5.88	0.186	0.75	10	55.1	1.019	24.4	0.277	4.0	2.57
	B-4	7.00 ~7.75	7.38	0.198	0.85	15	65.3	0.918	54.4	0.338	2.0	2.40
	B-6	9.50 ~10.25	9.88	0.236	1.10	9	47.0	0.996	45.7	0.268	1.0	2.1
	B-7	10.50 ~11.25	10.88	0.191	1.20	13	54.9	0.944	77.5	0.223	2.7	1.93
	B-8	11.50 ~12.25	12.38	0.168	1.25	7	39.8	0.920	58.6	0.300	1.3	2.40
	B-11	14.50 ~15.25	14.88	0.177	1.55	7	37.0	1.000	62.3	0.294	4.3	2.55

付表-1.6 B地点(その2)

ボーリング No	サンプル No	深 度 (m)	代表深度 Z(m)	R_e N=20 DA=5%	σ'_v (kg/cm ²)	N 値	D_r	圧密前 $\bar{\epsilon}$	圧密前 $\bar{D}_r$	D_{50} (mm)	F.C. (%)	U_c
15	B-1	2.50 ~3.25	2.88	0.293	0.45	11	65.0	0.638	46.0	1.00	2.0	8.1
	B-2	3.50 ~4.25	3.88	0.249	0.55	8	53.1	0.709	32.9	1.15	7.5	11.95
	B-3	4.50 ~5.25	4.88	0.319	0.65	6.5	46.1	0.920	87.3	0.213	27.3	8.7
	B-5	6.50 ~7.25	6.88	0.205	0.85	8	47.7	1.018	89.9	0.182	5.0	1.73
	B-6	7.50 ~8.23	7.88	0.204	0.90	7	43.9	1.062	74.1	0.191	3.4	1.90
	B-7	8.50 ~9.22	8.88	0.266	1.00	19	70.2	0.934	66.0	0.607	1.1	3.00
	B-8	9.50 ~10.25	9.88	0.340 0.155	1.10	24	76.7	0.948	53.0	0.630 0.727	1.5 1.2	3.30 3.87
	C-1	10.80 ~11.54	11.17	0.199	1.35	24	71.9	0.841	77.8	0.845	1.5	4.2
20	B-1	2.50 ~3.25	2.88	0.197	0.45	5	43.8	0.962	33.7	0.393	1.5	3.1
	B-2	3.50 ~4.20	3.85	0.215	0.55	4	37.6	0.788	55.6	1.35	2.0	11.3
	B-3	5.00 ~5.75	5.38	0.178	0.65	2	25.6	0.781	51.3	0.560	6.3	6.65
	B-6	9.00 ~9.75	9.38	0.235	1.05	8	44.9	0.872	85.7	0.252	2.8	9.6
	B-8	11.00 ~11.75	11.38	0.175	1.20	13	54.9	0.934	41.9	0.740	3.4	5.1

付表-1.7 C地点

No.	N 值	σ_v (kg/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	Dr*	R _ℓ
1	3	0.30	0.36	2.7	36.4	0.154
2	4	0.39	0.30	2.5	40.2	0.125
3	3	0.49	0.19	1.8	33.3	0.223
4	4	0.58	0.35	2.0	37.1	0.103
5	11	0.68	0.46	2.0	59.3	0.104
6	13	0.77	0.45	2.1	62.4	0.140
7	10	0.87	0.55	2.7	52.8	0.097
8	9	0.96	0.70	3.0	48.9	0.150
9	8	1.15	0.68	3.0	43.7	0.186

付表-1.9 E地点

No.	N 值	σ_v (kg/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	Dr*	R _ℓ
1	3	0.37	0.12	2.8	35.2	0.244
2	1	0.45	0.065	3.2	19.6	0.228
3	1	0.49	0.08	3.0	19.3	0.242
4	2	0.57	0.077	3.1	26.4	0.236
5	2	0.61	0.088	3.0	25.9	0.216
6	2	0.65	0.062	3.3	25.6	0.236
7	2	0.69	0.06	3.3	25.2	0.216
8	2	0.73	0.10	2.8	24.8	0.196
9	6.25	0.77	0.098	2.8	43.3	0.184
10	1	0.44	0.087	2.9	19.5	0.295
11	0.8	0.48	0.065	3.3	17.2	0.296
12	0.5	0.52	0.04	3.7	12.6	0.286
13	0.5	0.52	0.12	2.7	12.6	0.266
14	4	0.49	0.25	2.8	38.5	0.166
15	4	0.53	0.128	2.6	37.9	0.180
16	3	0.57	0.153	2.5	32.3	0.178
17	3	0.61	0.055	2.4	31.8	0.232
18	3	0.65	0.055	2.4	31.3	0.246

付表-1.8 D地点

No.	N 值	σ_v (kg/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	Dr*	R _ℓ
1	2	0.265	0.14	72.2	30.2	0.270
2	2	0.410	0.16	55.9	28.2	0.284
3	3	0.510	0.16	73.1	33.1	0.296
4	3.5	0.610	0.17	31.7	34.3	0.250

付表-1.10 F地点

No.	N 值	σ_v (kg/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	Dr*	R _ℓ
1	16	0.24	0.098	57.9	86.6	0.412
2	16	0.46	0.105	43.3	78.0	0.322
3	13	0.56	0.092	30.3	67.4	0.413
4	9	0.65	0.062	68.2	54.2	0.292
5	13	0.65	0.062	68.2	65.1	0.366

付表-1.11 G地点

No.	N 值	σ_v (kg/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	Dr*	R _ℓ
1	8.7	0.98	0.159	2.9	47.8	0.283
2	6.3	0.80	0.165	3.3	43.0	0.270
3	3.5	1.14	0.10	3.0	29.0	0.225

付表- 1.12 昭和大橋

№	Sample №	Depth(m)	σ'_v (kg)	N	R_{L20}	$D_r^* = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$	$0.0042D_r^*$	$\frac{R_{L20}}{-0.0042D_r^*}$	Gs	e _{max}	e _{min}	e _c	D _{rc}	D ₅₀ (mm)	U _c	FC (%)
1	1-2-2	248~321	0.35	2	0.348	29.0	0.122	0.226	267	1.38	0.71	0.888	73.4	0.058	110以上	53.0
2	1-2-3	406~479	0.49	6	0.233	42.2	0.198	0.035	269	0.98	0.67	0.927	18.2	0.22	14.7	20.5
3	1-2-4	5.00~5.74	0.58	7	0.215	49.1	0.206	0.009	270	0.92	0.62	0.780	46.2	0.25	5.9	13.5
4	1-2-5①	7.00~7.64	0.77	11	0.217	57.4	0.241	-0.024	267	0.97	0.61	0.786	51.1	0.26	280以上	19.0
5	1-2-5②	7.75~8.50	0.84	13	0.238	61.0	0.256	-0.018	266	0.94	0.61	0.756	55.8	0.24	78.4	23.0
6	1-2-6	9.00~9.75	0.96	11	0.210	54.1	0.227	-0.017	267	1.01	0.68	0.798	64.5	0.245	29.0	19.0
7	1-2-7	11.00~11.76	1.15	10	0.190	48.8	0.205	-0.015	267	1.01	0.68	0.866	43.9	0.295	14.2	15.0
8	2-2-1①	1.00~1.70	0.15	2	0.542	32.2	0.135	0.407	270	1.15	0.74	0.941	51.0	0.22	12.0	18.5
9	2-2-1②	1.73~2.48	0.17	3	0.391	39.0	0.164	0.227	267	1.13	0.61	0.811	61.3	0.16	28.6	24.5
10	2-2-2	2.50~3.25	0.23	3	0.433	37.7	0.158	0.275	267	1.13	0.64	0.896	47.8	0.165	59.4	30.0
11	2-2-3	3.30~4.05	0.29	3	0.278	36.6	0.154	0.124	267	1.13	0.64	0.907	45.5	0.385	4.2	8.5
12	2-2-4	4.10~4.85	0.37	7	0.223	53.7	0.226	-0.003	266	0.89	0.59	0.784	35.3	0.385	4.2	8.5
13	2-2-5	5.00~5.75	0.45	10	0.317	61.9	0.260	0.057	255	0.92	0.62	0.585	111.7	0.370	7.6	11.0
14	2-2-6	6.00~6.74	0.55	10	0.253	59.4	0.249	0.004	269	0.96	0.60	0.878	22.8	0.26	131.8	14.5
15	2-2-7	7.00~7.77	0.64	3	0.262	31.4	0.132	0.130	267	1.13	0.65	0.935	40.6	0.18	95.5	22.0
16	2-2-8	8.00~8.75	0.74	11	0.382	58.0	0.244	0.138	266	1.13	0.70	0.829	70.0	0.23	17.9	18.0
17	2-2-9	9.00~9.75	0.83	10	0.155	53.7	0.225	0.070	267	1.13	0.69	0.953	40.2	0.185	97.6	17.5
18	2-2-10	10.00~10.75	0.93	12	0.228	57.0	0.239	0.011	265	0.95	0.63	0.780	53.1	0.34	52.0	15.0
19	3-2-1	2.05~2.80	0.32	5	0.528	46.5	0.195	0.333	267	1.83	1.03	1.238	73.7	0.038	31.3	60.0
20	3-2-2	2.80~3.55	0.38	6	0.268	49.5	0.208	0.060	271	1.52	0.86	1.112	62.0	0.072	42.1	51.0
21	3-2-3	4.70~5.38	0.52	14	0.275	71.1	0.299	-0.024	268	1.11	0.64	0.752	76.2	0.225	20.0	18.5

付表- 1.13 関上大橋

N.	試料番号	深 度 (m)	σ'_v (kg/cm ²)	N 値	G_s	e_{max}	e_{min}	e_c	D_{50} (mm)	U_c	R_{120}	F. C.
1	B-1-1	4.1~4.85	0.52	4	2.67	0.896	0.614	0.754	0.45	1.6	0.252	0.5
2	B-1-2	6.1~6.75	0.68	39	2.69	0.917	0.606	0.774	0.39	1.9	(0.176)	1.0
3					2.66	0.891	0.602	0.650	0.39	1.6	(0.289)	0.5
4	B-1-3	7.5~8.25	0.79	20	2.67	0.918	0.626	0.723	0.37	2.5	0.341	2.0
5	B-1-4	3.1~3.85	0.44	2	2.65	1.488	0.912	1.076	0.11	51.6	0.265	43.5
6	B-1-5	4.1~4.85	0.52	4	2.65	0.879	0.607	0.668	0.44	1.7	0.284	1.0
7	B-1-6	7.5~8.25	0.79	20	2.67	0.913	0.641	0.717	0.41	2.1	0.185	1.0
8					2.65	1.074	0.712	0.804	0.27	2.1	(0.267)	4.0
9	B-2-1	2.1~2.85	0.32	10	2.66	1.056	0.699	0.706	0.57	2.5	0.430	1.5
10	B-2-2	4.1~4.85	0.48	23	2.67	1.018	0.674	0.764	0.67	2.1	0.313	0.5
11	B-2-3	2.1~2.85	0.32	10	2.64	1.037	0.700	0.759	0.76	3.5	0.323	1.0
12	B-2-4	4.1~4.85	0.48	23	2.64	0.969	0.642	0.694	0.98	3.0	0.305	0.5
13	B-3-1	1.1~1.85	0.15	5	2.65	0.957	0.630	0.694	0.98	2.6	0.390	1.0
14	B-3-2	2.1~2.85	0.23	6	2.62	1.280	0.914	1.020	0.74	4.4	0.385	3.0
15	B-3-3	3.1~3.85	0.31	8	2.66	1.015	0.646	0.668	1.10	3.9	0.223	1.0
16	B-3-4	10.1~10.8	0.87	25	2.66	1.230	0.799	0.807	0.17	1.8	(0.291)	6.0
17					2.67	1.234	0.794	0.859	0.17	1.7	(0.202)	5.0
18	B-3-5	14.3~15.0	1.20	25	2.65	1.335	0.874	0.936	0.17	1.8	0.205	7.0
19	B-5-1	1.6~2.35	0.29	7	2.67	1.357	0.919	0.913	0.16	21.7	0.415	24.0
20	B-5-2	2.6~3.35	0.37	10	2.65	1.078	0.716	0.881	0.53	2.3	0.285	2.0
21					2.60	2.016	1.281	1.554	0.043	31.6	(0.310)	66.0
22	B-5-3	4.1~4.85	0.49	18	2.68	0.902	0.588	0.609	1.13	3.6	0.245	0.5
23	B-5-4	7.1~7.85	0.73	17	2.65	1.097	0.751	0.819	0.48	2.0	0.315	1.0
24	B-5-5	7.1~7.85	0.73	17	2.65	0.982	0.654	0.739	0.45	2.0	0.273	0.5
25					2.63	1.225	0.824	1.044	0.47	2.7	(0.260)	3.0

(注) e_c : 実験時間隙比, R_{120} の項で () 付の値は次式により推定 $R_{120} = R_1 / 1.42 N_c^{-0.115}$

付表- 1.14 種次・閉上々堤防

Bor 試料 No	地点名	種 次 地 区															関 上 々 地 区							
		N-1(ノリ尻)		N-2(ノリ尻)		N-3(天端)		N-4 (ノリ尻)					N-5 (ノリ尻)					Y-1(ノリ尻)		Y-2(ノリ尻)		Y-3(ノリ尻)		Y-4
		2	3	1	4	5	7	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	2	4	2	3	2	3	10
深 度 (m)		2.40	3.40	1.60	4.40	6.40	8.32	1.40	2.20	3.00	3.80	4.76	1.20	2.94	3.86	4.86	5.82	2.05	3.70	1.70	2.50	2.40	3.36	7.55
流動化応力比 R_{ℓ}		0.305	0.350	0.523	0.329	0.295	0.257	0.590	0.288	0.355	0.269	0.253	0.553	0.276	0.274	0.282	0.289	0.256	0.245	0.307	0.329	0.574	0.340	0.489
圧密後相対密度 $D_{rc}(\%)$		60.5	51.5	60.4	67.5	73.9	51.4	110.2	42.1	57.1	63.4	108.7	123.3	47.5	65.0	38.0	102.7	59.0	53.4	53.1	82.7	111.1	69.4	107.8
平均粒径 $D_{50} \text{ (mm)}$		0.460	0.385	0.310	0.335	0.122	0.420	0.028	0.820	0.700	0.350	0.580	0.030	0.280	0.600	1.100	2.500	0.580	0.560	0.174	0.69	0.019	0.55	0.0152
有効上載圧 $\sigma_v(t/m^2)$		2.70	3.50	2.06	4.30	11.23	11.89	1.57	2.21	2.85	3.49	4.30	21.6	3.65	4.38	5.27	6.13	3.31	4.55	2.21	2.85	3.605	4.293	10.93
N 値		11	19	8	13	5	31	5	3	4	6	17	7	5	11	14	15	7	1	4	6	5	12	7
$R_{\ell}^* = \frac{N}{0.0882 \sqrt{0.1\sigma_v + 0.7}}$		0.297	0.375	0.262	0.299	0.146	0.357	0.213	0.159	0.178	0.211	0.342	0.244	0.191	0.274	0.298	0.298	0.230	0.082	0.184	0.218	0.192	0.288	0.174
$DR_{\ell}^* = R_{\ell} - R_{\ell}^*$		0.008	-0.025	0.261	0.030	0.149	0.026	0.377	0.129	0.177	0.058	-0.089	0.309	0.085	0.000	-0.016	-0.009	0.026	0.163	0.123	0.111	0.382	0.052	0.315
$\tau_{\ell} = 0.1 \times R_{\ell} \sigma_v' \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$		0.082	0.123	0.108	0.141	0.331	0.306	0.093	0.064	0.101	0.094	0.109	0.119	0.101	0.120	0.149	0.177	0.085	0.111	0.068	0.094	0.207	0.146	0.534
$Dr = 21 \cdot \frac{N}{\sqrt{0.1\sigma_v + 0.7}} (\%)$		70.7	89.3	62.4	34.8	60.1	85.1	50.7	37.9	42.3	50.2	81.5	58.1	45.5	65.3	70.9	71.0	54.7	19.5	43.8	51.8	45.6	68.5	41.5
Uc		13.2	2.84	11.9	3.97	96.8	3.77	—	3.47	4.77	30.3	2.71	—	2.59	2.38	3.19	4.86	7.72	3.28	4.74	3.42	—	4.61	—
F.C. (%)		11	6	18	9	36	7	60	3	5	35	2	63	4	1	2	2	10	7	18	3	86	8	96

付表-1.15 北和淵堤防

	W-1		W-2						W-3		
試料採取深度 (m)	5.00~5.78	9.40~10.12	0.40~1.00	1.00~1.80	3.00~3.45	4.10~4.83	5.50~6.34	6.60~7.47	0.50~1.06	1.54~2.37	3.50~4.11
土 質	砂混りシルト	シルト混り砂	砂 質シルト	砂混りシルト	礫混り砂	有機質土	砂混りシルト	貝ガラ混りシルト	砂混りシルト	シルト質砂	細砂
流動化応力比 $R\ell$	0.515	0.305	0.750	0.753	0.280	0.710	0.510	0.530	0.730	0.520	0.420
圧密後相対密度 D_{rc} (%)	149.8	101.4	156.1	144.4	55.6	110.3	122.3	111.2	141.7	92.5	49.6
平均粒径 D_{50} (mm)	0.011	0.170	0.014	0.011	0.650	0.004	0.095	0.016	0.011	0.080	0.210
有効上載圧 σ_v' (t/m ²)	8.62	13.1	1.28	2.49	5.36	6.42	7.29	8.09	1.33	3.38	5.95
N 値	6	6	5	5	11	3	3	2	6	10	9
$R\ell^* = \frac{N}{0.0882 \sqrt{0.1\sigma_v' + 0.7}}$	0.173	0.152	0.217	0.202	0.263	0.132	0.128	0.102	0.237	0.274	0.233
$DR\ell^* = R\ell - R\ell^*$	0.342	0.153	0.533	0.533	0.017	0.578	0.382	0.428	0.493	0.246	0.187
$r\ell = 0.1 \times R\ell \sigma_v'$ (kg/cm ²)	0.444	0.400	0.096	0.183	0.150	0.456	0.372	0.429	0.097	0.176	0.250
$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v' + 0.7}}$ (%)	41.2	36.3	51.6	48.2	62.6	31.4	30.4	24.2	56.4	65.2	55.4
Uc	—	73.4	—	—	3.0	—	114.2	—	—	63.9	5.1
F.C. (%)	89.5	30	85	89	3	95	45.5	67	71	47	15
b 値	-0.15	-0.12	-0.12	-0.17	-0.165	-0.175	-0.15	-0.16	-0.195	-0.205	-0.19

 $R\ell = R\ell^* (N\ell = 20, DA = 5\%)$

付表-1.17 HANE53 地点

地 点	土 質	深 度 (m)	N 値	r_t (g/cm ²)	σ_v (kg/cm ²)	σ_v' (kg/cm ²)	D_{50} (mm)	Uc	F.C. (%)	圧密後 Dr (%)	$R\ell$ N=20, DA=5%
P-9	1 シルト混り細砂	1.0	8	1.80	0.18	0.17	0.162	21.2	23.0	71.8	0.582
	2 "	3.0	3	"	0.54	0.33	0.009	—	83.0	67.7	0.355
	3 シルト質細砂	6.0	10	1.85	1.08	0.57	0.158	22.5	21.0	95.8	0.427
	4 "	8.0	7	"	1.45	0.74	0.075	54.7	51.0	(113)	0.375
P-10	1 シルト質細砂	1.0	2	1.80	0.18	0.17	0.158	10.9	15.5	61.9	0.422
	2 "	3.0	2	"	0.54	0.33	0.037	48.0	72.0	50.3	0.375
	3 シルト混り細砂	6.0	8	1.85	1.08	0.54	0.181	17.5	17.0	(134)	0.412
	4 "	8.0	10	"	1.42	0.74	0.110	27.5	45.0	(102)	0.396

* 地下水位 G.L. - 0.9 m

附表-1.16 KISO R.地点

Br地点 试料	KISO L-8K					KISO R-0.6K					IBI L-37K					IBI R-11K				
	T1'-1	T1'-4	T1'-7	T1'-10	T1'-13	T2'-1	T2'-2	T2'-4	T2'-7	T2'-10	T3'-1	T3'-5	T3'-8	T3'-12	T3'-16	T4'-1	T4'-2	T4'-4	T4'-4	T4'-9
试料採取深度 (m)	625m 717m	790m 862m	1200m 1260m	1500m 1576m	1900m 1973m	100m 177m	180m 260m	370m 445m	620m 663m	860m 936m	050m 125m	400m 460m	600m 670m	940m 997m	1200m 1260m	250m 340m	370m 413m	500m 568m	800m 866m	1030m 1094m
试料中央深度 (m)	671	826	1230	1538	1937	139	220	408	642	898	088	430	635	969	1230	295	392	534	833	1062
液化化応力比 $R_g[N_g=20, DA=6\%]$	0.255	0.353	0.345	0.290	0.316	0.310	0.325	0.320	0.300	0.280	(0.385)	0.287	(0.51)	0.259	0.263	0.260	0.291	(0.70)	0.233	0.280
圧密後相対密度 $D_{rc}(\%)$	561	453	602	895	522	661	708	680	567	613	670	631	810	958	855	565	633	1061	608	415
平均粒径 $D_{50}(mm)$	0.32	0.33	0.35	0.067	0.070	0.19	0.12	0.14	0.23	0.080	0.165	0.30	0.18	1.75	0.16	0.42	0.57	0.0080	0.280	0.130
有効上載圧 $\sigma_v' (t/m^2)$	1094	1242	1626	1906	2244	160	231	393	603	829	135	460	655	972	1214	535	632	756	982	1188
N 値	7	11	19	7	18	10	2	9	10	13	(2)	8	15	16	6	10	9	6	22	26
* $Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v' + 0.7}}$	415	500	600	344	519	716	308	603	582	612	325	551	699	650	372	598	546	426	759	779
* $R_g = 0.0082 \sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v' + 0.7}}$	0.174	0.210	0.252	0.145	0.218	0.301	0.129	0.253	0.244	0.257	0.137	0.232	0.293	0.273	0.156	0.251	0.229	0.179	0.319	0.327
$DR_g^* = R_g - R_g^*$	0.081	0.143	0.093	0.145	0.098	0.009	0.196	0.067	0.056	0.023	0.248	0.055	0.217	-0.014	0.107	0.009	0.062	0.521	-0.086	-0.047
U_c	472	234	276	443	530	—	217	203	289	964	316	291	215	533	1010	235	248	—	396	939
F.C. (%)	10	5	4	53	50	14	34	24	9	48	27	0	8	2	32	2	2	98	9	23

付表- 1. 18 HANE54 地点

地 点	土 質	深 度 (m)	N 値	γ_t (g/cd)	σ_v' (kg/cd)	圧密後 e_c^{**}	D ₅₀ (mm)	U _c	F.C. (%)	圧密後 Dr ^{**} (%)	R ℓ N=20, DA=5%
Ts1'	1 細 砂	1.5 ~2.26	11	2.01	0.190	0.789	0.150	2.17	9	88.0	0.415
	2 シルト質細砂	4.0 ~4.8	8	1.89	0.428	0.940	0.080	48.5	45	87.6	0.543
S1'	1 シ ル ト	7.0 ~7.85	2	1.74	0.689	1.086	0.018	—	86	112.3	0.478
	2 " "	12.5 ~13.35	1	1.61	1.03	1.626	0.0095	—	78	102.5	0.467
Ts2'	1 細 砂	1.5 ~2.75	9	1.90	0.169	0.882	0.122	12.2	20	93.1	0.490
	2 " "	2.5 ~3.1	9	1.95	0.259	0.817	0.158	3.28	13	82.3	0.535
S2'	1 シ ル ト	5.5 ~6.35	4	1.72	0.510	1.194	0.225	—	25	102.2	0.478
	2 砂質シルト	12.0 ~12.8	2	1.83	0.980	1.090	0.013	—	90	98.1	0.472
Ts3'	1 細 砂	1.5 ~3.3	11	1.86	0.172	0.919	0.080	99	45	74.6	0.598
	2 " "	3.3 ~4.45	8	1.86	0.307	0.836	0.092	100.8	42	86.2	0.593
S3'	1 シ ル ト	5.5 ~6.35	2	1.72	0.501	1.218	0.0097	—	93	103.0	0.532
	2 " "	11.0 ~11.85	1	1.82	0.923	1.073	0.073	—	48	101.5	0.510
Ts4'	1 細 砂	4.0 ~4.8	5	1.83	0.365	0.879	0.095	25.7	33	71.3	0.375
	2 " "	7.0 ~7.9	10	1.93	0.615	0.685	0.145	—	35	86.9	0.340*
	3 " "	10.0 ~10.62	25	1.94	0.889	0.721	0.165	40.5	15	77.7	0.380
S4'	1 シ ル ト	16.15 ~17.0	3	1.84	1.430	0.958	0.078	—	47	95.1	0.426

* 貝ガラ片多量混入

** 供試体の平均値

注) 全地点海上ボーリング

付表- 1. 19 ARI E. 地点

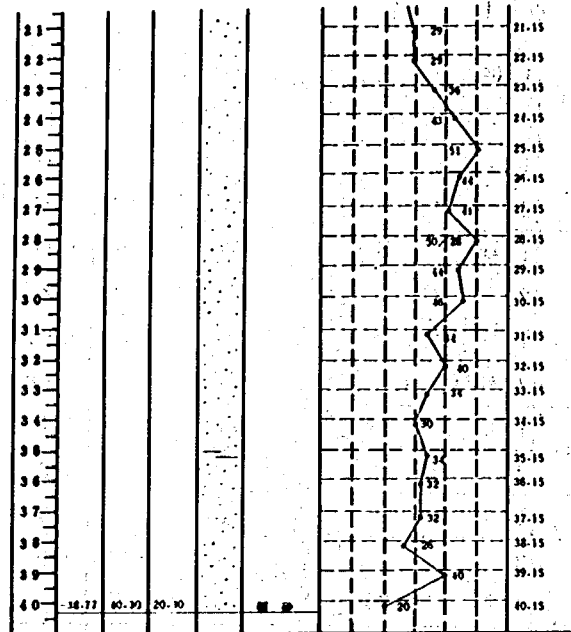
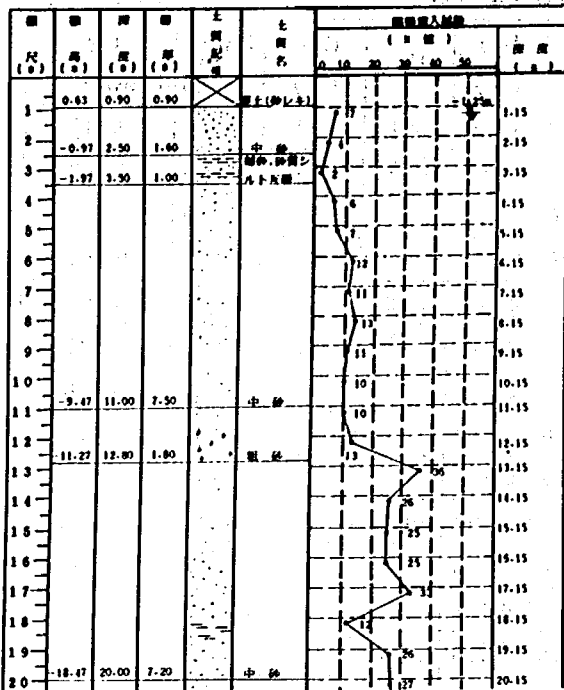
試 料 No	深 度 (m)	N 値 (回/30cm)	有効上 載 圧 σ_v' (t/m ²)	平 均 粒 径 D ₅₀ (mm)	細粒分 含有率 F.C (%)	塑性 指数 I _p	相 対 密 度 D _r ^c (%)	間グキ 比 e _c	R ℓ 率 = 0.0882 $\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v'+0.7}}$	液状化 応力比 R ℓ [N ℓ =20 DA=5%]	DR ℓ 率 = R ℓ - R ℓ 率
S ₁ -2	4.39	2	1.54	0.09	48	29	80	1.060	0.116	0.260	0.326
S ₁ -3	8.43	4	4.44	0.20	23	20	78	1.152	0.165	0.585	0.420
S ₁ -4	10.40	3	5.86	0.16	35	19	88	1.417	0.135	0.480	0.345
S ₂ -6	9.85	6	14.00	—	—	—	88	1.249	0.149	0.322	0.173
S ₂ -7	12.33	6	15.80	0.07	51	41	95	1.192	0.149	0.350	0.173
S ₃ -2	7.36	2	4.56	0.038	61	—	73	1.300	0.116	0.442	0.326

付表- 1. 20 ABU R. 地点

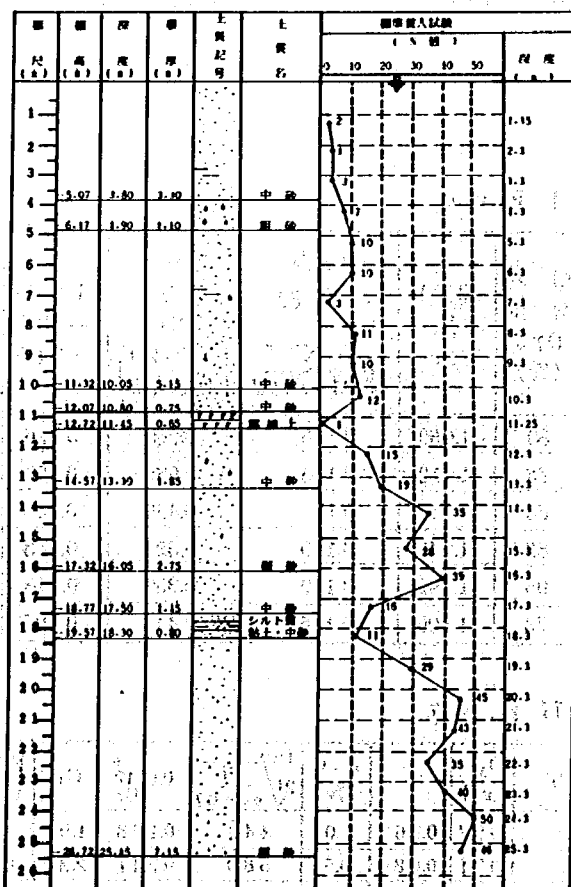
Br. No	試料No	深 度(m)	σ_v' (%)	σ_c' (%)	R ℓ DA=5% N ℓ =20	N 値	D ₅₀ (mm)	e	F.C (%)	Dr ℓ $\sqrt{\frac{N}{0.1\sigma_v'+0.7}}$	0.0042 [*] Dr	U _c	F.C. (%)
B-2	*2'-1	3.10~3.85	0.62	0.62	0.235	6	0.57	0.967	1.0	44.8	0.188	1.91	1.0
	2'-2	4.10~4.85	0.70	0.70	0.255	11	0.71	0.686	0.5	58.9	0.247	2.33	0.5
	2'-3	5.00~5.74	0.77	0.77	0.226	18	0.56	0.684	0.5	73.5	0.309	2.10	0.5
B-3	3'-4	1.55~2.30	0.23	0.23	0.425	13	0.50	0.654	1.0	78.5	0.330	2.44	1.0
	3'-5	2.60~3.35	0.31	0.31	0.290	13	0.88	0.636	0.5	75.3	0.316	2.70	0.5
	3'-6	4.50~5.25	0.46	0.46	0.265	12-18(15)	0.82	0.630	1.0	75.5	0.317	2.39	1.0

Dr ℓ 計算式 (2) 1.5-104 $\bar{G}_s = 269$

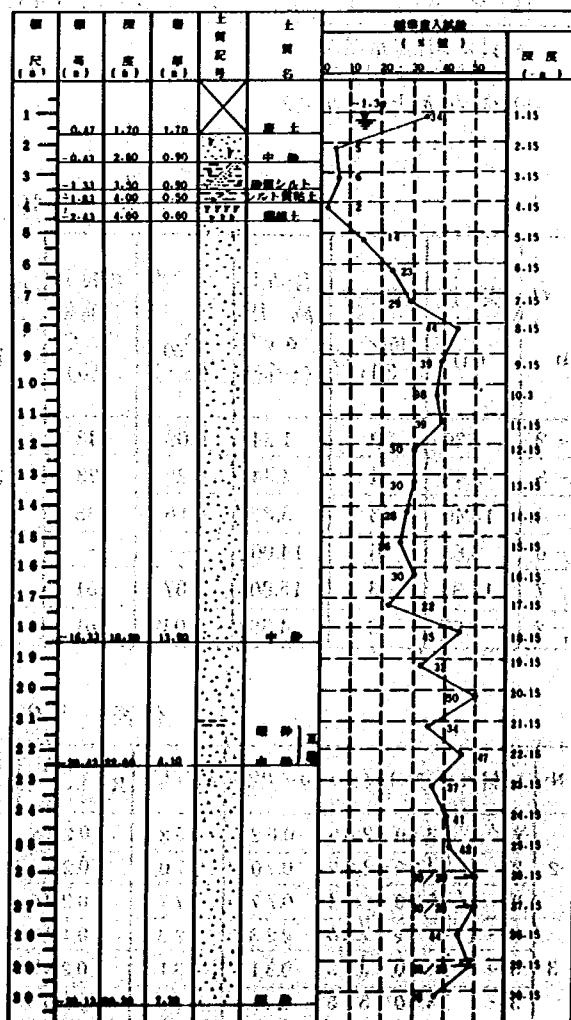
2. 土質柱状および標準貫入試験結果



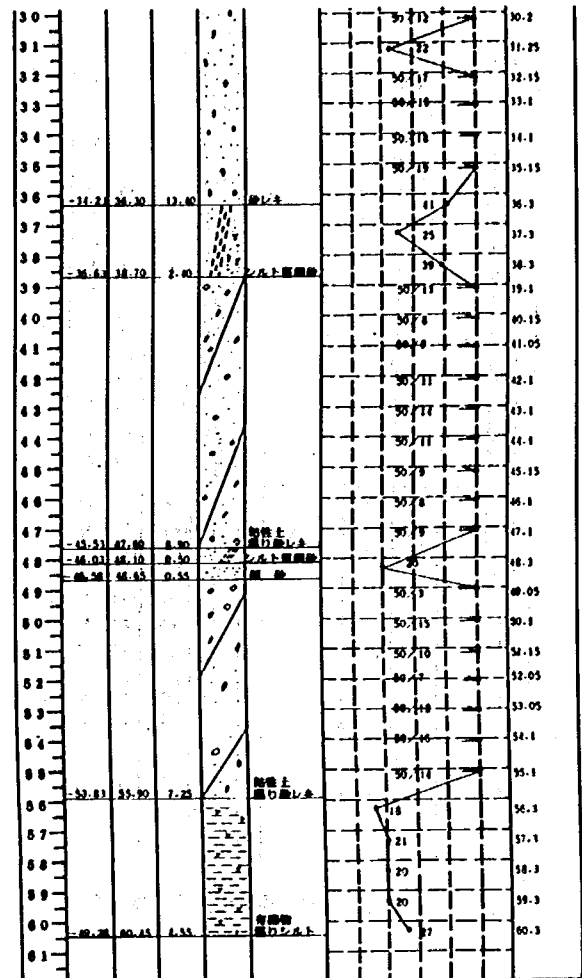
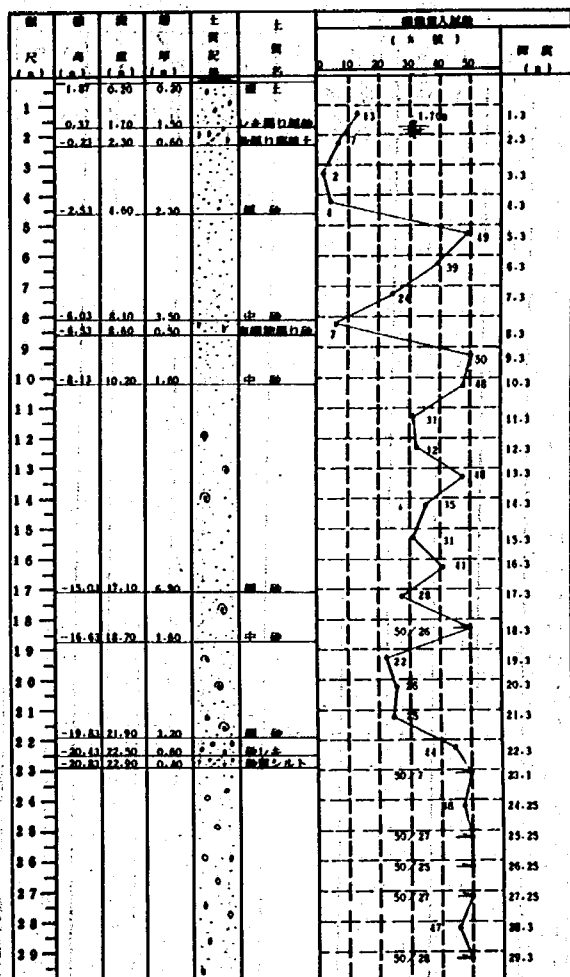
付図-2.1 (A) 昭和大橋 B_r.1



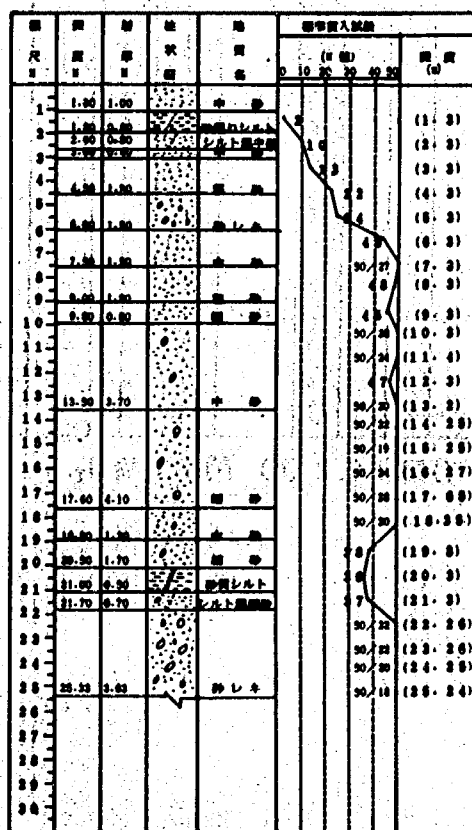
付図-2.1 (B) 昭和大橋 B_r.2



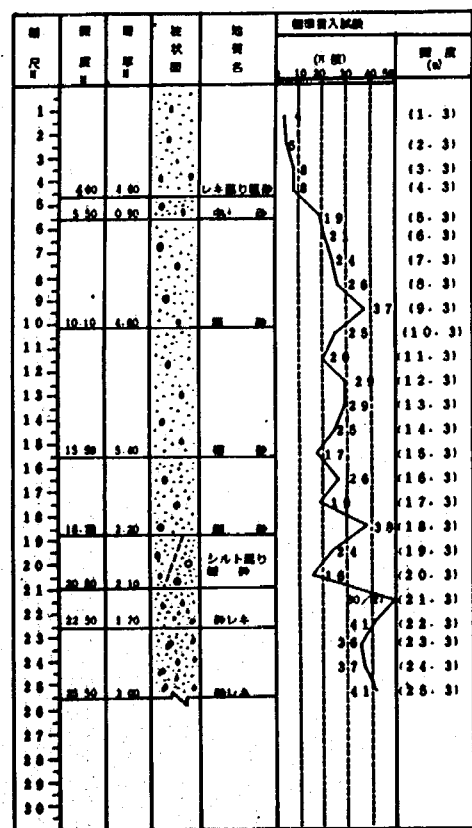
付図-2.1 (C) 昭和大橋 B_r.3



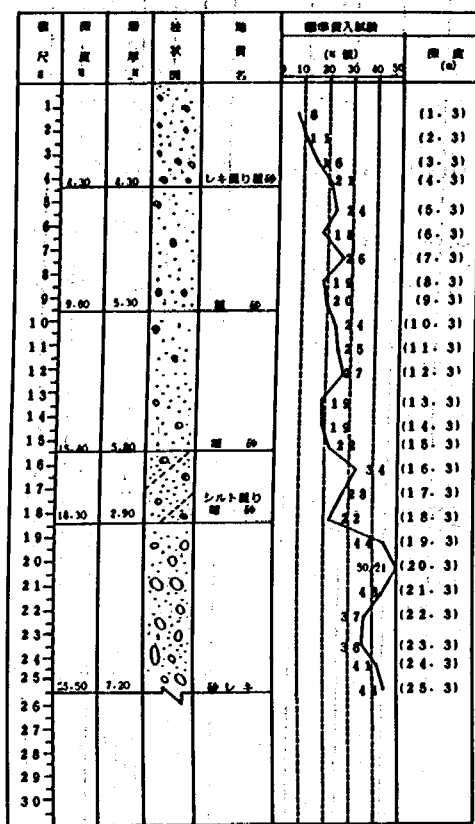
付図-2.2 (A) 関上大橋 B_r.1



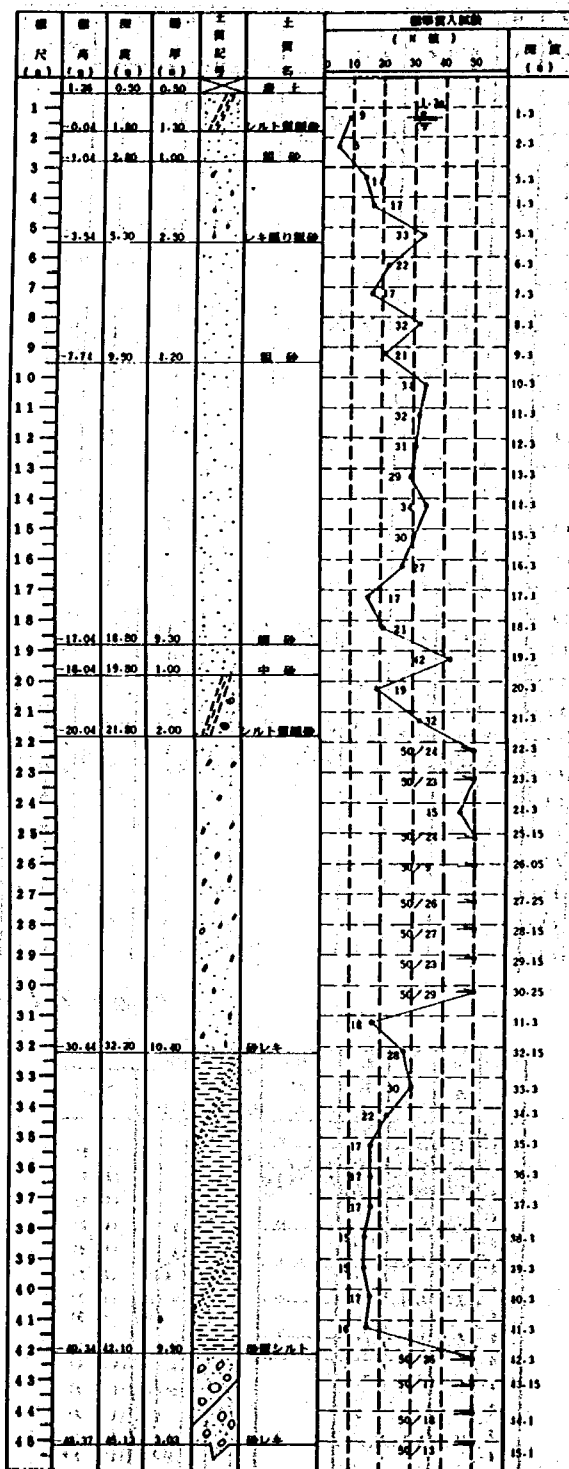
付図-2.2 (B) 関上大橋 B_r.2



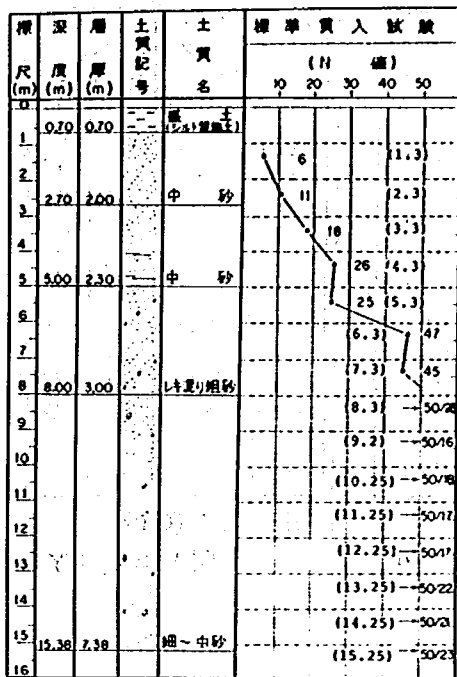
付図-2.2 (C) 関上大橋 B_r.3



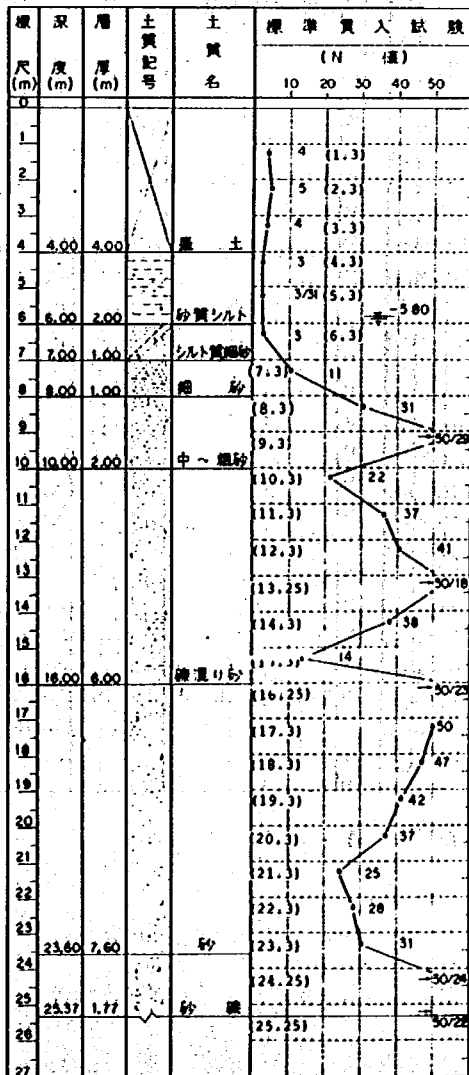
付図-2.2 (D) 関上大橋 B_{1.4}



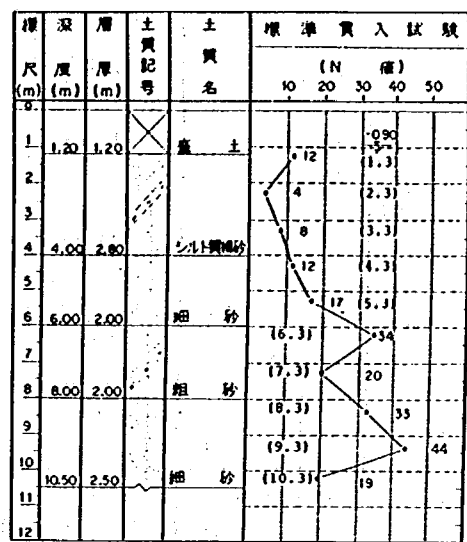
付図-2.2 (E) 関上大橋 B_{1.5}



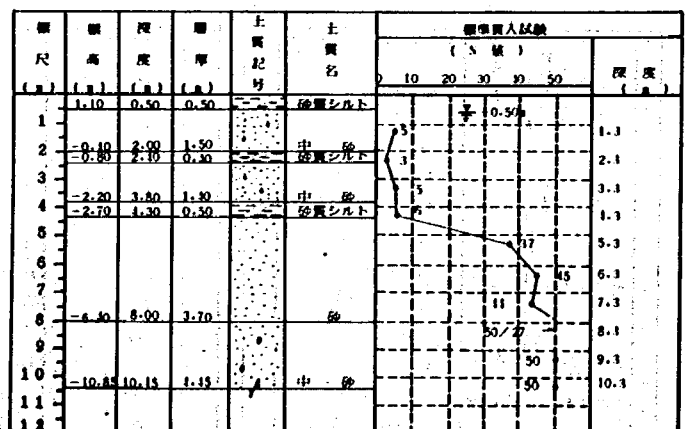
付図-2.3 (A) 種次堤防 N-1



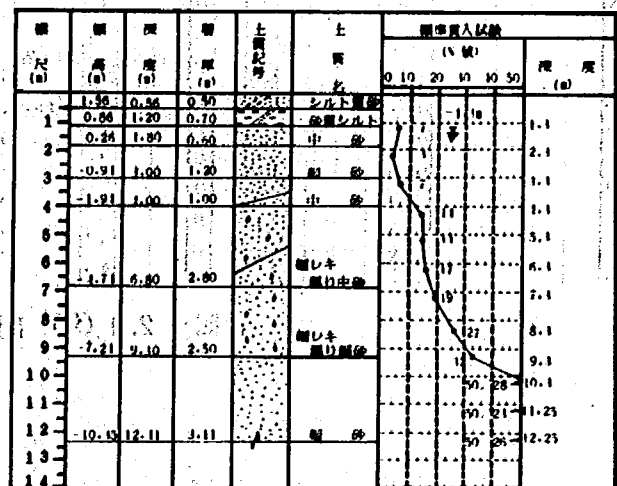
付図-2.3 (C) 種次堤防 N-3



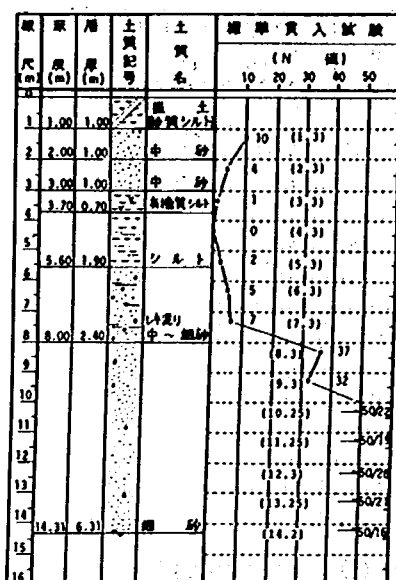
付図-2.3 (B) 種次堤防 N-2



付図-2.3 (D) 種次堤防 N-4

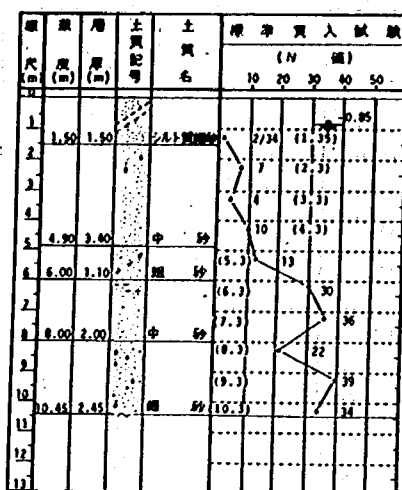


付図-2.3 (E) 種次堤防 N-5



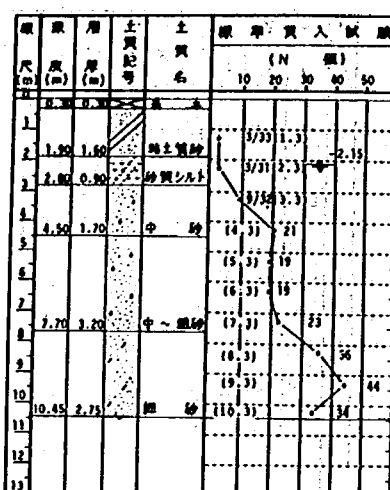
付図－2.4 (A)

閑上々堤防 Y－1



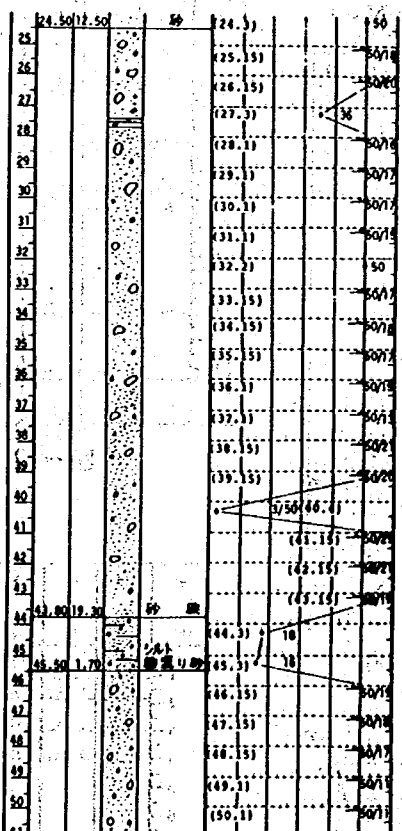
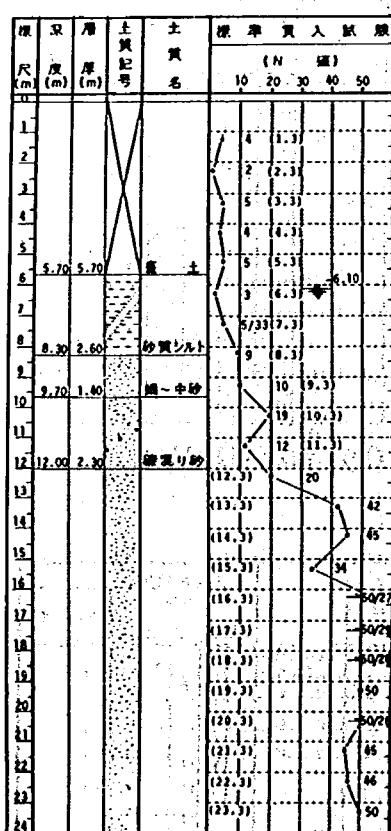
付図－2.4 (B)

閑上々堤防 Y－2

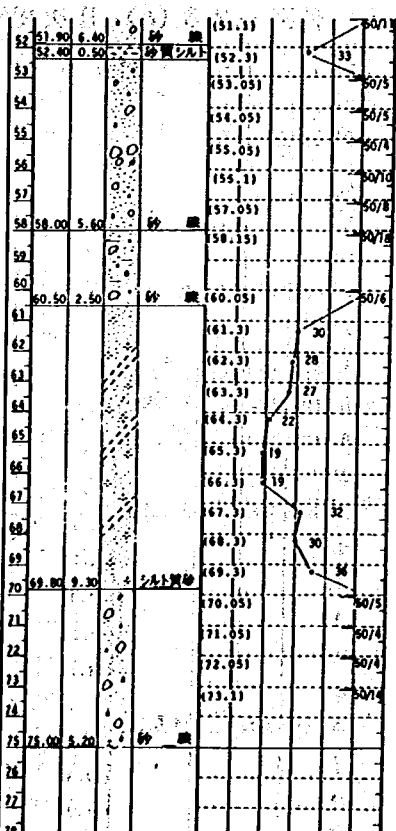


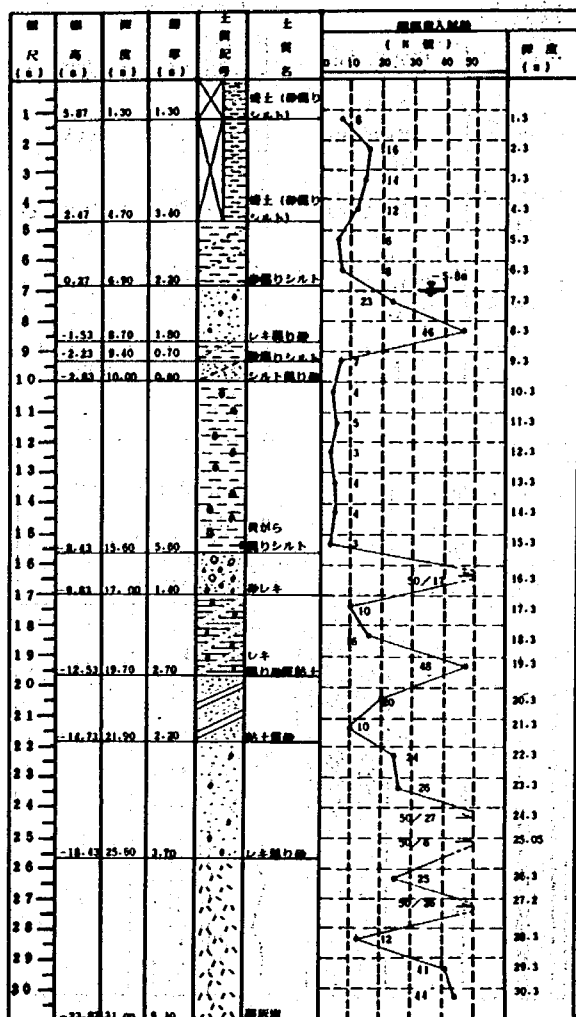
付図－2.4 (C)

閑上々堤防 Y－3

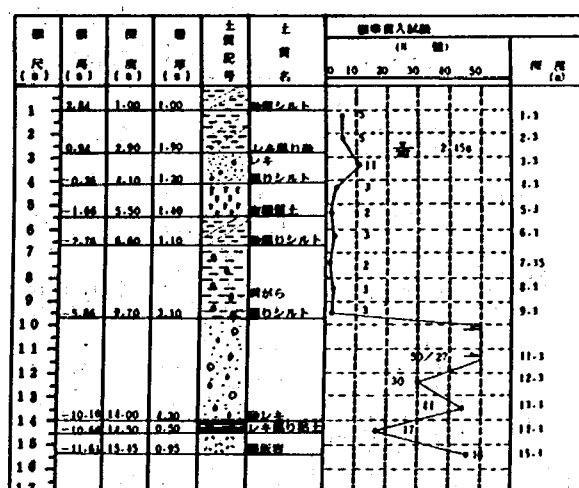


付図－2.4 (D) 閑上々堤防 Y－4

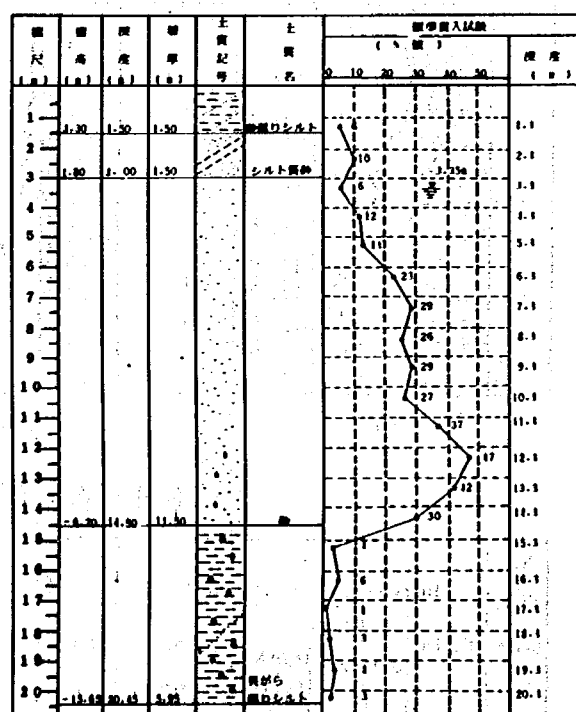




付図-2.5 (A) 北和淵堤防W-1



付図-2.5 (B) 北和淵堤防W-2



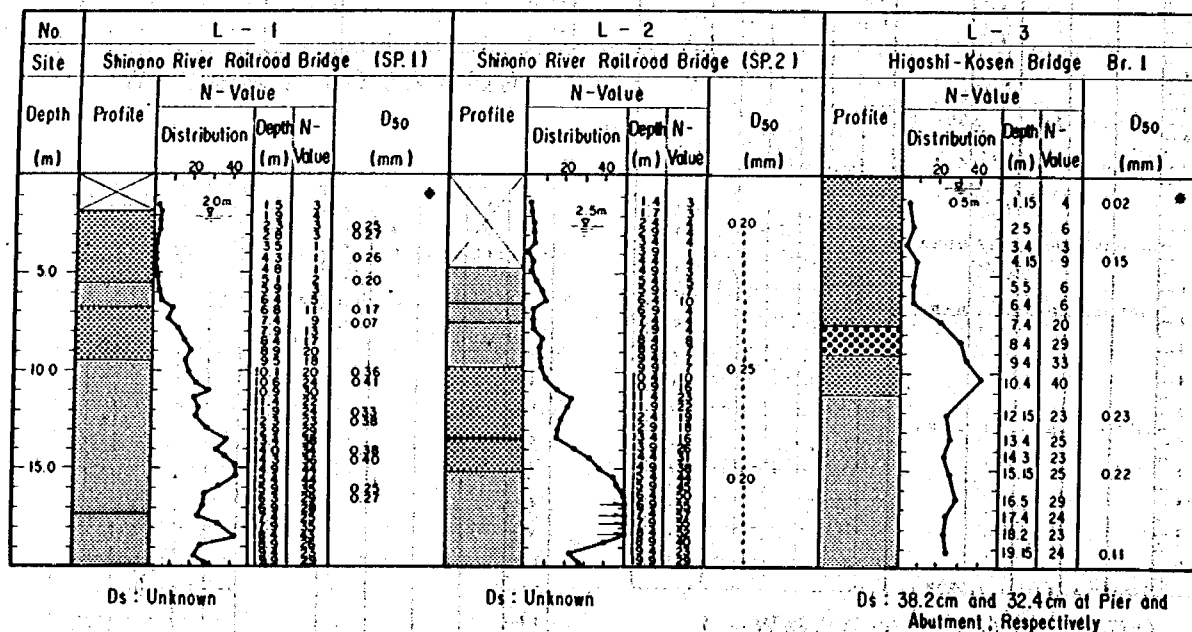
付図-2.5 (C) 北和淵堤防W-3

3. 代表的な液状化地点および非液状化地点における地盤特性および沈下に関する資料

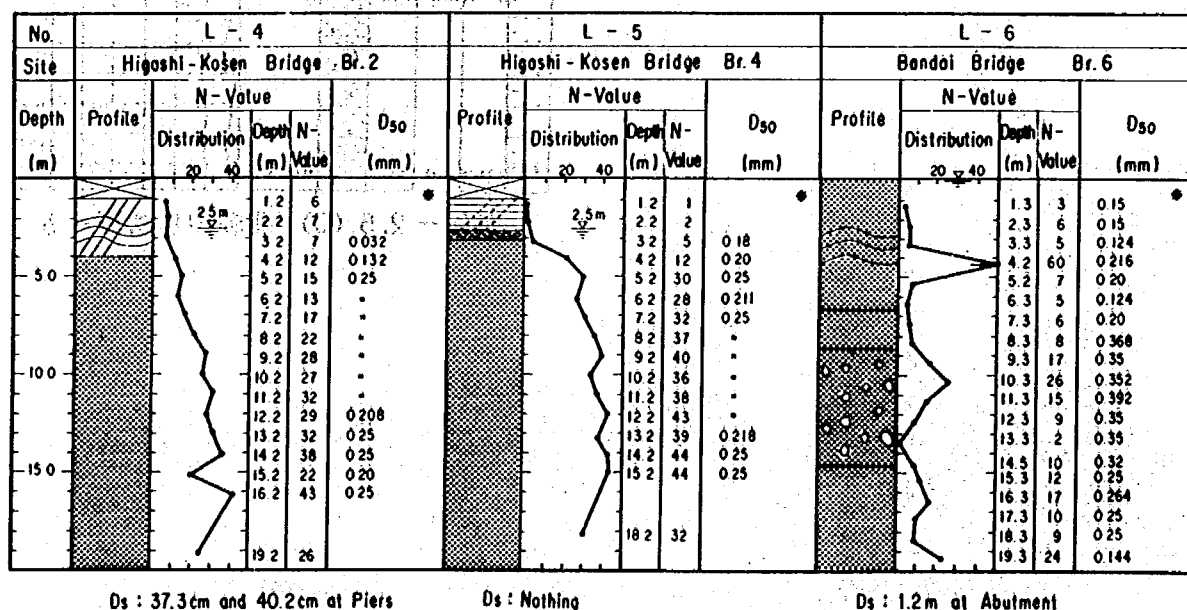
付表-3.1 土質凡例

	Top Soil 表土		Clay 粘土		Clayey Silt 粘土質シルト		Humus 腐植土
	Fine Sand 細砂		Silt シルト		Sandy Silt 砂質シルト		Rock 岩
	Medium Sand 中砂		Loam ローム		Silty Sand シルト質砂		Clayey Loam 粘土質ローム
	Coarse Sand 粗砂		Silty Clay シルト質粘土		Silty Gravel シルト質砂レキ		Sandy Loam 砂質ローム
	Gravel 砂レキ		Sandy Clay 砂質粘土		Shell 貝ガラ		Peat PEAT

3.1 液状化地点



付図-3.1 (1) L-1~3 地点



付図-3.1 (2) L-4~6 地点

No.	L - 7					L - 8					L - 9														
Site	Yochiyo Bridge Br. 1					Yochiyo Bridge Br. 5					Yochiyo Bridge Br. 7														
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)										
		Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value											
5.0			10	6	0.25					0.5	7	0.25			10	6	0.25								
			20	5	0.02					2.0	1	0.30			2.0	5	0.02								
			30	4	0.184					3.0	0.5	0.212			3.0	4	0.184								
			40	5	0.25					4.0	0.5	0.30			4.0	5	0.25								
			50	5	.					5.0	1	0.30			5.0	5	0.25								
			60	6	.					6.0	2	0.25			6.0	6	.								
			70	7	.					7.0	4	.			7.0	7	0.25								
			80	9	.					8.0	3	.			8.0	9	.								
			90	8	.					9.0	6	.			9.0	8	.								
			100	10	0.20					10.0	4	.			10.0	10	0.20								
10.0					11.0					10	.							11.0	11	.			11.0	10	.
					12.0					35	.							12.0	11	0.20			12.0	35	.
					13.0					34	.							13.0	19	.			13.0	11	0.20
					14.0					29	.							14.0	32	.			14.0	34	.
					15.0					23	.							15.0	21	.			15.0	29	.
																		16.0	16	.			16.0	23	.

Ds : 1.0 ~ 1.1m at Retaining Wall

Ds : Unknown

Ds : 1.0 ~ 1.1m at Retaining Wall

付図 - 3.1 (3) L-7~9 地点

No.	L - 10					L - 11					L - 12						
Site	Shin-Matsuhama Bridge Br. 2					Taihei Bridge Br. 1					Taihei Bridge Br. 2						
Depth (m)	Profile	N-Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			
		Distribution	Depth (m)	N-Value				Distribution	Depth (m)	N-Value				Distribution	Depth (m)	N-Value	
				20	40					20	40					20	40
5.0				0.5	4	0.288	0.3	3	0.374	0.5	5	0.528					
				2.5	6	0.288	2.0	3	0.374	2.5	6	0.528					
				4.0	5	0.436	4.0	5	0.374	3.5	6	0.528					
				5.5	6	0.436	6.0	4	0.746	5.0	7	0.312					
				7.0	8	0.42	7.0	10	0.746	6.5	25	0.424					
				9.0	10	0.42	8.5	5	0.288	7.5	27						
				11.0	9	0.42	10.5	12	0.352	9.0	17						
				13.0	23	0.176	12.0	13	0.352	10.0	29						
				14.0	25		13.0	42	0.504	11.0	44	1.536					
				15.0	24		14.5	50		12.5	39						
10.0				16.5	38		15.5	44		13.5	36						
				18.0	7	0.288	16.5	56		15.0	46						
				19.0	25	0.122	18.0	54		16.0	55						
				20.0	37	0.122	19.0	42		17.5	52						
							20.0	45		18.5	34						
										19.0	38						
										20.0	38						

Ds : 1.1 ~ 2.3cm at Piers

Ds : Unknown

Ds : Unknown

付図 - 3.1 (4) L-10~12 地点

No.	L - 13					L - 14					L - 15								
Site	Showa Bridge Br. 1 (After E.)					Showa Bridge Br. 2 (After E.)					Showa Bridge Br. 3 (After E.)								
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)				
		Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N- Value					
50			1.3	2	0.30					2.3	4	0.15			2.0	5	0.15		
			3.3	3	.					4.3	10	0.31			3.5	7	0.26		
			5.3	8	.					6.3	2	0.03			5.2	10	0.43		
			7.3	15	.					8.3	11	0.38			7.5	11	0.37		
			8.3	17	.					10.3	18	0.46			9.2	12	0.06		
			10.3	11	.					12.3	33	0.18			10.2	10	0.46		
			11.3	22	.					14.3	34	0.19			11.2	15	0.27		
			12.3	14	.					16.3	27	0.11			12.2	18	0.18		
			13.3	16	.					18.3	47	0.11			13.2	27	0.18		
			14.3	30	0.25					19.3	35	0.12			14.2	23	0.19		
10.0			16.3	29	0.20										15.2	36	0.37		
			17.3	29	.										17.2	43	0.28		
			18.3	34	.										18.2	35	0.10		
			19.3	42	.										19.2	55	0.12		

No.	L - 16					L - 17					L - 18										
Site	Showa Bridge Br. 2 (Before E.)					Showa Bridge Br. 3 (Before E.)					Niigata Airport										
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)						
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value							
																20	40	20	40	20	40
50			2.5	2	0.18			2.6	4	0.296			10	5	0.25						
			3.0	4	0.22			3.3	6	0.308			20	6	"						
			3.4	4	0.26			4.3	6	0.258			30	7	"						
			4.5	4	0.33			5.3	5	0.288			40	5	0.30						
			5.1	4	0.39			6.3	5	0.228			50	5	"						
			6.5	4	0.04			7.3	5	0.184			60	4	"						
			7.15	5	0.05			8.3	6	0.208			70	8	"						
			8.3	8	0.43			9.3	8	0.216			80	14	0.25						
			9.3	7	0.11			10.3	8	0.296			90	11	"						
			10.5	10	0.43			11.3	18	0.304			100	9	"						
100					11.5			14.5	0.25					12.3	27	0.216			110	17	"
					12.5			18	0.21					13.3	24	0.184			120	12	0.30
					13.3			23	0.19					14.3	10	0.226			130	9	"
					14.5			28	0.188					15.3	13	0.148			140	8	"
					15.1			31	0.32					16.3	22	0.12			150	28	0.20
					15.3			35.5	0.232					17.3	28	0.116			160	30	"
					16.5			36	0.11					18.3	37	0.14			170	28	"
					17.1			36	0.264					19.3	36	0.124			180	31	"
					17.5			38	0.126										190	40	"
																			200	43	"

D_s: 1.1~9.2cm at Piers

D_s: 1.1~9.0cm at Piers

D_s: 1.0m at Airport Terminal

付図-3.1(6) L-16~18 地点

No.	L - 19					L - 20					L - 21										
Site	Sekiyo					Niigata Railroad Hospital (Before E.)					Niigata Railroad Hospital (Before E.)										
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)						
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value							
																20	40	20	40	20	40
50			1.5	9	0.36			0.3	4	0.43			0.3	3	0.32						
			2.5	2	0.37			1.3	3	0.45			1.3	2	0.32						
			3.5	3	0.18			2.3	2	0.53			3.3	3	0.15						
			4.5	2	0.35			4.3	3	0.22			4.3	5	0.20						
			5.5	3	0.46			5.3	10	0.26			5.3	6	0.23						
			6.5	11	0.45			6.3	6	0.24			6.3	4	0.17						
			7.5	13	0.56			7.3	9	0.21			7.3	3	0.18						
			8.5	10	0.70			8.3	9	0.35			8.3	11	0.19						
			9.5	9	0.68			9.3	11	0.42			9.3	27	0.20						
			10.5	10				10.3	14	0.42			10.3	12	0.19						
100					11.5			8						11.3	14	0.58			11.3	16	0.22
					12.5			7						12.3	17	0.42			12.3	33	0.17
					13.5			24						13.3	11	0.38			13.3	29	0.27
					14.5			15						14.3	15	0.39			14.3	32	0.26
					15.5			5						15.3	14	0.35			15.3	35	0.21
					16.5			27						16.3	30	0.53			16.3	49	0.17
					17.5			26						17.3	60	0.22			17.3	55	0.19
					18.5			35						18.3	53	0.20			18.3	70	0.16
					19.5			32						19.3	52	0.23			19.3	64	0.15

D_s: Unknown

D_s: 30~100cm at Hospital Building

D_s: —

付図-3.1(7) L-19~21 地点

No.	L - 22					L - 23					L - 24				
Site	Niigata Railroad Hospital Br. 1 (After E.)					Niigata Railroad Hospital Br. 2 (After E.)					Kawagishi-cho				
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value	
50			1.15	6	0.29			1.15	6	0.40			1.32	11	0.41
			2.15	6	1.20			2.15	7	0.47			2.54	8	0.40
			3.15	7	0.12			3.15	7	0.032			3.87	3	0.43
			4.15	8	0.21			4.15	4	0.047			5.01	8	0.48
			5.15	10	0.23			5.15	8	0.25			6.50	13	0.46
			6.15	4	0.30			6.15	7	0.26			7.88	12	0.44
			7.15	7	0.27			7.15	5	0.27			9.52	7	0.42
			8.15	8	0.28			8.15	5	0.22			11.00	11	0.43
			9.15	13	0.27			9.15	10	0.34			12.40	24	0.40
			10.15	11	0.32			10.15	14	0.34			14.01	7	0.29
100			11.15	12	0.36			11.15	12	0.44			15.15	42	0.31
			12.15	18	0.58			12.15	13	0.38					
			13.15	22	0.33			13.15	13	0.38					
			14.15	40	0.30			14.15	12	0.36					
			15.15	41	0.25			15.15	39	0.35					
			16.15	37	0.25			16.15	41	0.55					
			17.15	43	0.23			17.15	31	0.22					
			18.15	40	0.24			18.15	42	0.20					
			19.15	46	0.21			19.15	40	0.24					

D_s: —

D_s: —

D_s: 46~300cm at Kawagishi-cho Apartments

付図-3.1(8) L-22~24 地点

No.	L - 25					L - 26					L - 27								
Site	Kawagishi-Cho Br. 2					Kawagishi-Cho Br. 3					Kawagishi-Cho Br. 4								
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)					
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value	
																			20
50			1.30	6	0.44			1.50	8	0.38			1.51	8	0.41	*			
			2.51	3	0.44			2.51	7	0.35			2.52	9	0.42				
			4.56	3	0.45			4.02	5	0.31			4.00	9	0.43				
			5.86	14	0.50			5.51	7	0.46			5.50	6	0.51				
			7.50	13	0.44			6.90	8	0.46			7.00	10	0.50				
100								9.00	14	0.44			8.60	9	0.38		8.46	11	0.35
								10.35	13	0.43			9.95	8	0.35		10.01	11	0.43
								11.91	10	0.36			11.51	11	0.42		11.43	15	0.25
								13.50	14	0.25			13.03	9			13.01	9	0.41
								14.95	24	0.26			14.50	22			14.35	22	0.43
150								16.50	22	0.23			16.00	21			16.00	26	0.39
													18.85	47	0.19		17.50	22	0.31
													18.90	46	0.15				

D_s : _____D_s : _____D_s : _____

付図 - 3.1 (9) L-25~27 地点

No.	L - 28					L - 29					L - 30						
Site	Kowagishi-Cho BC 21-2					Kowagishi-Cho BC 21-3					Kowagishi-Cho BC 104						
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)			
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value		Distribution	Depth (m)	N-Value
50			1.4	3				1.4	3				1.0	2	0.25		
			2.4	4				2.4	3	0.02			2.0	2	0.25		
			3.4	7	0.20			3.4	4	0.20			3.0	1	0.20		
			4.4	6	0.30			4.4	5	0.20			4.0	1	0.20		
			5.4	9	0.30			5.4	6	0.30			5.0	6	0.30		
			6.4	8	0.25			6.4	8	0.25			6.0	10	0.25		
			7.4	9				7.4	7				7.0	12			
			8.4	11				8.4	9				8.0	13			
			9.4	10				9.4	10				9.0	13			
			10.4	12				10.4	7				10.0	14			
100			11.4	13				11.4	8	0.30			11.0	10			
			12.4	18				12.4	16				12.0	9	0.20		
			13.4	23				13.4	21				13.0	14	0.25		
			14.4	26				14.4	26				14.0	10	0.20		
			15.4	28				15.4	25				15.0	15	0.30		
			16.4	36				16.4	29				16.0	8			
			17.4	34				17.4	34				17.0	9			
			18.4	39				18.4	35				18.0	11			
			19.4	43				19.4	43				19.0	12			

D_s : _____D_s : _____D_s : _____

付図 - 3.1 (10) L-28~30 地点

No.	L - 31					L - 32					L - 33							
Site	Kowagishi-Cho BC 14					Nonoe Beach (Br.1)					Nonoe Beach (Br.2)							
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)				
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value
5.0			1.35m	2.2	7	0.25			0.10	*			1.2	7	0.06	*		
			3.2	7	0.25	2.2							10	.	2.2		.	
			4.2	8	0.20	3.2							12	.	3.2		.	
			5.2	7	.	4.2							16	.	4.2		.	
			6.2	7	.	5.2							10	0.09	5.2		0.10	
			7.2	6	.	6.2							11	.	6.2		0.10	
			8.2	7	.	7.2							25	.	7.2		.	
			9.2	9	0.25	8.2							23	.	8.2		.	
			10.2	9	.	9.2							25	.	9.2		.	
			11.2	9	.	10.2							26	.	10.2		.	
10.0			12.2	13	.	11.2	30	.	11.2	.								
			13.2	13	.	12.2	18	0.05	12.2	0.05								
			14.2	13	.	13.2	16	.	13.2	.								
			15.2	14	.	14.2	14	.	14.2	.								
			16.2	33	.	15.2	8	.	15.2	.								
			17.2	31	.	16.2	10	.	16.2	.								
			18.2	31	.	17.2	9	.	17.2	.								
			19.2	32	.	18.2	46	0.15	18.2	0.15								
			20.2	32	.	19.2	41	0.15	19.2	0.15								

D_s : _____D_s : UnknownD_s : Unknown

付図 - 3.1 (11) L-31~33 地点

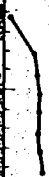
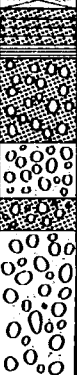
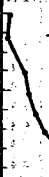
No.	L - 34					L - 35					L - 36							
Site	Nenee Beach (Br. 3)					Hachinohe City					Gifu City							
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)				
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value
50			1.2	7	0.70			1.2	2	0.25			1.20	3	0.29			
			2.2	13				2.3	0.6	0.20			2.15	5	0.21			
			3.2	11				3.3	0.4				3.17	5	0.18			
			4.2	13				4.3	0.3				4.15	10	0.30			
			5.2	15				5.3	12				5.15	8	0.31			
			6.2	16	0.07			6.3	36				6.15	8	0.29			
			7.2	16				7.3	15	0.10			7.15	11	0.27			
			8.2	18				8.1	24	0.20			8.15	8	0.23			
			9.2	21				9.1	16	0.10			9.15	9	0.25			
			10.2	23				10.1	27				10.15	11	0.30			
100			11.2	34				11.1	18				11.15	13	0.32			
			12.2	19				12.1	25	0.20			12.15	17	0.60			
			13.2	14	0.03			13.1	20				13.15	23	0.47			
			14.2	9				14.2	37				14.15	22	0.51			
			15.2	11				15.1	25				15.15	19	0.47			
			16.2	7				16.2	28				16.15	24	0.48			
			17.2	11				17.2	33									
			18.2	30	0.08													
			19.2	34	0.08													

D_s : Unknown

D_s : 50cm at Ground

D_s : Unknown

付図 - 3.1 (12) L-34~36 地点

No.	L - 37					L - 38					L - 39								
Site	Kagamihiro Unuma					Kagamihiro Ogaseike					Mangoku, Ohgaki								
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)							
		Distribution	Depth (m)			N- Value	Distribution			Depth (m)	N- Value		Distribution	Depth (m)	N- Value				
																20	40	20	40
50			0.75m	118	4	0.055					1.31	2	0.004						
			3.15	15	0.80	2.22					2	0.001	2.4	3	0.03				
			4.15	16	1.20	4.00					11	0.66	3.1	5	0.07				
			5.15	18	1.60	5.15					13	0.56	4.15	6	0.32				
			6.1	17	0.73	6.15					16	1.30	5.17	8	0.36				
			7.15	18	0.57	7.15					21	1.50	6.15						
8.15			19	0.60	8.15	29						7.15							
9.15			20	0.70	9.15	29						8.15							
100			100	100	10.15	20						10.15	20		10.17	19	0.45		
					11.15	22					1.70	11.15	22	1.70	11.15	16	0.72		
					12.15	44					1.20	12.15	44	1.20	12.15	18	0.65		
					13.15	27						13.15	27		13.15	18	0.25		
					14.15	33						14.15	33		14.15	18	0.27		
					15.15	40						15.15	40		15.15	16	0.23		
150					150	150					17.15	43		17.15	43		17.15	11	0.033
											18.0	41		18.0	41		18.15	8	0.018
											19.2	49		19.2	49		19.15	8	0.025

D_s : Unknown

D_s : Unknown

D_s : Unknown

付図 - 3.1 (13) L-37~39 地点

No.	L - 40					L - 41					L - 42																
Site	Meikodori					Kohmei					Inoei																
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)													
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value									
																			20	40	20	40	20	40	20	40	
50			0.6m	1.15	3	0.33			0.9m	1.75	3	2(m)			0.23m	1.85	3	0.13									
			2.15	1	2.6	2.65			3	0.43 (2.65)	4.18	3			0.015												
			3.55	1	0.21	4.05			4	0.27 (3.15)	5.15	2			0.01												
			4.15	10	0.24	4.8			7	0.60 (4.15)	5.65	3			0.01												
			5.15	1	0.006	5.7			8	0.43 (5.15)	6.48	10			0.12												
						6.15			10	0.38 (6.15)	7.13	6			0.23												
						7.9			20	0.57 (7.15)	8.15	5			0.03												
			7.75	1	0.003	8.4			27	0.36 (8.15)	9.00	5			0.03												
			9.15	2	0.005	9.8			37	0.30 (9.15)	10.15	6			0.024												
			10.15	35	0.25	10.4			39	0.39 (10.15)	11.00	6			0.024												
100					11.15	50			0.55	11.55	43	0.40 (11.15)			12.15	18	0.33										
					12.15	52			0.41	12.15	40	0.39 (12.15)			13.15	12	0.25										
					13.15	42			2.3	13.15	39	0.42 (13.15)			14.15	24	0.33										
					14.15	30			1.30	14.25	47	0.68 (14.15)			15.15	25	0.33										
										15.65	53	0.20 (15.15)			16.15	34	0.30										
															17.15	39	0.06										
															18.15	37	0.15										
															19.15	25	0.003										
					150					15.15	37																

D_s : 1.0~1.5m at House

D_s : 30~50cm at ground

D_s : Unknown

付図 - 3.1 (14) L-40~42 地点

No.	L - 43					L - 44					L - 45							
Site	Tekeyo 45-35					Meruoka No. 2					Tekeyo 2-168							
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)				
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value
5.0		1.15	1	0.04		0.9	2	0.13		1.15	1	0.021						
		2.15	5	0.24		1.5	4	0.23		2.15	1	0.025						
		3.15	8	0.28		2.4	3	0.23		3.15	6	0.05						
		4.15	11	0.20		2.95	2	0.44		4.15	7	0.13						
		5.15	12	0.33		3.9	7	0.44		5.15	8	0.35						
		6.15	18	0.55		4.6	17	4.80		6.15	27	0.38						
		7.15	18	0.65		5.0	25	4.30		7.15	28	0.54						
		8.15	16	1.50		6.5	32	4.30		8.15	29	0.78						
		9.15	22	0.95		7.65	36	4.50		9.15	29	1.20						
		10.15	15	0.50		8.05	42	0.19		10.15	31	1.00						
10.0		11.15	16	0.50		9.9	45	0.19		11.15	6	0.037						
		12.15	31	0.50		10.7	33	0.19		12.15	21	0.14						
		13.15	8	0.55		12.15	36	0.36		13.15	19	0.037						
		14.15	6	0.068		12.9	38	0.36		14.15	6	0.042						
		15.15	6	0.15		13.9	40	0.36		15.15	10	0.045						
		16.15	6	0.175		14.4	44	0.36		16.15	10	0.16						
		17.15	2	0.022		15.5	45	0.38		17.15	9	0.029						
		18.15	2	0.32		16.1	45	0.38		18.15	10	0.028						
		19.15	31	0.025		17.0	43	0.24		19.15	8	0.047						
						18.9	45	0.30										
			19.65	44														

Ds : Unknown

Ds : 50cm (be Covered with Water)
30cm at Temple Building

Ds : Unknown

付図 - 3.1 (15) L-43~45 地点

No.	L - 46					L - 47					L - 48							
Site	Abukuma Bridge Br.4					Mouth of Abukuma River					Yuriage-kami Y-1							
Depth (m)	Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)		Profile	N-Value		D ₅₀ (mm)				
		Distribution	Depth (m)				N-Value	Distribution				Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value
5.0		-0.07m	1.30	11	1.30		1.30	5	0.07		2.30	4	0.56					
		2.30	14	0.60	2.30		5	0.07	3.30		1	0.025						
		3.30	13	1.40	3.30		7	0.10	4.30		0	0.025						
		4.30	15	1.40	4.30		9	.										
		5.30	17	0.60	5.30		12	.	6.30		5	0.60						
10.0		7.30	30	1.50	6.30		10	.	7.30		7	0.60						
		8.30	18	0.60	7.30		11	.	8.30		37	0.15						
		9.30	13	0.46	8.30		12	.	9.30		32	.						
		10.30	16	0.35	9.30		17	0.10	10.30		68	.						
		11.80	18	0.35	10.30		36	.	11.30		79	.						
15.0		13.30	30	0.15	12.30		32	.	12.30		58	.						
		14.80	45	0.15	13.30		38	.	13.30		71	.						
		16.30	28	0.15	14.30		37	.	14.30		94	.						
					15.30		46	.										
					16.30		43	.										
				17.30	44		.											
				18.30	47		.											
				19.30	45		.											

Ds : 20~30cm (Estimated by Photo.)

Ds : Nothing (Estimated by Photo.)

Ds : 25cm at Toe of River Dyke

付図 - 3.1 (16) L-46~48 地点

No.	L - 49					L - 50					L - 51									
Site	Yuriage-Kami Y-2					Yuriage Bridge No.1 (A _L ~P ₃)					Yuriage Bridge No.2 (P ₈ ~P ₇)									
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)					
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value						
																20	40	20	40	20
5.0			-0.65m	1.30	2	0.085			-1.70m	2.30	7	0.34			-1.3m	1.30	2	0.04		
			2.30	7	0.60	3.30			2	0.15	2.30	10			0.07					
			3.30	4	0.42	4.30			4	0.41	3.30	13			0.60					
			4.30	10	0.47	5.30			49	0.35	4.30	22			1.60					
			5.30	13	0.42	6.30			39	0.36	5.30	24			2.00					
			6.30	30	0.37	7.30			24	0.35	6.30	43			0.49					
			7.30	36	0.35	8.30			7	0.35	7.30	50			0.35					
			8.30	22	0.15	9.30			50	0.35	8.30	48			0.60					
			9.30	39	0.15	10.30			48	0.15	9.30	45			0.20					
			10.30	34	0.15	11.30			31	0.15	10.30	50			0.18					
10.0																				
15.0																				

Ds : Nothing (Eye Measurement)

Ds : 10~20cm

Ds : 10~20cm

付図 - 3.1 (17) L-49~51 地点

No.	L - 52					L - 53					L - 54				
Site	Yurige Bridge No.3 (Pa)					Yomezaki					Oiri (I) No.1				
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)
		Distribution 20 40	Depth (m)	N-Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N-Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N-Value	
5.0		-0.26m	1.30	4	0.60		-0.87m	1.30	1	0.04		-4.3m	5.30	4	0.30
		2.30	5	1.20	2.30		2	0.15	6.30	9		0.34			
		3.30	8	0.60	3.30		7	0.35	7.30	13		0.32			
		4.30	8	1.30	4.30		4	0.35	8.30	14		0.44			
		5.30	19	0.70	5.30		3	0.35	9.30	15		0.050			
		6.30	21	0.60	6.30		1	0.025	10.30	15		0.15			
		7.30	24	0.60	7.30		1	0.025	11.30	12		0.15			
		8.30	26	0.35					12.30	16		0.15			
		9.30	37	0.60					13.30	9		0.07			
		10.30	25	0.15					14.30	12		0.071			
11.30		20	0.15					15.30	40	0.04					
12.30		29	0.10					16.30	6	0.04					
13.30		29	0.15												
14.30		25	0.15												
15.30		17	0.15												
16.30		26	0.14												
17.30		19	0.15												
18.30		38	0.15												
19.30		24	0.07												
10.0															
15.0															

Ds : 10 ~ 20cm (Estimated)

Ds : Unknown

Ds : Nothing (Eye Measurement)

付図 - 3.1 (18) L-52~54 地点

No.	L - 55					L - 56					L - 57								
Site	Oiri (1) No.2					Uomachi B - 1					Uomachi B - 2								
Depth (m)	Profile	N - Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value					
		Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value				Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value				Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value			
5.0		-2.4m 20 40	5.30	9	0.40		1.00	7	0.35		1.00	8	0.35						
			6.30	8	0.36		2.00	6	"		2.00	6	"						
			7.30	12	0.044		3.00	6	"		3.00	4	"						
			8.30	15	0.023		4.00	5	"		4.00	5	"						
							5.00	4	"		5.00	4	"						
10.0					6.00		3	0.025	6.00		3	0.025					6.00	3	0.025
					7.00		2	0.04	7.00		2	0.04					7.00	5	0.04
					8.00		12	0.35	8.00		12	0.35					8.00	6	0.35
					9.00		11	0.35	9.00		11	0.35					9.00	7	0.35
					10.00		4	0.07	10.00		4	0.07					10.00	7	0.07
15.0					11.00		3	0.07	11.00		3	0.07					11.00	2	0.07
					12.00		1	0.04	12.00		1	0.04							
					13.00		2	0.04	13.00		2	0.04							
					14.00		3	0.025	14.00		3	0.025							
					15.00		1	0.04	15.00		1	0.04							
				15.30	45		0.04	16.00	50		2.00								

Ds : Nothing (Eye Measurement)

Ds : Unknown

Ds : Unknown

付図 - 3.1 (19) L-55~57 地点

No.	L - 58					L - 59					L - 60				
Site	Rifu No.12					Shiomi No.1					Shiomi No.2				
Depth (m)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)
		Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value			Distribution 20 40	Depth (m)	N - Value	
50		-2.72m ▽	3.30	6	0.60		1.30	9	0.15		1.30	3	0.15		
			4.30	4	0.60		2.30	15	0.15		2.30	4	0.15		
			5.30	7	0.60		3.30	16	0.35		3.30	0	0.04		
			6.30	7	0.60		5.30	16	0.35		5.30	12	0.15		
			7.30	9	0.60		7.30	20	0.15		7.30	12	0.15		
			8.30	9	0.60		9.30	14	0.15		9.30	13	0.15		
			9.30	0	0.04		11.30	20	0.15		11.30	17	0.15		
			10.30	0	0.04		13.30	15	0.15		13.30	16	0.15		
			11.30	0	0.04		15.30	4	0.04		15.30	5	0.04		
			12.30	0	0.04		16.30	15	0.60		17.30	5	0.04		
100			13.30	5	0.07		13.30	15	0.15		13.30	16	0.15		
			14.30	5	0.60		15.30	4	0.04		15.30	5	0.04		
			15.30	4	0.60		17.30	5	0.04		17.30	4	0.025		
150			16.30	15	0.60		15.30	4	0.04		15.30	5	0.04		
			18.30	23	0.35		17.30	5	0.04		17.30	4	0.025		
			19.30	8	0.35		19.30	3	0.04		19.30	3	0.025		

No.	L - 61					L - 62					L - 63				
Site	Shiomi No. 3					Nokomuro N - 4					Nokomuro N - 5				
Depth (m)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value	
		20 40					20 40					20 40			
			1.30	8	0.15			1.30	5	0.028 (1.40)			1.30	7	0.03 (1.30)
			2.30	0	0.04			2.30	3	0.82 (12.20)			2.30	3	0.28 (2.94)
			3.30	4	0.04			3.30	5	0.70 (3.00)			3.30	7	0.60 (3.86)
5.0			5.30	11	0.15			4.30	6	0.35 (3.80)			4.30	14	1.10 (4.86)
			7.30	12	0.15			5.30	37	0.58 (4.76)			5.30	14	2.50 (5.82)
			9.30	18	0.15			6.30	45	0.415 (5.3)			6.30	17	0.78 (6.30)
10.0			11.30	19	0.15			7.30	44	0.305 (6.3)			7.30	19	0.285 (7.30)
			13.30	6	0.04			8.30	27	0.35 (7.3)			8.30	27	0.325 (8.30)
15.0			15.30	5	0.04			9.30	50				9.30	32	
			17.30	4	0.025			10.30	50				10.30	30/28	
			19.30	4	0.025			11.30	30/23				11.30	30/23	
								12.30	30/26				12.30	30/26	

Ds : Nothing (Estimated by Photo.)

Ds : Unknown

Ds : Unknown

付図 - 3.1 (21) L-61~63 地点

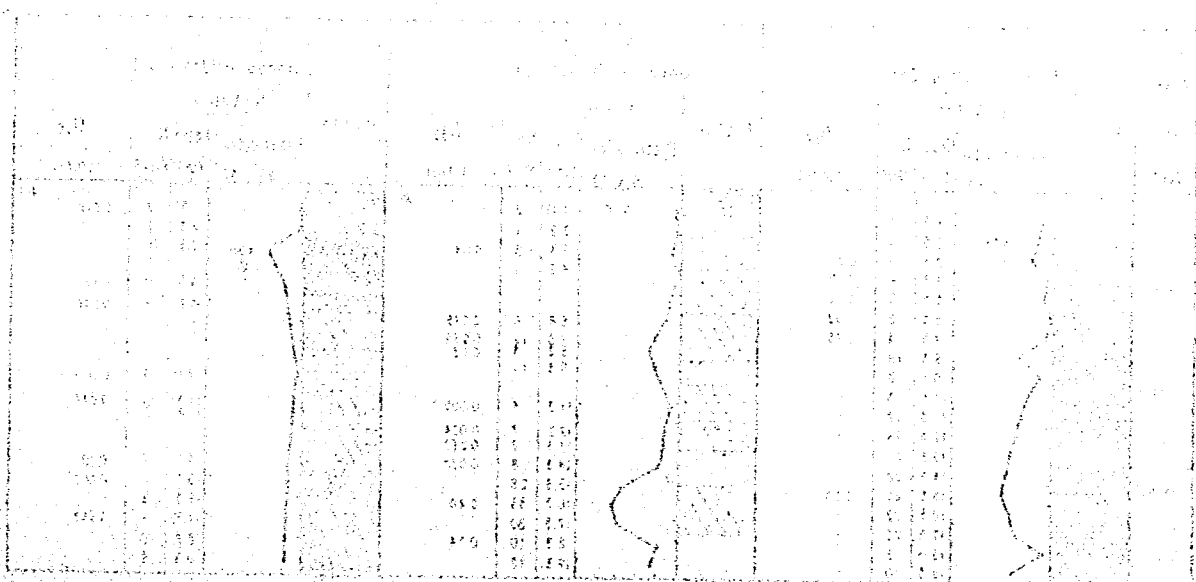
No.	L - 64				
Site	Webuchi				
Depth (m)	Profile	N - Value			D ₅₀ (mm)
		Distribution	Depth (m)	N-Value	
		20 40			
			1.30	3/32	
			2.30	3/31	
			3.30	11	0.53
5.0			4.30	3	0.001
			5.30	2/36	0.008
			6.30	3/35	0.087
			7.30	2/37	0.017
			8.30	3/37	1.25
			9.30	2/33	0.044
10.0			11.30	30/27	3.40
			12.30	30	1.10
			13.30	44	1.10
15.0			14.30	17	0.33
			15.30	46	

Ds : Nothing (Eye Measurement)

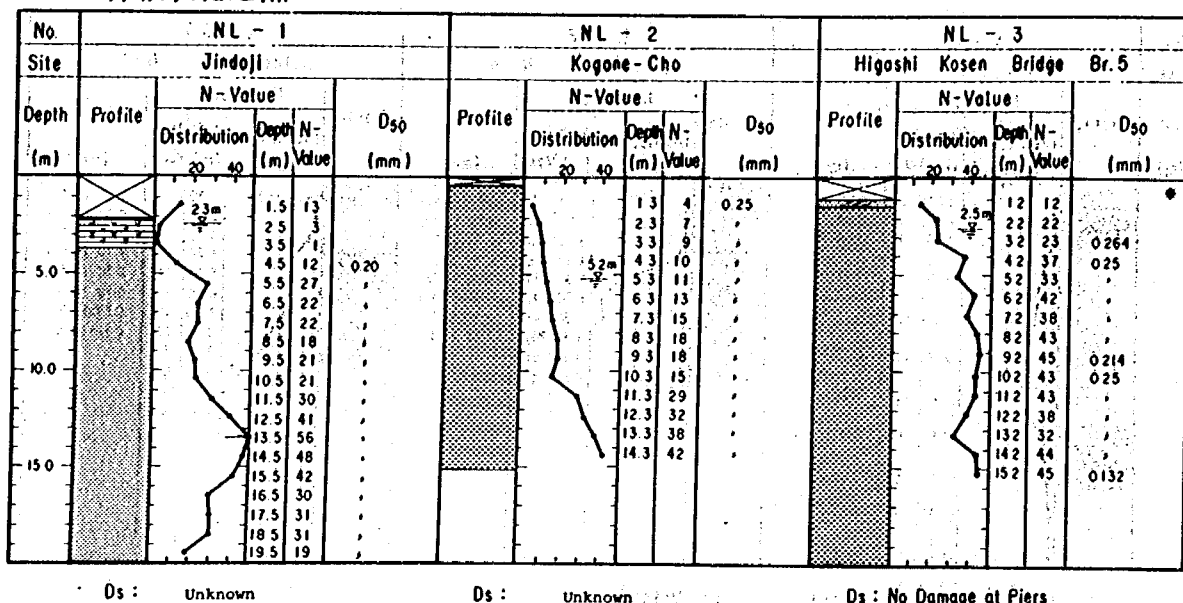
(注) Ds : 地表面沈下量

付図 - 3.1 (22) L-64 地点

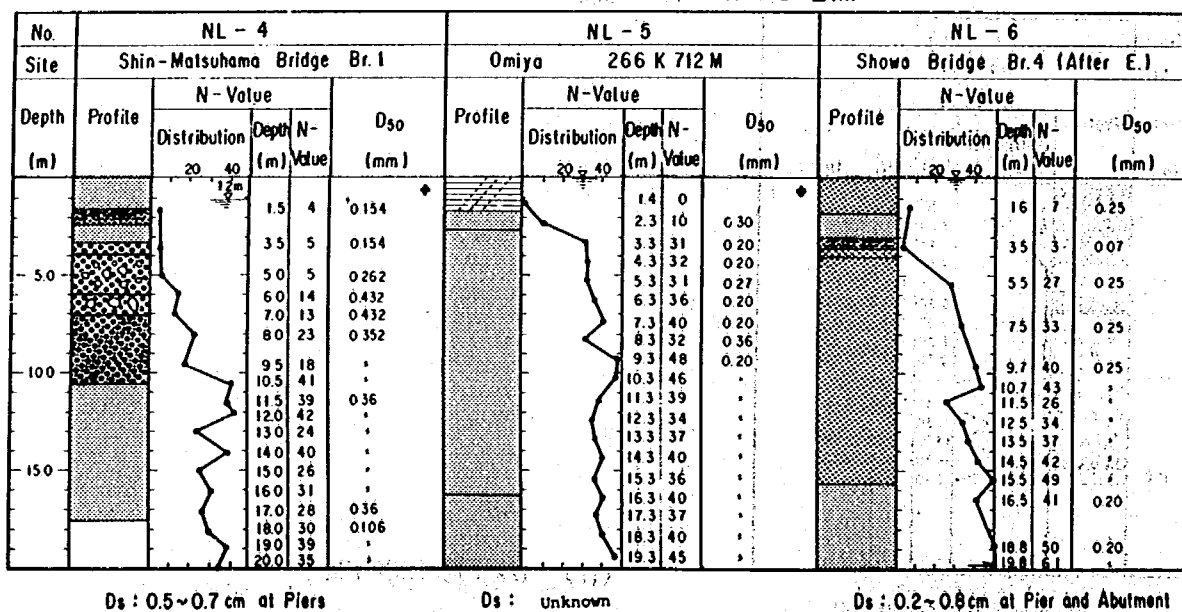
※(D₅₀) : 実測値



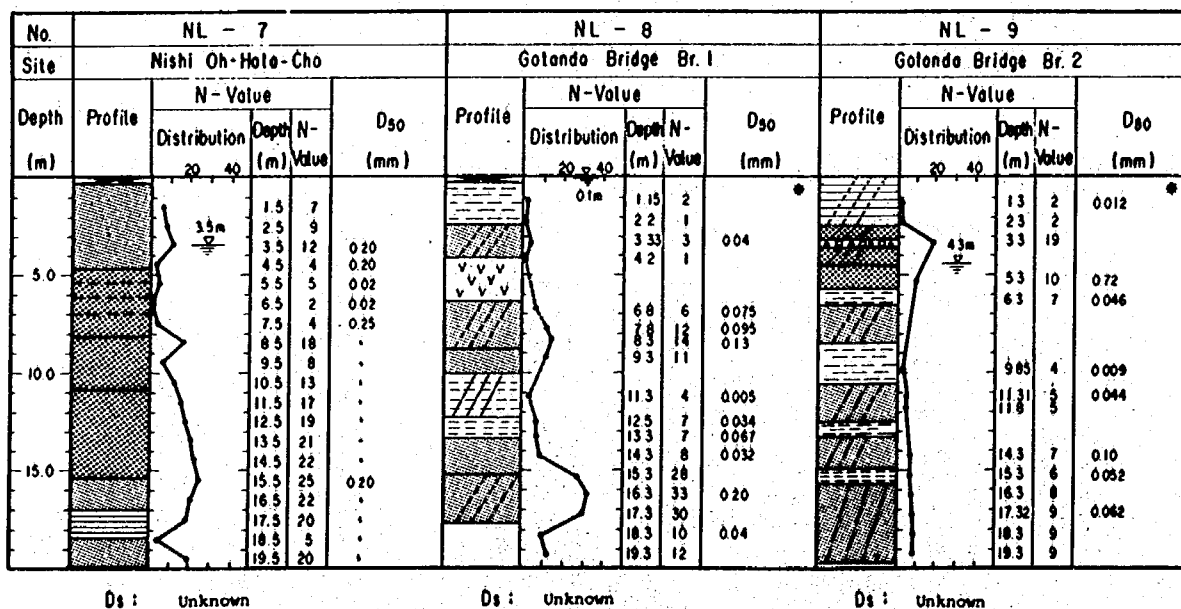
3.2 非液化地点



付図-3.2 (1) NL-1~3 地点



付図-3.2 (2) NL-4~6 地点



付図-3.2 (3) NL-7~9 地点

No.	NL - 10					NL - 11					NL - 12							
Site	Muroko					Nekomuro					Nekomuro							
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)			
		Distribution	Depth (m)	N- Value			Distribution	Depth (m)	N- Value			Distribution	Depth (m)	N- Value				
																20	40	20
5.0		18m		0.9	4	0.02				1.30	6	0.40				1.30	12	0.32
				1.65	3	0.025				2.30	11	0.46				2.30	4	0.11
				2.4	3					3.30	18	0.38				3.30	8	0.12
				3.15	2	0.006				4.30	26	0.35				4.30	12	0.33
				3.9	2	0.12				5.30	25	0.65				5.30	17	0.30
				4.65	6	0.38				6.30	47	0.60				6.30	34	0.60
				5.4	4	0.03				7.30	45	0.60				7.30	20	0.60
				6.15	7	0.10				8.30	50	0.35				8.30	33	0.15
				6.9	10	0.125										9.30	44	0.15
				7.65	20	0.46										10.30	19	0.15
10.0				8.4	26	0.28												
				9.15	23	0.28												
				9.9	4	0.009												
				10.65	10	0.26												
				11.4	11	0.005												
				12.15	12													
				12.9	13	0.017												
				13.65	9													
				14.4	9	0.035												
				15.15	18													
15.0				15.9	33	0.20												
				16.65	42	0.40												
				17.4	45													
				18.15	42	0.45												
				18.9	46													
		19.65	45	0.51														

Ds: Nothing

Ds: Nothing (Eye Measurement)

Ds: Nothing (Eye Measurement)

付図-3.2 (4) NL-10~12 地点

No.	NL - 13					NL - 14					NL - 15					
Site	Yuriage-kami Y-3					Kitakami River Br. 10					Natori River 3.2 km + 100 m					
Depth (m)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			D ₅₀ (mm)	
		Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value			Distribution	Depth (m)	N-Value		
																20
5.0				-2.15m				-1.55m				-2.5m				
			3.30	9		0.651		2.00		4	0.07		4.20	16	0.60	
			4.30	21		0.50		3.00		8			5.20	22	0.60	
			5.30	19		0.55		4.00		3			6.20	18	0.35	
			6.30	19		0.70		5.00		14			7.20	15	0.60	
			7.30	23		0.80		6.00		12			8.20	47		
			8.30	36		0.39		7.00		13			9.20	39		
			9.30	44		0.15		8.00		8			10.20	53		
			10.30	34		0.15		9.00		9			11.20	48	0.15	
10.0								10.00		10				12.20	47	
								11.00		11				13.20	50	
								12.00		13				14.20	50	
								13.00		7	0.025			15.20	50	
								14.00		10				16.20	50	
								15.00		4				17.20	50	
								16.00		4				18.20	50	
								17.00		8				19.20	50	
								18.00		10						
								19.00		8						
15.0																

Ds: Nothing

Ds: Nothing

Ds: Nothing

付図-3.2 (5) NL-13~15 地点

No.	NL - 16					NL - 17					NL - 18						
Site	Kin-oh Bridge Pa					Abukuma Bridge Br. 1					Abukuma Bridge Br. 2						
Depth (m)	Profile	N-Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value				D ₅₀ (mm)	Profile	N-Value			
		Distribution	Depth (m)	N-Value	D ₅₀ (mm)			Distribution	Depth (m)	N-Value	D ₅₀ (mm)			Distribution	Depth (m)	N-Value	D ₅₀ (mm)
5.0 																	

Ds: Unknown

Ds: Nothing (Eye Measurement)

Ds: Nothing (Eye Measurement)

付図-3.2 (6) NL-16~18 地点

付表-3.2 (1) N-1~64 地点の地震時沈下量に関する資料

No	地 名	Hs(m)	H ₀ Hw(m)	沈 下 量 Ds	No	地 名	Hs(m)	H ₀ Hw(m)	沈 下 量 Ds				
L-1	信濃川	1	6.0	2.0	不 明	L-46	阿武隈橋 Br.4	533	0.0	周辺地盤 20~30cm沈下(写真)			
L-2	鉄道橋	2	7.5	2.5	不 明	L-47	阿武隈川河口	65	0.0	皆無(写真)			
L-3	東時線橋	Br.1	5.8	0.5	P ₁₅ ~A ₂ 周辺橋脚と橋台の沈下が各々38.2cmと32.4cm	L-48	岡上々 Y-1	31	1.82	法尻2.5cm陥没			
L-4		Br.2	3.0	3.3	P ₁₂ ~P ₁₃ 周辺橋脚沈下37.3cmと40.2cm	L-49	" Y-2	475	0.85	皆無(現地目視)			
L-5		Br.4	1.7	2.5	P ₇ ~P ₈ 橋脚被害皆無	L-50	岡上大橋 No.1	29	1.7	周辺地盤10~20cm(実測)			
L-6	万代橋	Br.6	7.3	0	A ₂ 橋台1.2m沈下	L-51	" No.2	21	1.3	周辺地盤10~20cm(実測)			
L-7	八千代橋	Br.1	10	0	取付道路擁壁沈下1.1~1.0m	L-52	" No.3	414	0.26	不明(推定10~20cm程度)			
L-8		Br.5	10	0	記述なし	L-53	山 崎	32	20	不明(写真:皆無推定)			
L-9		Br.7	10	0	取付道路擁壁沈下1.1~1.0m	L-54	寛 入 No.1	4.8	5.2	皆無(現地目視)			
L-10	新松浜橋	Br.2	10	0	P ₇ ~P ₈ P ₂ ~P ₃ で1.1~2.3cm 参考: P ₉ で最大6.2cm	L-55	" No.2	4.6	3.8	皆無(現地状況)			
L-11	栗平橋	Br.1	8.5	1.5	沈下の記述なし	L-56	魚 町 B-1	7.3	0.6	不 明			
L-12		Br.2	6.2	0	沈下の記述なし	L-57	" B-2	7.1	0.8	不 明			
L-13		Br.1	9.7	0.3	A ₁ ~P ₁ 橋台、橋脚沈下量2.5~5.2cm	L-58	利 府	30	3.2	10cm			
L-14	昭和大橋	Br.2	10	0	P ₂ ~P ₃ 橋脚沈下1.1~9.2cm	L-59	潮 見 No.1	1.7	0.6	皆無(写真より推定)			
L-15		Br.3	10	0	P ₇ ~P ₈ 橋脚沈下1.1~9.0cm	L-60	" No.2	7.2	0.0	皆無(写真より推定)			
L-16		Br.2	10	0	P ₂ ~P ₃ 橋脚沈下1.1~9.2cm	L-61	" No.3	7.3	0.0	皆無(写真より推定)			
L-17		Br.3	10	0	P ₇ ~P ₈ 橋脚沈下1.1~9.0cm	L-62	種 次 N-4	3.8	0.5	皆無(現地目視)			
L-18	新潟空港	92	0.8	空港ターミナルビル沈下1.0m	L-63	" N-5	4.0	1.3	皆無(現地目視)				
L-19	関 屋	94	0.6	不 明	L-64	和 瀬 W-2	2.3	1.9	皆無(現地目視)				
L-20	新 潟 鉄道病院	Br.1	8.6	1.4	建屋沈下30~100cm	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-21		Br.2	7.2	1.3	—								
L-22		Br.1	9.1	0.6	—	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-23	Br.2	8.0	1.2	—									
L-24	川 岸 町	Br.1	8.25	1.25	川岸町泉宮アパート沈下46~300cm	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-25		Br.2	8.25	1.25	—								
L-26		Br.3	8.75	1.25	—	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-27		Br.4	8.45	1.25	—								
L-28		BC 21-2	8.8	1.2	—	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-29		BC 21-3	8.6	1.2	—								
L-30		BC 104	8.8	1.2	—	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-31		BC 14	8.65	1.35	—								
L-32	七 重 浜	Br.1	5.45	0.95	不 明	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-33		Br.2	4.25	0.95	不 明								
L-34		Br.3	4.1	1.1	不 明	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料							
L-35	八 戸 市	4.8	0.6	地盤沈下50cm									
L-36	岐 阜 市	9.1	0.9	不 明	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料								
L-37	うぶま各務原	2.0	1.2	不 明									
L-38	おがせ沼原	2.85	3.3	不 明	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料								
L-39	大垣万石町	2.75	2.75	不 明									
L-40	名 港 通	4.7	0.6	住家沈下1.0~1.5m	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料								
L-41	港 明 町	5.25	0.9	地盤沈下30~50cm									
L-42	橋 永	3.35	1.65	不 明	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料								
L-43	高 麗 町	4.5	1.8	記述なし									
L-44	九 岡 町新念寺	2.4	1.8	新念寺本堂30cm沈下 周辺冠水50cm	付表-3.2 (2) NL-1~23 地点の 地震時沈下量に関する資料								
L-45	高 麗 2-168	1.45	4.2	記述なし									

No	地 名	Hs(m)	H ₀ Hw(m)	沈 下 量 Ds
NL-1	神 道 寺	0.8	3.7	不 明
NL-2	小 金 町	2.1	5.2	不 明
NL-3	東時線橋 Br.5	0	2.5	P ₁ ~P ₂ 周辺橋脚被害皆無
NL-4	新松浜橋 Br.1	1.35	1.2	P ₁ ~P ₂ 0.5~0.7cm 橋脚
NL-5	大 宮 266K712M	1.0	1.7	不 明
NL-6	昭和大橋 Br.4	3.0	0	P ₁₁ ~A ₁₂ 橋脚、橋台 沈下量0.2~0.8cm
NL-7	西 大 畑 町	2.1	3.5	不 明
NL-8	五反田橋 Br.1	5.3	2.45	不 明
NL-9	" Br.2	1.3	4.5	不 明
NL-10	九 岡 町	2.3	4.1	冠水なし、噴砂なし
NL-11	種 次 N-1	1.9	0.85	皆無(現地目視)
NL-12	" N-2	3.2	0.9	皆無(現地目視)
NL-13	岡上々 Y-3	1.0	2.15	皆無(現地目視)
NL-14	北上川 No.10	8.1	1.55	皆無(現地目視)
NL-15	名取川、3.2km	0.4	3.0	皆無(現地目視)
NL-16	橋 坂 橋 B ₃	2.4	4.8	不 明
NL-17	阿武隈橋 Br.1	0.7	4.3	皆無(現地目視)
NL-18	" Br.2	1.4	3.4	皆無(現地目視)
NL-19	江 合 橋	0.9	8.0	不 明
NL-20	南 仙 台	1.3	0.8	不 明
NL-21	魚 町 A-1	0	0.6	無 し
NL-22	" A-2	0	0	無 し
NL-23	和 瀬 W-3	1.95	3.35	無 し

4. 代表的な液状化地点および非液状化地点における F_L の計算結果

4.1 代表的な液状化地点における F_L の計算結果

L-1 地点名 越後線 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 2.00(m) 信濃川橋梁(S.P.1)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.30	3	1.90	0.25	0.180	0.180	0.996
2	2.80	3	1.90	0.27	0.169	0.197	0.857
3	4.30	1	1.90	0.26	0.107	0.229	0.469
4	5.10	2	1.90	0.20	0.163	0.239	0.680
5	6.80	11	1.90	0.17	0.311	0.251	1.235
6	7.40	9	1.90	0.07	0.370	0.254	1.459
7	10.10	20	1.90	0.36	0.293	0.257	1.136
8	10.60	24	1.90	0.41	0.304	0.257	1.182
9	11.90	24	1.90	0.33	0.316	0.256	1.232
10	12.30	23	1.90	0.38	0.293	0.255	1.145
11	14.00	34	1.90	0.38	0.344	0.252	1.365
12	14.30	36	1.90	0.40	0.347	0.251	1.381
13	15.90	35	1.90	0.25	0.377	0.246	1.526
14	16.30	29	1.90	0.27	0.336	0.245	1.368

L-2 地点名 越後線 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 2.47(m) 信濃川橋梁(S.P.2)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.40	4	1.70	0.20		0.167	
2	2.90	4	1.70	0.20	0.219	0.181	1.205
3	3.40	4	1.70	0.20	0.216	0.196	1.104
4	3.90	1	1.70	0.20	0.134	0.208	0.646
5	4.40	4	1.70	0.20	0.212	0.218	0.971
6	4.90	3	1.90	0.20	0.188	0.226	0.834
7	5.40	5	1.90	0.20	0.225	0.232	0.968
8	5.90	7	1.90	0.20	0.253	0.237	1.065
9	6.40	10	1.90	0.20	0.288	0.241	1.193
10	6.90	4	1.90	0.20	0.199	0.244	0.817
11	7.40	4	1.90	0.20	0.197	0.247	0.800
12	7.90	4	1.90	0.20	0.195	0.249	0.786
13	8.40	8	1.90	0.20	0.251	0.250	1.003
14	8.90	7	1.90	0.20	0.236	0.251	0.938
15	9.40	7	1.90	0.20	0.233	0.252	0.926
16	9.90	7	1.90	0.25	0.209	0.252	0.828
17	10.40	10	1.90	0.25	0.241	0.253	0.954
18	10.90	16	1.90	0.25	0.293	0.252	1.159
19	11.40	23	1.90	0.25	0.341	0.252	1.351
20	11.90	22	1.90	0.25	0.331	0.252	1.312
21	12.40	19	1.90	0.25	0.306	0.251	1.219
22	12.90	18	1.90	0.25	0.296	0.250	1.181
23	13.40	16	1.90	0.25	0.278	0.250	1.114
24	13.90	26	1.90	0.25	0.342	0.249	1.376
25	14.40	31	1.90	0.25	0.367	0.247	1.483
26	14.90	38	1.90	0.25	0.399	0.246	1.620
27	15.40	44	1.90	0.20	0.445	0.245	1.815
28	15.90	45	1.90	0.20	0.446	0.244	1.827
29	16.40	50	1.90	0.20	0.463	0.242	1.909
30	16.90	55	1.90	0.20	0.479	0.241	1.987
31	17.40	57	1.90	0.20	0.482	0.239	2.015
32	17.90	55	1.90	0.20	0.471	0.237	1.981
33	18.40	52	1.90	0.20	0.456	0.236	1.931
34	18.90	40	1.90	0.20	0.403	0.234	1.722
35	19.40	23	1.90	0.20	0.317	0.232	1.362
36	19.90	29	1.90	0.20	0.346	0.230	1.502

(注) — } 地下水位上

L-3 地点名 東海線 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.5 (m) Br.1							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	4	1.77	0.02	0.472	0.251	0.880
2	4.15	9	1.87	0.15	0.338	0.321	1.051
3	12.15	23	1.95	0.23	0.356	0.291	1.220
4	15.15	25	1.98	0.22	0.350	0.275	1.272
5	19.15	24	1.98	0.11	0.387	0.253	1.530

(注) 実測 D_{50} の層のみ対象

() ; シルト

L-4 地点名 東海線 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 -2.5(m) Br.2							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.2	7	1.90	0.032	0.443	0.348	1.27
2	4.2	12	1.90	0.132	0.360	0.343	1.05
3	5.2	15	1.90	0.25	0.320	0.337	0.95
4	6.2	13	1.90	0.25	0.292	0.332	0.88
5	7.2	17	1.90	0.25	0.321	0.326	0.98
6	8.2	22	1.90	0.25	0.357	0.321	1.09
7	9.2	28	1.90	0.25	0.383	0.315	1.22
8	10.2	27	1.90	0.25	0.368	0.310	1.19
9	11.2	32	1.90	0.25	0.389	0.305	1.28
10	12.2	29	1.90	0.208	0.383	0.295	1.28
11	13.2	32	1.90	0.25	0.374	0.294	1.27
12	14.2	38	1.90	0.25	0.397	0.288	1.38
13	15.2	22	1.90	0.20	0.326	0.283	1.15
14	16.2	43	1.90	0.25	0.406	0.277	1.46

(注) () ; シルト

L-5 地点名 東海線 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 -2.5(m) Br.4							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.2	5	1.9	0.180	0.466	0.348	1.34
2	4.2	12	1.9	0.20	0.320	0.343	0.93
3	5.2	30	1.9	0.25	0.552	0.338	1.63
4	6.2	28	1.9	0.211	0.430	0.332	1.29
5	7.2	32	1.9	0.25	0.428	0.327	1.31
6	8.2	37	1.9	0.25	0.446	0.321	1.39
7	9.2	40	1.9	0.25	0.451	0.316	1.43
8	10.2	36	1.9	0.25	0.420	0.310	1.36
9	11.2	38	1.9	0.25	0.421	0.306	1.38
10	12.2	43	1.9	0.25	0.437	0.299	1.46
11	13.2	39	1.9	0.218	0.423	0.294	1.44
12	14.2	44	1.9	0.25	0.425	0.288	1.48
13	15.2	44	1.9	0.25	0.426	0.283	1.50

L-6 地点名 万代橋		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 0.00 (m)			
B r. 6							
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.3	3	1.9	0.15	0.252	0.359	0.70
2	2.3	6	1.9	0.15	0.310	0.354	0.88
3	3.3	5	1.9	0.124	0.299	0.348	0.86
4	4.2	60	1.9	0.216	0.705	0.343	2.06
5	5.2	7	1.9	0.20	0.271	0.338	0.80
6	6.3	5	1.9	0.124	0.277	0.332	0.83
7	7.3	6	1.9	0.20	0.240	0.326	0.74
8	8.3	8	1.9	0.368	0.202	0.321	0.63
9	9.3	17	1.9	0.35	0.293	0.315	0.93
10	10.3	26	1.9	0.352	0.352	0.310	1.14
11	11.3	15	1.9	0.392	0.250	0.304	0.82
12	12.3	9	1.9	0.35	0.197	0.299	0.66
13	13.3	2	1.9	0.35	0.091	0.293	0.31
14	14.5	10	1.9	0.320	0.206	0.288	0.72
15	15.3	12	1.9	0.25	0.245	0.282	0.87
16	16.3	17	1.9	0.264	0.275	0.277	0.99
17	17.3	10	1.9	0.25	0.219	0.282	0.78
18	18.3	9	1.9	0.25	0.206	0.266	0.77
19	19.3	24	1.9	0.144	0.304	0.260	1.40

L-7 地点名 八千代橋		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 0.0 (m)			
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1	6	1.9	0.25	0.276	0.361	0.765
2	2	5	1.9	0.02	0.490	0.355	(1.380)
3	3	4	1.9	0.184	0.267	0.350	0.744
4	4	5	1.9	0.25	0.224	0.344	0.651
5	5	5	1.9	0.25	0.240	0.339	0.708
6	6	6	1.9	0.25	0.227	0.333	0.682
7	7	7	1.9	0.25	0.235	0.328	0.717
8	8	9	1.9	0.25	0.255	0.322	0.792
9	9	8	1.9	0.25	0.236	0.317	0.745
10	10	10	1.9	0.2	0.275	0.311	0.884
11	11	10	1.9	0.2	0.269	0.306	0.879
12	12	35	1.9	0.2	0.446	0.300	1.487
13	13	34	1.9	0.2	0.446	0.295	1.512
14	14	29	1.9	0.2	0.394	0.289	1.363
15	15	23	1.9	0.2	0.350	0.284	1.232

(注) () ; シルト

(注) () ; シルト

L-8 地点名 八千代橋		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 0.0 (m)			
B r, 5							
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1	4	1.9	0.3	0.214	0.361	0.593
2	2	1	1.9	0.3	0.162	0.355	0.456
3	3	0.5	1.9	0.212	0.121	0.350	0.346
4	4	0.5	1.9	0.3	0.076	0.344	0.209
5	5	1	1.9	0.3	0.097	0.339	0.286
6	6	2	1.9	0.25	0.161	0.333	0.481
7	7	4	1.9	0.25	0.186	0.328	0.568
8	8	3	1.9	0.25	0.161	0.322	0.500
9	9	6	1.9	0.25	0.209	0.317	0.66
10	10	4	1.9	0.25	0.172	0.311	0.553
11	11	7	1.9	0.25	0.212	0.306	0.693
12	12	11	1.9	0.2	0.274	0.300	0.913
13	13	19	1.9	0.2	0.336	0.295	1.139
14	14	32	1.9	0.2	0.411	0.289	1.422
15	15	21	1.9	0.2	0.337	0.284	1.187
16	16	16	1.9	0.2	0.362	0.278	1.302

L-9 地点名 八千代橋		地震最大加速度 170 (gal)			地下水位 0.0(m)		
B r. 7							
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.2	4	1.9	0.25	0.229	0.359	0.64
2	2.2	4.5	1.9	0.260	0.226	0.354	0.64
3	3.5	5	1.9	0.25	0.229	0.347	0.66
4	4.5	5	1.9	0.25	0.211	0.342	0.62
5	5.5	3.5	1.9	0.368	0.146	0.336	0.44
6	6.5	7	1.9	0.25	0.239	0.331	0.72
7	7.5	6	1.9	0.25	0.217	0.325	0.67
8	8.5	10	1.9	0.25	0.263	0.320	0.82
9	9.5	11	1.9	0.25	0.268	0.314	0.85
10	10.5	15	1.9	0.368	0.261	0.309	0.85
11	11.5	14.5	1.9	0.20	0.310	0.303	1.02
12	12.5	27	1.9	0.20	0.394	0.298	1.32
13	13.5	31	1.9	0.20	0.410	0.292	1.40
14	14.5	24	1.9	0.20	0.360	0.287	1.25
15	15.5	30	1.9	0.20	0.388	0.281	1.38

L-10 地点名 新橋区関		地震最大加速度 170 (gal)			地下水位 0.0 (m)		
B r, 2							
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	0.5	4	1.9	0.288	0.289	0.363	0.80
2	2.5	6	1.9	0.288	0.309	0.353	0.88
3	4.5	5	1.9	0.436	0.170	0.344	0.49
4	6.5	6	1.9	0.436	0.176	0.336	0.52
5	7.5	8	1.9	0.420	0.199	0.328	0.61
6	9.5	10	1.9	0.420	0.209	0.317	0.66
7	11.5	9	1.9	0.420	0.186	0.306	0.61
8	13.5	23	1.9	0.176	0.376	0.295	1.28
9	14.5	25	1.9	0.176	0.382	0.289	1.32
10	15.5	24	1.9	0.176	0.369	0.284	1.30
11	16.5	38	1.9	0.176	0.435	0.276	1.58
12	18.5	7	1.9	0.288	0.265	0.267	0.99
13	19.5	29	1.9	0.122	0.409	0.261	1.57
14	20.5	37	1.9	0.122	0.423	0.256	1.65

L-11 地点名		表平橋		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 -1.5 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2	3	1.9	0.374	0.144	0.355	0.41
2	4	5	1.9	0.374	0.173	0.344	0.50
3	6	4	1.9	0.746	0.100	0.333	0.30
4	7	10	1.9	0.746	0.179	0.328	0.55
5	8.5	5	1.9	0.288	0.240	0.320	0.75
6	10.5	12	1.9	0.382	0.226	0.309	0.73
7	12	13	1.9	0.382	0.226	0.300	0.76
8	13	42	1.9	0.504	0.367	0.295	1.24
9	14.5	60	1.9	0.504	0.389	0.287	1.36
10	15.5	44	1.9	0.504	0.355	0.281	1.26
11	16.5	56	1.9	0.504	0.396	0.276	1.44
12	18	54	1.9	0.504	0.377	0.267	1.41
13	18.5	48	1.9	0.504	0.350	0.265	1.32
14	19	57	1.9	0.504	0.381	0.262	1.45
15	19.5	49	1.9	0.504	0.347	0.259	1.34

L-12 地点名 島平町 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.0 (m)
B r.2

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	1	7	1.9	0.528	0.222	0.361	0.62
2	3.5	6	1.9	0.528	0.174	0.347	0.50
3	5	7	1.9	0.312	0.268	0.339	0.79
4	6.5	25	1.9	0.424	0.370	0.330	1.12
5	7.5	27	1.9	0.424	0.372	0.325	1.15
6	9	17	1.9	0.424	0.277	0.317	0.87
7	10	29	1.9	0.424	0.357	0.311	1.15
8	11	44	1.9	1.536	0.400	0.306	1.31
9	12.5	39	1.9	1.536	0.358	0.297	1.20
10	13.5	36	1.9	1.536	0.332	0.292	1.14
11	15	46	1.9	1.536	0.368	0.284	1.30
12	16	55	1.9	1.536	0.397	0.278	1.43
13	17.5	52	1.9	1.536	0.372	0.270	1.38
14	18.5	54	1.9	1.536	0.371	0.264	1.41
15	19	38	1.9	1.536	0.300	0.262	1.15
16	20	49	1.9	1.536	0.340	0.256	1.33

L-13 地点名 昭和大橋 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.0 (m)
B r.1 (地震後)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	2	1.90	0.300	0.153	0.369	0.415
2	3.30	3	1.90	0.300	0.168	0.351	0.478
3	5.30	8	1.90	0.300	0.245	0.339	0.723
4	7.30	15	1.90	0.300	0.308	0.327	0.942
5	8.30	17	1.90	0.300	0.318	0.321	0.987
6	10.30	11	1.90	0.300	0.244	0.310	0.787
7	11.30	22	1.90	0.300	0.331	0.305	1.086
8	12.30	14	1.90	0.300	0.260	0.299	0.871
9	13.30	16	1.90	0.300	0.271	0.293	0.924
10	14.30	30	1.90	0.250	0.376	0.288	1.304
11	16.30	29	1.90	0.200	0.377	0.277	1.362
12	17.30	29	1.90	0.200	0.371	0.271	1.366
13	18.30	34	1.90	0.200	0.390	0.266	1.468
14	19.30	42	1.90	0.200	0.421	0.260	1.616

L-14 地点名 昭和大橋 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 -0.0 (m)
B r.2 (地震後)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	2.31	4	1.96	0.150	0.266	0.341	0.779
2	3.05	6	1.96	0.140	0.306	0.337	0.906
3	3.40	7	1.96	0.260	0.259	0.336	0.771
4	4.30	10	1.96	0.310	0.276	0.331	0.833
5	5.15	6	1.84	0.430	0.178	0.329	0.540
6	6.32	2	1.84	0.030	0.350	0.326	1.071
7	7.15	6	1.84	0.850	0.135	0.324	0.418
8	7.30	8	1.94	0.320	0.222	0.323	0.686
9	8.31	11	1.94	0.380	0.233	0.317	0.737
10	9.28	14	1.94	0.060	0.437	0.311	1.402
11	10.30	18	1.94	0.460	0.264	0.305	0.865
12	11.29	25	1.82	0.270	0.360	0.301	1.195
13	12.30	33	2.04	0.180	0.439	0.294	1.489
14	13.29	33	2.04	0.180	0.429	0.288	1.409
15	14.30	34	2.04	0.190	0.419	0.281	1.490
16	15.05	32	2.04	0.360	0.339	0.276	1.228
17	15.23	31	2.04	0.240	0.372	0.275	1.352
18	16.30	22	2.04	0.110	0.418	0.268	1.557
19	17.05	35	2.04	0.280	0.363	0.264	1.376
20	17.41	39	2.04	0.120	0.462	0.262	1.765
21	18.30	47	2.04	0.110	0.498	0.256	1.941
22	19.30	35	2.04	0.120	0.430	0.250	1.715

L-15 地点名 昭和大橋 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 -0.0 (m)
B r.3 (地震後)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	2.0	5	1.96	0.150	0.291	0.348	0.848
2	3.0	6	1.96	0.140	0.306	0.338	0.907
3	3.5	7	1.96	0.260	0.258	0.335	0.769
4	4.2	8	1.86	0.300	0.252	0.332	0.759
5	5.2	10	1.86	0.430	0.235	0.330	0.713
6	6.2	10	1.81	0.02	0.526	0.327	1.607
7	7.2	11	1.81	0.880	0.201	0.325	0.610
8	7.5	11	1.94	0.370	0.257	0.324	0.795
9	8.2	12	1.94	0.380	0.246	0.319	0.769
10	9.2	12	1.94	0.060	0.418	0.313	1.334
11	10.2	10	1.82	0.460	0.191	0.308	0.622
12	11.2	15	1.82	0.270	0.286	0.304	0.941
13	12.2	18	1.82	0.180	0.344	0.299	1.148
14	13.2	27	2.06	0.180	0.398	0.293	1.357
15	14.2	23	2.06	0.190	0.359	0.286	1.254
16	15.2	36	2.01	0.370	0.351	0.273	1.286
17	15.5	37	2.01	0.240	0.404	0.277	1.457
18	16.2	40	2.01	0.110	0.489	0.273	1.791
19	17.2	43	2.01	0.280	0.402	0.266	1.509
20	17.5	40	2.01	0.120	0.469	0.265	1.772
21	18.2	35	2.01	0.100	0.459	0.260	1.759
22	19.2	55	2.01	0.120	0.517	0.254	2.031

(注) () シルト

L-16 地点名 昭和大橋 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.0 (m)
B r.2 (地震後)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	2.5	2	1.9	0.18	0.195	0.352	0.55
2	3.0	4	1.9	0.22	0.224	0.350	0.64
3	3.4	4	1.9	0.26	0.205	0.347	0.59
4	4.5	4	1.9	0.33	0.173	0.341	0.51
5	5.1	4	1.9	0.39	0.170	0.332	0.51
6	6.5	5	1.9	0.04	0.386	0.330	1.17
7	7.15	5	1.9	0.96	0.0715	0.326	0.22
8	7.5	5	1.9	0.30	0.183	0.325	0.56
9	8.3	8	1.9	0.43	0.187	0.320	0.59
10	9.3	7	1.9	0.11	0.301	0.315	0.96
11	10.5	10	1.9	0.43	0.197	0.308	0.64
12	11.5	14.5	1.9	0.25	0.288	0.303	0.95
13	12.5	18	1.9	0.21	0.327	0.297	1.1
14	13.3	23	1.9	0.19	0.367	0.293	1.25
15	14.5	28	1.9	0.188	0.390	0.286	1.36
16	15.1	31	1.9	0.320	0.351	0.283	1.24
17	15.3	35.5	1.9	0.232	0.405	0.282	1.44
18	15.5	36	1.9	0.110	0.471	0.276	1.71
19	17.1	36	1.9	0.264	0.381	0.272	1.40
20	17.5	38	1.9	0.126	0.460	0.271	1.70

L-17 地点名 昭和大橋 地表面最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.0 (m)
B r.3 (地震前)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	2.6	4	1.9	0.296	0.199	0.352	0.57
2	3.3	6	1.9	0.308	0.200	0.348	0.57
3	4.3	6	1.9	0.258	0.254	0.343	0.59
4	5.3	5	1.9	0.288	0.201	0.337	0.60
5	6.3	5	1.9	0.228	0.217	0.332	0.65
6	7.3	5	1.9	0.184	0.232	0.326	0.71
7	8.3	6	1.9	0.208	0.205	0.321	0.64
8	9.3	8	1.9	0.216	0.206	0.315	0.63
9	10.3	8	1.9	0.296	0.169	0.310	0.55
10	11.3	18	1.9	0.304	0.299	0.304	0.98
11	12.3	27	1.9	0.216	0.388	0.299	1.30
12	13.3	24	1.9	0.184	0.377	0.298	1.29
13	14.3	10	1.9	0.226	0.241	0.288	0.84
14	15.3	13	1.9	0.148	0.305	0.282	1.08
15	16.3	22	1.9	0.120	0.386	0.277	1.40
16	17.3	28	1.9	0.116	0.419	0.271	1.54
17	18.3	37	1.9	0.140	0.440	0.266	1.66
18	19.3	36	1.9	0.124	0.440	0.260	1.69

L-18 地点名		新潟空港		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 -0.8 (m)	
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	1.00	5	1.90	0.25	0.244	0.190	1.279
2	2.00	6	1.90	0.25	0.253	0.245	1.030
3	3.00	7	1.90	0.25	0.260	0.269	0.965
4	4.00	5	1.90	0.30	0.199	0.281	0.709
5	5.00	5	1.90	0.30	0.192	0.287	0.670
6	6.00	4	1.90	0.30	0.168	0.290	0.580
7	7.00	8	1.90	0.30	0.225	0.290	0.774
8	8.00	14	1.90	0.25	0.302	0.290	1.042
9	9.00	11	1.90	0.25	0.264	0.288	0.918
10	10.00	9	1.90	0.25	0.237	0.285	0.829
11	11.00	17	1.90	0.25	0.306	0.282	1.082
12	12.00	12	1.90	0.30	0.239	0.279	0.855
13	13.00	9	1.90	0.30	0.204	0.275	0.741
14	14.00	8	1.90	0.30	0.189	0.272	0.697
15	15.00	28	1.90	0.20	0.374	0.267	1.397
16	16.00	30	1.90	0.20	0.378	0.263	1.437
17	17.00	28	1.90	0.20	0.361	0.259	1.395
18	18.00	31	1.90	0.20	0.371	0.254	1.458
19	19.00	40	1.90	0.20	0.408	0.250	1.631
20	20.00	43	1.90	0.20	0.414	0.245	1.689

L-19 地点名 関谷分水		地震最大加速度 170 (gal)		地下水 (-0.6 (m))			
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	2.50	2	1.90	0.360	0.123	0.284	0.435
2	3.50	3	1.90	0.370	0.143	0.297	0.451
3	4.50	2	1.90	0.180	0.181	0.302	0.599
4	5.50	3	1.90	0.350	0.137	0.303	0.451
5	6.50	11	1.90	0.460	0.227	0.303	0.748
6	7.50	13	1.90	0.450	0.242	0.301	0.803
7	8.50	10	1.90	0.560	0.181	0.299	0.605
8	9.50	9	1.90	0.700	0.159	0.296	0.537
9	11.50	8	1.90	0.680	0.137	0.288	0.474

L-20 地点名 鉄道病院		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 -0.6 (m)			
Br.1 (地震前)							
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	3	1.90	0.430	0.143	0.231	0.622
2	2.20	2	1.90	0.540	0.085	0.271	0.313
3	5.20	10	1.90	0.220	0.299	0.306	0.976
4	6.20	5	1.90	0.260	0.202	0.305	0.661
5	7.20	9	1.90	0.240	0.261	0.304	0.860
6	8.20	9	1.90	0.210	0.267	0.301	0.888
7	9.20	12	1.90	0.350	0.244	0.298	0.818
8	10.20	14	1.90	0.420	0.238	0.294	0.809
9	11.20	14	1.90	0.580	0.200	0.291	0.689
10	12.20	16	1.90	0.420	0.242	0.286	0.846
11	13.20	11	1.90	0.380	0.202	0.282	0.718
12	14.20	15	1.90	0.390	0.230	0.277	0.828
13	15.20	15	1.90	0.350	0.235	0.273	0.861
14	16.20	29	1.90	0.530	0.280	0.268	1.043
15	17.20	59	1.90	0.220	0.493	0.263	1.872
16	18.20	54	1.90	0.200	0.475	0.258	1.837
17	19.20	52	1.90	0.230	0.446	0.253	1.758

L-21 地点名 鉄道病院 Br.2 (地震前)		地震最大加速度 170		(gal)		地下水位 -0.6 (m)	
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	1.00	2	1.90	0.30	0.150	0.216	0.694
2	3.00	3	1.90	0.20	0.207	0.298	0.695
3	3.90	4	1.90	0.20	0.224	0.304	0.736
4	5.00	8	1.90	0.25	0.262	0.307	0.853
5	6.10	4	1.90	0.25	0.188	0.307	0.614
6	7.20	3	1.90	0.20	0.184	0.305	0.605
7	8.10	11	1.90	0.20	0.296	0.302	0.979
8	9.20	25	1.90	0.25	0.386	0.299	1.289
9	10.10	11	1.90	0.25	0.261	0.296	0.882
10	11.10	16	1.90	0.25	0.301	0.292	1.031
11	12.30	32	1.90	0.25	0.400	0.287	1.397
12	13.30	27	1.90	0.25	0.363	0.282	1.284
13	14.20	31	1.90	0.25	0.379	0.278	1.362
14	15.30	34	1.90	0.20	0.408	0.273	1.496
15	16.40	47	1.90	0.20	0.461	0.268	1.723
16	17.40	54	1.90	0.20	0.482	0.263	1.833
17	18.50	68	1.90	0.20	0.524	0.257	2.036
18	19.40	63	1.90	0.20	0.499	0.253	1.973

L-22 地点名 鉄道病院		地震最大加速度 170		(gal)		地下水位 -0.65 (m)	
Br.1 (地震後)							
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{20} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	8	1.70	0.29	0.290	0.232	1.248
2	2.15	6	1.70	0.12	0.176	0.287	0.612
3	3.15	7	1.90	0.12	0.340	0.313	1.084
4	4.15	8	1.90	0.21	0.291	0.317	0.907
5	5.15	10	1.90	0.23	0.299	0.317	0.945
6	6.15	4	1.90	0.30	0.172	0.315	0.547
7	7.15	7	1.90	0.27	0.226	0.312	0.726
8	8.15	8	1.90	0.28	0.230	0.309	0.745
9	9.15	13	1.90	0.27	0.283	0.305	0.928
10	10.15	11	1.90	0.32	0.239	0.300	0.795
11	11.15	12	1.90	0.36	0.231	0.296	0.781
12	12.15	18	1.90	0.38	0.271	0.291	0.931
13	13.15	22	1.90	0.33	0.307	0.286	1.071
14	14.15	40	1.90	0.30	0.412	0.282	1.462
15	15.15	41	1.90	0.25	0.426	0.277	1.538
16	16.15	37	1.90	0.25	0.398	0.272	1.46
17	17.15	43	1.90	0.23	0.427	0.267	1.60
18	18.15	40	1.90	0.24	0.402	0.261	1.54
19	19.15	46	1.90	0.21	0.434	0.256	1.70

L-23 地点名 鉄道病院		地震最大加速度 170 (gal)		地下水位 -1.18 (m)			
Br.2 (地震後)							
No	Z (m)	N	γ_g (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	6	1.70	0.400	0.215	0.170	1.262
2	2.15	7	1.70	0.470	0.208	0.228	0.911
3	3.15	7	1.90	0.032	0.463	0.264	(1.755)
4	4.15	4	1.40	0.047	0.363	0.281	1.292
5	5.15	8	1.90	0.250	0.261	0.290	0.900
6	6.15	7	1.90	0.260	0.235	0.293	0.803
7	7.15	5	1.90	0.270	0.194	0.293	0.661
8	8.15	9	1.90	0.220	0.264	0.292	0.904
9	9.15	10	1.90	0.340	0.227	0.290	0.781
10	10.15	14	1.90	0.340	0.260	0.287	0.905
11	11.15	12	1.90	0.440	0.210	0.284	0.738
12	12.15	13	1.90	0.380	0.227	0.281	0.810
13	13.15	13	1.90	0.380	0.222	0.277	0.801
14	14.15	12	1.90	0.360	0.213	0.273	0.780
15	15.15	39	1.90	0.350	0.381	0.269	1.416
16	16.15	41	1.90	0.550	0.337	0.264	1.279
17	17.15	31	1.90	0.220	0.371	0.260	1.427
18	18.15	42	1.90	0.200	0.427	0.255	1.670
19	19.15	40	1.90	0.240	0.393	0.250	1.568

(注) () シルト

L-24 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.25(m)
B r.1

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	1.32	11	1.70	0.41	0.289	0.175	1.652
2	2.54	8	1.70	0.40	0.236	0.237	0.992
3	3.87	3	1.90	0.43	0.124	0.266	0.466
4	5.01	6	1.90	0.48	0.165	0.277	0.595
5	6.50	13	1.90	0.46	0.246	0.283	0.872
6	7.88	12	1.90	0.44	0.229	0.283	0.802
7	9.52	7	1.90	0.42	0.165	0.282	0.586
8	11.00	11	1.90	0.43	0.200	0.278	0.720
9	12.40	24	1.90	0.40	0.302	0.274	1.100
10	14.01	7	1.90	0.29	0.182	0.268	0.678
11	15.15	42	1.90	0.31	0.403	0.264	1.526

L-25 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.25(m)
B r.2

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	6	1.70	0.44	0.203	0.174	1.168
2	2.51	3	1.70	0.44	0.103	0.236	0.550
3	4.56	3	1.90	0.45	0.117	0.277	0.422
4	5.86	14	1.90	0.50	0.257	0.284	0.903
5	7.50	13	1.90	0.44	0.243	0.286	0.851
6	9.00	14	1.90	0.44	0.241	0.285	0.847
7	10.35	13	1.90	0.43	0.225	0.282	0.797
8	11.91	10	1.90	0.36	0.203	0.277	0.733
9	13.50	14	1.90	0.25	0.263	0.272	0.985
10	14.95	24	1.90	0.26	0.327	0.266	1.228
11	16.50	22	1.90	0.23	0.317	0.260	1.221

L-26 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.25(m)
B r.3

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	1.50	8	1.70	0.380	0.250	0.187	1.333
2	2.51	7	1.70	0.350	0.233	0.236	0.984
3	4.02	5	1.90	0.310	0.196	0.266	0.738
4	5.50	7	1.90	0.460	0.180	0.278	0.648
5	6.90	8	1.90	0.460	0.184	0.281	0.654
6	8.60	9	1.90	0.380	0.204	0.282	0.725
7	9.95	8	1.90	0.350	0.193	0.280	0.689
8	11.51	11	1.90	0.420	0.199	0.276	0.722
9	13.03	9	1.90	0.420	0.171	0.271	0.633
10	14.50	22	1.90	0.420	0.269	0.266	1.011
11	16.00	21	1.90	0.420	0.253	0.260	0.975
12	18.85	47	1.90	0.190	0.444	0.248	1.791

L-27 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.25(m)
B r.4

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	1.51	8	1.70	0.41	0.243	0.188	1.288
2	2.52	9	1.70	0.42	0.246	0.237	1.030
3	4.00	9	1.90	0.43	0.729	0.267	0.855
4	5.50	6	1.90	0.51	0.155	0.279	0.556
5	7.00	10	1.90	0.50	0.201	0.283	0.709
6	8.46	11	1.90	0.35	0.236	0.283	0.835
7	10.01	11	1.90	0.43	0.206	0.280	0.734
8	11.43	15	1.90	0.25	0.287	0.277	1.038
9	13.01	9	1.90	0.41	0.174	0.272	0.641
10	14.35	22	1.90	0.43	0.268	0.267	1.003
11	16.00	26	1.90	0.39	0.292	0.260	1.119
12	17.50	22	1.90	0.31	0.282	0.254	1.108
13	18.90	46	1.90	0.15	0.463	0.248	1.866

L-28 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.20(m)
B C 2 1-2

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	3.40	7	1.90	0.20	0.279	0.261	1.070
2	4.40	6	1.90	0.30	0.215	0.273	0.786
3	5.40	9	1.90	0.30	0.251	0.280	0.896
4	6.40	8	1.90	0.25	0.248	0.283	0.875
5	7.40	9	1.90	0.25	0.253	0.284	0.892
6	8.40	11	1.90	0.25	0.269	0.284	0.949
7	9.40	10	1.90	0.25	0.252	0.282	0.892
8	10.40	12	1.90	0.25	0.266	0.280	0.951
9	11.40	13	1.90	0.25	0.270	0.277	0.972
10	12.40	18	1.90	0.25	0.305	0.274	1.111
11	13.40	23	1.90	0.25	0.333	0.271	1.230
12	14.40	26	1.90	0.25	0.345	0.267	1.292
13	15.40	28	1.90	0.25	0.350	0.263	1.330
14	16.40	36	1.90	0.25	0.386	0.259	1.467
15	17.40	34	1.90	0.25	0.369	0.255	1.447
16	18.40	39	1.90	0.25	0.386	0.250	1.541
17	19.40	43	1.90	0.25	0.397	0.246	1.613

L-29 地点名 川岸町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.20(m)
B C 2 1-3

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{f0} (mm)	R	L	F_L
1	2.40	3	1.40	0.02	0.432	0.234	1.842
2	3.40	4	1.90	0.20	0.224	0.259	0.864
3	4.40	5	1.90	0.20	0.236	0.271	0.871
4	5.40	6	1.90	0.30	0.207	0.278	0.744
5	6.40	7	1.90	0.25	0.247	0.281	0.877
6	7.40	8	1.90	0.25	0.227	0.283	0.802
7	8.40	9	1.90	0.25	0.246	0.282	0.872
8	9.40	10	1.90	0.25	0.251	0.281	0.894
9	10.40	7	1.40	0.25	0.211	0.279	0.755
10	11.40	8	1.90	0.30	0.201	0.278	0.724
11	12.40	16	1.90	0.30	0.272	0.275	0.989
12	13.40	21	1.90	0.30	0.302	0.271	1.115
13	14.40	26	1.90	0.30	0.328	0.267	1.225
14	15.40	25	1.90	0.30	0.315	0.263	1.196
15	16.40	29	1.90	0.30	0.332	0.259	1.279
16	17.40	34	1.90	0.30	0.351	0.255	1.377
17	18.40	35	1.90	0.30	0.350	0.251	1.396
18	19.40	43	1.90	0.30	0.379	0.246	1.541

L-30 地点名		川岸町 B C 10 4		地表最大加速度 170 (gal)		地下水位 -1.20 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.0	2	1.90	0.25	0.165	0.170	0.971
2	2.0	2	1.90	0.25	0.158	0.215	0.736
3	3.0	1	1.90	0.20	0.139	0.244	0.570
4	4.0	1	1.90	0.20	0.136	0.260	0.522
5	5.0	6	1.90	0.30	0.207	0.269	0.769
6	6.0	10	1.90	0.25	0.273	0.274	0.993
7	7.0	12	1.90	0.25	0.287	0.277	1.037
8	8.0	13	1.90	0.25	0.290	0.278	1.043
9	9.0	13	1.90	0.25	0.282	0.277	1.019
10	10.0	14	1.90	0.25	0.285	0.276	1.033
11	11.0	10	1.90	0.25	0.740	0.274	0.878
12	12.0	9	1.90	0.20	0.247	0.271	0.910
13	13.0	14	1.90	0.25	0.267	0.268	0.996
14	14.0	10	1.90	0.20	0.248	0.265	0.937
15	15.0	15	1.90	0.30	0.247	0.261	0.946
16	16.0	8	1.90	0.30	0.181	0.257	0.703
17	17.0	9	1.90	0.30	0.188	0.253	0.740
18	18.0	11	1.90	0.30	0.202	0.249	0.812
19	19.0	12	1.90	0.30	0.201	0.245	0.845
20	20.0	16	1.90	0.30	0.233	0.241	0.968

L-31 地点名		川岸町 B C 1 4		地表最大加速度 170 (gal)		地下水位 -1.35 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.20	7	1.90	0.25	0.263	0.211	1.244
2	3.20	7	1.90	0.25	0.253	0.236	1.063
3	4.20	8	1.90	0.20	0.281	0.254	1.108
4	5.20	7	1.90	0.20	0.259	0.263	0.986
5	6.20	7	1.90	0.20	0.252	0.268	0.941
6	7.20	6	1.90	0.20	0.232	0.271	0.856
7	8.20	7	1.90	0.20	0.241	0.272	0.884
8	9.20	9	1.90	0.25	0.238	0.272	0.875
9	10.20	9	1.90	0.25	0.233	0.271	0.850
10	11.20	9	1.90	0.25	0.228	0.269	0.846
11	12.20	13	1.90	0.25	0.262	0.267	0.980
12	13.20	13	1.90	0.25	0.256	0.264	0.971
13	14.20	13	1.90	0.25	0.252	0.261	0.914
14	15.20	14	1.90	0.25	0.255	0.257	0.990
15	16.20	33	1.90	0.25	0.368	0.254	1.447
16	17.20	31	1.90	0.25	0.351	0.250	1.403
17	18.20	31	1.90	0.25	0.345	0.246	1.402
18	19.20	32	1.90	0.25	0.345	0.242	1.423
19	20.20	30	1.90	0.25	0.329	0.238	

L-32 地点名		七重浜 B r. 1		地表最大加速度 200 (gal)		地下水位 -0.95 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	7	1.90	0.10	0.369	0.226	1.630
2	2.20	10	1.90	0.10	0.404	0.285	1.416
3	3.20	12	1.90	0.10	0.417	0.312	1.338
4	4.20	16	1.90	0.10	0.449	0.326	1.379
5	5.20	10	1.90	0.09	0.382	0.333	1.146
6	6.20	11	1.90	0.09	0.385	0.336	1.144
7	7.20	25	1.90	0.09	0.501	0.337	1.484
8	8.20	23	1.90	0.09	0.475	0.337	1.411
9	9.20	25	1.90	0.09	0.480	0.335	1.432
10	10.20	26	1.90	0.09	0.477	0.332	1.435
11	11.20	30	1.90	0.09	0.493	0.329	1.499
12	12.20	18	1.90	0.05	0.462	0.325	1.422
13	13.20	15	1.90	0.05	0.433	0.321	1.348
14	14.20	14	1.90	0.05	0.420	0.316	1.325
15	15.20	8	1.90	0.05	0.360	0.312	1.153
16	16.20	10	1.90	0.05	0.376	0.307	1.224
17	17.20	9	1.90	0.05	0.363	0.302	1.202
18	18.20	46	1.90	0.15	0.467	0.297	1.572
19	19.20	41	1.90	0.15	0.439	0.291	1.505

L-33 地点名		七重浜 B r. 2		地表最大加速度 200 (gal)		地下水位 -0.95 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	5	1.90	0.06	0.381	0.226	1.682
2	2.20	7	1.90	0.06	0.407	0.285	1.430
3	3.20	9	1.00	0.06	0.429	0.315	1.362
4	4.20	18	1.00	0.06	0.535	0.362	1.475
5	5.20	15	1.90	0.10	0.445	0.380	1.171
6	6.20	16	1.90	0.10	0.443	0.377	1.176
7	7.20	18	1.90	0.10	0.451	0.372	1.209
8	8.20	29	1.90	0.10	0.525	0.368	1.428
9	9.20	28	1.90	0.10	0.506	0.362	1.395
10	10.20	23	1.90	0.10	0.460	0.357	1.287
11	11.20	23	1.90	0.10	0.451	0.351	1.282
12	12.20	14	1.90	0.05	0.439	0.346	1.271
13	13.20	18	1.90	0.05	0.466	0.340	1.370
14	14.20	12	1.90	0.05	0.410	0.334	1.227
15	15.20	9	1.90	0.05	0.376	0.328	1.147
16	16.20	12	1.90	0.05	0.400	0.322	1.244
17	17.20	8	1.90	0.05	0.358	0.315	1.134
18	18.20	45	1.90	0.15	0.474	0.309	1.530
19	19.20	47	1.90	0.15	0.475	0.303	1.565

L-34 地点名		七重浜 B r. 3		地表最大加速度 200 (gal)		地下水位 -1.10 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	7	1.90	0.70	0.195	0.210	0.928
2	2.20	13	1.90	0.70	0.268	0.270	0.992
3	3.20	11	1.90	0.70	0.230	0.299	0.769
4	4.20	13	1.90	0.70	0.243	0.315	0.770
5	5.20	15	1.90	0.70	0.253	0.324	0.781
6	6.20	16	1.90	0.07	0.460	0.329	1.398
7	7.20	16	1.90	0.07	0.450	0.330	1.361
8	8.20	18	1.90	0.07	0.459	0.330	1.367
9	9.20	21	1.90	0.07	0.474	0.329	1.437
10	10.20	23	1.90	0.07	0.490	0.327	1.465
11	11.20	34	1.90	0.07	0.539	0.324	1.662
12	12.20	19	1.90	0.07	0.436	0.321	1.357
13	13.20	14	1.90	0.03	0.474	0.317	1.492
14	14.20	9	1.90	0.03	0.423	0.313	1.361
15	15.20	11	1.90	0.03	0.438	0.309	1.419
16	16.20	7	1.90	0.03	0.395	0.304	1.298
17	17.20	11	1.90	0.03	0.431	0.299	1.439
18	18.20	30	1.90	0.08	0.463	0.294	1.640
19	19.20	34	1.90	0.08	0.467	0.289	1.616
20	20.20	37	1.90	0.08	0.475	0.284	

L-35 地点名		八戸市		地表最大加速度 235 (gal)		地下水位 -0.57 (m)	
No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	2	1.90	0.25	0.166	0.325	0.513
2	2.30	0.6	1.90	0.20	0.124	0.383	0.324
3	3.30	0.4	1.90	0.20	0.109	0.403	0.270
4	4.30	0.3	1.90	0.20	0.099	0.412	0.241
5	5.30	12	1.90	0.20	0.329	0.416	0.792
6	6.30	36	1.90	0.20	0.514	0.416	1.235
7	7.30	15	1.40	0.10	0.411	0.420	0.978
8	8.10	24	1.90	0.20	0.415	0.427	0.972
9	9.10	16	1.40	0.10	0.412	0.433	0.951
10	10.10	27	1.40	0.10	0.494	0.439	1.123
11	11.10	18	1.90	0.10	0.421	0.444	0.949
12	12.10	25	1.90	0.20	0.397	0.434	0.916
13	14.20	37	1.90	0.20	0.450	0.414	1.086
14	15.10	25	1.90	0.20	0.372	0.406	0.917
15	16.20	28	1.90	0.20	0.383	0.396	0.966
16	17.20	23	1.90	0.20	0.403	0.387	1.040

L-36 地点名 岐阜市 地震最大加速度 255 (gal) 地下水位 -0.90 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.20	3	2.15	0.29	0.176	0.289	0.612
2	2.15	5	2.15	0.21	0.243	0.345	0.705
3	3.17	5	1.85	0.18	0.250	0.377	0.662
4	4.15	10	1.95	0.30	0.267	0.395	0.675
5	5.15	8	1.85	0.31	0.229	0.406	0.564
6	6.15	8	1.90	0.29	0.229	0.413	0.554
7	7.15	11	1.90	0.27	0.264	0.415	0.637
8	8.15	8	1.85	0.23	0.239	0.417	0.574
9	9.15	9	1.90	0.25	0.237	0.416	0.571
10	10.15	11	2.00	0.30	0.235	0.412	0.570
11	11.15	13	2.00	0.32	0.241	0.407	0.592
12	12.15	17	2.05	0.60	0.209	0.401	0.520
13	13.15	23	2.20	0.47	0.264	0.394	0.670
14	14.15	22	2.15	0.51	0.242	0.386	0.627
15	15.15	19	2.15	0.47	0.224	0.378	0.591
16	16.15	24	2.05	0.48	0.246	0.371	0.663

L-37 地点名 各務原市 地震最大加速度 210 (gal) 地下水位 -0.75 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.18	4	1.65	0.055	0.371	0.270	1.376
2	3.15	15	1.95	0.80	0.291	0.366	0.795
3	4.15	16	1.90	1.20	0.287	0.374	0.767
4	5.15	18	2.00	1.60	0.293	0.375	0.780
5	6.10	17	2.00	0.73	0.270	0.373	0.726
6	6.20	17	2.00	2.20	0.269	0.372	0.723
7	7.15	18	1.90	0.57	0.270	0.370	0.729
8	8.15	19	2.00	0.60	0.266	0.366	0.725
9	9.15	20	1.95	0.70	0.264	0.362	0.729

L-38 地点名 各務原市 地震最大加速度 210 (gal) 地下水位 -2.10 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	3	1.90	0.002	-	0.210	-
2	2.22	2	1.85	0.001	-	0.213	-
3	4.00	11	1.85	0.66	0.211	0.271	0.780
4	5.15	13	1.85	0.56	0.228	0.290	0.783
5	6.15	16	2.00	1.30	0.243	0.300	0.810
6	7.15	21	2.05	1.50	0.275	0.306	0.900
7	11.15	22	2.05	1.70	0.245	0.306	0.800
8	12.15	24	2.05	1.20	0.356	0.303	1.174

(注) 1. 粘土
2. 砂土
3. 砂
4. 砂礫
5. 礫
6. 粗礫
7. 中礫
8. 細礫
9. 砂質粘土
10. 粘質砂土
11. 粘質土
12. 粘土
13. 硬粘土
14. 硬粘土
15. 硬粘土
16. 硬粘土
17. 硬粘土
18. 硬粘土
19. 硬粘土
20. 硬粘土
21. 硬粘土
22. 硬粘土
23. 硬粘土
24. 硬粘土

L-39 地点名 大垣市 地震最大加速度 270 (gal) 地下水位 -1.20 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.31	2	1.75	0.004	-	0.283	-
2	2.40	3	2.00	0.03	0.391	0.364	(1.073)
3	3.10	5	2.10	0.07	0.345	0.388	0.889
4	4.15	6	2.10	0.32	0.205	0.407	0.503
5	5.17	8	2.10	0.36	0.214	0.415	0.514
6	10.17	19	2.10	0.45	0.256	0.411	0.622
7	11.15	16	2.10	0.72	0.200	0.407	0.492
8	12.15	18	2.25	0.65	0.208	0.401	0.518
9	13.15	18	2.20	0.25	0.283	0.394	0.719
10	14.15	18	2.10	0.27	0.270	0.389	0.694
11	15.15	16	2.10	0.23	0.266	0.383	0.695
12	16.15	14	2.10	0.28	0.228	0.377	0.605
13	17.15	11	2.10	0.033	0.409	0.370	(1.105)
14	18.15	8	2.00	0.018	0.439	0.364	(1.206)
15	19.15	8	1.95	0.025	0.405	0.358	(1.129)

(注) () シルト
- 粘土

L-40 地点名 名古屋市 地震最大加速度 200 (gal) 地下水位 -0.6 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	3	1.90	0.33	0.170	0.268	0.634
2	2.15	1	1.90	2.6	*	0.318	*
3	3.55	1	1.90	0.21	0.136	0.366	0.373
4	4.15	10	1.90	0.24	0.304	0.368	0.827
5	5.15	1	1.90	0.006	-	0.369	-
6	7.75	2	1.90	0.003	-	0.362	-
7	9.15	7	1.90	0.005	-	0.356	-
8	10.15	35	1.90	0.25	0.442	0.351	1.257
9	11.15	40	1.90	0.55	0.381	0.346	1.101
10	12.15	52	1.90	0.41	0.458	0.341	1.341
11	13.15	42	1.90	2.3	*	0.336	*
12	14.15	30	1.90	1.30	0.293	0.330	0.886

(注) * 硬粘土
- 粘土あるいはシルト

L-41 地点名 名古屋市 地震最大加速度 200 (gal) 地下水位 -0.9 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.65	3	1.40	0.43	0.136	0.332	0.410
2	3.45	3	1.90	0.27	0.176	0.349	0.506
3	4.15	4	1.90	0.60	0.119	0.368	0.337
4	5.15	7	1.90	0.43	0.195	0.368	0.545
5	6.15	10	1.90	0.38	0.240	0.359	0.669
6	7.15	14	1.90	0.57	0.236	0.357	0.661
7	8.15	24	1.90	0.36	0.357	0.354	1.007
8	9.15	33	1.90	0.30	0.424	0.351	1.209
9	10.15	38	1.90	0.39	0.416	0.347	1.200
10	11.15	41	1.90	0.40	0.418	0.342	1.223
11	12.15	40	1.90	0.39	0.406	0.337	1.200
12	13.15	39	1.90	0.42	0.362	0.332	1.151
13	14.15	45	1.90	0.68	0.370	0.327	1.132
14	15.15	61	1.90	0.20	0.492	0.321	1.630

(注) 1. 粘土
2. 砂土
3. 砂
4. 砂礫
5. 礫
6. 粗礫
7. 中礫
8. 細礫
9. 砂質粘土
10. 粘質砂土
11. 粘質土
12. 粘土
13. 硬粘土
14. 硬粘土
15. 硬粘土
16. 硬粘土
17. 硬粘土
18. 硬粘土
19. 硬粘土
20. 硬粘土
21. 硬粘土
22. 硬粘土
23. 硬粘土
24. 硬粘土
25. 硬粘土
26. 硬粘土
27. 硬粘土
28. 硬粘土
29. 硬粘土
30. 硬粘土
31. 硬粘土
32. 硬粘土
33. 硬粘土
34. 硬粘土
35. 硬粘土
36. 硬粘土
37. 硬粘土
38. 硬粘土
39. 硬粘土
40. 硬粘土
41. 硬粘土
42. 硬粘土
43. 硬粘土
44. 硬粘土
45. 硬粘土
46. 硬粘土
47. 硬粘土
48. 硬粘土
49. 硬粘土
50. 硬粘土
51. 硬粘土
52. 硬粘土
53. 硬粘土
54. 硬粘土
55. 硬粘土
56. 硬粘土
57. 硬粘土
58. 硬粘土
59. 硬粘土
60. 硬粘土
61. 硬粘土
62. 硬粘土
63. 硬粘土
64. 硬粘土
65. 硬粘土
66. 硬粘土
67. 硬粘土
68. 硬粘土
69. 硬粘土
70. 硬粘土
71. 硬粘土
72. 硬粘土
73. 硬粘土
74. 硬粘土
75. 硬粘土
76. 硬粘土
77. 硬粘土
78. 硬粘土
79. 硬粘土
80. 硬粘土
81. 硬粘土
82. 硬粘土
83. 硬粘土
84. 硬粘土
85. 硬粘土
86. 硬粘土
87. 硬粘土
88. 硬粘土
89. 硬粘土
90. 硬粘土
91. 硬粘土
92. 硬粘土
93. 硬粘土
94. 硬粘土
95. 硬粘土
96. 硬粘土
97. 硬粘土
98. 硬粘土
99. 硬粘土
100. 硬粘土

L-42 地点名 名古屋市 地表面最大加速度 200 (gal) 地下水位 -0.23 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.85	3	1.90	0.13	0.264	0.443	0.595
2	2.40	3	1.40	0.007	-	0.454	-
3	3.08	3	1.90	0.17	0.230	0.456	0.504
4	4.18	3	1.40	0.015	-	0.452	-
5	5.65	3	1.40	0.01	-	0.477	-
6	6.48	10	1.90	0.12	0.369	0.466	0.791
7	7.13	6	1.90	0.23	0.241	0.452	0.533
8	7.45	6	1.90	0.07	0.354	0.445	0.796
9	8.15	5	1.40	0.03	0.417	0.441	0.944
10	10.15	8	1.40	0.024	0.478	0.449	1.065
11	12.15	18	1.90	0.33	0.318	0.440	0.724
12	13.15	12	1.90	0.25	0.280	0.422	0.664
13	14.15	24	1.90	0.33	0.346	0.407	0.850
14	15.15	25	1.90	0.33	0.344	0.393	0.874
15	16.15	36	1.90	0.30	0.410	0.380	1.078
16	17.15	39	1.40	0.06	0.577	0.375	1.538
17	18.15	37	1.90	0.15	0.469	0.366	1.281
18	19.15	23	1.90	0.003	0.748	0.355	2.105

(注) - ; シルト

L-43 地点名 福井市 地表面最大加速度 325 (gal) 地下水位 -4.26 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	1	1.90	0.04	-	0.325	-
2	2.15	5	1.90	0.24	-	0.320	-
3	3.15	8	1.90	0.28	-	0.315	-
4	4.15	11	1.90	0.20	-	0.310	-
5	5.15	12	1.90	0.33	0.252	0.341	0.741
6	6.15	18	1.90	0.55	0.249	0.364	0.684
7	7.15	18	1.90	0.65	0.236	0.382	0.617
8	8.15	16	1.90	1.50	0.213	0.395	0.538
9	9.15	22	1.90	0.55	0.256	0.405	0.633
10	10.15	15	1.90	0.50	0.208	0.411	0.504
11	11.15	16	1.90	0.50	0.210	0.416	0.505
12	12.15	31	1.90	0.50	0.299	0.419	0.714
13	13.10	8	1.90	0.55	0.122	0.420	0.291
14	13.20	8	1.90	0.068	0.326	0.420	0.776
15	14.15	6	1.90	0.068	0.301	0.419	0.717
16	15.15	6	1.90	0.15	0.221	0.418	0.528
17	16.15	6	1.90	0.175	0.203	0.416	0.489
18	17.15	2	1.40	0.022	0.348	0.415	0.839
19	18.15	2	1.40	0.320	0.085	0.416	0.204
20	19.15	31	1.90	0.025	0.557	0.414	1.345

※ ; F_L の繰返算出時に対象外とし () ; シルト

L-44 地点名 丸岡町 地表面最大加速度 315 (gal) 地下水位 -1.80 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	0.90	2	1.90	0.13	-	0.317	-
2	2.40	3	1.90	0.23	0.186	0.356	0.523
3	3.90	7	1.90	0.44	0.187	0.422	0.445
4	5.40	25	1.90	0.38	0.369	0.455	0.811
5	6.15	30	1.90	4.8	*	0.464	*
6	7.65	36	1.90	4.3	*	0.476	*
7	8.40	42	1.90	6.7	*	0.479	*
8	9.15	45	1.90	4.5	*	0.480	*
9	9.90	5	1.40	0.19	0.208	0.484	0.430
10	10.65	22	1.40	0.18	0.374	0.491	0.763
11	11.40	33	1.90	0.20	0.428	0.492	0.871
12	12.15	36	1.90	0.19	0.443	0.489	0.906
13	12.90	38	1.90	0.36	0.384	0.486	0.791
14	14.40	44	1.90	0.36	0.400	0.478	0.837
15	15.15	45	1.90	0.38	0.393	0.473	0.830
16	16.65	45	1.90	0.29	0.407	0.464	0.879
17	17.40	33	1.90	0.38	0.320	0.458	0.699
18	18.90	45	1.90	0.24	0.410	0.448	0.916
19	19.65	44	1.90	0.30	0.379	0.442	0.858

(注) - ; 地下水位上 * ; レキ

L-45 地点名 福井市 地表面最大加速度 325 (gal) 地下水位 -4.20 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.15	1	1.40	0.021	-	0.325	-
2	2.15	1	1.40	0.025	-	0.320	-
3	3.15	6	1.40	0.05	-	0.315	-
4	4.15	7	1.40	0.13	-	0.310	-
5	5.15	8	1.90	0.35	0.214	0.350	0.612
6	6.15	27	1.90	0.38	0.374	0.380	0.983
7	7.15	28	1.90	0.54	0.335	0.401	0.834
8	8.15	29	1.90	0.78	0.323	0.416	0.776
9	9.15	29	1.90	1.20	0.313	0.426	0.734
10	10.15	31	1.90	1.00	0.316	0.433	0.729
11	11.15	6	1.40	0.037	0.378	0.442	(0.854)
12	12.15	21	1.90	0.14	0.381	0.448	0.850
13	13.15	19	1.90	0.037	0.491	0.449	(1.093)
14	14.15	6	1.40	0.042	0.357	0.451	0.791
15	15.10	10	1.90	0.045	0.391	0.451	0.866
16	16.15	10	1.90	0.16	0.263	0.447	0.588
17	17.15	9	1.40	0.029	0.418	0.447	(0.934)
18	18.15	10	1.40	0.028	0.429	0.448	(0.957)
19	19.15	8	1.40	0.047	0.358	0.448	0.798

(注) - ; 地下水位上 () ; シルト

L-46 地点名 阿武隈川河口 地表面最大加速度 175 (gal) 地下水位 0.0 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	11	2.00	1.30	0.269	0.332	0.81
2	2.30	14	2.00	0.60	0.288	0.334	0.86
3	3.30	13	2.00	1.40	0.262	0.332	0.79
4	4.30	15	2.00	1.40	0.270	0.329	0.82
5	5.30	17	2.00	0.60	0.274	0.324	0.84
6	7.30	30	2.00	1.50	0.352	0.315	1.12
7	8.30	18	2.00	0.60	0.249	0.309	0.80
8	9.30	13	2.00	0.46	0.221	0.304	0.73
9	10.30	16	2.00	0.35	0.267	0.299	0.89
10	11.80	18	2.00	0.35	0.272	0.292	0.84
11	13.30	30	1.95	0.15	0.421	0.285	1.48
12	14.80	45	1.95	0.15	0.484	0.277	1.74
13	16.30	28	1.95	0.15	0.389	0.270	1.44
14	17.80	52	1.95	0.15	0.488	0.262	1.86
15	19.30	21	1.95	0.15	0.333	0.255	1.31

L-47 地点名 阿武隈川河口 地表面最大加速度 180 (gal) 地下水位 0.0 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (kg)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	5	1.80	0.07	0.377	0.405	0.93
2	2.30	5	1.80	0.07	0.367	0.399	0.92
3	3.30	7	2.00	0.60	0.183	0.381	0.48
4	4.30	9	2.00	0.60	0.202	0.367	0.55
5	5.30	12	2.00	0.60	0.228	0.356	0.64
6	6.30	10	2.00	0.60	0.194	0.347	0.56
7	7.30	11	2.00	0.60	0.196	0.339	0.58
8	8.30	12	2.00	0.60	0.198	0.332	0.60
9	9.30	17	1.85	0.10	0.412	0.325	1.26
10	10.30	36	1.85	0.10	0.532	0.321	1.66
11	11.30	38	1.85	0.10	0.533	0.317	1.68
12	12.30	32	1.85	0.10	0.491	0.312	1.57
13	13.30	38	1.85	0.10	0.515	0.307	1.67
14	14.30	37	1.85	0.10	0.501	0.302	1.66
15	15.30	46	1.85	0.10	0.536	0.297	1.80
16	16.30	43	1.85	0.10	0.514	0.292	1.76
17	17.30	44	1.85	0.10	0.511	0.287	1.78
18	18.30	47	1.85	0.10	0.517	0.281	1.84
19	19.30	45	1.85	0.10	0.502	0.276	1.82

L-48 地点名 須上地区 地表面最大加速度 180 (gal) 地下水位 0.0 (m)
Y-1

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.30	4	2.00	0.56	0.123	0.199	0.62
2	3.30	1	2.00	0.025	0.271	0.228	(1.19)
3	4.30	0	1.80	0.025	0.190	0.247	0.77
4	6.30	5	2.00	0.60	0.111	0.267	0.42
5	7.30	7	2.00	0.60	0.135	0.270	0.50
6	8.30	37	1.95	0.15	0.502	0.272	1.85
7	9.30	32	1.95	0.15	0.462	0.272	1.69
8	10.30	68	1.95	0.15	0.621	0.272	2.28
9	11.30	79	1.95	0.15	0.648	0.271	2.39
10	12.30	58	1.95	0.15	0.556	0.269	2.07
11	13.30	71	1.95	0.15	0.594	0.266	2.23
12	14.30	94	1.95	0.15	0.658	0.263	2.50

(注) () ; シルト

L-49 地点名 須上地区 地表面最大加速度 180 (gal) 地下水位 -0.85 (m)
Y-2

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	2	1.80	0.085	0.270	0.222	1.21
2	2.30	7	2.00	0.60	0.182	0.267	0.68
3	3.30	4	2.00	0.42	0.151	0.285	0.53
4	4.30	10	2.00	0.47	0.227	0.294	0.77
5	5.30	13	2.00	0.42	0.262	0.297	0.88
6	6.30	30	2.00	0.37	0.405	0.298	1.36
7	7.30	36	2.00	0.35	0.434	0.297	1.46
8	8.30	22	1.95	0.15	0.411	0.296	1.39
9	9.30	39	1.95	0.15	0.507	0.294	1.72
10	10.30	34	1.95	0.15	0.468	0.292	1.61

L-50 地点名 須上大橋 No1 地表面最大加速度 185 (gal) 地下水位 -1.7 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.30	7	1.95	0.34	0.227	0.211	1.08
2	3.30	2	1.95	0.15	0.197	0.239	0.83
3	4.30	4	1.95	0.41	0.140	0.257	0.54
4	5.30	49	2.00	0.35	0.527	0.266	1.98
5	6.30	39	2.00	0.36	0.451	0.272	1.65
6	7.30	24	2.00	0.35	0.344	0.275	1.25
7	8.30	7	2.00	0.35	0.180	0.276	(0.65)
8	9.30	50	2.00	0.35	0.468	0.277	1.68
9	10.30	48	1.95	0.15	0.529	0.276	1.92
10	11.30	31	1.95	0.15	0.432	0.275	1.57
11	12.30	32	1.95	0.20	0.402	0.273	1.47
12	13.30	48	1.95	0.15	0.498	0.271	1.84
13	14.30	35	1.95	0.14	0.437	0.268	1.62
14	15.30	31	1.95	0.15	0.403	0.265	1.52
15	16.30	41	1.95	0.14	0.450	0.262	1.72
16	17.30	28	2.00	0.35	0.292	0.258	1.14
17	18.30	50	2.00	0.16	0.460	0.254	1.81
18	19.30	22	1.95	0.15	0.332	0.250	1.33

(注) () ; シルト

L-51 地点名 須上大橋 No2 地表面最大加速度 185 (gal) 地下水位 -1.3 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	2	1.80	0.04	0.317	0.185	(1.71)
2	2.30	10	1.80	0.07	0.431	0.236	(1.82)
3	3.30	13	2.00	0.60	0.246	0.263	0.93
4	4.30	22	2.00	1.60	0.323	0.276	1.17
5	5.30	24	2.10	2.00	0.323	0.283	1.15
6	6.30	43	2.00	0.49	0.448	0.286	1.57
7	7.30	50	2.00	0.35	0.502	0.287	1.74
8	8.30	48	2.00	0.60	0.424	0.288	1.47
9	9.30	45	1.95	0.20	0.503	0.287	1.75
10	10.30	50	2.00	0.18	0.524	0.286	1.84
11	11.27	50	2.00	0.35	0.448	0.283	1.59
12	12.30	47	2.00	0.16	0.499	0.280	1.78
13	13.15	50	2.00	0.35	0.427	0.277	1.54
14	14.26	50	1.95	0.14	0.507	0.273	1.85
15	15.25	50	1.95	0.15	0.494	0.270	1.82
16	16.27	50	1.95	0.13	0.497	0.266	1.87
17	17.29	50	1.95	0.15	0.475	0.262	1.81
18	18.25	50	2.00	0.34	0.388	0.260	1.50
19	19.30	38	1.95	0.15	0.412	0.254	1.62

(注) () ; シルト

L-52 地点名 須上大橋 No3 地表面最大加速度 185 (gal) 地下水位 -0.26 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	4	2.00	0.60	0.137	0.308	0.45
2	2.30	5	2.00	1.20	0.151	0.327	0.47
3	3.30	8	2.00	0.60	0.190	0.332	0.57
4	4.30	8	2.00	1.30	0.182	0.333	0.54
5	5.30	19	2.00	0.70	0.293	0.331	0.88
6	6.30	21	2.00	0.60	0.294	0.328	0.89
7	7.30	24	2.00	0.60	0.306	0.324	0.94
8	8.30	26	2.00	0.35	0.360	0.320	1.13
9	9.30	37	2.00	0.60	0.364	0.316	1.14
10	10.30	25	1.95	0.15	0.415	0.311	1.33
11	11.30	20	1.95	0.15	0.372	0.306	1.21
12	12.30	29	1.95	0.10	0.462	0.302	1.52
13	12.30	29	1.95	0.15	0.415	0.298	1.39
14	14.30	25	1.95	0.15	0.384	0.293	1.31
15	15.30	17	1.95	0.15	0.326	0.288	1.13
16	16.30	26	1.95	0.14	0.384	0.283	1.35
17	17.30	19	1.95	0.15	0.329	0.277	1.18
18	18.30	38	1.95	0.15	0.425	0.272	1.55
19	19.30	24	1.80	0.07	0.425	0.268	1.58

L-53 地点名 山崎堤防 (吉田川右岸) 地表面最大加速度 190 (gal) 地下水位 -0.87 (m)

No	Z (m)	N	γ_f (k/d)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	1	1.80	0.04	0.283	0.233	(1.12)
2	2.30	2	1.95	0.15	0.209	0.286	0.73
3	3.30	7	2.00	0.35	0.226	0.308	0.74
4	4.30	4	2.00	0.35	0.163	0.316	0.52
5	5.30	3	2.00	0.35	0.136	0.319	0.43
6	6.30	1	1.75	0.025	0.266	0.323	(0.83)
7	7.30	1	1.75	0.025	0.264	0.327	(0.81)
8	15.30	6	1.80	0.055	0.337	0.327	1.04
9	16.30	6	1.80	0.07	0.310	0.321	0.97
10	17.30	12	1.95	0.15	0.294	0.315	0.94
11	18.30	18	1.95	1.70	0.203	0.306	0.67
12	19.30	16	1.95	0.15	0.317	0.299	1.06

(注) () ; シルト

※ Z = 33 ~ 149 (m) までの
粘土層下の砂層

L-54 地点名		入地区1 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		5.30	4	1.95	0.30	0.161	0.223
2		6.30	9	1.95	0.34	0.215	0.239
3		7.30	13	1.95	0.32	0.256	0.251
4		8.30	14	1.95	0.44	0.227	0.259
5		9.30	15	1.95	0.058	0.427	0.265
6		10.30	15	1.95	0.15	0.328	0.269
7		11.30	12	1.95	0.15	0.297	0.272
8		12.30	16	1.95	0.15	0.325	0.273
9		13.30	9	1.80	0.07	0.335	0.274
10		14.30	12	1.80	0.071	0.358	0.274
11		15.30	40	1.80	0.04	0.552	0.274
12		16.30	6	1.80	0.04	0.328	0.273

L-55 地点名		入地区1 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		5.30	9	1.95	0.40	0.217	0.288
2		6.30	8	1.95	0.36	0.206	0.299
3		7.30	12	1.95	0.044	0.438	0.306
4		8.30	15	1.95	0.023	0.459	0.309
5		12.30	8	1.80	0.07	0.336	0.314
6		13.30	14	1.80	0.07	0.389	0.313
7		14.30	38	1.80	0.07	0.532	0.311
8		15.30	45	1.80	0.04	0.591	0.309

(注) () ; シルト

L-56 地点名		魚町 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		1.00	7	2.00	0.35	0.264	0.523
2		2.00	6	2.00	0.35	0.230	0.482
3		3.00	6	2.00	0.35	0.218	0.465
4		4.00	5	2.00	0.35	0.189	0.452
5		5.00	4	2.00	0.35	0.162	0.443
6		6.00	3	1.75	0.025	0.325	0.436
7		7.00	2	1.80	0.04	0.297	0.434
8		8.00	12	2.00	0.35	0.254	0.428
9		9.00	11	2.00	0.35	0.235	0.419
10		10.00	4	1.80	0.07	0.295	0.411
11		11.00	3	1.80	0.07	0.273	0.408
12		12.00	1	1.80	0.04	0.255	0.402
13		13.00	2	1.80	0.04	0.281	0.397
14		14.00	3	1.75	0.025	0.299	0.392
15		15.00	1	1.80	0.04	0.251	0.386
16		16.00	50	2.10	2.00	0.376	0.377

(注) () ; シルト
本 ; レキ

L-57 地点名		魚町 B-2 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		1.00	8	2.00	0.35	0.282	0.522
2		2.00	6	2.00	0.35	0.232	0.482
3		3.00	4	2.00	0.35	0.178	0.465
4		4.00	5	2.00	0.35	0.189	0.452
5		5.00	4	2.00	0.35	0.162	0.443
6		6.00	3	1.75	0.025	0.325	0.436
7		7.00	5	1.80	0.04	0.359	0.434
8		8.00	6	2.00	0.35	0.179	0.428
9		9.00	7	2.00	0.35	0.187	0.419
10		10.00	7	1.80	0.07	0.339	0.411
11		11.00	2	1.80	0.07	0.252	0.408

(注) () ; シルト

L-58 地点名		利府操車場 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		3.30	6	2.00	0.60	0.144	0.200
2		4.30	4	2.00	0.60	0.102	0.223
3		6.30	7	2.00	0.60	0.141	0.282
4		8.30	9	2.00	0.60	0.155	0.266
5		9.30	0	1.80	0.04	0.190	0.268
6		10.30	0	1.80	0.04	0.190	0.270
7		11.30	0	1.80	0.04	0.190	0.272
8		12.30	0	1.80	0.04	0.190	0.272
9		13.30	5	1.80	0.07	0.295	0.271
10		14.30	5	2.00	0.60	0.082	0.268
11		15.30	4	2.00	0.60	0.065	0.265
12		16.30	15	2.00	0.60	0.172	0.263
13		18.30	23	2.00	0.35	0.271	0.260
14		19.30	8	2.00	0.35	0.158	0.258

(注) () ; シルト

L-59 地点名		明見中園 地震最大加速度		(rel)	地下水位 (m)		
No		Z (m)	N	γ_f (kN)	D_{50} (mm)	R	F_L
1		1.30	9	1.95	0.15	0.376	0.483
2		2.30	15	1.95	0.15	0.441	0.465
3		3.30	16	2.00	0.35	0.351	0.453
4		5.30	16	2.00	0.35	0.321	0.431
5		7.30	20	1.95	0.15	0.416	0.416
6		9.30	14	1.95	0.15	0.344	0.404
7		11.30	20	1.95	0.15	0.378	0.389
8		13.30	15	1.95	0.15	0.326	0.375
9		15.30	4	1.80	0.04	0.310	0.365
10		17.30	5	1.80	0.04	0.320	0.354
11		19.30	3	1.75	0.04	0.267	0.341

(注) () ; シルト

L-60 地点名 周見山 No.2 地表最大加速度 (gal) 地下水位 (m)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	3	1.95	0.15	0.251	0.461	0.54
2	2.30	4	1.95	0.15	0.266	0.455	0.58
3	3.30	0	1.80	0.04	0.190	0.456	(0.42)
4	5.30	12	1.95	0.15	0.364	0.446	0.82
5	7.30	12	1.95	0.15	0.344	0.428	0.80
6	9.30	13	1.95	0.15	0.337	0.411	0.82
7	11.30	17	1.95	0.15	0.358	0.396	0.90
8	13.30	16	1.95	0.15	0.336	0.381	0.88
9	15.30	5	1.80	0.04	0.326	0.370	(0.88)
10	17.30	4	1.75	0.025	0.307	0.359	(0.86)
11	19.30	3	1.75	0.025	0.288	0.348	(0.83)

(注) () ; シルト

L-61 地点名 周見山 No.3 地表最大加速度 225 (gal) 地下水位 0.0 (m)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	8	1.95	0.15	0.357	0.461	0.78
2	2.30	0	1.80	0.04	0.190	0.468	(0.41)
3	3.30	4	1.80	0.04	0.367	0.469	0.78
4	5.30	11	1.95	0.15	0.352	0.446	0.79
5	7.30	12	1.95	0.15	0.344	0.428	0.80
6	9.30	18	1.95	0.15	0.382	0.411	0.93
7	11.30	19	1.95	0.15	0.373	0.396	0.94
8	13.30	6	1.80	0.04	0.345	0.383	(0.90)
9	15.30	5	1.80	0.04	0.326	0.371	(0.88)
10	17.30	4	1.75	0.025	0.307	0.360	(0.81)
11	19.30	4	1.75	0.025	0.304	0.349	(0.89)

(注) () ; シルト

L-62 地点名 中村地区 No.4 地表最大加速度 180 (gal) 地下水位 0.50 (m)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.40	5	1.80	0.028	0.403	0.282	1.424
2	2.20	3	1.80	0.82	0.109	0.314	0.347
3	3.00	4	1.80	0.70	0.127	0.329	0.387
4	3.80	6	1.80	0.35	0.210	0.336	0.625
5	4.76	17	1.90	0.58	0.292	0.339	0.862
6	5.30	37	1.90	0.415	0.447	0.338	1.410
7	6.30	45	1.90	0.305	0.538	0.335	1.603
8	7.30	44	1.90	0.35	0.501	0.332	1.510

L-63 地点名 中村地区 No.5 地表最大加速度 180 (gal) 地下水位 1.30 (m)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	7	1.80	0.03	0.431	0.180	2.394
2	2.94	5	1.80	0.28	0.212	0.254	0.835
3	3.86	11	1.80	0.60	0.221	0.273	0.810
4	4.86	14	1.90	1.10	0.247	0.285	0.867
5	5.82	15	1.90	2.50	0.248	0.291	0.852
6	6.30	17	1.90	0.78	0.262	0.292	0.897
7	7.30	19	1.90	0.285	0.339	0.295	1.149
8	8.30	27	1.90	0.325	0.376	0.295	1.275

L-64 地点名 和地区 No.2 地表最大加速度 295 (gal) 地下水位 2.45 (m)							
No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.30	11	2.00	0.53	0.228	0.336	0.678
2	4.30	3	1.30	0.001	0.325	0.372	0.874
3	5.30	2	1.30	0.008	0.299	0.408	0.734
4	6.30	3	1.80	0.087	0.266	0.428	0.622
5	7.30	2	1.60	0.017	0.294	0.444	0.662
6	8.30	3	1.60	1.25	0.075	0.456	0.164
7	9.30	3	1.60	0.044	0.312	0.465	0.671
8	11.30	50	2.05	3.40	0.421	0.460	0.915
9	12.30	30	2.05	1.10	0.305	0.454	0.670
10	13.30	44	2.05	1.10	0.368	0.448	0.820
11	14.30	17	2.05	0.33	0.259	0.441	0.586

4.2 代表的な非液状化地点における F_L の計算結果

ML-1 地点名 神通寺地内 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 2.30(m)
(高田町)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.50	12	1.90	0.20	0.322	0.231	1.436
2	5.50	27	1.90	0.20	0.456	0.243	1.872
3	6.50	22	1.90	0.20	0.405	0.251	1.611
4	7.50	22	1.90	0.20	0.394	0.256	1.539
5	8.50	18	1.90	0.20	0.353	0.258	1.363
6	9.50	21	1.90	0.20	0.368	0.259	1.415
7	10.50	21	1.90	0.20	0.359	0.259	1.384
8	11.50	30	1.90	0.20	0.410	0.259	1.584
9	12.50	41	1.90	0.20	0.460	0.257	1.789
10	13.50	56	1.90	0.20	0.518	0.255	2.030
11	14.50	48	1.90	0.20	0.475	0.252	1.878
12	15.50	42	1.90	0.20	0.439	0.250	1.758
13	16.50	30	1.90	0.20	0.373	0.246	1.513
14	17.50	31	1.90	0.20	0.372	0.243	1.531
15	18.50	31	1.90	0.20	0.366	0.239	1.529
16	19.50	19	1.90	0.20	0.294	0.236	1.249
17	20.50	32	1.90	0.20	0.361	0.232	1.555

ML-2 地点名 小倉町 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 5.20(m)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	4	1.90	0.25	-	0.170	-
2	2.30	7	1.90	0.25	-	0.167	-
3	3.30	9	1.90	0.25	-	0.164	-
4	4.30	10	1.90	0.25	-	0.162	-
5	5.30	11	1.90	0.25	0.257	0.161	1.597
6	6.30	13	1.90	0.25	0.270	0.173	1.566
7	7.30	15	1.90	0.25	0.282	0.182	1.550
8	8.30	18	1.90	0.25	0.299	0.189	1.585
9	9.30	18	1.90	0.25	0.293	0.194	1.511
10	10.30	15	1.90	0.25	0.266	0.198	1.341
11	11.30	29	1.90	0.25	0.350	0.201	1.741
12	12.30	32	1.90	0.25	0.360	0.203	1.771
13	13.30	28	1.90	0.25	0.382	0.204	1.872
14	14.30	42	1.90	0.25	0.394	0.204	1.922

(注) - ; 地下水位上。

ML-3 地点名 東新橋 6 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -2.5(m)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.2	23	1.90	0.264	0.408	0.348	1.117
2	4.2	37	1.90	0.250	0.498	0.343	1.45
3	5.2	33	1.90	0.250	0.572	0.338	1.69
4	6.2	42	1.90	0.250	0.498	0.332	1.50
5	7.2	38	1.90	0.250	0.463	0.327	1.42
6	8.2	43	1.90	0.250	0.478	0.321	1.49
7	9.2	45	1.90	0.214	0.657	0.315	2.09
8	10.2	43	1.90	0.250	0.456	0.310	1.47
9	11.2	43	1.90	0.250	0.446	0.306	1.46
10	12.2	38	1.90	0.250	0.413	0.299	1.38
11	13.2	32	1.90	0.250	0.374	0.294	1.27
12	14.2	44	1.90	0.250	0.425	0.288	1.48
13	15.2	45	1.90	0.132	0.484	0.283	1.71

ML-4 地点名 新松浜 6 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 -1.2(m)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.5	4	1.90	0.154	0.260	0.358	0.726
2	3.5	5	1.90	0.154	0.265	0.347	0.764
3	5	5	1.90	0.262	0.203	0.339	0.599
4	6	14	1.90	0.432	0.262	0.333	0.787
5	7	13	1.90	0.432	0.244	0.328	0.744
6	8	23	1.90	0.352	0.335	0.322	1.040
7	9.5	18	1.90	0.352	0.289	0.314	0.920
8	10.5	41	1.90	0.352	0.429	0.309	1.375
9	11.5	39	1.90	0.360	0.402	0.303	1.327
10	12.0	42	1.90	0.360	0.412	0.300	1.373
11	13.0	24	1.90	0.360	0.304	0.295	1.031
12	14.0	40	1.90	0.360	0.384	0.289	1.329
13	15.0	26	1.90	0.360	0.303	0.284	1.067
14	16.0	31	1.90	0.360	0.278	0.278	1.000
15	17.0	28	1.90	0.360	0.302	0.273	1.106
16	18.0	30	1.90	0.106	0.426	0.267	1.596
17	19.0	39	1.90	0.106	0.463	0.262	1.767
18	20.0	35	1.90	0.106	0.439	0.256	1.715

ML-5 地点名 大宮駅 2 6 6 k-7 1 2 N 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.00(m)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.30	10	1.90	0.30	0.322	0.483	0.667
2	3.30	31	1.90	0.20	0.568	0.421	1.349
3	4.30	32	1.90	0.20	0.553	0.393	1.406
4	5.30	31	1.90	0.27	0.495	0.375	1.318
5	6.30	36	1.90	0.20	0.541	0.362	1.494
6	7.30	40	1.90	0.20	0.549	0.351	1.562
7	8.30	32	1.90	0.36	0.424	0.342	1.240
8	9.30	48	1.90	0.20	0.561	0.333	1.682
9	10.30	46	1.90	0.20	0.536	0.326	1.645
10	11.30	39	1.90	0.20	0.485	0.318	1.524
11	12.30	34	1.90	0.20	0.446	0.311	1.432
12	13.30	37	1.90	0.20	0.453	0.304	1.486
13	14.30	40	1.90	0.20	0.459	0.298	1.538
14	15.30	36	1.90	0.20	0.429	0.291	1.471
15	16.30	40	1.90	0.20	0.441	0.286	1.544
16	17.30	37	1.90	0.20	0.418	0.279	1.498
17	18.30	40	1.90	0.20	0.425	0.273	1.567
18	19.30	45	1.90	0.20	0.440	0.267	1.648

ML-6 地点名 昭和太陽 4 (地蔵池) 地表最大加速度 170 (gal) 地下水位 0.00(m)

No	Z (m)	N	γ_g (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.60	7	1.90	0.250	0.286	0.357	0.802
2	3.50	3	1.40	0.070	0.433	0.362	1.194
3	5.50	27	1.90	0.250	0.461	0.355	1.295
4	7.50	33	1.90	0.250	0.473	0.338	1.396
5	9.70	40	1.90	0.250	0.464	0.322	1.501
6	10.70	43	1.90	0.250	0.501	0.322	1.553
7	11.50	26	1.90	0.250	0.379	0.311	1.219
8	12.50	34	1.90	0.250	0.418	0.304	1.374
9	13.50	37	1.90	0.250	0.425	0.298	1.425
10	14.50	42	1.90	0.250	0.441	0.292	1.509
11	15.50	49	1.90	0.250	0.464	0.286	1.621
12	16.50	41	1.90	0.200	0.441	0.280	1.572
13	18.80	50	1.90	0.200	0.462	0.267	1.730
14	19.80	61	1.90	0.200	0.496	0.261	1.899

ML-7 地点名 鹿大加町 地表最大加速度170 (gal) 地下水位-3.5(m)

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.50	12	1.90	0.20	-	0.164	-
2	4.50	4	1.90	0.20	0.201	0.183	1.097
3	5.50	5	1.40	0.02	0.441	0.199	(2.213)
4	6.50	2	1.40	0.02	0.380	0.212	(1.786)
5	7.50	4	1.40	0.25	0.420	0.224	1.872
6	8.50	18	1.90	0.25	0.325	0.232	1.401
7	9.50	8	1.90	0.25	0.222	0.235	0.944
8	10.50	13	1.90	0.25	0.268	0.237	1.130
9	11.50	17	1.90	0.25	0.296	0.238	1.240
10	12.50	19	1.90	0.25	0.305	0.238	1.276
11	13.50	21	1.90	0.25	0.312	0.238	1.312
12	14.50	22	1.90	0.25	0.313	0.237	1.322
13	15.50	25	1.90	0.20	0.347	0.235	1.478
14	16.50	22	1.90	0.20	0.324	0.233	1.391
15	17.50	20	1.40	0.20	0.308	0.232	1.328
16	18.50	5	1.90	0.20	0.180	0.231	0.777
17	19.50	20	1.90	0.20	0.301	0.228	1.318

(注) - ; 地下水位上

() ; シルト

ML-8 地点名 五反田橋 地表最大加速度170 (gal) 地下水位-0.10(m)
Br 1

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.33	3	1.90	0.040	0.371	0.410	0.904
2	6.21	5	1.74	0.075	0.334	0.373	0.895
3	7.80	12	1.90	0.095	0.396	0.354	1.118
4	8.30	14	1.90	0.130	0.382	0.349	1.095
5	10.36	8	1.17	0.002	-	0.337	-
6	11.80	5	1.17	0.005	-	0.347	-
7	12.23	6	1.17	0.034	0.402	0.350	1.149
8	13.30	7	1.58	0.067	0.347	0.347	1.000
9	14.30	8	1.40	0.032	0.429	0.346	1.241
10	16.30	33	1.90	0.200	0.436	0.331	1.316
11	18.30	10	1.40	0.040	0.413	0.315	1.312

(注) - ; 粘土

ML-9 地点名 五反田橋 地表最大加速度170 (gal) 地下水位-4.30(m)
Br 2

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.82	2	1.40	0.012	-	0.168	-
2	5.30	10	1.90	0.720	0.185	0.182	1.018
3	6.30	7	1.66	0.046	0.390	0.197	1.975
4	9.35	4	1.67	0.009	*	0.230	*
5	11.31	5	1.40	0.044	0.352	0.240	1.461
6	13.25	6	1.66	0.058	0.335	0.248	1.348
7	14.30	7	1.40	0.100	0.292	0.251	1.162
8	15.30	6	1.40	0.052	0.342	0.254	1.346
9	17.32	9	1.40	0.062	0.356	0.256	1.386
10	20.31	4	1.40	0.008	0.482	0.256	-

(注) - ; 地下水位上
* シルト

ML-10 地点名 丸岡町農協 地表最大加速度295 (gal) 地下水位-1.80(m)

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	0.9	4	1.40	0.02	-	0.296	-
2	1.65	3	1.40	0.025	-	0.293	-
3	3.15	2	1.80	0.006	*	0.411	*
4	3.90	2	1.40	0.12	0.226	0.458	0.495
5	4.65	6	1.90	0.38	0.198	0.480	0.412
6	5.40	4	1.40	0.03	0.404	0.495	(0.816)
7	6.15	7	1.90	0.10	0.334	0.507	0.659
8	6.90	10	1.90	0.125	0.347	0.509	0.682
9	7.65	20	1.90	0.46	0.313	0.508	0.616
10	9.15	23	1.90	0.28	0.369	0.505	0.732
11	9.90	4	1.40	0.009	*	0.508	*
12	10.65	10	1.90	0.26	0.251	0.507	0.494
13	11.40	11	1.40	0.005	*	0.509	*
14	12.90	13	1.90	0.017	*	0.510	*
15	14.40	9	1.40	0.035	0.423	0.512	(0.826)
16	15.90	33	1.90	0.20	0.426	0.508	0.838
17	16.65	42	1.90	0.40	0.399	0.500	0.798
18	18.15	42	1.90	0.45	0.373	0.482	0.774
19	19.65	45	1.90	0.55	0.355	0.466	0.762

(注) - ; 地下水位上

() ; シルト (D 50 < 0.02mm)

* ; シルト (D 50 < 0.02mm) ; (*) F_L の地盤算出時に対象外とした

ML-11 地点名 中村地区 地表最大加速度180 (gal) 地下水位-0.85(m)
N - 1

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	6	2.00	0.40	0.215	0.221	0.97
2	2.30	11	2.00	0.46	0.266	0.264	1.01
3	3.30	18	2.00	0.38	0.349	0.283	1.24
4	4.30	26	2.00	0.35	0.411	0.291	1.41
5	5.30	25	2.00	0.65	0.337	0.295	1.14
6	6.30	47	2.00	0.60	0.459	0.296	1.55
7	7.30	45	2.00	0.60	0.431	0.296	1.46
8	8.30	50	2.00	0.35	0.493	0.294	1.68

ML-12 地点名 中村地区 地表最大加速度180 (gal) 地下水位-0.5(m)
N - 2

No	Z (m)	N	Y_g (Kd)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.30	12	1.80	0.32	0.334	0.219	1.52
2	2.30	4	1.80	0.11	0.292	0.272	1.08
3	3.30	8	1.80	0.12	0.348	0.297	1.17
4	4.30	12	1.95	0.33	0.293	0.308	0.95
5	5.30	17	1.95	0.30	0.344	0.311	1.10
6	6.30	34	2.00	0.60	0.396	0.311	1.27
7	7.30	20	2.00	0.60	0.278	0.309	0.90
8	8.30	33	1.95	0.15	0.494	0.306	1.61
9	9.30	44	1.95	0.15	0.543	0.303	1.79
10	10.30	19	1.95	0.15	0.377	0.300	1.26

ML-13 地点名 岡山県 地表面最大加速度 180 (gal) 地下水位 -2.15 (m)
Y-3

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	3.30	9	2.00	0.651	0.192	0.215	0.89
2	4.30	21	2.00	0.50	0.321	0.234	1.37
3	5.30	19	2.00	0.55	0.282	0.246	1.14
4	6.30	19	2.00	0.70	0.265	0.254	1.04
5	7.30	23	2.00	0.80	0.285	0.258	1.11
6	8.30	36	1.95	0.39	0.397	0.261	1.52
7	9.30	44	1.95	0.15	0.521	0.262	1.98
8	10.30	34	1.95	0.15	0.458	0.263	1.74

ML-15 地点名 名取川右岸 地表面最大加速度 180 (gal) 地下水位 -2.5 (m)
3.2 Km

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.20	16	1.95	0.60	0.267	0.229	1.17
2	5.20	22	2.00	0.60	0.308	0.243	1.26
3	6.20	18	2.00	0.35	0.314	0.252	1.24
4	7.20	15	2.00	0.60	0.224	0.258	0.87
5	8.20	47	2.00	0.60	0.423	0.261	1.62
6	9.20	39	2.00	0.60	0.368	0.262	1.40
7	10.20	53	2.00	0.60	0.424	0.263	(1.61)
8	11.20	48	2.00	0.15	0.524	0.262	(2.00)
9	12.20	47	1.95	0.15	0.509	0.261	(1.95)
10	13.20	50	1.95	0.15	0.512	0.259	(1.98)
11	14.20	50	1.95	0.15	0.503	0.257	(1.96)
12	15.20	50	1.95	0.15	0.494	0.254	(1.94)
13	16.20	50	1.95	0.15	0.486	0.251	(1.93)
14	17.20	50	1.95	0.15	0.478	0.248	(1.93)
15	18.20	50	1.95	0.15	0.470	0.244	(1.92)
16	19.20	50	1.95	0.15	0.464	0.241	(1.92)

(注) () ; 換算値

ML-17 地点名 岡山県 地表面最大加速度 175 (gal) 地下水位 -4.3 (m)
Br. 1

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.30	11	2.00	0.20	0.290	0.166	1.74
2	5.30	21	2.00	0.35	0.316	0.182	1.74
3	6.30	17	2.00	0.55	0.232	0.192	1.21
4	7.30	15	2.00	0.52	0.213	0.200	1.06
5	8.30	21	2.00	0.60	0.238	0.206	1.15
6	9.30	40	2.00	0.60	0.338	0.211	1.61
7	10.30	29	2.00	0.60	0.272	0.214	1.28
8	11.79	50	2.00	0.60	0.360	0.216	1.67
9	13.30	42	1.95	0.15	0.449	0.217	2.07
10	14.79	35	1.95	0.15	0.408	0.217	1.88
11	16.30	50	1.95	0.15	0.461	0.215	2.14
12	17.30	35	1.95	0.15	0.394	0.213	1.84
13	19.30	29	1.95	0.15	0.357	0.207	1.71

ML-19 地点名 紅谷地 地表面最大加速度 175 (gal) 地下水位 -8.0 (m)
N.O. 1

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	8.00	4	1.95	0.15	0.204	0.157	1.31
2	10.00	5	1.95	0.15	0.214	0.171	1.26
3	11.00	7	1.95	0.15	0.235	0.176	1.34
4	13.00	6	1.95	0.15	0.219	0.183	1.19
5	14.00	8	1.95	0.15	0.237	0.186	1.28
6	15.00	10	1.95	0.15	0.252	0.187	1.35

ML-14 地点名 北土川河口右岸 地表面最大加速度 230 (gal) 地下水位 -1.55 (m)
B r. 10

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	2.00	4	1.80	0.07	0.335	0.263	1.26
2	3.00	8	1.80	0.07	0.399	0.314	1.26
3	4.00	3	1.80	0.07	0.300	0.342	0.87
4	5.00	14	1.80	0.07	0.456	0.360	1.26
5	6.00	12	1.80	0.07	0.425	0.372	1.14
6	7.00	13	1.80	0.07	0.427	0.378	1.13
7	8.00	8	1.80	0.07	0.363	0.380	0.95
8	9.00	9	1.80	0.07	0.370	0.382	0.97
9	10.00	10	1.80	0.07	0.376	0.382	0.98
10	11.00	11	1.80	0.07	0.381	0.380	1.00
11	12.00	13	1.80	0.07	0.395	0.378	1.05
12	13.00	7	1.75	0.025	0.361	0.376	(0.96)
13	14.00	10	1.75	0.025	0.390	0.372	(1.05)
14	15.00	4	1.75	0.025	0.314	0.368	(0.85)
15	16.00	4	1.75	0.025	0.312	0.364	(0.85)
16	17.00	8	1.75	0.025	0.359	0.359	(1.00)
17	18.00	10	1.75	0.025	0.376	0.355	(1.05)
18	19.00	8	1.75	0.025	0.354	0.349	(1.01)

(注) () ; シルト

ML-16 地点名 熊鷹橋 地表面最大加速度 195 (gal) 地下水位 -4.0 (m)
P. 8

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.30	2	1.75	0.072	0.259	0.194	(0.32)
2	5.30	4	1.75	0.025	0.334	0.212	(0.55)
3	6.30	5	1.80	0.044	0.347	0.227	1.52
4	7.30	11	1.80	0.044	0.417	0.238	1.75
5	8.30	31	2.10	2.00	0.321	0.245	1.31
6	9.30	27	2.10	0.58	0.286	0.249	1.15
7	10.30	19	2.10	0.18	0.339	0.251	1.34
8	11.30	17	2.00	0.18	0.317	0.252	1.25
9	12.30	19	2.00	0.18	0.326	0.253	1.28
10	13.30	7	1.75	0.025	0.345	0.254	(0.35)
11	14.30	7	1.75	0.025	0.342	0.255	(0.34)
12	15.30	8	1.75	0.26	0.189	0.255	0.75
13	16.30	16	1.95	0.26	0.252	0.253	0.99
14	17.30	17	1.95	0.26	0.255	0.250	1.01
15	18.30	23	1.95	0.26	0.287	0.248	1.15
16	19.30	24	1.95	0.26	0.288	0.245	1.17

(注) () ; シルト

ML-18 地点名 阿武隈川 地表面最大加速度 175 (gal) 地下水位 -3.4 (m)
B r. 2

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.30	11	2.00	0.41	0.226	0.187	1.22
2	5.30	18	2.00	0.60	0.246	0.200	1.24
3	6.30	21	2.00	0.40	0.300	0.210	1.43
4	7.30	24	2.00	0.90	0.275	0.217	1.27
5	8.30	39	2.00	0.60	0.351	0.222	1.59
6	9.30	23	2.00	0.60	0.249	0.226	1.10
7	10.30	39	2.00	0.60	0.331	0.227	1.45
8	11.79	39	1.95	0.15	0.453	0.228	1.99
9	13.30	16	1.95	0.15	0.312	0.228	1.37
10	14.79	58	1.95	0.15	0.508	0.227	2.24
11	16.30	32	1.95	0.15	0.390	0.225	1.74
12	17.79	18	1.80	0.07	0.382	0.222	1.72
13	19.30	50	1.95	0.15	0.449	0.219	2.06

ML-20 地点名 南仙台 No. 2 地表最大加速度 180 (gal) 地下水位 -0.8(m)

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.35	2	1.80	0.04	0.322	0.233	1.38
2	2.30	6	1.80	0.07	0.377	0.278	1.35
3	3.30	22	2.10	2.00	0.352	0.297	1.18
4	5.30	24	2.10	2.00	0.332	0.301	1.10
5	6.30	25	2.00	0.35	0.377	0.304	1.24
6	7.30	30	2.00	0.35	0.399	0.303	1.32
7	18.15	50	2.10	2.00	0.450	0.300	1.50
8	10.09	50	2.10	2.00	0.419	0.291	1.44

ML-21 地点名 桑町 A-1 地表最大加速度 230 (gal) 地下水位 -0.6(m)

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.00	15	2.00	0.35	0.387	0.523	0.74
2	2.00	16	2.00	0.35	0.376	0.482	0.78
3	3.00	17	2.00	0.35	0.367	0.465	0.79
4	4.00	17	2.00	0.35	0.350	0.452	0.77
5	5.00	15	2.00	0.35	0.314	0.443	0.71
6	6.00	15	1.75	0.025	0.492	0.436	(1.12)
7	7.00	16	1.80	0.04	0.493	0.434	1.13
8	8.00	22	2.00	0.35	0.344	0.428	0.80
9	9.00	21	2.00	0.35	0.325	0.419	0.77
10	10.00	21	1.80	0.07	0.473	0.411	1.15

(注) () ; シルト

ML-22 地点名 桑町 A-2 地表最大加速度 230 (gal) 地下水位 0.0(m)

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	1.00	14	2.00	0.35	0.373	0.523	0.71
2	2.00	15	2.00	0.35	0.364	0.482	0.76
3	3.00	16	2.00	0.35	0.356	0.465	0.76
4	4.00	15	2.00	0.35	0.328	0.452	0.73
5	5.00	14	2.00	0.35	0.303	0.433	0.69
6	6.00	15	1.75	0.025	0.492	0.436	(1.12)
7	7.00	14	1.80	0.04	0.473	0.434	1.08
8	8.00	17	2.00	0.35	0.302	0.428	0.70
9	9.00	19	2.00	0.35	0.309	0.419	0.73
10	10.00	20	1.80	0.07	0.465	0.411	1.12
11	11.00	7	1.80	0.07	0.335	0.408	0.82
12	12.00	8	1.80	0.04	0.376	0.402	0.93
13	13.00	14	1.80	0.04	0.430	0.397	1.08
14	14.00	11	1.75	0.025	0.399	0.391	(1.01)
15	15.00	15	1.80	0.04	0.429	0.386	1.11

(注) () ; シルト

ML-23 地点名 新堀地区 地表最大加速度 260 (gal) 地下水位 3.35(m)

No	Z (m)	N	γ_f (%)	D_{50} (mm)	R	L	F_L
1	4.30	12	1.85	0.24	0.299	0.284	1.053
2	5.30	13	1.85	0.25	0.298	0.309	0.965
3	6.30	23	2.00	0.41	0.327	0.326	1.003
4	7.30	29	2.00	0.42	0.354	0.337	1.052
5	8.30	26	2.00	0.45	0.317	0.344	0.923
6	9.30	29	2.00	0.49	0.318	0.349	0.913
7	10.30	27	2.00	0.46	0.303	0.351	0.864
8	11.30	37	2.00	0.48	0.346	0.352	0.982
9	12.30	47	2.00	0.53	0.374	0.352	1.063
10	13.30	42	2.00	0.53	0.342	0.350	0.976
11	14.30	30	2.00	0.58	0.267	0.348	0.767
12	15.30	4	1.60	0.016	0.304	0.348	0.873
13	16.30	6	1.60	0.016	0.328	0.348	0.942
14	17.30	1	1.60	0.005	0.246	0.347	0.707
15	18.30	3	1.60	0.016	0.285	0.346	0.825
16	19.30	4	1.60	0.016	0.299	0.344	0.869

地震時における砂質地盤の液状化判定法と
耐震設計への適用に関する研究

土研資料第1729号
昭和56年9月(1981)

振動研究室 岩崎敏男, 常田賢一, 木全俊雄
砂質地盤, 液状化, 簡易判定法,
原位置調査, 耐震設計法

要旨

本報告は当研究室が実施してきた調査研究のうち, 主として地盤の液状化の判定およびその適用に関する成果をとりまとめたものであり, 地盤の液状化の判定法を提示するに至った過程, 同判定法の妥当性検証のための調査, 液状化を考慮した構造物の耐震設計のための地盤の液状化特性に関する実験および液状化を考慮した構造物の応答解析等の結果を報告する。

