

運輸省港灣技術研究所

港灣技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

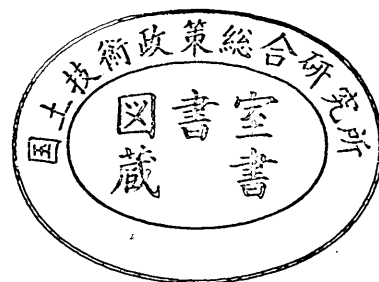
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 25

NO. 3

SEPT. 1986

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 25 卷 第 3 号 (Vol. 25, No. 3), 1986年 9 月 (Sept. 1986)

目 次 (CONTENTS)

1. Strength and Deformation of Beam-to-Column Joints for Offshore Concrete Structures.....Osamu KIYOMIYA, Hiroshi YOKOTA and Toshiyuki YOKOI..... 3
(海洋構造物におけるコンクリート柱・はり接合部の耐力・変形状
.....清宮 理・横田 弘・横井聡之)
2. 根入れのある剛体構造物の地震時安定性に関する解析的研究...風間基樹・稲富隆昌..... 71
(Analytical Study on Seismic Stability of Embedded Rigid Structures
..... Motoki KAZAMA and Takamasa INATOMI)
3. 粒度と N 値による新しい液状化予測法.....井合 進・小泉勝彦・土田 肇..... 125
(A New Criterion for Assessing Liquefaction Potential Using Grain
Size Accumulation Curve and N -value
..... Susumu IAI, Katsuhiko KOIZUMI and Hajime TSUCHIDA)

3. 粒度と N 値による新しい液状化予測法

井合 進*・小泉勝彦**・土田 肇***

要 旨

土の粒度と N 値を用いて液状化予測を行うための方法を、以下のようにして考案した。港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている液状化予測法は、既応の液状化事例と適合する。しかし、同方法は、地下水面付近の土層を直接の対象として予測を行うものであり、液状化の深さ方向範囲を予測することができない。そこで、同方法を基本とし、これを地下水面付近の土層を含むすべての土層に適用可能となるように拡張した。

拡張した予測法を、既応の液状化事例と対比した結果、この方法の適用性は、おおむね良好であることが確認された。また、他の液状化予測法と対比した結果、やや相違があることが明らかにされたが、おおまかには、いずれの方法とも調和的であることが確認された。

* 構造部 主任研究官 (地震動解析担当)

** 構造部 耐震構造研究室

*** 次長

3. A New Criterion for Assessing Liquefaction Potential Using Grain Size Accumulation Curve and N -value

Susumu IAI*

Katsuhiko KOIZUMI**

Hajime TSUCHIDA***

Synopsis

The current design standard for port structures specifies a criterion for assessing liquefaction potential using the grain size accumulation curve and the N -value of the Standard Penetration Test. This criterion has been harmonious, in predicting liquefaction as a whole, to the liquefaction case histories of the large earthquakes after the 1968 Tokachi-oki earthquake. However, this criterion has a following difficulty in practice: this criterion could not predict vertical range of soil layers which likely liquefy under strong ground motions. Therefore, taking the newly obtained case histories and the recent progress in this field into consideration, an extension of this criterion was studied so as to be able to predict vertical range of the liquefiable layers and a new criterion was proposed.

Several researchers have proposed their criteria for assessing liquefaction potential. Comparisons of the new criterion to other criteria were also made.

* Senior Research Engineer, Structures Division

** Member of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

*** Deputy Director General

目 次

要 旨	125
1. はじめに	129
2. 技術基準の方法	130
2.1 予測法の概要	130
2.2 予測法の作成過程	131
2.3 提案以後の液状化事例との比較	132
3. 技術基準の方法の拡張と補足	133
3.1 技術基準の方法において拡充を要する諸点	133
3.2 技術基準の方法の拡張	135
3.3 技術基準の方法の補足	150
3.4 粒度と N 値による液状化予測法	152
4. 液状化事例との対比	158
4.1 検討方法	158
4.2 強震計から5 km 以内の地点の事例との対比	159
4.3 強震計設置地点の事例との対比	179
4.4 本報告の方法の適用性	193
5. 他の液状化予測法との比較	197
5.1 比較の対象とした予測法	197
5.2 有効上載圧力と N 値の関係の比較	199
5.3 限界 N 値の比較	201
6. 結 論	210
参 考 文 献	211
付録A：地中のせん断応力比の算定法	213
付録B： N 値と有効上載圧力の関係についての既応の提案	214
付録C：1968年十勝沖地震における青森港の強震計設置地点の液状化に関する記録	219
付録D：検討対象地盤の地震応答計算	221

1. はじめに

液状化現象は構造物の地震時安定性に大きな影響を与える。このことは、今日では、構造物の建設にたずさわる技術者や研究者により、広く認識されている。このような認識がこれら技術者等に広く行きわたったのは、1964年に発生した新潟地震を契機としている。その後、液状化現象に関する研究が活発に進められ、現在に至っている。

運輸省港湾技術研究所においても、液状化に関する研究は活発に行われてきた。その結果、1970年には、著者らのうちの一人により液状化予測法が提案された¹⁾。その内容については後に示すが、実務に適用するに必要な簡潔性を備えたものである。この予測法は、1971年には、港湾構造物設計基準補遺において基準化され、現在もほぼ同一内容で、港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている²⁾。本報告においては、この予測法を、技術基準の方法と呼ぶ。

技術基準の方法が提案されてから、約15年が経過した。この間に、いくつかの大規模な地震が発生し、液状化に関する新たな知見が得られた。特に、1973年根室半島沖地震、1978年宮城県沖地震、昭和58年(1983年)日本海中部地震では、液状化の発生の有無の条件を示すために参考となる事例が数多く得られた。これらの事例は、先に述べたように、技術基準の方法が提案された後に得られたものである。しかし、いずれの事例も技術基準の方法と矛盾するものではなかった。したがって、技術基準の方法の信頼性についての裏付けは多くなってきていると言える。なお、この点については、次章に具体的に示す。

同時に、技術基準の方法を拡張すべきと考えられる側面も明らかとなってきた。その側面とは、深さ方向について地盤のどの範囲が液状化するかを予測する点である。技術基準の方法では、この範囲を明確に予測することはできない。このことは、以下のような困難をもたらす。一般に検討対象地盤が液状化すると予測される場合には、多くの場合、液状化対策を行う必要がある。液状化対策を行うに当たっては、液状化対策を施すべき範囲を決定する必要がある。もし、深さ方向の液状化範囲が明確でなければ、液状化対策を施すべき深さ方向の範囲を決定することは極めて困難となる。以上が、技術基準の方法がもたらす困難の内容である。このような困難を解消するには、技術基準の方法に、深さ方向の液状化範囲を予測できるような機能を付加する必要がある。

また、技術基準の方法が提案された後に集積された液

状化関連情報は多い。その詳細は、後に示すこととするが、これらの情報は、数多くの技術者及び研究者による調査・研究の成果として積み重ねられてきたものである。したがって、現時点において液状化予測を行うに当たっては、技術基準の方法にこれらの液状化関連情報を補うことにより、技術基準の方法を単独で用いた場合よりも、より信頼性の高い予測が行えると考えられる。

本研究は、このような背景のもとに行われたものである。その目的は、技術基準の方法に、深さ方向の液状化範囲を予測できるような機能を付加するとともに、技術基準の方法が提案された後に集積された液状化関連情報を補足することである。

液状化予測に関する研究は、現在でも活発に行われている。例えば、シルトまじりの砂や礫まじりの砂についての液状化予測の方法は、近年特に注目されている研究テーマの一つである。この意味では、液状化予測に関する技術は、まだ研究途上にあると言える。したがって、研究の目的として、技術的に完成された予測法を作成することを考えるのであれば、現在よりもさらに後の時点において予測法を作成するほうが適当であると考えられる。それにもかかわらず、特に現時点において本研究を行ったのは、以下に示すような背景があったからである。昭和58年(1983年)日本海中部地震により、秋田港をはじめとするいくつかの港で、大きな被害が発生した。その主要原因は液状化であった³⁾。この被害は、同港に著しい機能低下をきたした⁴⁾。運輸省港湾局は、これを契機として、以下に示す大規模地震対策を推進することとした⁵⁾。

①液状化の可能性について既存岸壁を点検し、必要なものについて対策を行う。

②全国の主要港湾に耐震性強化施設を整備する。

これらの施策を推進する上で、液状化に関する技術が特に重要な役割を果たすことは明らかである。このような背景のもとでは、まだ研究を進めるべき部分が残されているとしても、現時点において得られる液状化関連情報を生かす形で技術基準の方法の拡充を計ることが適当であると考えられた。本研究を、特に、現時点で行ったことの背景は、以上のとおりである。

本報告の内容は、以下のとおりである。まず、技術基準の方法とそれが導かれた過程の概要を提示する。次に、技術基準の方法の拡充の過程を示す。次に、この拡充により得られた予測法の適用性について既成の液状化に関する事例を用いた検討結果を示す。最後に、他の液状化予測法との比較結果を示す。

2. 技術基準の方法

2.1 予測法の概要

「まえがき」において説明されているように、現行の港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている液状化の予測方法（技術基準の方法）は²⁾、昭和45年に提案されたものである¹⁾。この方法による液状化の予測は以下のように行う。

- ① 地下水面付近で地下水面下の部分の土の粒径加積曲線を 図-1 の「液状化の可能性のある土の粒径分布」と比較する。粒径加積曲線の全体的傾向から均等係数の小さい土と判断される場合には 図-1 の「均等係数の小さい砂」に対する粒径分布と比較し、均等係数の大きい土と判断される場合には 図-1 の「均等係数の大きい砂」に対する粒径分布と比較する。(図のタイトルが「……砂」となっているが、これは液状化の可能性の高い土が砂であることからそのように書かれているのであって、土質工学における

分類の砂以外を対象としないという意味ではない)

- ② 比較の結果、検討の対象とする土の粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲外にあれば、その土は通常設計地震動として想定される程度の地震動では液状化しないと判断する。
- ③ 検討の対象とする土の粒径加積曲線が「液状化の可能性あり」の範囲内にあれば、図-2 により検討において想定する地震動の最大加速度（地表におけるもの）に対応する限界 N 値を求める。粒径加積曲線が 図-1 の「特に液状化の可能性あり(A)」の範囲に属するときは 図-2 の直線(A)を、また、図-1 の(B)に属するときは 図-2 の直線(B)を用いる。
- ④ 検討対象地盤の地下水面付近で地下水面下の部分の N 値を③で求めた限界 N 値と比較する。地盤の N 値が限界 N 値よりも大きければ、その地盤は想定した地震動のもとで液状化しないと判断する。地盤の N 値が限界 N 値よりも小さければ、その地盤は想定した地震動のもとで液状化すると判断する。

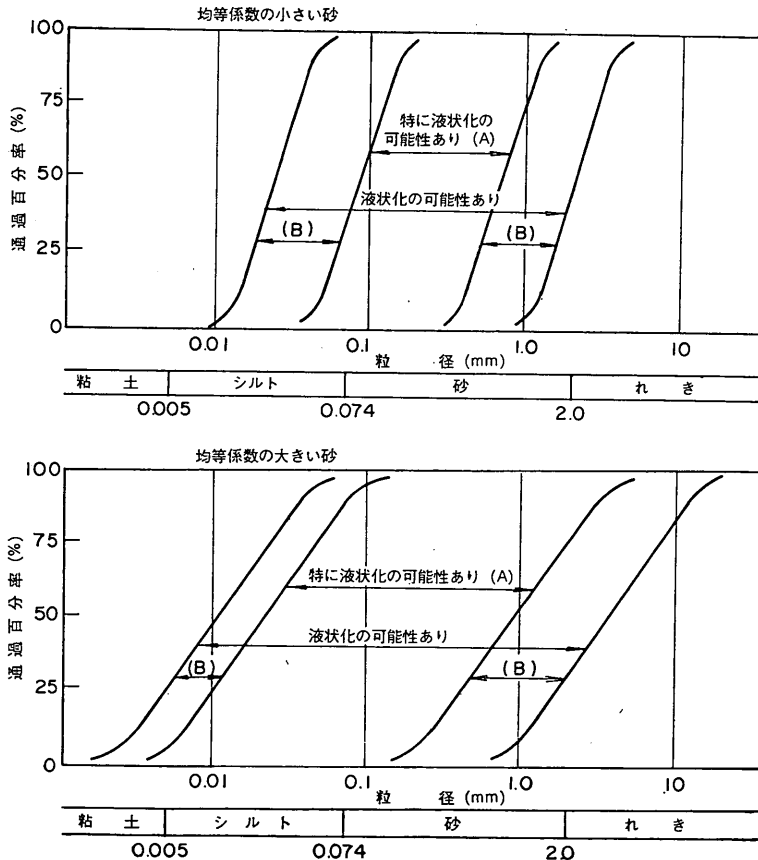


図-1 液状化の可能性のある土の粒径分布

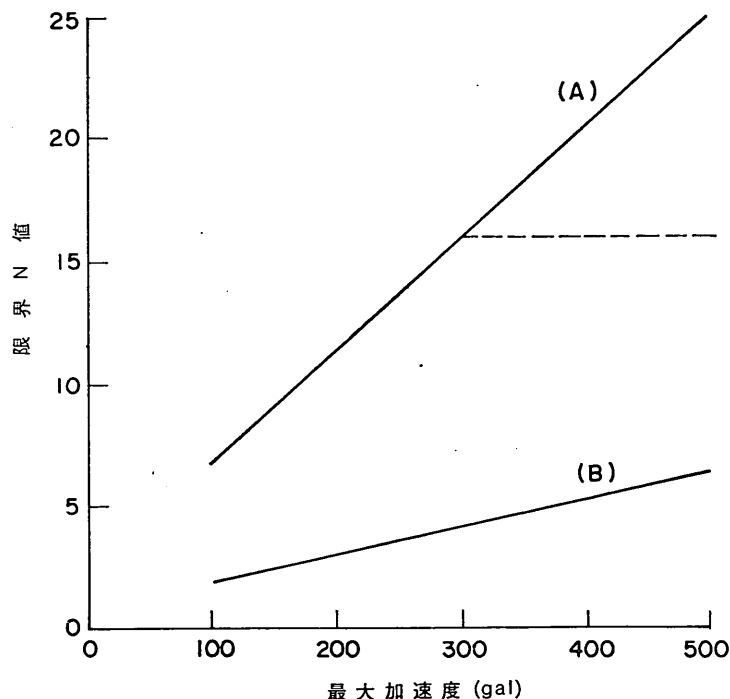


図-2 液状化に対する限界N値と地表最大加速度

⑤ 図-2の直線(A)を用いて限界N値を求める場合に、検討対象とされているN値が直線(A)で求まる限界N値より小さい場合であっても、N値が図中の点線で求まる限界N値よりも大きい場合には対象地盤が液状化しない可能性が考えられるので、より総合的な考察を行って液状化の有無を判断する。

この予測法の作成過程は次項において説明するが、それから明らかなように、次のことを前提としている。

- i) 地盤の砂質土部分はほぼ一律なN値を有するか、深さとともにN値が大きくなるものであること。したがって、地下水面よりも相当に深いところでその上方の砂質土よりも顕著にN値の小さい部分が現れるときは特別な考慮を必要とする。
- ii) この予測法の作成に当たっては新潟地震における液状化の事例を参考にしているので、地下水面の深さは新潟の場合と同じ程度であること。

この予測法が作成された時点では、作成に当たって参照できる事例や研究成果は極めて限られていた。また、液状化の検討も設計等の実務に取り入れられつつあった時期で、予測法に対する要請も今日ほど厳密なものではなかった。上記の予測法はこのような状況のもとで提案

されたものであり、個々の部分に厳密な定義は与えられていない。たとえば、粒径加積曲線を 図-1 と比較したときに二つ以上の範囲に重なった場合にどう判断するか、地下水面付近で地下水面下の部分の土とは具体的に地下水面下何mまでの部分とするか、などは予測を行う技術者の判断にまかされていた。

2.2 予測法の作成過程

前項において説明した予測法は以下の研究過程を経て作成されたものである。

- ① 振動台により各種の砂で作製した飽和砂層の振動実験を行い、振動実験の条件（剛壁による境界の存在、正弦波加振等）のもとで、液状化が発生する場合と発生しない場合の境界となる相対密度を振動台加速度と対応づけて求めた。（この相対密度を限界相対密度と呼ぶ。）
- ② 液状化の事例を調査した。
- ③ 液状化の事例と振動実験の結果より、地震動により液状化する可能性のある土の粒度の範囲を定めた。
- ④ 新潟地震による液状化の事例を参考に、①で求めた限界相対密度を変換し、実際の地震において地盤

が液状化しないために必要な最小の N 値を地震動の最大加速度と対応づけてもとめた。(この最小の N 値を限界 N 値と呼ぶ。)

⑤ ③で定めた粒度の範囲と④で求めた限界 N 値とを組み合わせて予測法とした。

ここで用いた限界相対密度及び限界 N 値は液状化に対するものであり、土のせん断時にダイラタンシーがゼロである場合の間隙比を意味する限界間隙比と対応するものではない。したがって、厳密には、「液状化に対する限界相対密度」「液状化に対する限界 N 値」のように書くべきであろうが、本報告では簡単のため「液状化に対する」を省略して書く。

この予測法作成の経過の詳細は文献 1) に報告されている。この文献は実務者に対する研究成果の普及という意図もあったため、「液状化の可能性のある土の粒径分布」を設定する際に参照した事例や限界 N 値と大地震動を経験した地盤の N 値との比較は文献 1) に含まれていなかった。これらは「港湾・海岸施設耐震性調査手法について」において明らかにされている⁶⁾。

2.3 提案以後の液状化事例との比較

先に説明したように技術基準の方法の原理は昭和45年

に提案されており、1968年十勝沖地震までの液状化事例を参考にしている。提案後、1973年根室半島沖地震、1978年宮城県沖地震、昭和58年(1983年)日本海中部地震などの大地震があった。これらの地震により、液状化事例および強い地震動を受けたが液状化しなかった事例の集積が進んだ。新潟地震、1968年十勝地震の事例とその後集積された事例を総合して技術基準の方法による予測結果と比較したものが図-3, 4 である。両図は横軸に地表の最大加速度を、縦軸に地下水面からその下3mの範囲の地盤の N 値をとって事例をプロットしたものである。液状化の有無はプロットの記号で示した。また(A)による限界 N 値も示した。

図-3 では対象とする地盤の範囲の N 値が大きく変化するものについては、機械的に最大 N 値と最小 N 値をとって N 値の範囲を示している。図-4 は対象とする地盤の範囲の N 値のうち比較に適切でないと思われるものを除いてプロットしたものである。除かれた N 値は、たとえば、極く薄く N 値が顕著に小さい部分あるいは大きい部分があり、それをもって地盤を代表させるのは適切でないと判断されたものである。

図-4 によれば、地盤の N 値が限界 N 値より小さいの

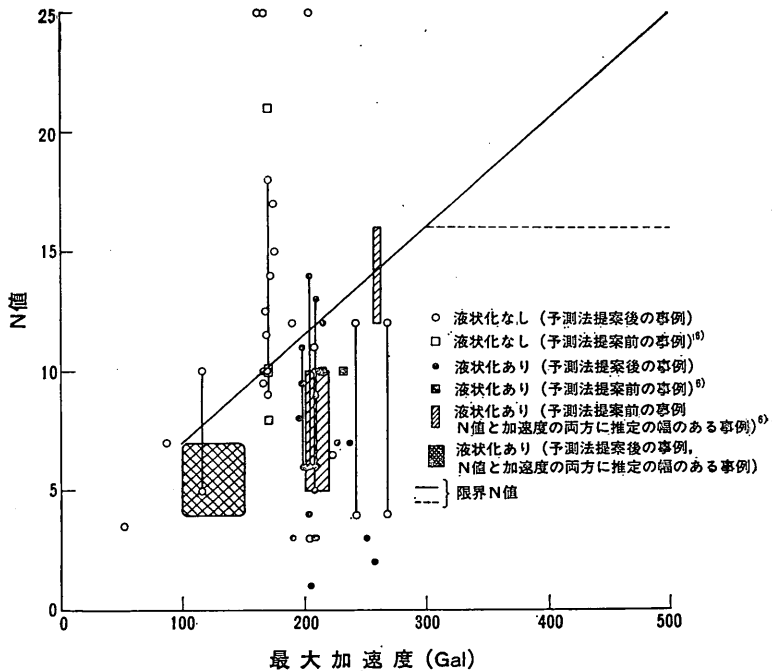


図-3 液状化・非液状化事例と限界 N 値の比較

(N 値は最大と最小の範囲を示したもの)

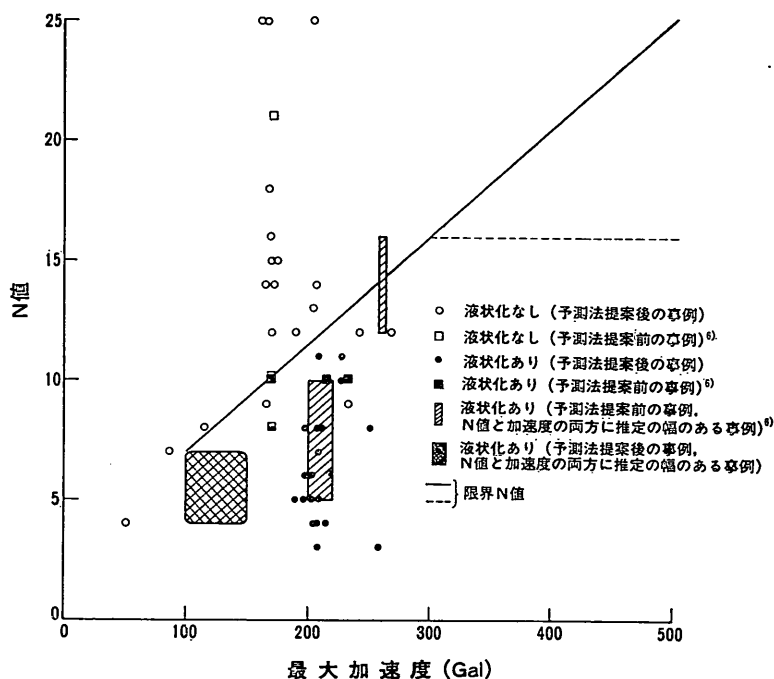


図-4 液状化・非液状化事例と限界N値の比較
(不適切と判断されるN値を除いたもの)

に液状化しなかった事例も見られるが、技術基準の方法における限界N値はこれまでの液状化の事例に対し著しい矛盾を示すものではないと判断される。

3. 技術基準の方法の拡張と補足

3.1 技術基準の方法において拡充を要する諸点

技術基準の方法を、現時点において批判的に眺めた場合、同方法には拡充を要する点がいくつか見られる。これらの諸点を示すことが本節の目的である。ただし、本報告で以後において用いる用語について若干の説明が必要であると思われるものがあるので、まず、これについて説明したい。ここで言う説明が必要な用語とは、「土層」という用語である。一般に、地盤をいくつかの土層に分けて考える場合、土の種類や密度がほぼ一様であると見なせる深さ方向の範囲に含まれる地盤を一つの土層と考えることが多い。しかし、本報告では、後に示すように、土の種類や密度とともに有効上載圧力を考慮する必要がある。このためには、土の種類や密度とともに、有効上載圧力もほぼ一様と見なせる程度に地盤を細分化して考えると便利である。そこで、本報告においては、このような細分化により得られる土層、すなわち土の種

類や密度に加えて有効上載圧力もほぼ一定と見なせる深さ方向範囲に含まれる地盤のことを、「土層」と呼ぶこととする。

さて、本節のはじめに示した本節の目的に論旨をもどし、技術基準の方法において拡充を要する諸点を示せば以下のとおりである。

① 液状化する深さ方向の範囲の予測機能

技術基準の方法は、液状化する深さ方向の範囲を明確に示すことができない。このことは、前章に示した内容から理解されるが、その内容を明示すれば以下のとおりである。技術基準の方法は地下水面付近の土層のN値を用いて検討対象地盤全体の液状化の予測を行う。ここに、検討対象地盤はほぼ一様な密度の地盤であると考えている。一般に、一様な密度の地盤であれば、液状化が初めに発生するのは地下水面付近の土層においてである。同土層が液状化した後は、下方の土層へと順次液状化の範囲が広がっていく。このことは、振動台を用いた砂層振動実験により確認されている。したがって、地下水面付近の土層の液状化の有無を予測することにより、検討対象地盤全体の液状化の有無の予測が行えること

となる。しかし、液状化の範囲が下方へ広がっていく速度や地震動の継続時間等が与えられていないので、液状化する深さ方向の範囲を明確に示すことはできない。また、検討対象地盤として、一様な密度でない地盤を考える場合の予測方法も明確ではない。

深さ方向の液状化範囲が明確でないと、1.で述べたように、液状化対策範囲を定めることが困難となる。したがって、技術基準の方法には、液状化する深さ方向の範囲の予測機能を付加する必要がある。

② 100 Gal 未満の地震動加速度に対する予測機能

技術基準の方法では、図-2 より明らかなように、100 Gal 未満の地震動加速度に対する限界 N 値が示されていない。このことは、日本においては、通常、大きな障害とはならないと思われる。日本においては、その地震活動度から見て、100 Gal 以上の地震動を想定するケースが多いと思われるからである。しかし、一般的に日本以外の地域も含めて考えれば、地震活動度の低い地域においては、100 Gal 未満の地震動を想定するケースもあると考えられる。したがって、100 Gal 未満の地震動加速度に対しても限界 N 値を提示することが望ましいと考えられる。

③ 300 Gal 以上の地震動加速度に対する予測方法

技術基準の方法では、粒度範囲 A の土については、300 Gal 以上の地震動加速度に対する予測方法が必ずしも明確ではない。このことは、前章に示した内容から理解されるが、その内容を明示すれば以下のとおりである。技術基準の方法では、限界 N 値を直線により図示している。この直線は、土の粒度に応じて、二本示されている。いずれの直線も 100 Gal から 500 Gal までの地震動加速度に対して示されている。したがって、100 Gal 未満の場合と異なり、300 Gal 以上 (500 Gal 未満) の地震動加速度に対しては限界 N 値を用いた予測は可能である。しかし、粒度範囲 A の土に対しては、図-2 に示されるように、300 Gal 以上の地震動加速度に対し、上記の実線の直線で表示した限界 N 値とともに、破線で表示した限界 N 値が示されている。この破線で表示した限界 N 値は、予測において次のように考慮することとなっている。すなわち、対象とする地盤の N 値が破線により示される限界 N 値よりも大きければ、実線の直線で示される限界 N 値より小さくても、「液状化の可能性が小さいと判断してもよいことが多いと思われる。」としている。以上が、技術

基準の方法では、粒度範囲 A の土については、300 Gal 以上の地震動加速度に対する予測方法が明確でないことの内容である。

このような不明確さは、液状化の予測技術の完成度が低いために生ずるのではなく、液状化現象そのものが複雑であるために生じていると考えられる。この点については、後に詳述する。しかし、実務上の観点からは、実線で示される限界 N 値を用いるか、破線で示される限界 N 値を用いるか、いずれかが標準的と考えられるかについては、明確化することが望ましい。特に、1.に述べたように、本研究は、実務に用いるための予測法を作成することを念頭においているので、この点を明確化することが望ましいと考えられる。

④ 細粒分の影響

技術基準の方法では、土の粒度を考慮してはいるが、細粒分の影響については考慮していない。ここに、細粒分とは、粒径が 74μ 以下の成分のことを言う。技術基準の方法が提案された当時においては、土の粒度や塑性指数等が液状化のしやすさと関係があることは定性的には理解されていた。しかし、それらを定量的に表現し、予測法に組み込まれるためには、液状化に関する技術情報が不足しており、止むを得ず技術基準の方法に示されるような、今日から見れば、やや単純化された形にまとめた。

しかし、近年になり、細粒分の影響を定量的に示す研究等がいくつか発表されるようになってきた。この点については後述する。このことから、現在では、これらの研究成果を生かす形で、技術基準の方法に取り込むことが適当であると考えられる。

⑤ 液状化予測結果に与える N 値のばらつき等の影響

技術基準の方法では、地盤の N 値を用いて液状化の予測を行う。 N 値は、理想的には、標準貫入試験において、地盤に一定の打撃エネルギーを加えることにより計測される。実際には、地盤に有効に加えらるる打撃エネルギーは一定ではない。(例えば、文献 38) の図-2、図-3 参照) したがって、実際に得られた N 値を、理想的に得られる N 値とみなすことは一般的にはできない。

技術基準の方法を用いて液状化予測を行う場合には、一般には、上記の例に代表されるようないくつかの不確定要素を考慮する必要がある。しかし、対象とする地盤の N 値が限界 N 値と比べて十分に大きいか十分に小さい場合には、このような不確定要素によって液状化の予測結果が変化することはない。

したがって、このような場合には不確定要素を考慮する必要はないと考えられる。

これらの事項を液状化予測結果の信頼性という観点から表現すれば次のとおりとなる。一般に、技術基準の方法を機械的に用いて液状化予測を行った場合、もし、対象とする地盤の N 値が限界 N 値と比べて十分に大きいか十分に小さければ、その予測結果の信頼度は高い。逆に、対象とする地盤の N 値が限界 N 値に近い場合には、その予測結果の信頼度は低い。

この場合の限界 N 値に近い範囲とは、一般にはどの範囲を言うかについては、技術基準の方法には示されていない。しかし、実務において液状化予測を行う上においては、この範囲が明示されることが望ましい。この範囲が明示されれば、必要に応じて、標準貫入試験よりもさらに高精度の調査試験を行う等の対応をとるべき場合が明らかになるからである。

以上、技術基準の方法においては拡充を要する点が多くつかあることが示された。それでは、これらの諸点以外には拡充を要する重要な点はないと言えるであろうか。この疑問に答えるため、上記の諸点を、技術基準の方法の基本構成に従って整理しなおすこととした。

まず、技術基準の方法では、対象とする土の粒度を用いて液状化の可能性を検討する。液状化の可能性の程度としては、液状化する可能性がない、液状化する可能性がある、特に液状化する可能性がある、の3段階を考えている。液状化の可能性の程度をこのように3段階としたのは、技術基準の方法が提案された当時に入手可能な液状化関連情報の量に限りがあり、このように限られた情報量と釣合をとるためには液状化予測法を単純化する必要があったからである。これに対し、物理現象としては、液状化の可能性の程度は土の粒度に対し連続的に対応していると考えられる。このような粒度の影響に関し、現在までのところ、比較的研究が進んできたのは、④に示した点である。粒度を用いて検討を行った後、技術基準の方法では、限界 N 値を用いて液状化の予測を行う。限界 N 値に関し、現在のところ検討することが望ましいと考えられるものは、②、③、⑤に示した諸点である。最後に、技術基準の方法では、予測の対象としては明確にされていない点がある。これが、①に示した点である。拡充を要する点を以上のように整理してみると、①～⑤に示した諸点についての拡充をすべて行えば、技術基準の方法は、現時点において、工学的にはほぼ満足すべき機能を持つ液状化予測法となり得ることが理

解される。また、以上に示したことから、現在技術基準の方法に拡充を要する点は、大まかには、二つに分類できることが理解される。まず、①に示した点は、技術基準の方法には現在のところ備わっていない機能に関するものである。したがって、技術基準の方法にこのような新たな機能を付加することは、同方法の機能を拡張することに相当すると考えられる。他方、②～⑤に示した諸点は、いずれも粒度または限界 N 値に関する事項である。しかし、粒度と限界 N 値に関する事項は、基本的には、既に技術基準の方法に組み込まれている。したがって、②～⑤に示した諸点について検討を行うことは、技術基準の方法に既に組み込まれている要素について、新しい情報を補足することに相当すると考えられる。そこで、本章では、まず、3.2において、①に示した点、すなわち、技術基準の方法の拡張、についての検討過程を示す。次に、3.3において、②～⑤に示した諸点、すなわち、技術基準の方法の補足、についての検討過程を示す。最後に、3.4において、これらの検討の結果得た粒度と N 値による液状化予測法を提示する。

3.2 技術基準の方法の拡張

本節では、技術基準の方法に、液状化する深さ方向の範囲の予測機能を付加するための方法について検討する。このような機能を付加するための方法としては、いくつかの方法が考えられる。しかし、現時点において、最も簡便に作成することができると思われる方法は、以下に示す考え方に基づく方法である。

3.1において触れたように、技術基準の方法は、地下水面付近の土層の液状化の有無を予測することにより、検討対象地盤全体の液状化の有無の予測を行う。その際的前提条件として対象地盤の密度がほぼ一様であることが想定されている。もし、対象地盤の密度が一様でなければ、地盤全体の液状化の有無は予測できない。しかし、この場合でも、技術基準の方法の導かれた過程から考えて、地下水面付近の土層の液状化の予測は可能である。このように考えれば、技術基準の方法が予測の直接の対象として考慮しているのは地下水面付近の土層のみであると言える。したがって、地下水面付近の土層よりも下方に位置する土層についても、技術基準の方法と同様な方法を適用することができれば、深さ方向に分布する各土層ごとの予測が可能となると考えられる。

それでは、技術基準の方法と同様な方法とはどのような方法であろうか。技術基準の方法では、地表における地震動の最大加速度の大きさに対して限界 N 値を示し、これを地下水面付近の土層の N 値と比較することにより液状化予測を行っている。したがって、地下水面付近の

土層よりも下方に位置する土層については、技術基準の方法で用いている地震動加速度及び N 値の持つ意味を再検討し、このような土層に対して用いるべき地震動加速度及び N 値またはそれらに等価な値を明らかにする必要がある。先に述べた技術基準の方法と同様な方法とは、このような等価な値を用いて技術基準の方法に従って予測する方法であると言える。

まず、技術基準の方法で用いている N 値の意味について検討を行う。

(1) 等価 N 値

a) N 値に影響する要因

一般に、液状化の予測の対象となる土層は、水で飽和された土層である。技術基準の方法では、このような土層の粒度を調べ、液状化の可能性があれば、その土層の N 値を用いて液状化の予測を行う。

一般に、水で飽和された土層の N 値に影響すると思われる要因は、次のとおりである。

- ① 相対密度
- ② 有効上載圧力
- ③ 土の種類
- ④ 試験方法、試験装置、ロッド長
- ⑤ 各打撃ごとに地盤に有効に加えられる打撃エネルギーのうち上記①～④以外の不確定要因によるもの

技術基準の方法が導かれた過程を、上記の要因との関係に注目しながらまとめ直せば、以下のとおりとなる。まず、振動台による砂層振動試験により、限界相対密度と振動台加速度の関係を、各種の砂について求める。次に、新潟地震による万代島の液状化事例を参考に、万代島砂の限界相対密度を限界 N 値に対応づける。この段階で要因①が考慮されている。他の砂については、液状化事例が得られていないため、 N 値が上記の要因③に依存することを考慮し、限界相対密度と限界 N 値の関係については、結論を保留している。他方、先の万代島の液状化事例を参考にすると、地下水面付近の土層に注目することにより、おおまかには要因②を規定している。要因④及び⑤については、技術基準の方法を導く過程においては、明確な形では言及されていないが、予測を行う技術者の総合的判断により補正されることを暗黙の前提としていると考えられる。

以上のことから理解されるように、技術基準の方法を導く過程では、要因①～⑤のすべてが何らかの形で考慮されている。また、要因②が、地下水面付近の土層という条件により規定されていることから次のことが導かれる。すなわち、技術基準の方法で用いている N 値は、地下水面付近の土層の有効上載圧力に対応する N 値であ

る。これに対し、地下水面付近の土層より下方に位置する土層の N 値は、地下水面付近の土層の有効上載圧力とは異なった有効上載圧力に対応する N 値である。したがって、地下水面付近の土層より下方に位置する土層の N 値については、地下水面付近の土層との有効上載圧力に関する相違を補正すれば、技術基準の方法の N 値と等価な N 値が求められる。既に示したように N 値に影響する要因には、有効上載圧力以外にもいくつかあるが、これらの要因については、既に示したように、技術基準の方法において考慮済みであり、土層の位置が異なるために新たな考慮が必要となるものではない。

そこで本項では、以後において、技術基準の方法の N 値と等価な N 値を任意の深さの土層について求めるための方法を見出すこととする。このためには、第一に、技術基準の方法で予測の直接の対象としている地下水面付近の土層の有効上載圧力の値を明らかにすること、第二に、 N 値と有効上載圧力の関係を明らかにすること、が必要である。

b) 技術基準の方法が対象とする土層の有効上載圧力
技術基準の方法では、既に述べたとおり、地下水面付近の土層の N 値をもって液状化予測をすることとしており²⁾、しかも、地下水位が地表面下1 m～3 mにある場合を対象としている。しかし、地下水面付近の土層の単一の N 値のみを用いて予測を行うのか、また、地下水面付近とは厳密にはどの深さを示すのかについては、技術基準の方法では明示されていない。実務における同方法の適用事例を見ると、地下水面付近の土層について深さ方向にある幅を設け、その範囲の N 値をもとに総合的判断を下している場合が多いようである。技術基準の方法の根拠とされた1964年の新潟地震の事例や、その後の液状化事例⁷⁾等から判断して、ここでは、技術基準の方法において限界 N 値と比較されるべき N 値は、標準的には、地下水位が2 mの深さにある地盤で、地下水面下3 m、すなわち地表からの深さ5 mの位置の地盤の N 値であると考えたこととした。この位置の地盤に加わる有効上載圧力は、 0.66 kgf/cm^2 である。ただし、これは、地下水面より上の土の単位体積重量を 1.8 tf/m^3 、地下水面より下の土の単位体積重量を 2.0 tf/m^3 として求めたものである。

以上の検討により、技術基準の方法における限界 N 値は、およそ有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 に対する N 値と解釈される。したがって、任意の有効上載圧力、換言すれば、任意の深さにおける N 値を、有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 に対する N 値に補正することにより、技術基準の方法で用いている限界 N 値と比較して液状化の可能

粒度とN値による新しい液状化予測法

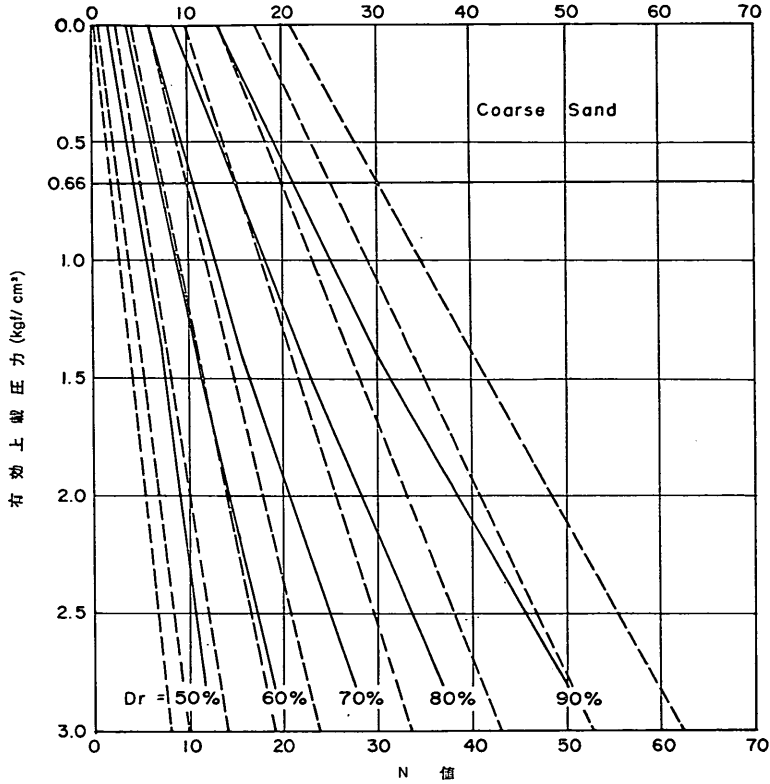


図-5 Coarse Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Gibbs ら (1957) による。)⁹⁾

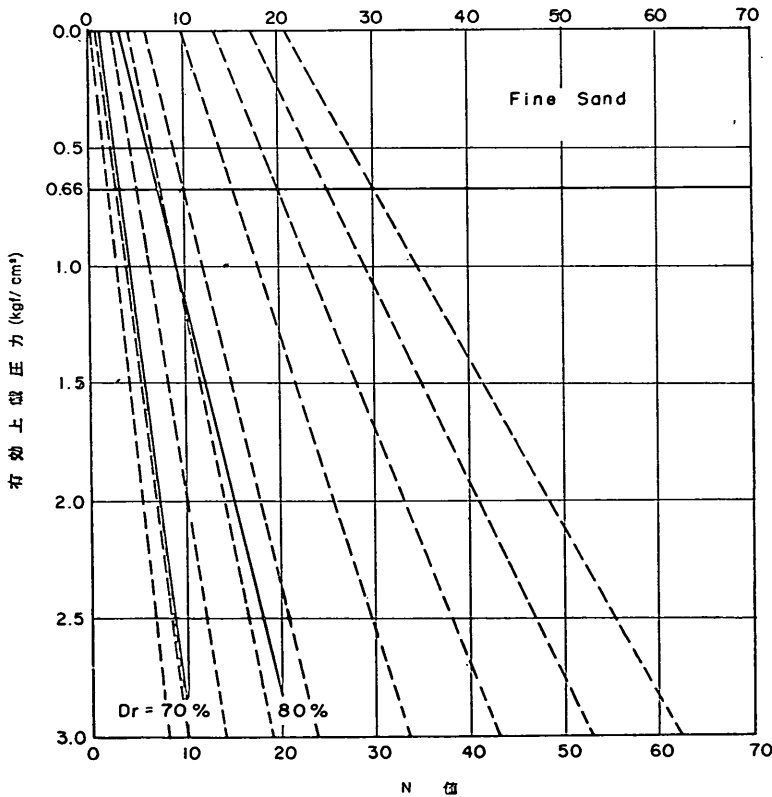


図-6 Fine Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Gibbs ら (1957) による。)⁹⁾

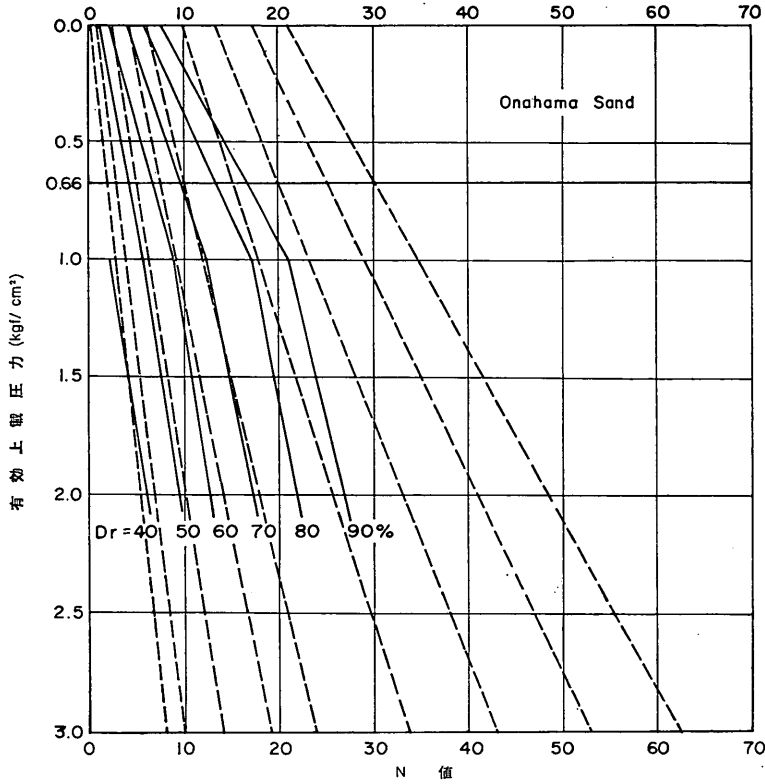


図-7 小名浜砂のN値と有効上載圧力の関係 (柳瀬による。)⁹⁾

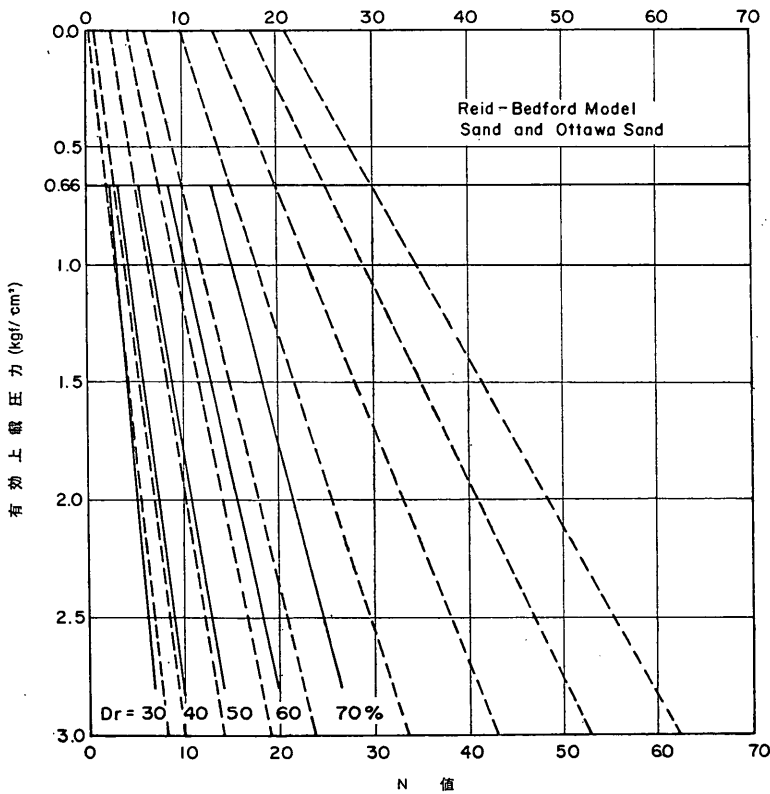


図-8 Reid-Bedford Model Sand と Ottawa Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Marcuson ら (1977) による。)¹⁰⁾

粒度とN値による新しい液状化予測法

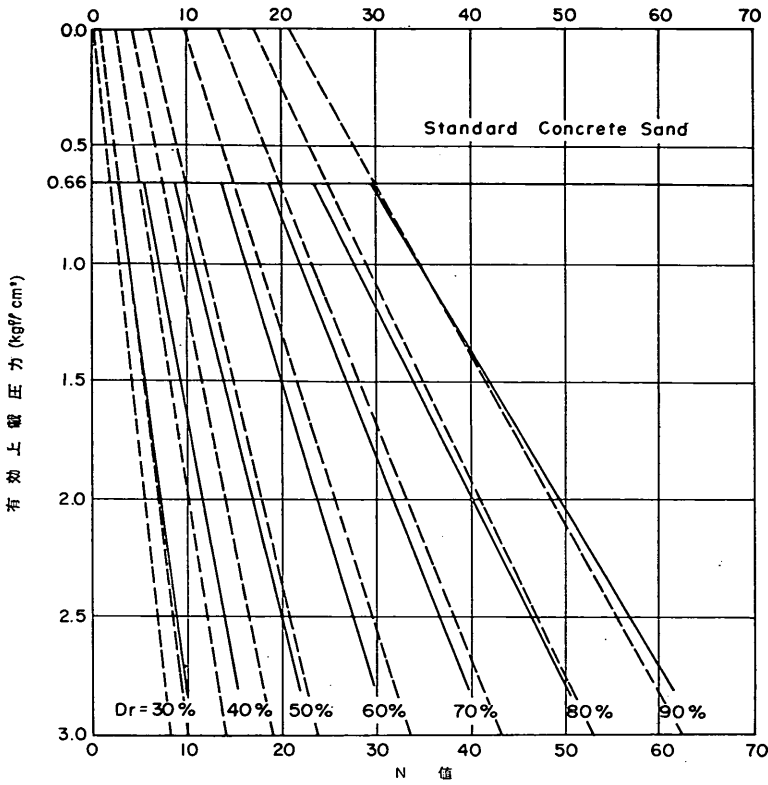


図-9 Standard Concrete Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Marcuson ら (1977) による。)¹¹⁾

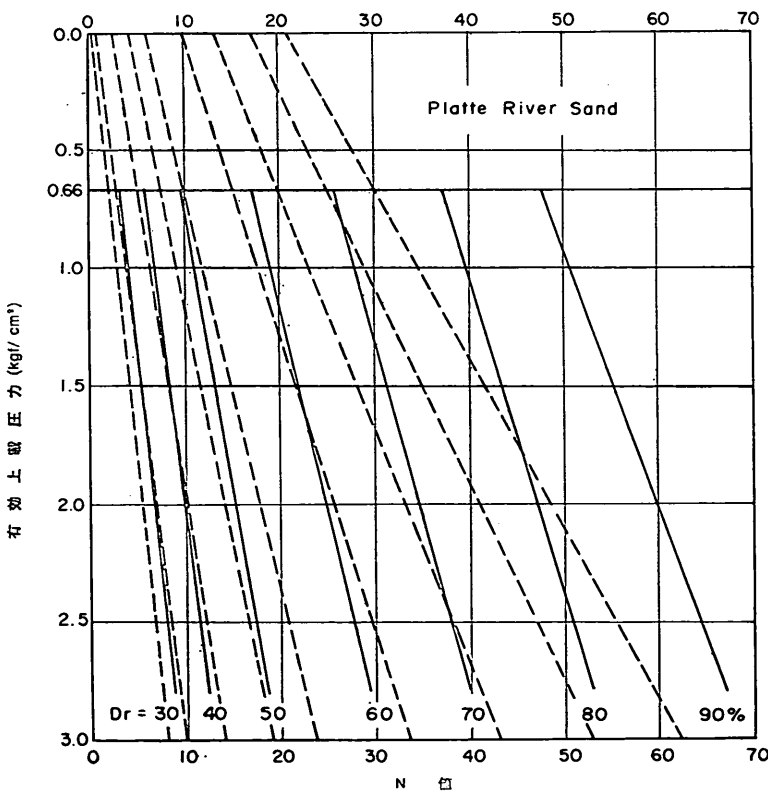


図-10 Platte River Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Marcuson ら (1977) による。)¹¹⁾

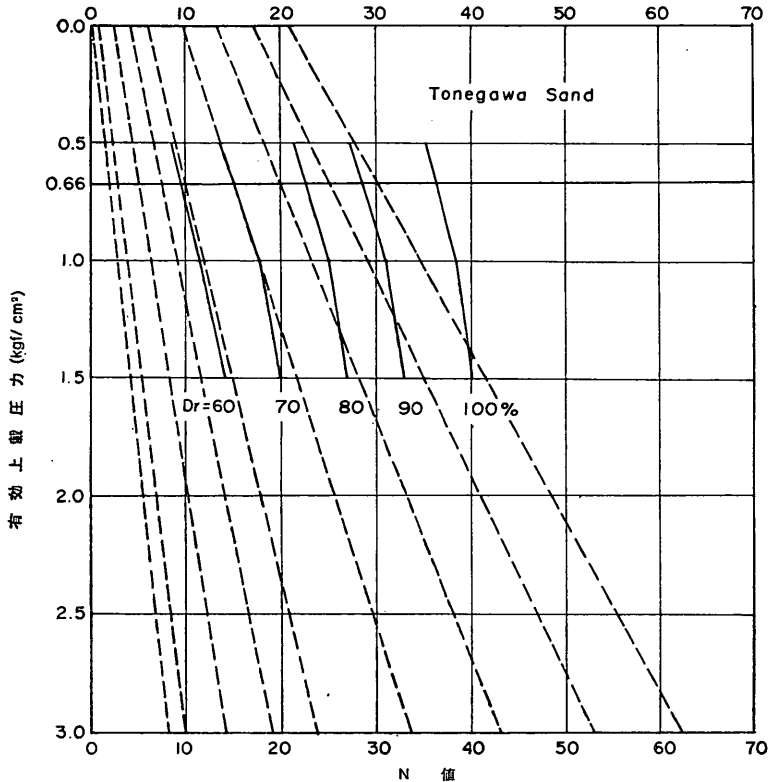


図-11 利根川砂の N 値と有効上載圧力の関係(吉田ら(1983)による。)¹²⁾

表-1 実験に用いた砂の最大・最小単位体積重量^{8)~12)}

砂の種類	γ_{dmax} (tf/m^3)	γ_{dmin} (tf/m^3)	粒子比重
Coarse Sand	1.985	1.490	—
Fine Sand	1.992	1.185	—
小名浜砂	1.581	1.339	2.673
Reid-Bedford Model Sand	1.716	1.421	—
Ottawa Sand	1.748	1.490	—
Standard Concrete Sand	1.931	1.660	—
Platte River Sand	1.964	1.646	—
利根川砂	1.658	1.270	2.701

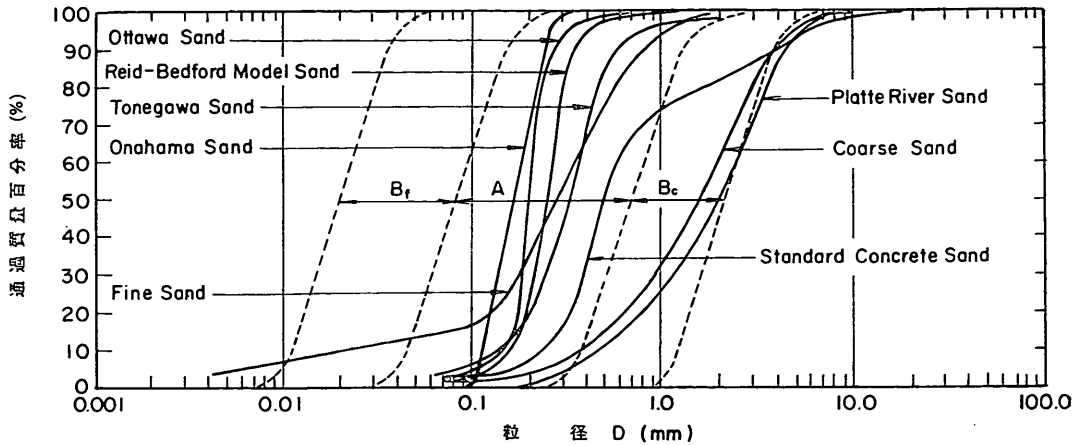
性を評価できるようになる。以後において、有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 に対する N 値に補正した値を等価 N 値と呼び、場合により $(N)_{0.66}$ と表示する。

c) N 値と有効上載圧力の関係

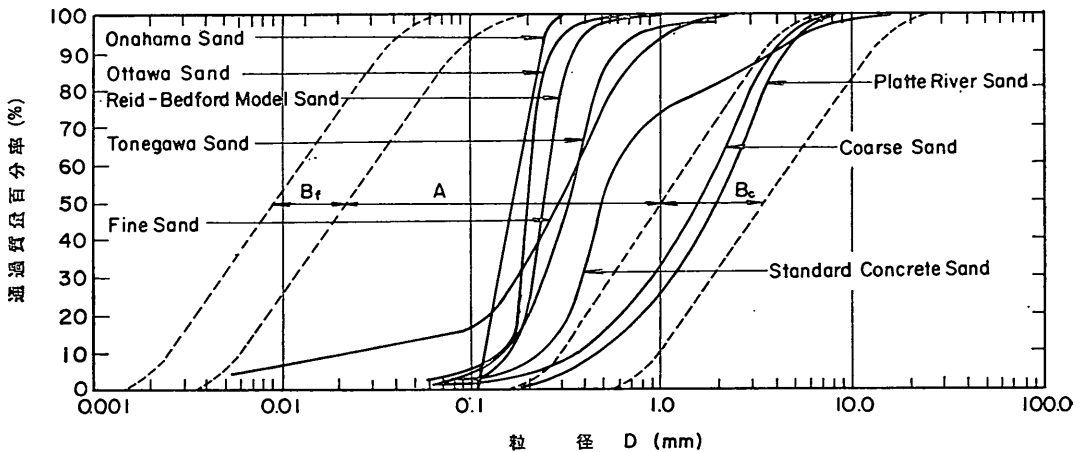
任意の有効上載圧力の下での N 値を補正して等価 N 値を求める方法を定めるため、飽和した砂の N 値と有効上載圧力の関係についての既往の研究成果を調べた結果が図-5~11の実線である^{8)~12)}。(なお、各図に示した破線

については追って説明する。)それぞれの試験結果を得た砂の粒度は図-12に、また、最大・最小単位体積重量は表-1に示されている。

図-5~11は砂の種類ごとに相対密度、有効上載圧力、 N 値の相互関係を示したものである。我が国における実務においては、標準的には N 値50以上の値を用いないが、既往の研究においては、 N 値50以上の値が示されているものがあることから、図-5~11においては、 N



(a) 均等係数の小さい砂の粒度範囲との比較



(b) 均等係数の大きい砂の粒度範囲との比較

図-12 実験に用いた砂の粒度^{(8)~(12)}

値 50 以上の範囲も示した。この状態では、砂の種類が異なる場合の比較が容易でないので、各試験結果のうち、相対密度 70% の結果を 1 枚にまとめたものが図-13 である。この図から、種々の砂について共通する単一の「相対密度、有効上載圧力、 N 値の関係」を求めることは困難と判断される。この点については、既に a) において述べたとおり、すべての砂について「有効上載圧力と相対密度が同一であれば N 値も同一となる」という考え方は採らない。しかし、有効上載圧力の影響は補正して等価 N 値を求めようとしている。

先に示した図-5~11 の試験結果から、数種の砂を選んでまとめて示したものが図-14 である。この図には相対密度の異なる砂に対する結果もまとめて示してある。

この図について考察する前に、ここに示した砂の選定理由を説明しておく。

ここで作成しようとしている等価 N 値を求める方法は、液状化の予測に用いられるものである。したがって、液状化の予測が必要となる土について最も適合性の良い等価 N 値の求め方が必要とされている。極端な言い方をすれば、技術基準の方法の粒度による検討で液状化の可能性が否定され N 値による検討が必要とならない粘土や礫については、等価 N 値を求める必要性はないのであるから、これらの種類の土に対する適合性は無視して等価 N 値を求める方法を作成してよいこととなる。

次に、どのような砂を選んで図-14 に示したかを説明する。図-12 に各砂の粒度を示してある。この図には、

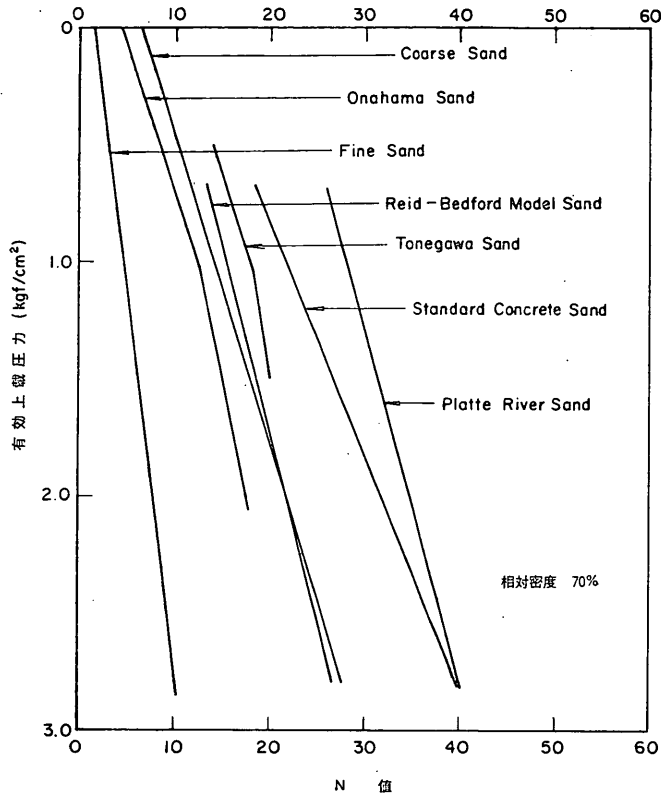


図-13 相対密度70%の場合のN値と有効上載圧力の関係

技術基準の方法による液状化の可能性がある土の粒度の範囲が記入されている。これを参考に以下の砂を選んだ。

- Fine Sand⁸⁾ (図-6)
- Onahama Sand⁹⁾ (図-7)
- Reid-Bedford Model Sand and Ottawa Sand¹⁰⁾ (図-8)
- Standard Concrete Sand¹¹⁾ (図-9)
- Tonegawa Sand¹²⁾ (図-11)

図-14 を眺めると、以下の傾向が認められる。

- ① 有効上載圧力とN値の関係はいずれもほぼ直線により表される。
- ② 有効上載圧力が 0.66 kgf/cm² の場合のN値 (以後において N_0 と書く。) が大きいものほど、直線の勾配が大きい。ここに、直線の勾配とは、有効上載圧力に対するN値の勾配とする。

N_0 と直線の勾配の関係をさらに詳しく検討するため、直線の勾配を N_0 で割った値 a と N_0 の関係を調べた

ものが図-15 である。等価N値 (N)_{0.66} を求めるための式は、既示した等価N値の定義から考えて、少なくとも、 $N_0 = (N)_{0.66}$ を満たすことが必要である。図-15 には、この条件が満たされると考え、 N_0 の代わりに (N)_{0.66} を用いて表示した。また、以後においても、この条件が満たされると考える。図-15 に示される傾向を反映できる経験式として、次式が得られる。

$$a = 0.399 + 1.828 / (N)_{0.66} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、パラメタ a の意味を定式化すれば、各直線が $\sigma'_{v0} = 0.66 \text{ kgf/cm}^2$ のときに $N = (N)_{0.66}$ という条件を満たさなければならないので、次式のとおりとなる。

$$\frac{N}{(N)_{0.66}} = a(\sigma'_{v0} - 0.66) + 1 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 σ'_{v0} : 有効上載圧力 (kgf/cm²)
式(1)及び(2)より、前記①、②の傾向を反映できる経験式として、次式が導かれる。

粒度とN値による新しい液状化予測法

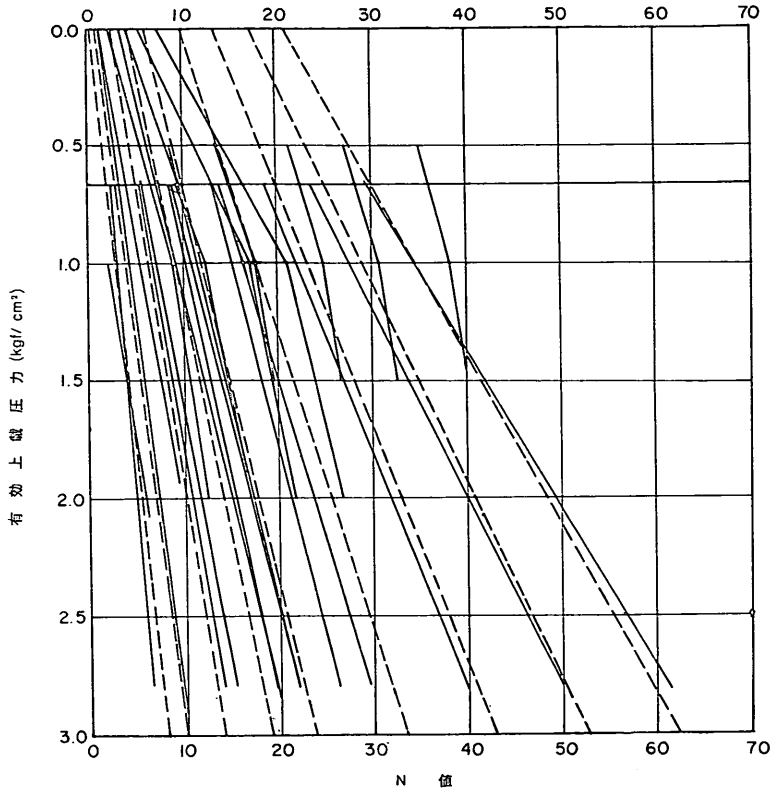


図-14 粒度範囲Aの砂のN値と有効上載圧力の関係

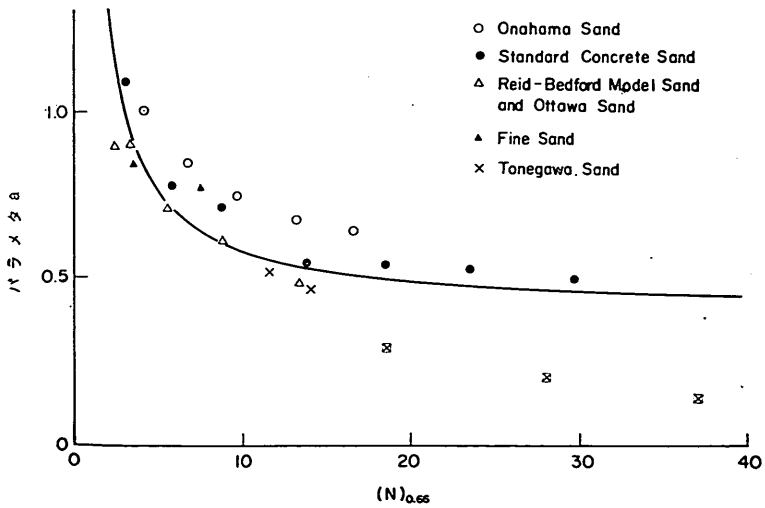


図-15 パラメタ a と $(N)_{0.65}$ の関係

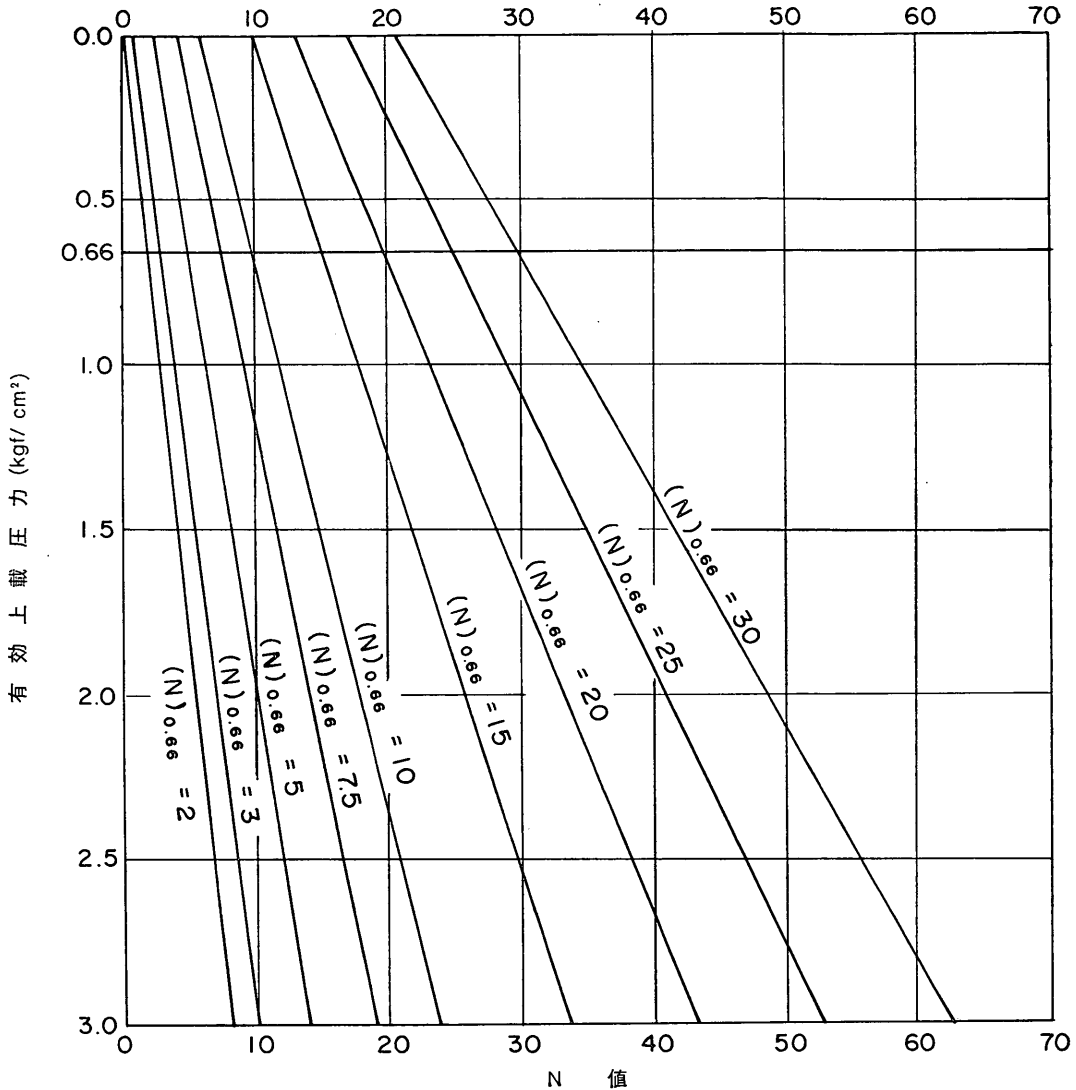


図-16 等価N値を算定するためのN値と有効上載圧力の関係

$$(N)_{0.66} = \frac{N - 1.828(\sigma'_{v0} - 0.66)}{0.399(\sigma'_{v0} - 0.66) + 1} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 σ'_{v0} の単位は、先に記したとおり、 kgf/cm^2 である。また、同式の適用範囲は、 $2 \leq (N)_{0.66} \leq 40$ 、 $0 \leq \sigma'_{v0} \leq 3 \text{ kgf/cm}^2$ である。以上により、等価N値を求めるための式が求められたことになる。同式により表されるN値と有効上載圧力の関係は、図-16に示すとおりである。また、個々の砂のN値と有効上載圧力の関係と、式(3)により表される関係の比較を容易にするために、図-16に示す関係を、図-5~11及び14において、破線により示した。

式(3)の適用範囲は、既に述べたとおり、 $0 \leq \sigma'_{v0} \leq 3 \text{ kgf/cm}^2$ である。これを深さに換算すれば、おおむね深さ20m以浅である。多くの場合は、この程度の深さまでの液状化予測により所要の検討が満足されるものと思われるが、場合により、これよりさらに深い地盤の液状化予測を行うこともあろう。この場合には、式(3)の適用範囲を越えることになる。 $\sigma'_{v0} > 3 \text{ kgf/cm}^2$ については、現在のところ入手可能な試験結果の数は少ない。したがって、この範囲について、かりに式(3)と同様の経験式を導いたとしても、それは、式(3)よりは信頼性が落ちることは考慮すべきである。図-17及び図-18がその試験結果である。これらの図には、比較のため、式

粒度とN値による新しい液状化予測法

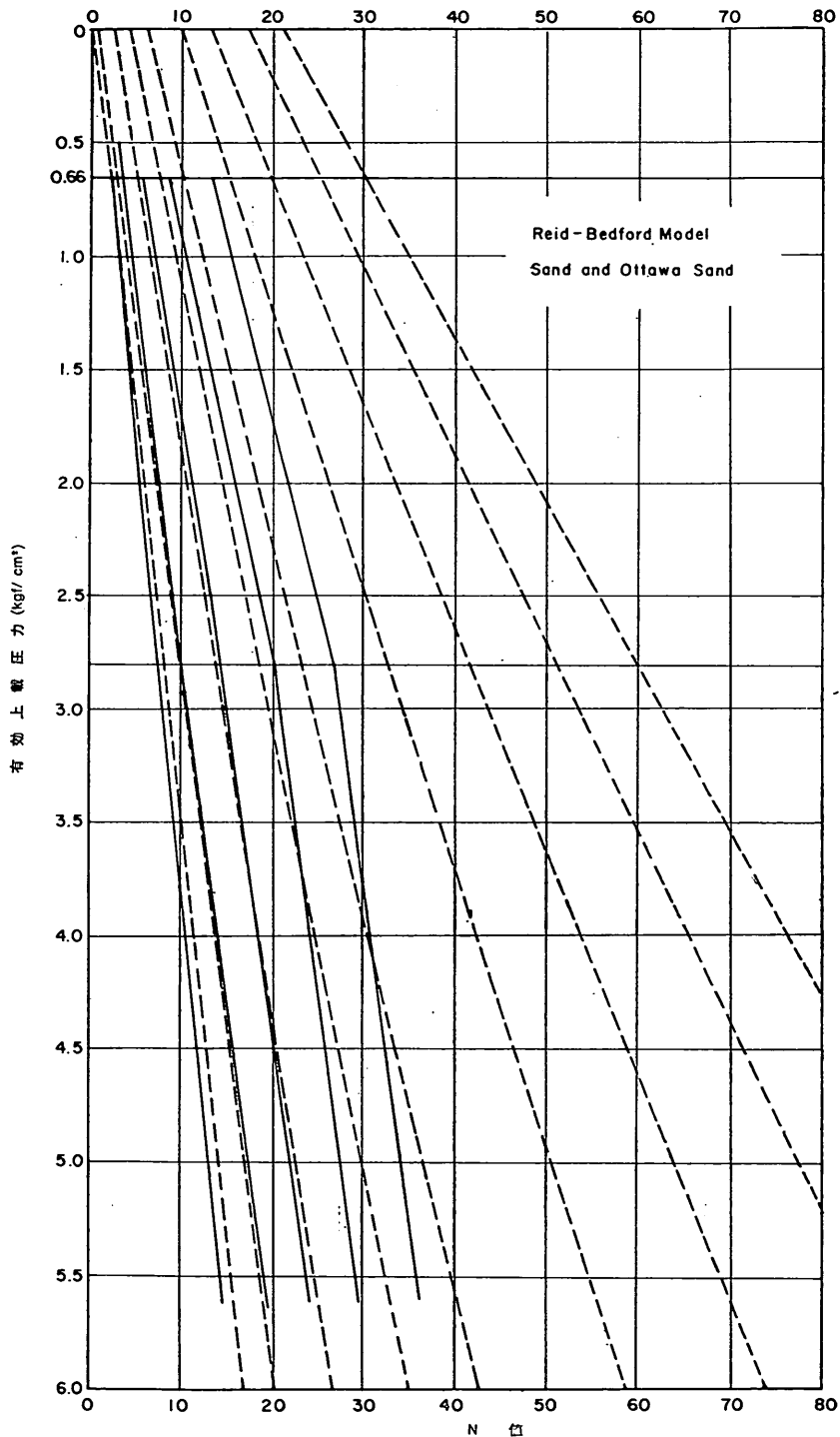


図-17 Reid-Bedford Model Sand と Ottawa Sand のN値と有効上載圧力の関係 (Marcuson ら (1977) による。)¹⁰⁾

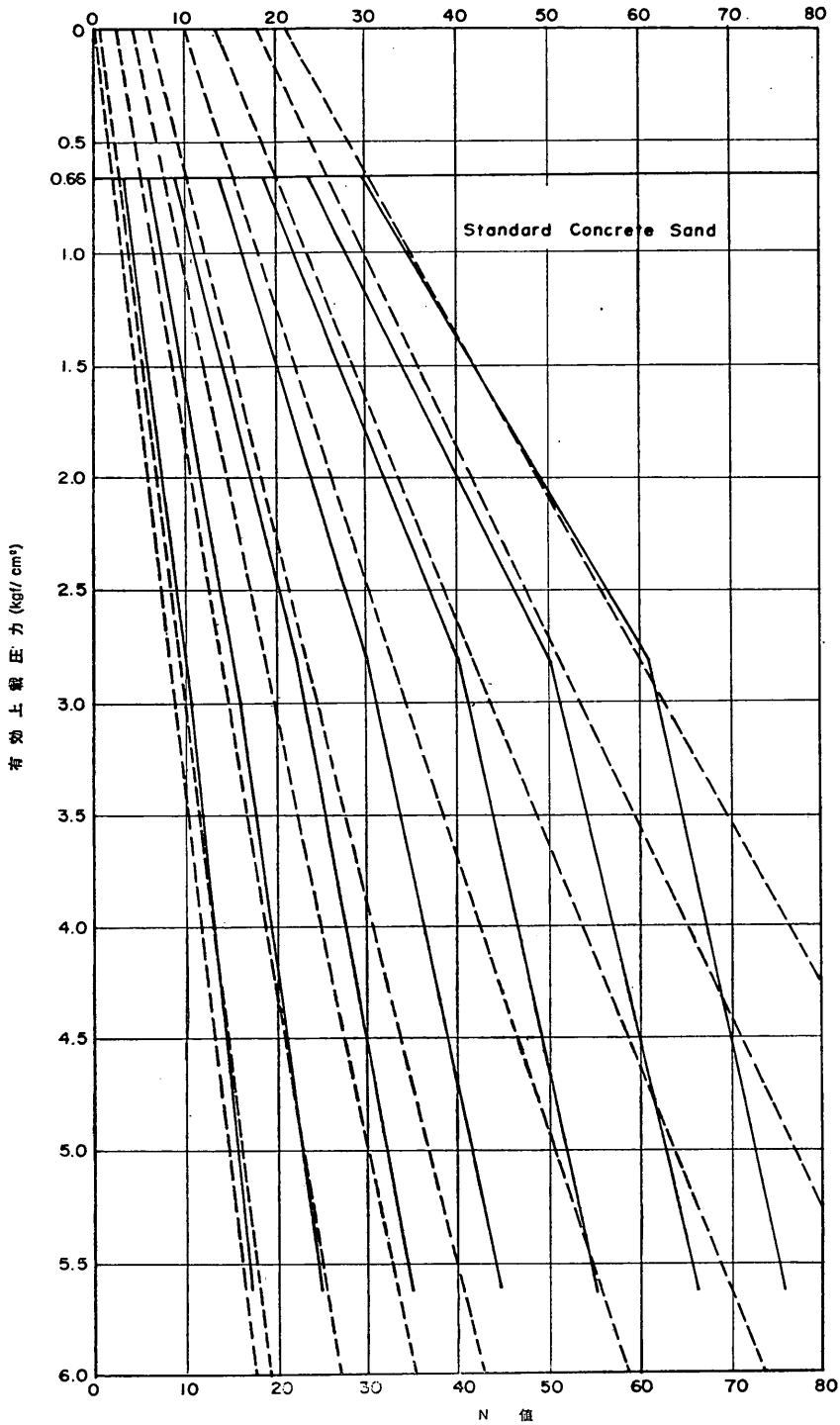


図-18 Standard Concrete Sand のN値と有効上載圧力の関係
(Marcuson ら (1977) による。)¹¹⁾

(3)の関係を破線により示してある。各実線に対応する式(3)の関係は、有効上載圧力が 0.66 kgf/cm^2 のときの実線の N 値を通り、両図の破線を補間して得られる直線で表される。これらの図より、試験結果に対し、 $3 < \sigma_{v0}' \leq 6 \text{ kgf/cm}^2$ の N 値に対して式(3)の与える等価 N 値は、試験において $\sigma_{v0}' = 0.66 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する N 値よりも小さい傾向が認められる。したがって、液状化予測という観点からは、式(3)は、この範囲の N 値に対して、安全側の誤差を含む等価 N 値を与えると言える。

また、式(3)は粒度範囲Aの砂の試験結果に基づいて得られたものである。したがって、粒度範囲Bに含まれる土に対する適用性は必ずしも明らかではない。このうち、粒度範囲Aよりも粒径の粗い範囲を以下において範囲B_cと書く。粒度範囲B_cに含まれる砂については試験結果が得られており、その結果は既に示したように図-5及び図-10に実線で示されている。これらの試験結果に対し、式(3)で表される関係は、両図において破線により示されている。両図において、実線と破線、すなわち、試験の結果と式(3)の関係、とを比較すると、式(3)の関係は、図-5に示す砂の試験結果に対してはやや危険側(大きめ)の等価 N 値を与えるのに対し、図-10に示す砂の試験結果に対しては、やや安全側(小さめ)の等価 N 値を与える傾向があることが理解される。しかし、等価 N 値が10程度以下に対応する有効上載圧力と N 値の範囲では、両図に示された実線と破線の相違は必ずしも大きくはない。粒度範囲B_cに含まれる砂の限界 N 値は、図-5に示されるように、10以下であるので、等価 N 値に含まれるわずかな相違が液状化の予測結果の相違として現れる場合は、おおむね等価 N 値10以下の範囲である。したがって、粒度範囲B_cに含まれる砂に対しては、式(3)を準用してもよいと考えられる。

他方、粒度範囲Bのうち、粒度範囲Aよりも粒径の細かい範囲を以下において範囲B_fと書く。粒度範囲B_fに含まれる土については、 N 値と有効上載圧力の関係を調査した例はない。この範囲の土の性質は、その粒度から見て、粘性土の性質にやや類似の傾向を持つと考えられる。したがって、この範囲の土に対して、式(3)の関係が成り立つ可能性は必ずしも大きいとは言えない。現在のところ、式(3)に代えて、どのような補正を行うことが適当であるかは不明である。このような現状においては、著者らとしては、粒度範囲B_cに含まれる土に対し、あえて適用性の不明な式(3)を用いて補正を行うよりも、補正を行わないで対象とする任意の深さの土層の N 値そのものをその土層の等価 N 値と考慮して限界 N 値と

の比較を行うことが適当であると判断する。

最後に、式(3)を適用して等価 N 値を求める上において、若干注意を要すると思われる点について付記したい。注意を要する点とは、有効上載圧力の求め方に関する点である。構造物を建設する際には、多くの場合、掘削あるいは盛土等により地盤の有効上載圧力が変化することが多い。このような場合、どの時点における有効上載圧力を用いて等価 N 値を求めるかを判断する必要がある。この点に関しては、式(3)が導かれた過程から理解されるとおり、標準貫入試験を行った時点で有効上載圧力を用いる必要がある。

また、標準貫入試験を行う時点は、掘削あるいは盛土の前と後のどちらが良いかを判断する必要がある場合もあると思われる。この点に関しては、圧密による沈下すなわち密度変化が無視し得るような土であれば、掘削あるいは盛土の前と後のいずれでも良いと考えられる。細粒分含有率の小さい砂はこのような性質を持つ土であると考えられる。このような土の場合には、有効上載圧力の変化によって土の密度は変化しないので、 N 値の変化は有効上載圧力の変化によるもののみとなり、 N 値の変化は常に式(3)、すなわち図-16に示す直線、に従うこととなる。したがって、有効上載圧力が変化しても等価 N 値は変化しないこととなり、上記の結論が得られる。

(2) 等価加速度

液状化は地盤のせん断変形により生ずる。このことは、文献(6)に示されているとおりである。地盤のせん断変形は、地震の加速度レベルが大きければ、大きくなる。地盤のせん断変形が大きくなれば、 N 値の大きい地盤でも液状化するようになる。このことは、技術基準の方法において、地震動加速度が大きいほど限界 N 値も大きくなるということにも反映されている。

今日では、このせん断変形の程度を、最大せん断応力比(有効上載圧力に対する最大せん断応力の比)を用いて表すことが多い⁹⁾。一方、技術基準の方法では、これを地表最大加速度により表している。

最大せん断応力比を用いれば、地中の任意の深さの土層のせん断変形の程度を表すことができる⁹⁾。これに対し、地表最大加速度は、地中の任意の深さの土層のせん断変形の程度を表すには、適当な指標とは言えない。なぜならば、地表最大加速度が同じであっても、地中のせん断変形の分布が異なるという状態があり得るからである。したがって、地中の任意の深さの土層の液状化予測をするためには、最大せん断応力比を用いることが適当であると考えられる。

それでは、技術基準の方法で用いている地表最大加速

度に代えて最大せん断応力比を用いることは可能であろうか。もし可能だとすれば、どのような方法で変換すべきであろうか。これらの点について、以下にその検討過程を示すこととする。

地表最大加速度と最大せん断応力の間には、一般に、次式により表される関係がある¹³⁾。

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}'} = \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}'} \cdot r_d \cdot \frac{a_{\max}}{g} \dots \dots \dots (4)$$

- ここに、 τ_{\max} : 最大せん断応力
- σ_{v0}' : 有効上載圧力
- τ_{\max}/σ_{v0}' : 最大せん断応力比
- σ_v : 全上載圧力
- r_d : 減減係数。地震動の加速度が地中において深さとともに変化することを取り入れるための係数であり、もし、加速度が深さ方向に一樣ならば $r_d=1.0$ である。
- g : 重力加速度, 980 Gal
- a_{\max} : 地表面の最大加速度 (Gal)

同式より、技術基準の方法の地表最大加速度に相当する最大せん断応力比を求めるためには、式(4)の右辺の $\sigma_v/\sigma_{v0}' \cdot r_d$ の値を明らかにすればよいことが理解される。

$\sigma_v/\sigma_{v0}' \cdot r_d$ のうち、 σ_v/σ_{v0}' の値は、一般に、液状化予測の対象とする地盤の地下水面の深さ、及び対象とする土層の深さにより定まる。既に述べたとおり、技術基準の方法が予測の直接の対象としている土層は、標準的には深さ5mにあり、その土層の位置する地盤の地下水面の深さが2mの場合であると解釈している。これらの条件により、技術基準の方法が予測の対象としている土層の σ_v/σ_{v0}' は定まる。

一方、 $\sigma_v/\sigma_{v0}' \cdot r_d$ のうち、 r_d の値は、一般に地震動加速度の地中の分布に依存する。そこで、地下水面がおおむね深さ2mにある地盤で過去に比較的大きな地震動を受けた事例を二・三とりあげ、これらの事例について地盤の地震応答計算を行い、 $\sigma_v/\sigma_{v0}' \cdot r_d$ の値を求めた。なお、 $\sigma_v/\sigma_{v0}' \cdot r_d$ の値は、式(4)より理解されたとおり、 $(\tau_{\max}/\sigma_{v0}')/(a_{\max}/g)$ の値に等しい。

対象とした事例は、1978年宮城県沖地震における石巻港、及び昭和58年(1983年)日本海中部地震における秋田港のそれぞれから数岸壁を選んだものである。入力地震動は、それぞれの地震における強震記録^{14),15)}から求めた。対象とした事例は、液状化した場合を含むものであるが、付録Aに示す理由により等価線形重複反射モデ

ルを用いて計算を行った。各事例に対して得られた結果は、図-19に示すとおりとなった。また、簡易液状化予測法において用いられている例のある計算式¹⁶⁾による結果も、これらの結果と合わせて図-19に示した。

同図に示す結果から、深さ5mにおいては、

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}'} \cdot r_d = \left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}'} \right) / \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \doteq 1.4 \dots \dots \dots (5)$$

である。よって、技術基準の方法の地表最大加速度に相当する最大せん断応力比は、おおまかには、次式により求まる。

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}'} \doteq 1.4 \cdot \frac{(a_{\max})_C}{g} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $(a_{\max})_C$: 技術基準の方法で用いている地表最大加速度

式(6)を次のように変形する。

$$(a_{\max})_C \doteq 0.7 \cdot \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}'} \cdot g \dots \dots \dots (7)$$

式(7)の右辺は、地盤の応答計算により最大せん断応力比が得られたときに、それに対応する限界N値を「地表最大加速度と限界N値の関係」(図-2)から求めるために用いるべき加速度を示している。しかし、これはあくまでも検討対象土層に予測される最大せん断応力比に対応する限界N値を求めるためのものであって、地表加速度そのものではない。その意味で、式(7)の右辺は、技術基準の方法で用いている地表最大加速度に等価な値であり、以後式(7)の右辺を等価加速度と呼び、場合により a_{eq} と書く。

等価加速度を求める代わりに、従来から用いられてきた地表最大加速度と限界N値の関係の加速度座標を τ_{\max}/σ_{v0}' の座標に書き変えることが考えられる。しかし、新しい予測法が従来の予測法を拡張したものであることを明確にしておくために、等価加速度を用いることとした。

なお、液状化の予測のために、地震時の不規則なせん断応力の時刻歴を、これと等価な正弦波状のせん断応力に換算するために、不規則なせん断応力時刻歴の最大値にある係数を掛け、この値をもって等価な正弦波の振幅とすることがある。この係数の値として、0.65という値を用いる方法がある⁹⁾。この値は、式(7)の右辺の係数0.7に、偶然ではあるが、近い。しかし、式(7)の右辺の係数の意味が、上記0.65の意味と全く別の内容を表していることは明らかであろう。

また、式(7)の係数を導く過程で、1978年宮城県沖地震に対する石巻港の地盤の最大せん断応力および昭和58

粒度とN値による新しい液状化予測法

正規化した最大せん断応力比 $\left(\frac{T_{max}}{\sigma_{v'}} \right) / \left(\frac{Q_{max}}{g} \right)$

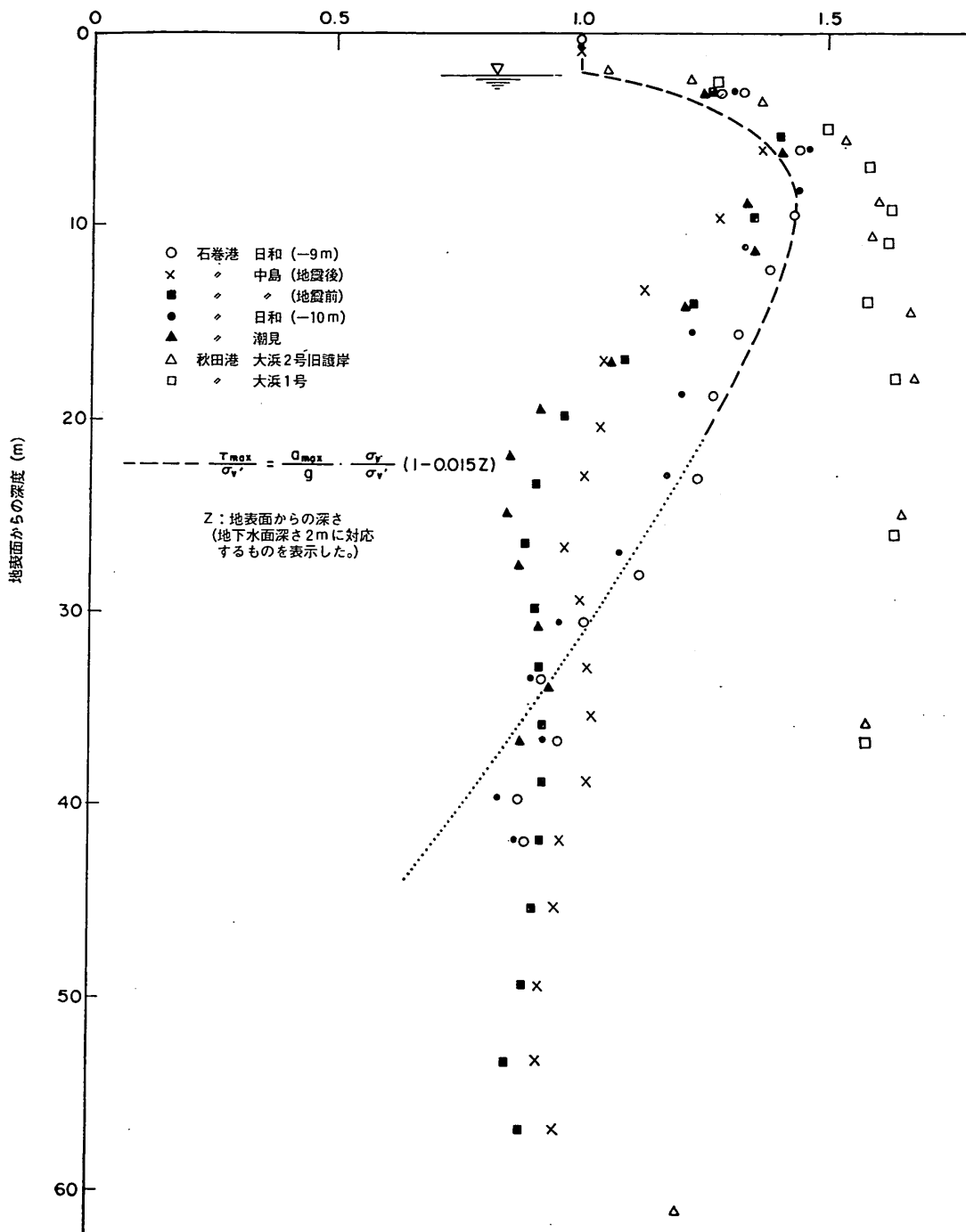


図-19 地盤の地震応答計算による最大せん断応力比

年(1983年)日本海中部地震の秋田港の地盤の最大せん断応力の推定値を用いている。したがって、これらの地震動と著しく特性の異なる地震動に対する液状化の予測を行うときは、式(7)の適用性が低下する可能性がある。しかし、このことによる予測精度の低下は、後に4.に示す液状化事例との比較においては見られていない。

(3) 等価 N 値と等価加速度による液状化の予測

(1)及び(2)に示す検討の結果、以下に示す方法により、液状化する深さ方向の範囲を予測できることが明らかにされた。まず、検討対象地盤をいくつかの土層に分割して考え、これらの各土層について、式(3)により等価 N 値を求める。一方、想定入力地震動に対する地盤の地震応答計算を行って、各土層について、最大せん断応力比を求め、式(7)により等価加速度を求める。次に、技術基準の方法の地震動加速度の座標を等価加速度の座標と見なし、各土層について、その土層の等価加速度に対応する限界 N 値を求める。最後に、各土層について、その土層の等価 N 値と限界 N 値とを比較し、両者の大小関係により各土層の液状化の予測を行う。この手順を各深さの土層について行うことにより、液状化する深さ方向の範囲が予測される。よって、技術基準の方法の拡充が必要とされる諸点のうち、液状化する深さ方向の範囲の予測機能の拡充は達成されたことになる。

3.3 技術基準の方法の補足

3.1に示したように技術基準の方法には拡充を要する点がいくつかある。そのうちの第1点については、既に見たように、3.2において達成された。そこで本節では、残る諸点についての検討過程を示す。

(1) 100 Gal 未満の加速度に対する限界 N 値

技術基準の方法の限界 N 値を示す直線は、既に述べたように、加速度が100 Gal 未満の範囲に対しては示されていない。この範囲に関して得られている液状化関連情報は、以下に示すとおりである。

a) 液状化事例

地表加速度が100 Gal 未満において液状化が発生したという報告は、現在までのところ、著者らの知る限りではない。これまでに液状化の発生した事例で最大加速度が最も小さかったものは、昭和58年(1983年)日本海中部地震における青森港の事例である³⁾。この事例においては、液状化発生地点から約2.5 km離れた地点において強震記録が得られており、地震動の最大加速度は、NS成分が95 Gal, EW成分が116 Galであった¹⁵⁾。

b) 室内試験

2.に示す振動台による砂層の振動実験においては、振動台の加速度振幅が約60 Galの場合に液状化した例が数例あるが、これ以下の加速度で液状化した例はない。¹⁾

c) 限界ひずみに関する研究

せん断ひずみが約 10^{-4} 以下であれば、過剰間隙水圧は発生しないという報告がある¹⁷⁾。

c)に示した限界ひずみに関する研究においても述べられている事項ではあるが、一般に、液状化は、砂粒子どうしのかみ合いが変化して粒子配列がより間隙の小さい状態に変化しようとすることにより発生する。そのため、砂粒子どうしのかみ合いを変化させるために必要なせん断ひずみを発生させる必要がある。したがって、砂粒子どうしのかみ合いを変化させるために必要な最小のせん断ひずみ、すなわち、限界ひずみ、以下のひずみに対しては、液状化は発生しないと考えられる。a)~c)に示す情報は、いずれもこのような物理現象のある程度反映しているものと考えられる。

しかし、現在のところ、限界ひずみの値を砂の種類に依存しない定数と見なせるか、また、限界ひずみの値に影響する要因は何か等不明な点も多い。したがって、現在のところは、安全側ではあろうが、100 Gal 未満の加速度に対しては、原点を通る直線をもって限界 N 値の線とすることが適当であると考えられる。

(2) 300 Gal 以上の加速度に対する限界 N 値

技術基準の方法においては、粒度範囲Aの砂に対し、実線により示す限界 N 値とともに、破線により示す限界 N 値を示している。破線により示す限界 N 値は、技術基準の方法を導く過程において用いられた万代島の砂の相対密度80%に相当するものであり、この N 値以上の N 値であれば液状化の可能性が小さいと判断してよいことが多いとしている。

密な砂に対するその後の研究は、いずれも定性的にこの見解を支持するものである¹⁸⁾。すなわち、密な砂は、ゆるい砂と異なり、せん断変形を受けることにより排水状態であれば体積膨張する。したがって、密な砂においては過剰間隙水圧が上昇しても、ゆるい砂のように液体状となる可能性は極めて小さい。したがって、現在では、標準的には、破線により示された限界 N 値を用いて液状化予測を行うことが適当であると考えられる。

(3) 細粒分の影響

既に述べたように、技術基準の方法の粒度範囲Aに含まれる土の中で、細粒分を含む割合に応じて、 N 値が同一の場合の液状化のしにくさを定量的に示そうとする研究等がいくつか発表されてきた。ここに、細粒分とは粒

粒度とN値による新しい液状化予測法

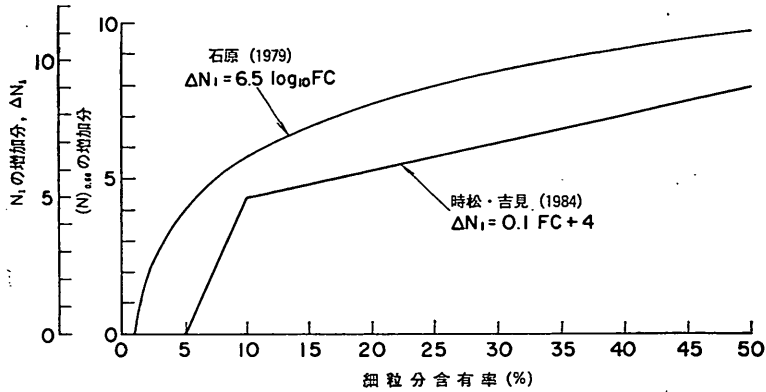


図-20 細粒分含有率に応じたN値の割増の例

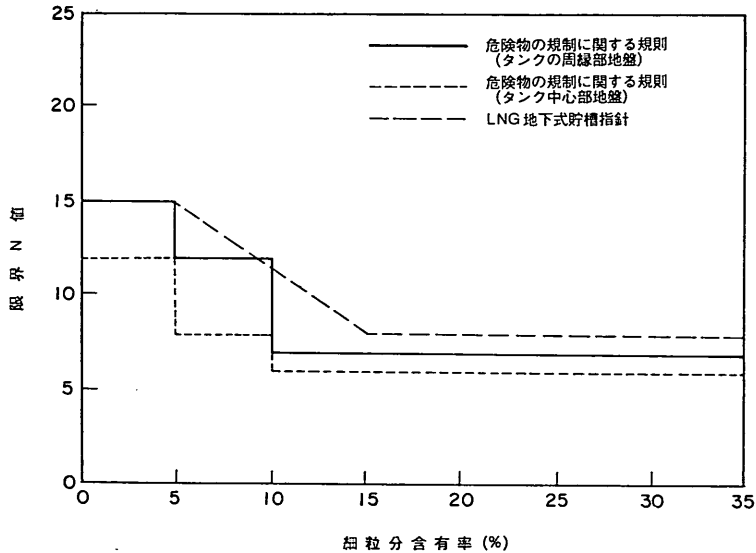


図-21 細粒分含有率に応じた限界N値引き下げの例

径が 74μ 以下の成分のことを意味する。これらの研究等によれば、細粒分の影響は以下に示す方法により、液状化予測法の一部に取り込むことができるとしている。

a) 石原ら¹⁸⁾、時松ら¹⁹⁾による研究

細粒分含有率に応じて、図-20 に示すN値の割増を行い、割増したN値を用いて液状化の予測を行う。同図において、 N_1 は有効上載圧力が 1 kgf/cm^2 のN値を表すもので、文献(18)、(19)においては、 N_1 に対する割増を示してある。同図には、これを式(3)を用いて $(N)_{0.66}$ に対する割増に換算した値を縦軸に併記している。

b) 消防庁²⁰⁾、日本瓦斯協会等²¹⁾による基準

図-21 に示す限界N値を設定し、細粒分含有率に応じて限界N値を逡減させている。

c) 道路橋示方書による基準¹⁶⁾

平均粒径をパラメタとし、平均粒径が小さくなるに従い液状化強度の割増を行う。平均粒径により表されているが、細粒分の影響が加味されたものと考えられる。

上記 a) b) c) のうち c) に示すものは、必ずしも細粒分のみ影響を表してはいないので、細粒分の影響を検討するための参考資料としては、やや適当でない。そこで、a) と b) に示す情報をもとに、これらにはほぼ適合するように限界N値の逡減係数を求めることとした。

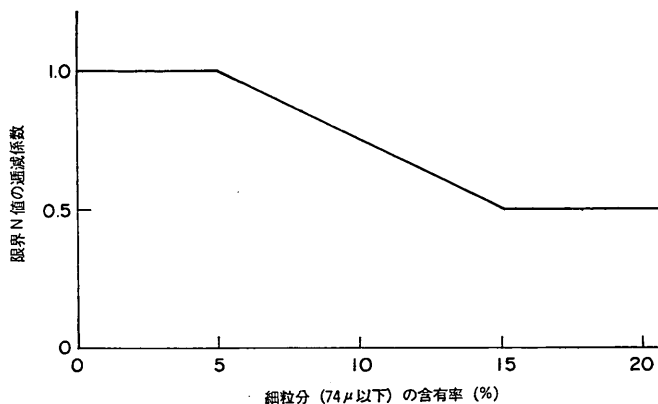


図-22 細粒分含有率に応じた限界N値の通減係数

その結果得た限界N値に対する通減係数は、図-22に示すとおりである。図-22に示す値を得た検討過程をやや詳しく示せば、以下のとおりである。

①まず b) に示す基準との整合性をとる。これにより、図-22に示す通減係数を得る。

②次に、a) に示す研究結果との整合性を検討する。既に(2)で検討したとおり、限界N値の最大値は16である。したがって、図-22に示す通減係数を用いると、限界N値の通減値は、細粒分含有率15%以上の範囲においては、8以下となる。限界N値の通減値は、a)に示す研究における等価N値の増加分に相当する。よって、大まかには、図-20に示すa)の結果と整合性があるか、もしくは安全側である。

(4) 液状化予測結果の信頼性

既に述べたように、技術基準の方法により液状化予測を行うに当たっては、標準貫入試験において地盤に有効に加えられる打撃エネルギーのばらつきや地盤の不均質性等、いくつかの不確定要素が存在することを考慮する必要がある。一般に、対象とする地盤のN値が限界N値に近い場合には、液状化の発生の有無の判断をやや慎重に行う必要がある。この場合の限界N値に近い範囲とはどの程度の範囲を言うかについては、液状化の予測技術の完成度が十分でないことや、地盤を構成する土の多様性等を考えると、明確な範囲を示すことは難しい。しかし、安全を見込んだ上でこの範囲を示せば、図-23における範囲Ⅱ及びⅢがその範囲と言えるであろう。これらの範囲は、図-23に示すように、限界N値を示す直線に対し、等価加速度について求めた安全率の値が1/1.5～1.5の範囲である。ここに、等価加速度について求めた安全率とは、任意の土層の等価N値から限界N値の直線

によりその土層が液状化するか否かの限界の等価加速度を求め、これをその土層に加わる等価加速度で割ったものである。これは、振動三軸試験結果を用いた予測法において用いられることの多い $F_d^{(3)}$ に相当するものである。

ただし、限界N値16の破線に対応する範囲Ⅲの範囲は、文献19)を参考として定めた。同文献では、有効上載圧力が 1 kgf/m^2 に換算したN値が25以上であれば著しい地盤被害は受けないと報告している。これを有効上載圧力 0.66 kgf/m^2 のN値に換算すれば約20である。そこで、限界N値を示すグラフ上で、等価N値20に対する直線を引き、限界N値16に対して安全を見込んだ範囲を定めた。

3.4 粒度とN値による液状化予測法

これまで示した検討結果によれば、一つの標準的な液状化予測法がほぼ自動的に導かれる。これを以下に示す。なお、以下に示す各項は、予測を行う場合の手順に従って並べた。

(1) 粒度による土の分類

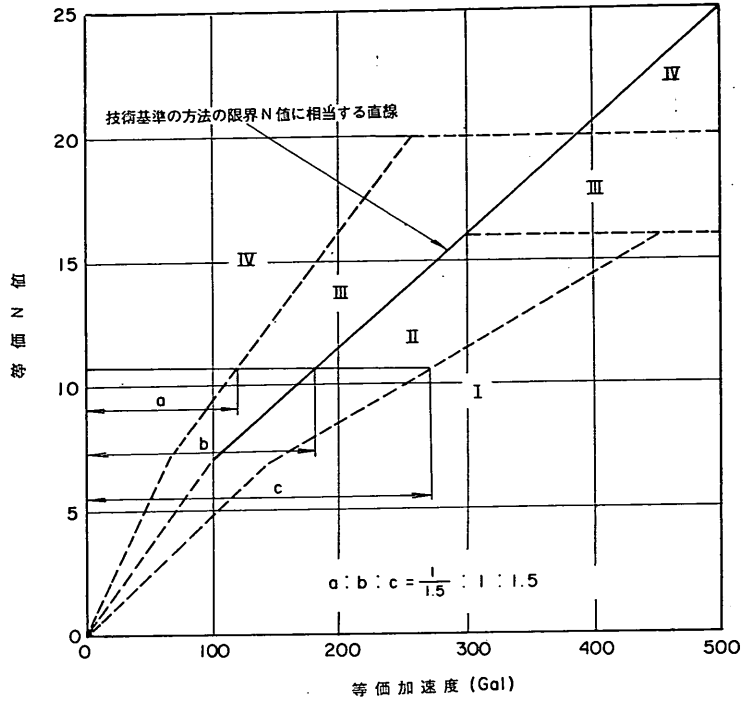
図-24を用いて、粒度による土の分類を行う。ただし、均等係数の大小に応じて上段の図または下段の図のいずれか1つを用いる。範囲A、B_f、B_c以外に含まれる土は液状化しないと予測・判定する。なお、特殊土については、本予測法の適用性に関し、別途調査検討が必要な場合もあろう。

(2) 等価N値の算定

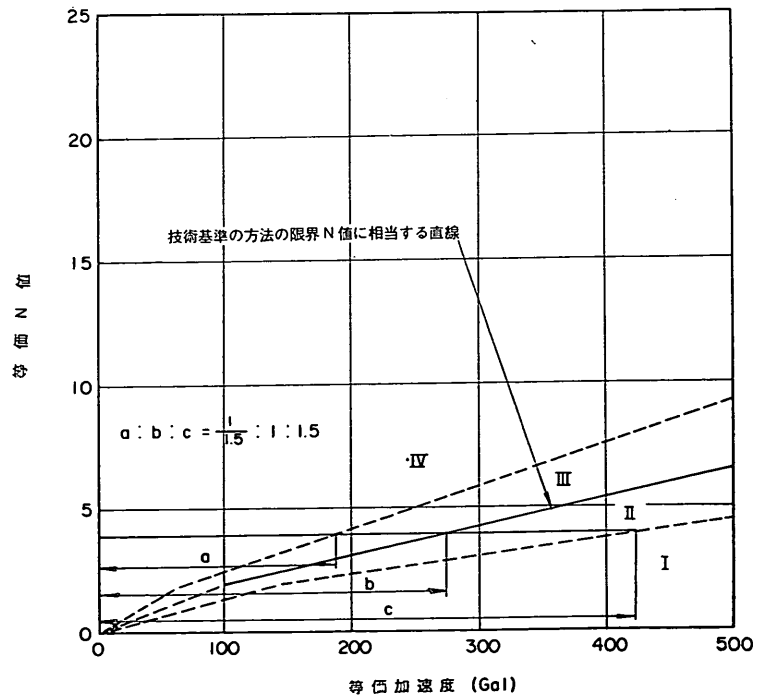
図-24の範囲AおよびB_cに含まれる粒度の土層については、次式により等価N値の算定を行う。

$$(N)_{0.66} = \frac{N+1.828(\sigma_{vo}'-0.66)}{0.399(\sigma_{vo}'-0.66)+1} \quad ((3) \text{の再掲})$$

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) 粒度範囲Aの土層に対するもの



(b) 粒度範囲 B_f 及び B_c の土層に対するもの

図-23 限界N値及び安全を見込むべき範囲

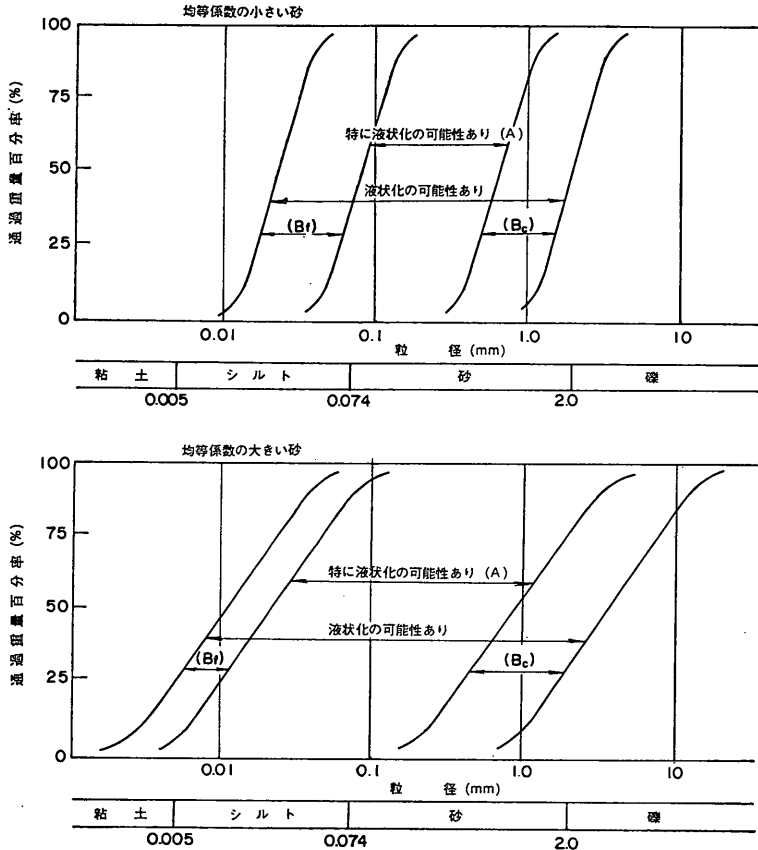


図-24 液状化の可能性のある土の粒度

ここに、 $(N)_{0.66}$: 等価N値

N : 土層のN値

σ_{vo}' : 土層の有効上載圧力 (kgf/cm²)

等価N値の算定における有効上載圧力は、標準貫入試験を行った時点での地盤高にもとづいて求めることに注意する必要がある。

なお、上式の適用範囲は、 $2 \leq (N)_{0.66} \leq 40$, $0 \leq \sigma_{vo}' \leq 3 \text{ kgf/cm}^2$ である。その他の範囲に対して等価N値を求めることが必要な場合には、3.2(1)が参考となる。上式の関係は、図-16に示したとおりである。

一方、図-24の範囲 B_f に含まれる粒度の土層については、ほぼ粘性土と考えられるのでその土層のN値そのものを等価N値とする。

(3) 等価加速度

図-24において範囲 A, B_f , B_c のいずれかに含まれる粒度を持つ土層については、等価加速度の算定を行う。等価線形重複反射モデルにより求めた最大せん断応

力を用いて、次式により各土層について算定する。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma_{vo}'} \times g \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 α_{eq} : 等価加速度 (Gal)

τ_{max} : 最大せん断応力

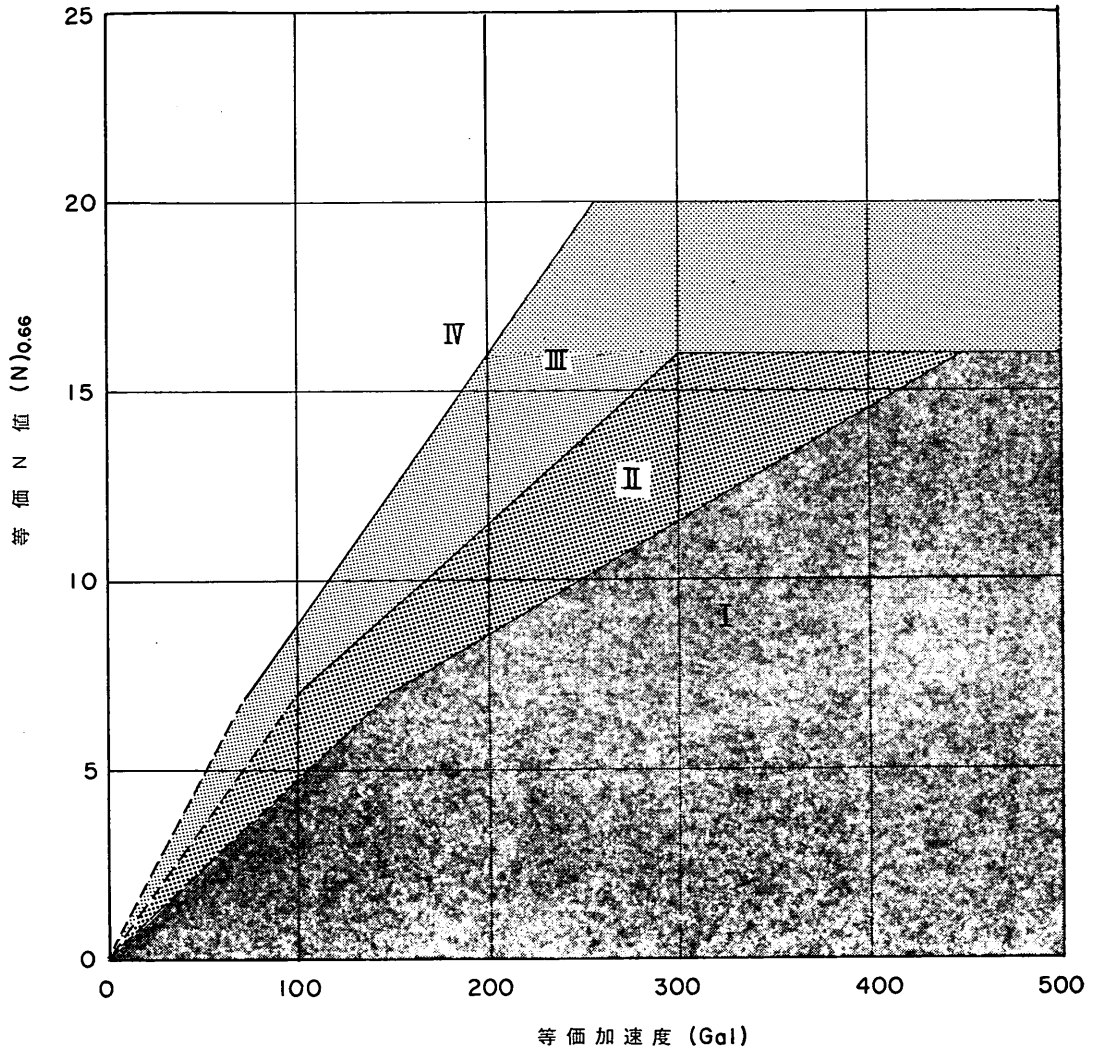
σ_{vo}' : 有効上載圧力 (kgf/cm²)

g : 重力加速度 (980 Gal)

等価加速度の算定における有効上載圧力は、地震時の地盤高にもとづいて求めることに注意する必要がある。

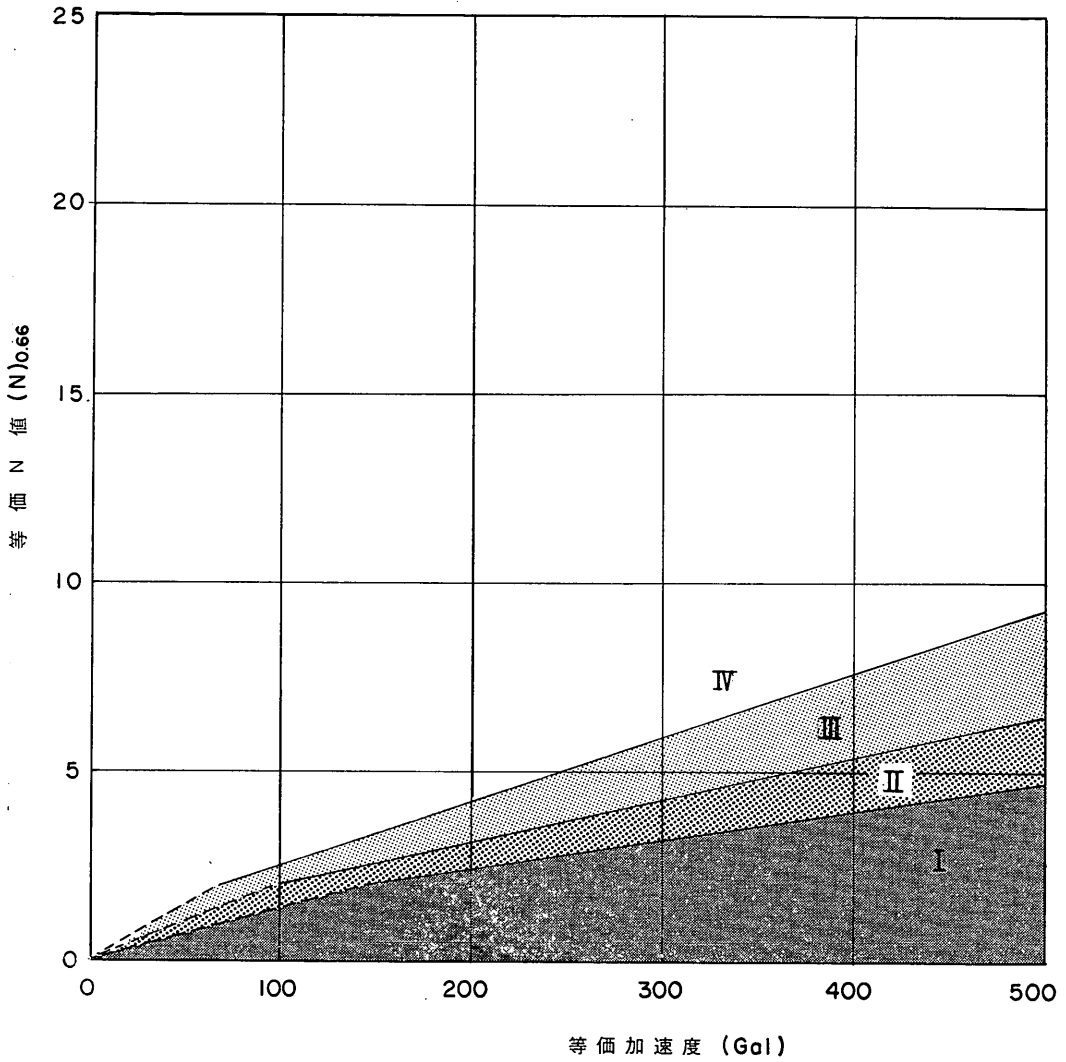
(4) 限界N値との比較

等価N値と等価加速度から、対象土層が図-25に示したI~IVのどの範囲にあるかを調べる。図-24において、粒度が範囲Aの土層は図-25(a)により、また、粒度が範囲 B_f または B_c の土層は、図-25(b)により検討する。なお、粒度が範囲Aの土層のうち細粒分 (粒径 74μ 以下の成分) を5%以上含むものについては、図-25(a)に示す各範囲の境界線を、等価N値について図-26に



(a) 粒度範囲Aの土層に対するもの

図-25 等価加速度と等価N値による液状化予測のための土層分類



(b) 粒度範囲 B_f 及び B_c の土層に対するもの
図-25 等価加速度と等価 N 値による液状化予測のための上層分類

粒度とN値による新しい液状化予測法

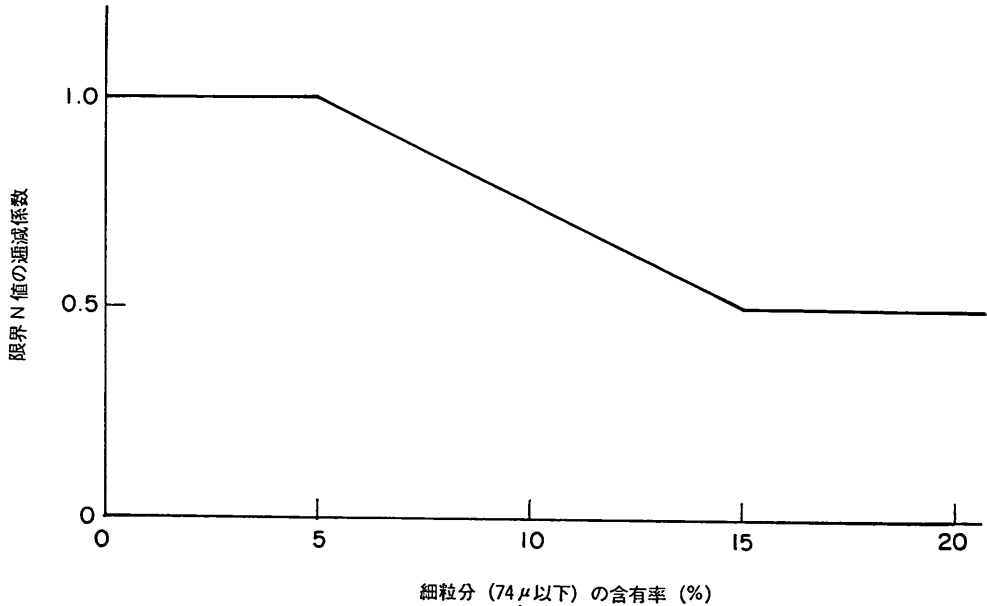


図-26 細粒分含有率に応じた限界N値の逡減係数 (図-22 の再掲)

示す逡減係数を掛けて引き下げて検討する。ただし、便宜上の処置として、各範囲の境界線を引き下げる代わりに各土層の等価N値を図-26に示す係数で割って求めた換算値を用いて、図-25(a)により検討してもよい。結果は全く同じである。

また、範囲B_cの土層のうち、その土層より上側に粘土またはシルト層のように透水性の悪い土層が存在する場合は、範囲Aの土層と同じ図-25(a)により検討する。

(5) 各土層ごとの液状化の予測・判定

(4)において行った土層の分類に応じて、各土層について、表-2により液状化の予測・判定を行う。ここに、

液状化の予測とは、物理的な現象としての液状化の可能性の大小を示すことを言う。これに対し、液状化の判定とは、液状化の可能性の大小を考慮して対象地盤が液状化すると見なすか否かを決定することを言う。したがって、液状化の判定においては、対象とする構造物に対してどの程度の安全を見込むか等、物理的な現象以外の要素も考慮されるので、それぞれの予測結果に対する判定を一義的に設定することはできない。表-2には、各予測結果に対する標準的と考えられる判定を示してある。

(6) 対象地盤の液状化の総合的判断

(5)において行った各土層についての液状化の判定に基

表-2 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

等価N値・等価加速度の範囲	粒度とN値による液状化の予測	粒度とN値による液状化の判定
I	液状化する。	液状化すると判定する。
II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、振動三軸試験等により判定するかを決定する。
III	液状化する可能性が小さい。	液状化しないと判定するか、振動三軸試験等により判定するかを決定する。
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。

づき、液状化すると判定される土層の厚さやその土層の存在する深さ等を考慮して、対象地盤が液状化するかどうかの総合的判断を行う。

4. 液状化事例との対比

3.4 に示す液状化予測法は、技術基準の方法の個々の部分について個別に検討を加え、必要に応じて拡張ないしは補足を行って作成されたものである。したがって、このようにして作成された予測法が、それ全体として工学的に満足すべき適用性を有するか否かについては、十分な検討が必要である。本章では、その適用性を既応の液状化及び非液状化事例について検討した結果を提示する。

なお、以後において、3.4 に示す液状化予測法のことを、本報告の方法と呼ぶ。また、液状化発生状況という言葉を用いるが、この言葉は、以後において、液状化が発生しない状況も含む意味で用いることとする。

4.1 検討方法

(1) 検討対象事例

本報告の方法の適用性の検討においては、対象とする地盤の粒度と N 値、及び対象とする事例における等価加速度を精度よく把握することが必要である。そこで、検討の対象として、土質条件が比較的明確であり、しかも等価加速度の推定値に高い信頼性が期待できる事例を選んだ。選んだ事例は、表-3 及び4 に示されるとおりで

ある。両表の標題にも示されているとおり、これらの事例は、いずれもその地点の地表またはその近傍5 km 以内において強震記録が得られている事例である。

(2) 液状化の発生の有無の判断

本報告の方法の適用性の検討においては、対象とする事例において、どの土層が液状化し、どの土層が液状化しなかったかを正確に判断する必要がある。本報告においては、各事例において液状化が発生しなかったか否かは、原則として、噴砂、噴水、沈下等の有無に基づいて判断した。一般に、液状化した事例においては、どの深さの土層までが液状化し、どの土層が液状化しなかったかを直接的に判断することが困難な場合も多いが、ここで検討の対象とした事例の多くは、4.2 及び4.3 に示すとおり、かなり明確に判断できるものであった。逆に、液状化しなかった事例、すなわち、噴砂、噴水、沈下等が全く生じなかった事例についても、一部の土層が液状化したという可能性を完全に捨て去ることはできない。しかし、工学的観点からは、構造物等に全く影響を与えず、しかも噴砂、噴水、沈下等が生じない程度の局所的液状化は、液状化の予測において、非液状化と予測しても著しい不都合が生ずることは少ない。したがって、液状化の痕跡を残さなかった事例については、その地盤を構成するすべての土層が液状化しなかったものと見なした。

検討に用いた事例のうち、各土層ごとの過剰間隙水圧

表-3 液状化予測法の適用性の検討対象とした事例(その1)、
(5 km 以内で強震計による地震記録の得られている地点)

港名	地点名	液状化発生状況 ●…有, ○…無	港までの 震央距離(km)	マグニ チュード	地震 発震 年月日
秋田港	外港(-13m)岸壁	●	100	7.7	昭和58年(1983年)日本海中部地震, 1983年5月26日
	大浜1号岸壁	○			
	大浜2号岸壁	●			
	大浜2号旧護岸	○			
	大浜3号岸壁	●			
	中島1号岸壁	●			
	中島2号岸壁	●			
	中島3号岸壁	●			
北ふ頭A岸壁	●				
青森港	沖館埋立地	●	230		
石巻港	中島ふ頭	●	80	7.4	1978年宮城県沖地震, 1978年6月12日
	日和(-9m)ふ頭	●			
	日和(-10m)ふ頭	○			
	潮見ふ頭	●			

粒度とN値による新しい液状化予測法

表-4 液状化予測法の適用性の検討対象とした事例(その2),
(強震計設置地点)

地点名	液状化発生状況 ●…有, ○…無 △…中間	最大加速度 (Gal)			震央距離 (km)	マグニ チュード	発震年月日
		NS	EW	UD			
秋田-S	○	190	205	41	107	7.7	1983.5.26**
青森-S	●	208	180	137	232	7.9	1968.5.16****
青森-S	○	95	116	—	156	7.7	1983.5.26**
八戸-S	○	233	181	119	178	7.9	1968.5.16****
函館-M	○	48*	52*	36*	211	7.7	1983.5.26**
細島-S	○	182	242	48	89	7.5	1968.4.1
細島-S	○	190	268	102	47	7.1	1984.8.7
釧路-S	○	166	120	51	127	7.4	1973.6.17*****
室蘭-S	○	204	135	70	280	7.9	1968.5.16****
十勝-M	○	113*	168*	46*	64	7.1	1982.3.21*****
苫小牧-S	○	161	115	20	50	7.1	1981.1.23
大井埋立地	△	87*	(65)	—	36	6.1	1980.9.25

* SMAC-B2 EQUIVALENT

** 昭和58年(1983年)日本海中部地震

*** 1968年十勝沖地震

**** 1973年根室半島沖地震

***** 昭和57年(1982年)浦河沖地震

の発生状況が特に明確であったのは表-4に示す事例のうち、大井埋立地と名付けられた事例である。これは石原らにより調査・研究されたものである²²⁾。この事例では、対象とする土層に間隙水圧計が設置され、これにより各土層の間隙水圧の時刻歴が記録されている。

(3) 本報告の方法による予測

本報告の方法の適用性を検討するため、同方法を用いて表-3, 4の事例に対して液状化の予測を行った。既に発生した事象を予測するという表現には矛盾が含まれるが、ここで言う予測とは、本報告の方法を用い、しかも観測された地震動の時刻歴をもとにして地震応答計算を行い、その地盤の液状化の可能性の大きさを計算することを意味する。以下においても、この意味で予測という言葉を用い、同様の意味で予測結果という言葉を用いることとする。

予測のために必要な地盤の応答計算は、付録Aに示す理由により、等価線形重複反射モデルによった。地盤モデルの定数の設定方法は、付録Dに示すとおりとした。地盤の地震応答計算のために設定した地盤モデルと応答計算結果も付録Dに示した。予測結果は、原則として、等価加速度に対する安全率 F_L で表した。ここに F_L の意味の詳細は、3.3(4)に述べたとおりである。3.3(4)に述べたとおり、図-25に示す各範囲と F_L の値との関係は、

原則として、以下のとおりである。

$$\text{範囲 I : } 0 \leq F_L < \frac{1}{1.5}$$

$$\text{範囲 II : } \frac{1}{1.5} \leq F_L < 1.0$$

$$\text{範囲 III : } 1.0 \leq F_L < 1.5$$

$$\text{範囲 IV : } F_L \geq 1.5$$

ただし、等価N値が16以上の場合には、等価N値を限界N値で割った値を F_L の代用とした。

液状化発生状況と予測結果の対比は、まず各地点ごとに行い、その結果に基づいて総合的に両者の適合性を検討することとした。以後、本章においては、まず、4.2及び4.3に、各地点ごとの検討過程を提示する。これにもとづき、4.4において、本報告の方法の適用性に関する総合的な考察結果を述べる。

4.2 強震計から5km以内の地点の事例との対比

(1) 昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港における事例との対比

昭和58年(1983年)日本海中部地震においては、秋田港の相当数の岸壁において液状化が発生し、港湾施設に大きな被害をもたらした。液状化の発生は地域的に見た場合埋立地に限られ、在来地盤における液状化の発生は見られなかった²³⁾。このことから、深さ方向に地盤を

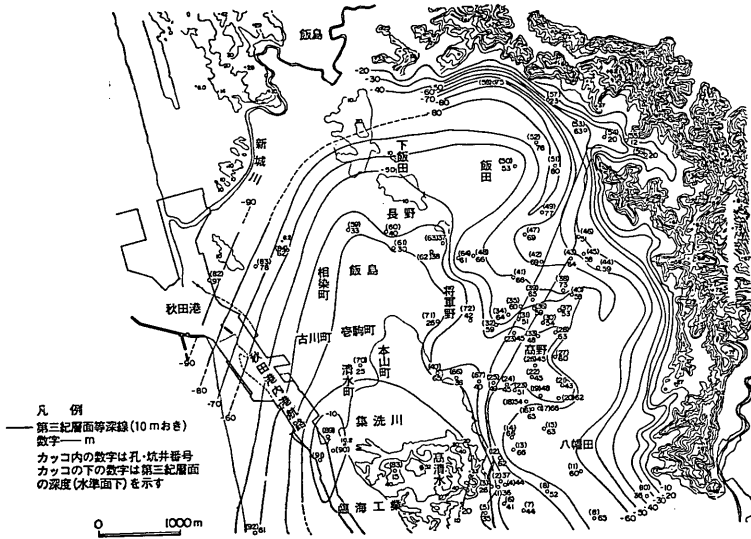


図-27 秋田港の基盤の等深線図(狩野²⁴⁾による)

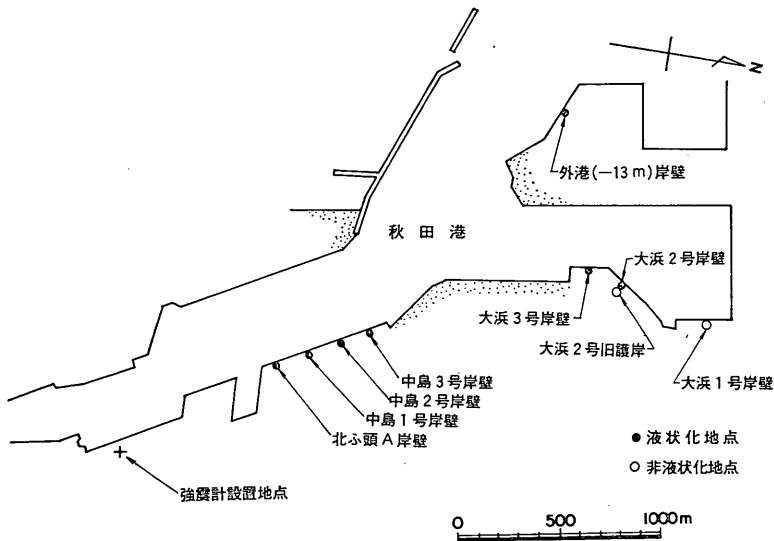


図-28 昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港における液状化事例の検討対象地点と強震計設置地点

見た場合にも、埋立により造成された土層のみが液状化し、在来地盤の土層は液状化しなかったものと推測される。矢板岸壁の被災変形断面は、いずれもこのような推測と調和的である³⁾。

秋田港の基盤(第三紀層)は図-27に示すとおりである²⁴⁾。強震計は、図-28に示す位置に設置されており、

この位置は秋田港の中でも基盤の浅い場所にあたる。強震計の設置地点においては液状化の発生は見られていない。そこで、強震計により得られた地表の強震記録をもとに、等価線形重複反射モデルを用いて、秋田港の基盤への入射波を求めた。このようにして求めた入力地震動を用いて、図-28に示す数地点を選び、液状化の予測を

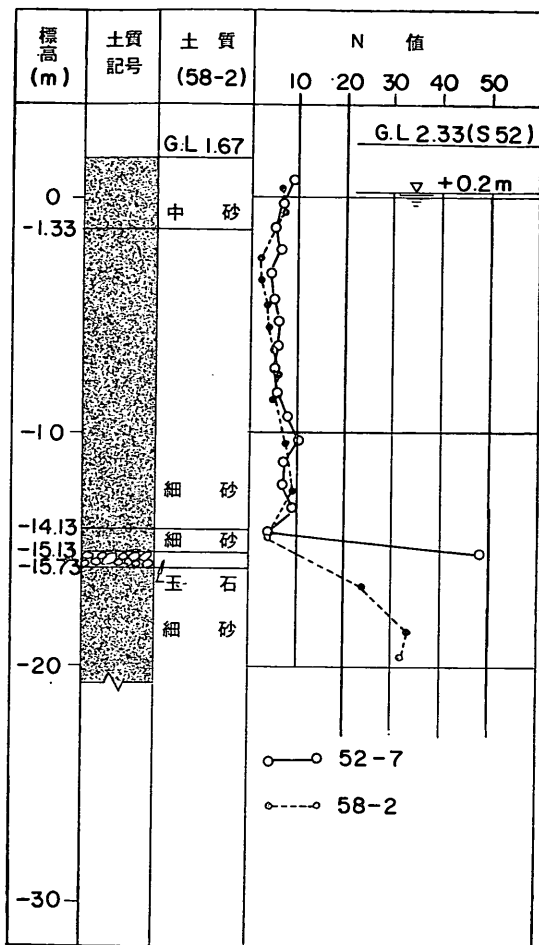


図-29 秋田港外港 (-13m) 岸壁の地震前後の N 値の比較

行った。予測を行うに当たっては、原則として地震前の N 値を用いた。ただし、地震前の値がない場合には、地震後の値を代用した。地震前と地震後の N 値の値には、図-29 に示す例のように、著しい差は見られない。このことが、地震後の値を代用しても良いと考えた根拠である。

検討対象地点の地盤条件及び本報告の方法による予測結果は図-30~38 に示されるとおりである。これらの図のうち、図-30, 32, 34~37 に示す予測結果の図に挿入したハッチは在来地盤のレベルを表しており、先に述べたとおり、おおむねこのレベルより上の埋立土層が液状化したと推定される。図-30, 32, 34, 37 に示す各液状化事例では、いずれも液状化発生状況と予測結果が良く適合している。また、図-31, 33 に示す非液状化事例に

おいても若干の例外を除けばよい適合性があると言える。これらの若干の例外、すなわち図-31, 33 において $F_L < 1.0$ である土層は、いずれも土層柱状図の記載によれば有機物や粘土の薄層を含む土層であり、このことが、これらの土層の N 値を異常に小さくしている原因とも考えられる。

図-35, 36 に示す二つの液状化事例においては、埋立による土層に対する予測結果は、若干の例外を除き液状化発生状況に適合していると考えられるが、図-35 に示す事例では在来地盤において液状化すると予測される土層の厚さが 5 m 程度に達し安全側ではあるが液状化発生状況と適合しない結果となっている。また、図-38 に示す液状化事例においては、在来地盤のレベルが不明であるが、予測結果によれば、より精度の高い予測法により判定すべきと思われる範囲の土層が多く、液状化発生状況と予測結果との間には矛盾はないが、適合度が良いとは言えない結果となっている。

以上の検討結果によれば、昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港の事例では、液状化発生状況と予測結果の適合度は、おおむね良好と考えられるが、時に適合性が良好とは言えない例が見られたと言える。

(2) 昭和58年(1983年)日本海中部地震による青森港の事例との対比

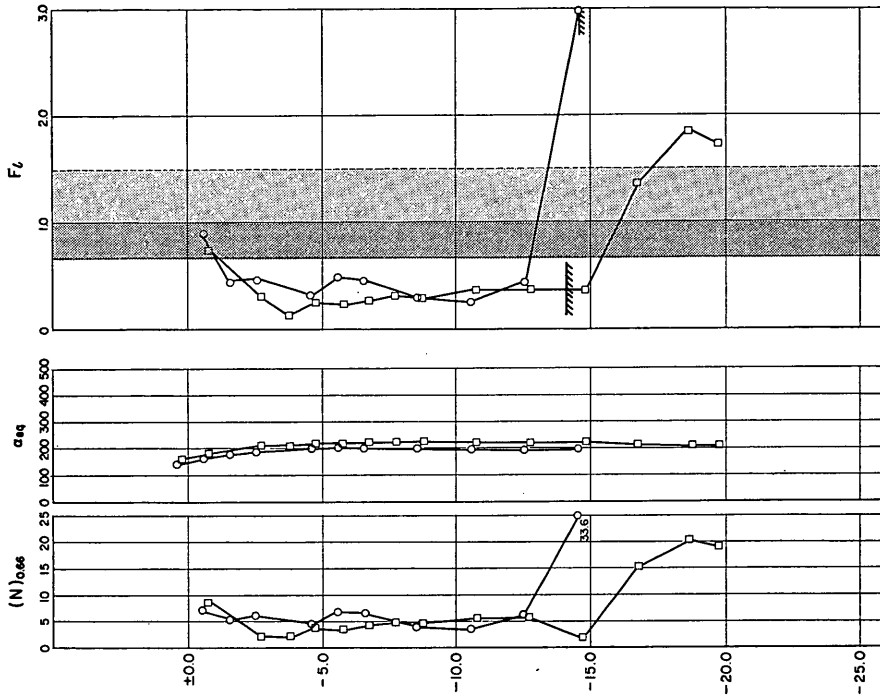
昭和58年(1983年)日本海中部地震においては、青森港においても埋立地盤の液状化が発生した³⁾。発生地点は、図-39 において、検討対象地点と記された地点であり、同図に示すように、2.5 km はなれた地点において強震記録が得られている。既に記したように、最大加速度は、NS 方向 95 Gal, EW 方向 116 Gal であり、このように低い加速度レベルにおける液状化事例は他にないことから、予測法の適用性の検討という観点からも特に注目すべき事例である。

検討対象地点の埋立砂は、図-39 に示す新城川の河口部及び青森港油川地区船溜りからポンプ浚渫したものである。その粒度及び N 値は調査されていない。しかし、浚渫地付近(図-39 の A 地点)の資料によれば、その粒度は、図-40 に示すものに近いと推測される。また、これと同様の粒度の砂を同様の方法により埋立てて造成された秋田港外港(-13m)岸壁の N 値(図-30, B-1)から推測すれば、この地点の地下水面付近の N 値は 5 前後である。

次に、検討対象地点の地震時の地表最大加速度の値について考える。検討対象地点の埋立て前の地盤は、図-41 に示すとおりであり、図-42 に示す強震計設置地点の地盤²⁵⁾と比較して、基礎の深さ及び地盤の軟弱度は同

B-1.2

外港地区

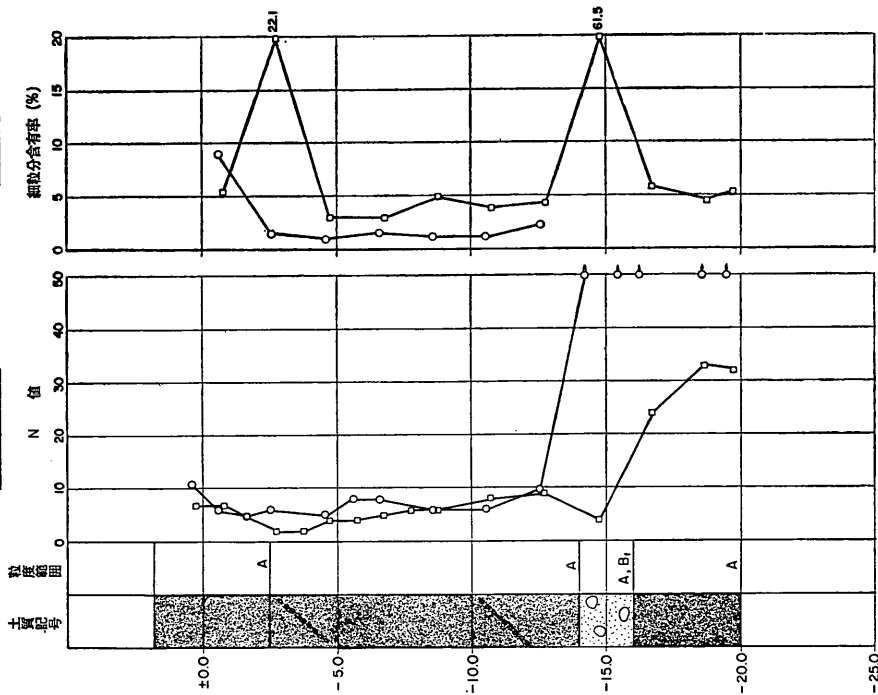


○ B-1 (GL=1.89)
□ B-2 (GL=1.17)

(b) 予測結果

B-1.2

外港地区



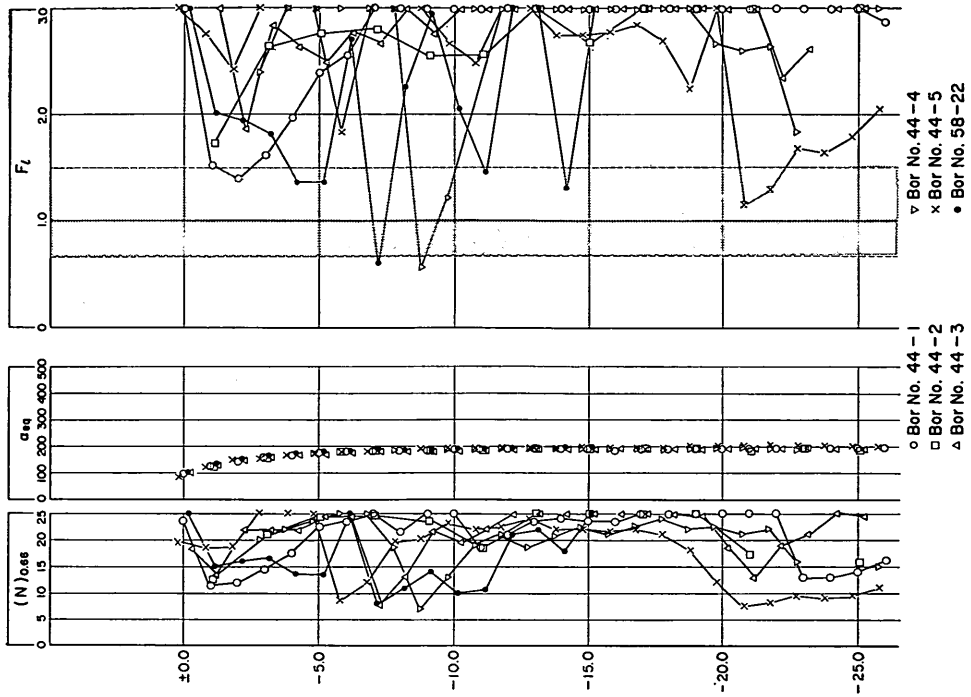
○ B-1 (GL=1.89)
□ B-2 (GL=1.67)

(a) 地盤条件

図-30 秋田港外港 (-13m) 岸壁 (液状化事例) の予測結果

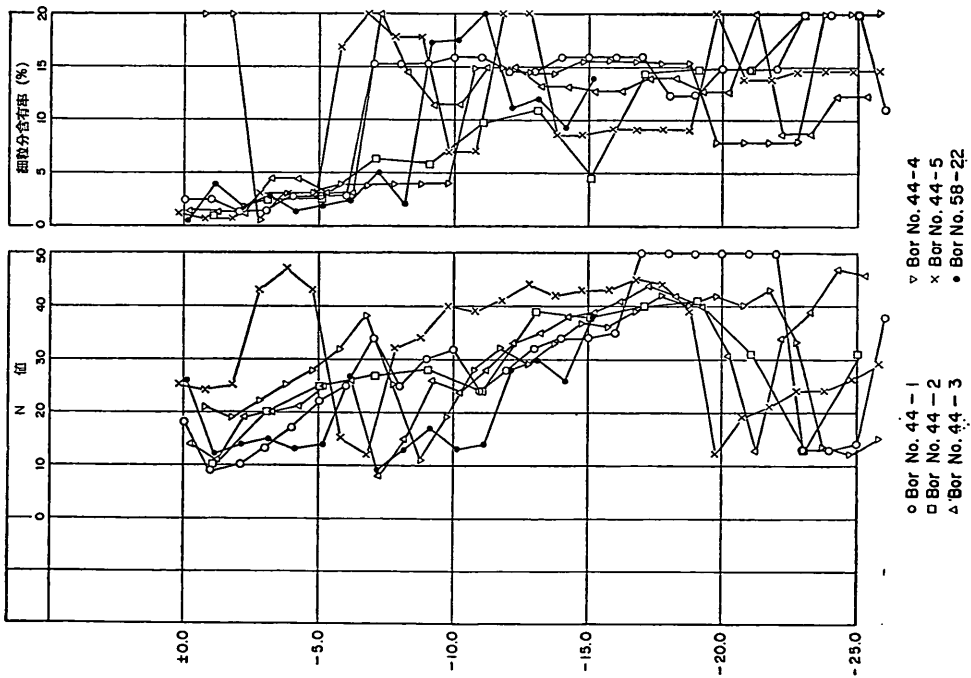
粒度とN値による新しい液状化予測法

大浜 1 号



(b) 予測結果

大浜 1 号



(a) 地盤条件

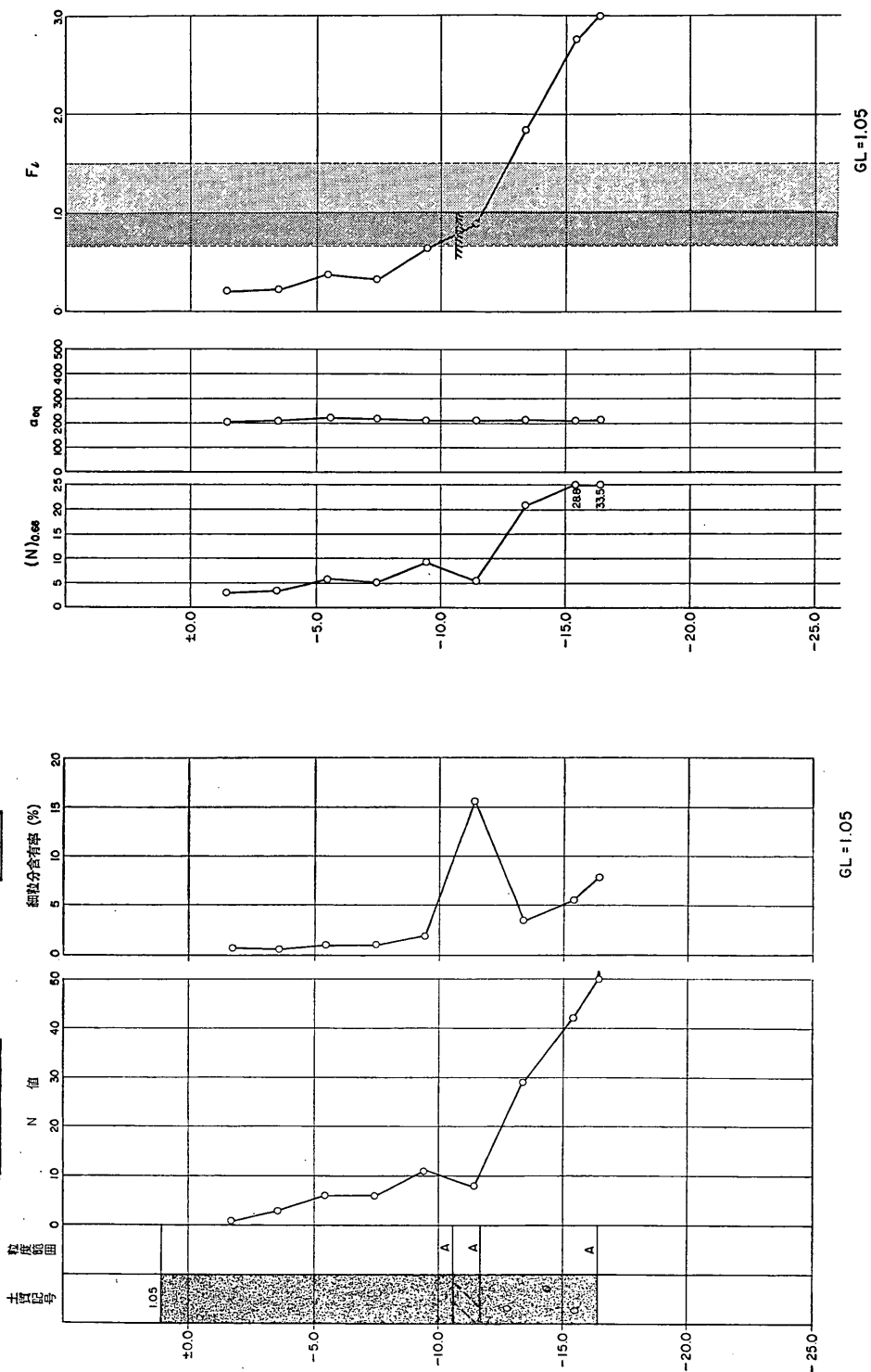
図-31 秋田港大浜 1 号岸壁 (非液状化事例) の予測結果

B-2

大浜 2 号

B-2

大浜 2 号



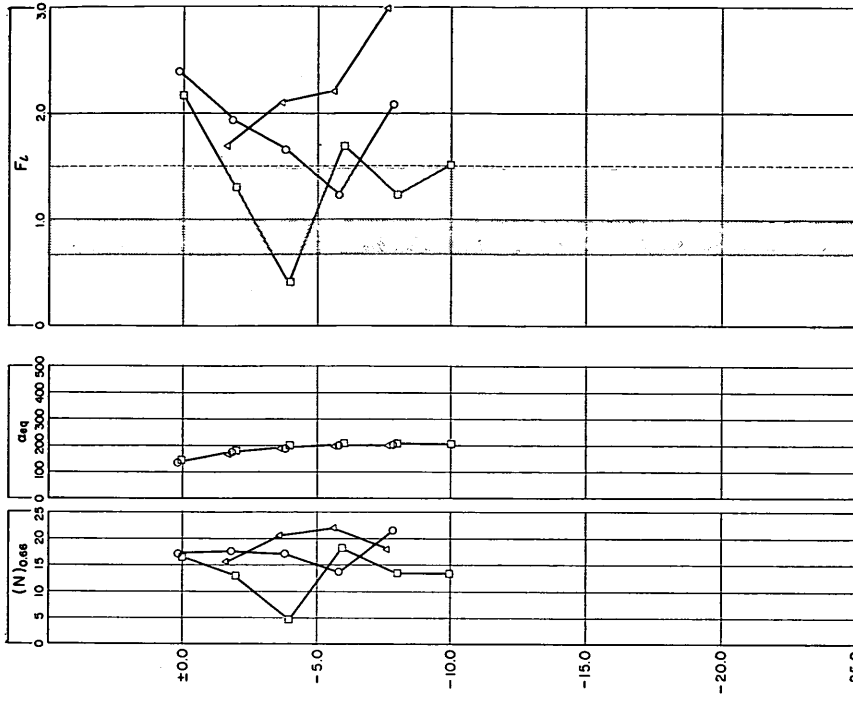
(b) 予測結果

図-32 秋田港大浜 2 号岸壁 (液状化事例) の予測結果

(a) 地盤条件

粒度とN値による新しい液状化予測法

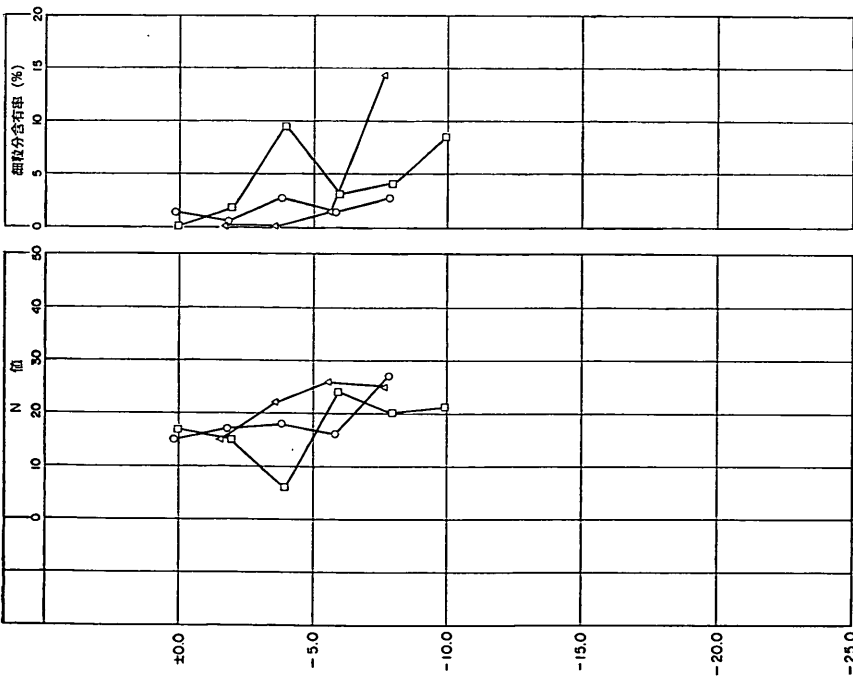
大浜2号 旧蔵岸



○ Bor No. 43-1
□ Bor No. 43-2
△ Bor No. 43-3

(b) 予測結果

大浜2号 旧蔵岸



○ Bor No. 43-1
□ Bor No. 43-2
△ Bor No. 43-3

(a) 地盤条件

図-33 秋田港大浜2号旧蔵岸（非液状化事例）の予測結果

B-1.3.4

大浜 3 号

B-1.3.4

大浜 3 号

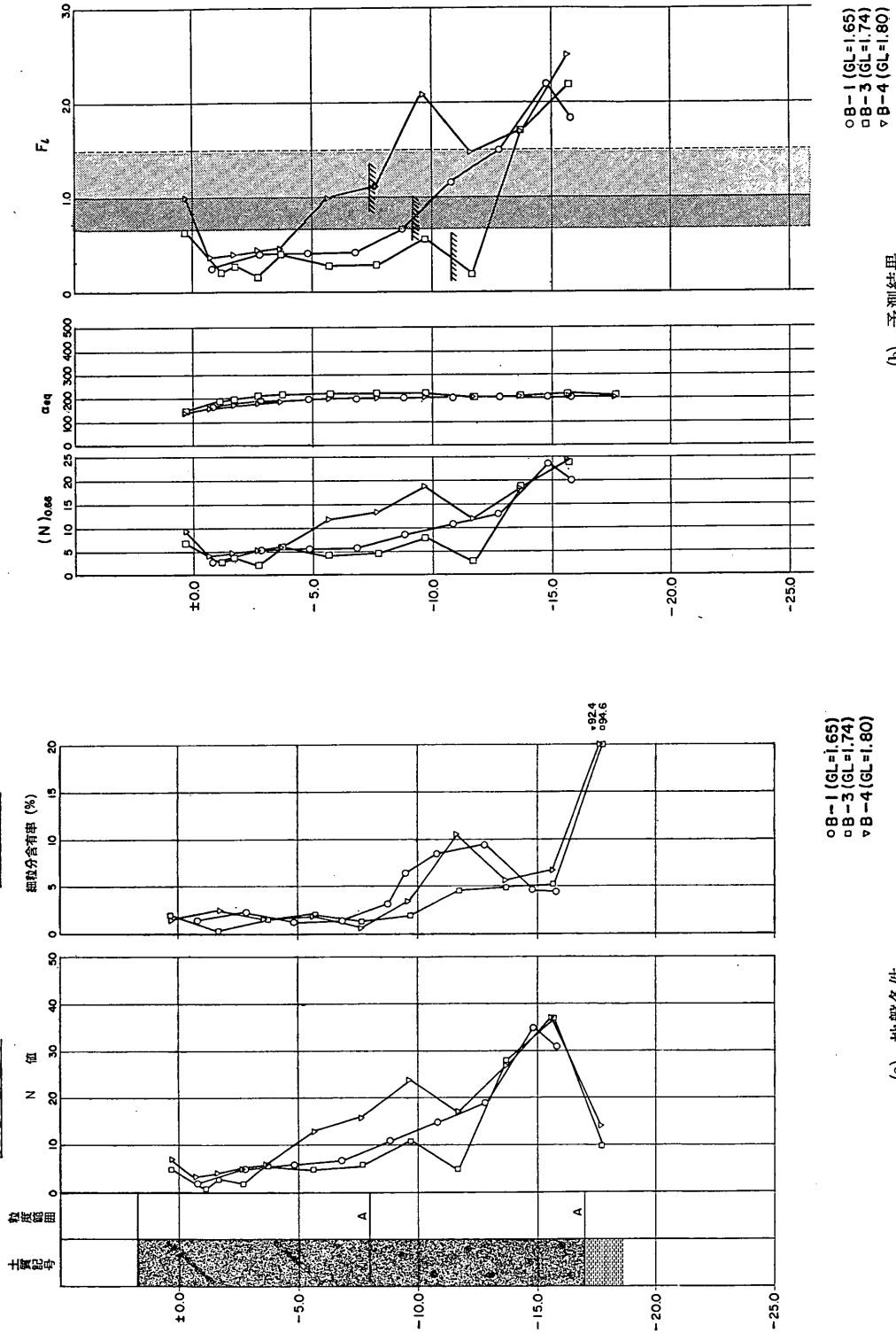
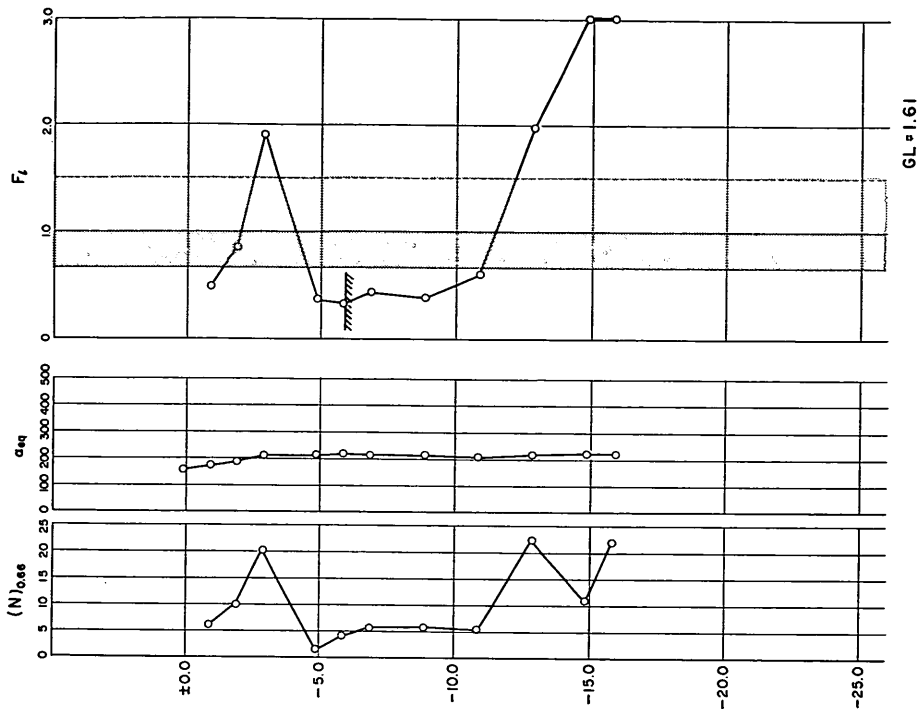


図-34 秋田港大浜3号岸壁（液状化事例）の予測結果

粒度とN値による新しい液状化予測法

B-5

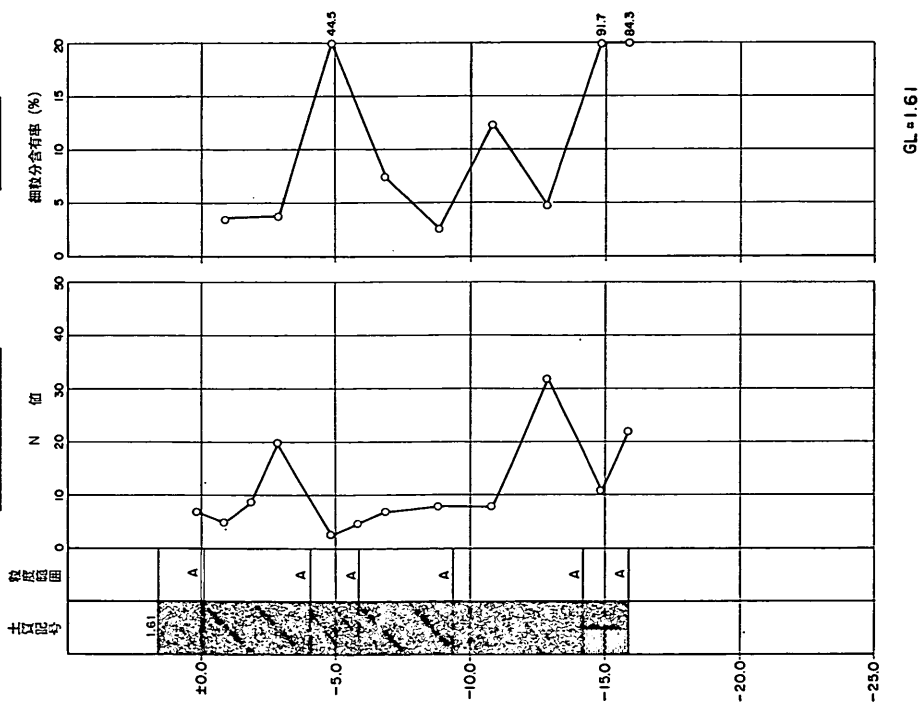
本港地区 中島1号



(b) 予測結果

B-5

本港地区 中島1号

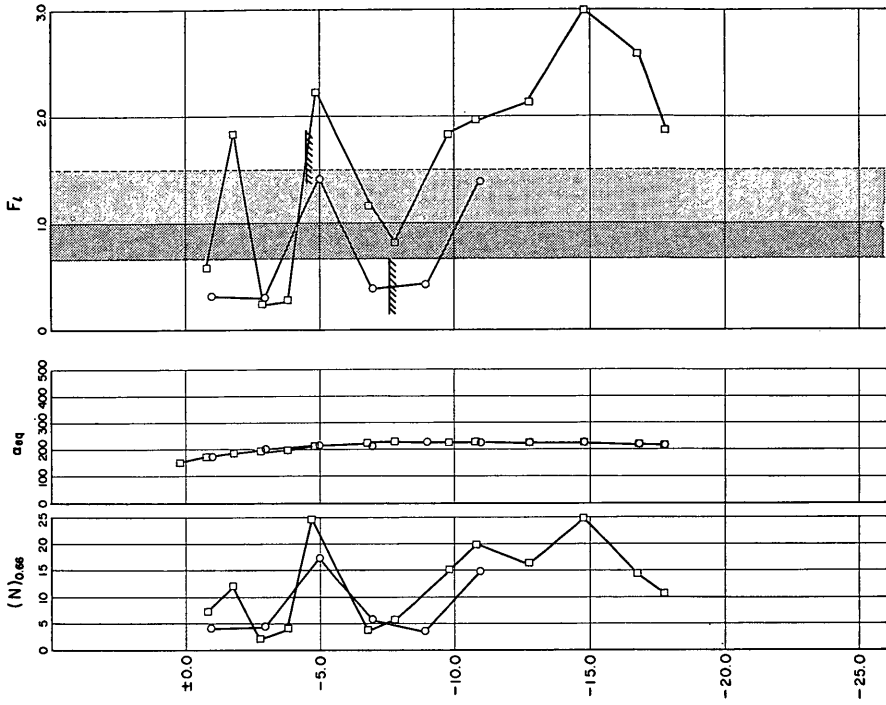


(a) 地盤条件

図-35 秋田港中島1号岸壁（液状化事例）の予測結果

B-1.2

本港地区 中島2号



B-1.2

本港地区 中島2号

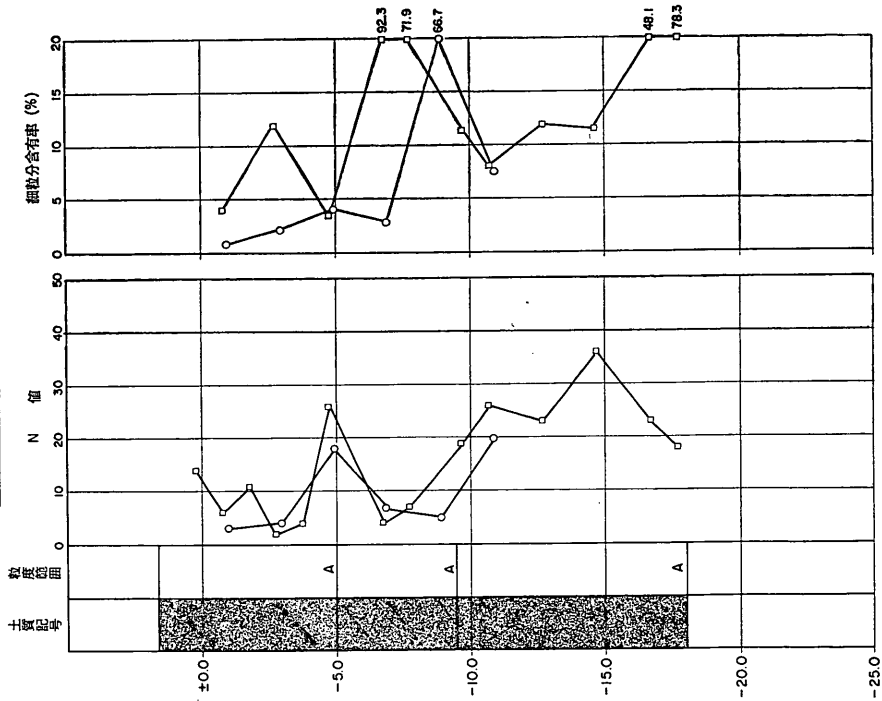
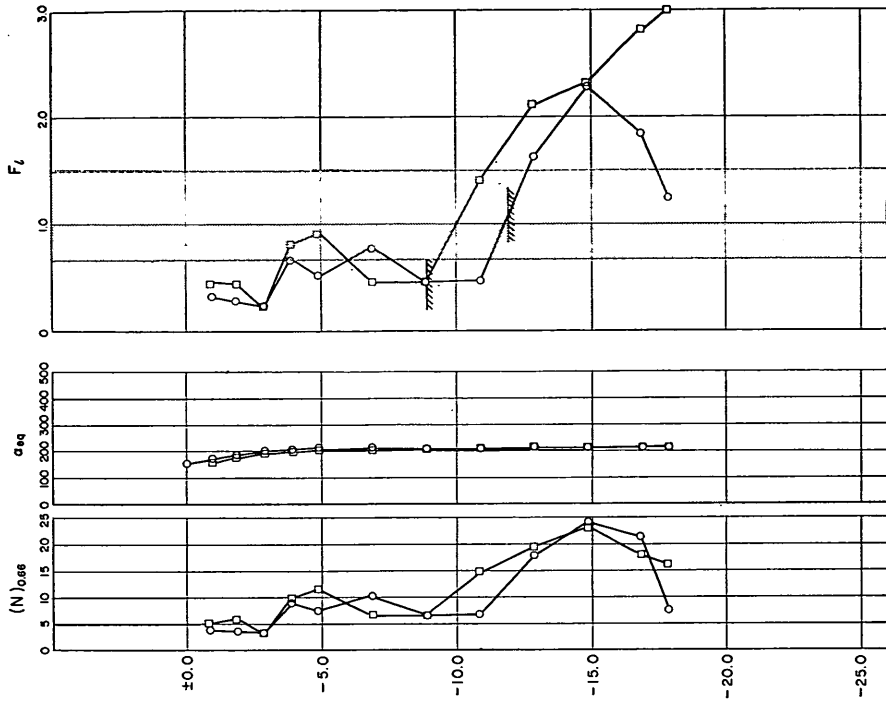


図-36 秋田港中島2号岸壁（液状化事例）の予測結果

粒度とN値による新しい液状化予測法

B-3.4

本港地区 中島3号

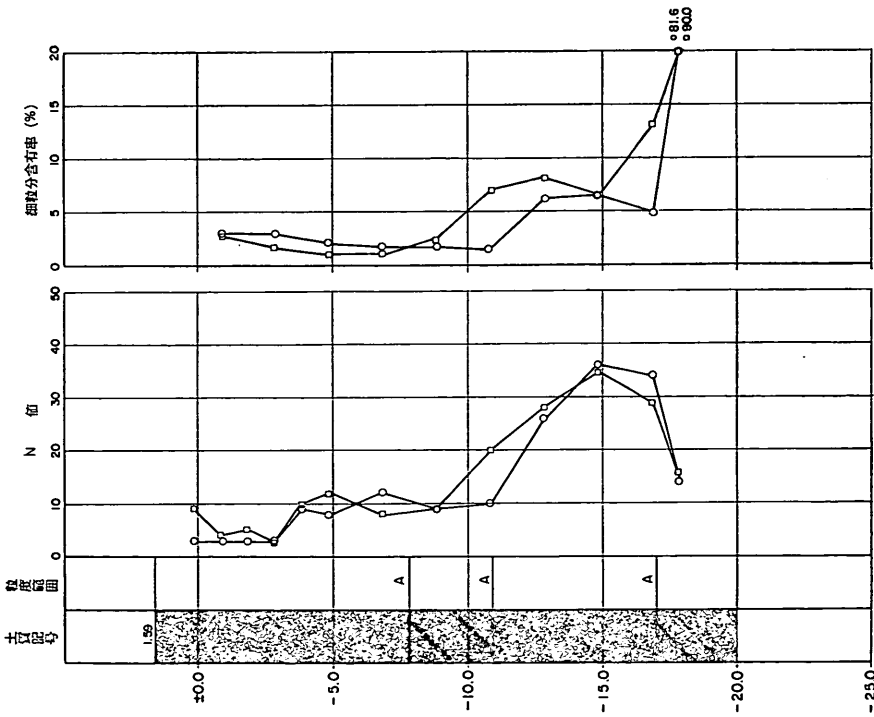


○ B-3 (GL=1.59)
□ B-4 (GL=1.58)

(b) 予測結果

B-3.4

本港地区 中島3号



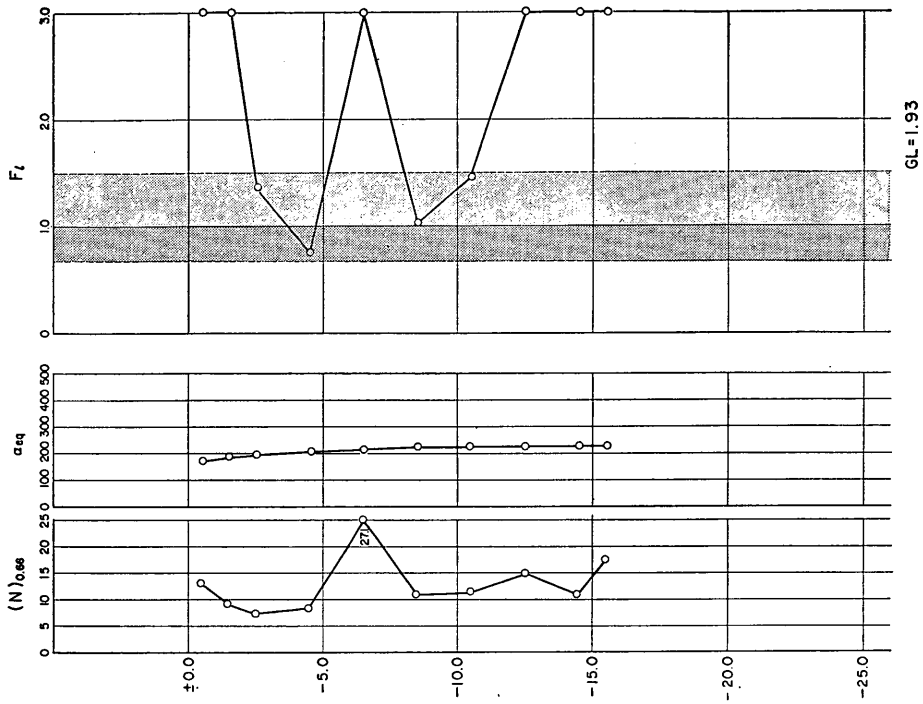
○ B-3 (GL=1.59)
□ B-4 (GL=1.58)

(a) 地盤条件

図-37 秋田港中島3号岸壁(液状化事例)の予測結果

B-1

本港地区 北埠頭 A

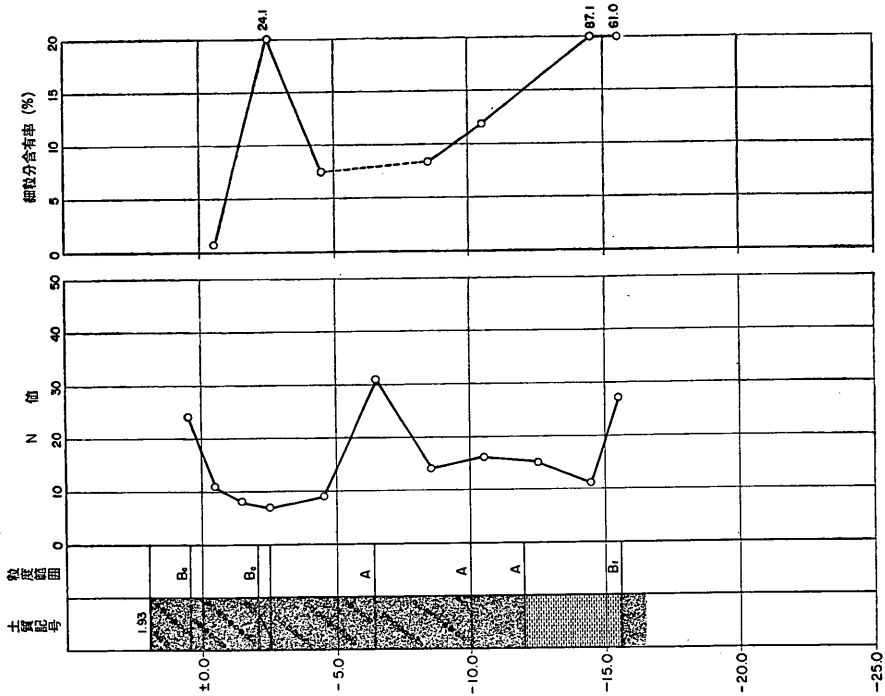


GL=1.93

(b) 予測結果

B-1

本港地区 北埠頭 A



(a) 地盤条件

図-38 秋田港北埠頭A岸壁（液状化事例）の予測結果

粒度とN値による新しい液状化予測法

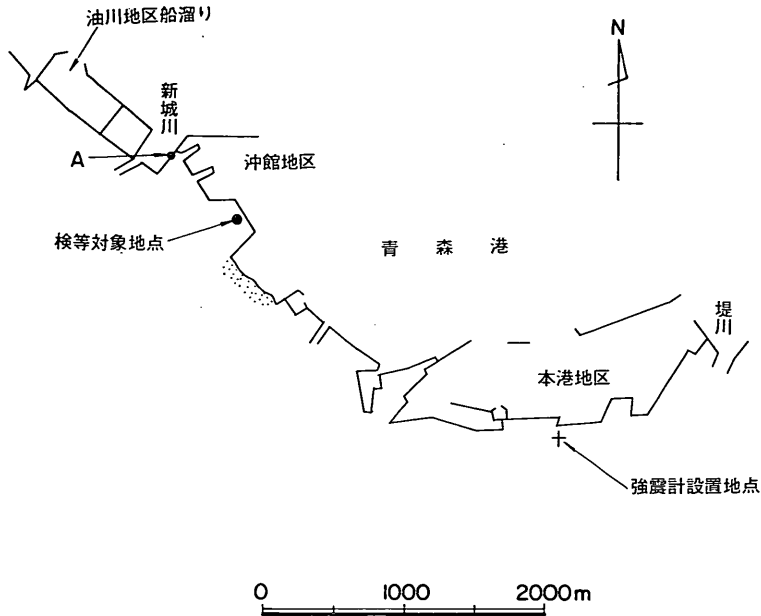


図-39 昭和58年（1983年）日本海中部地震による青森港における液状化事例の検討対象地点と強震計設置地点

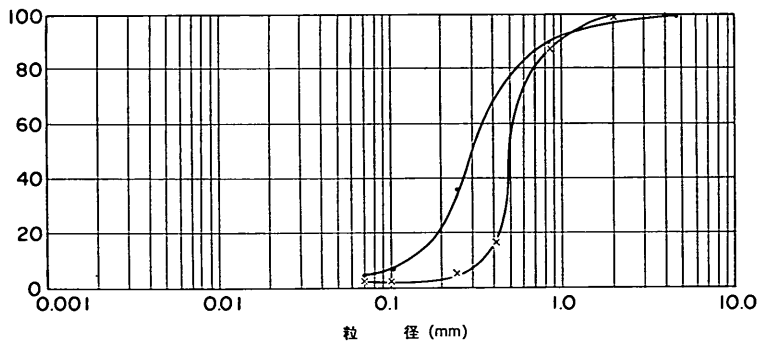


図-40 青森港沖館地区の埋立砂として用いたと推定される砂の粒度

等と判断される。このことから、検討対象地点の地表最大加速度は、強震計設置地点のそれと同レベル、すなわち、100～150 Gal 程度であったと推測される。

検討対象地点の地下水位は、地表から1～3 mの深さであると考えられるので、この地点の地下水面付近の土層のN値及び地表最大加速度は、この土層の等価N値及び等価加速度に等しい。以上のことから、検討対象地点の地下水面付近の土層は、粒度が範囲A、細粒分含有率5%以下、等価N値5前後、等価加速度100～150Galの条件にあったと考えられる。本報告の方法によれば、こ

の土層は、図-25(a)の範囲IまたはIIに区分される。よって、本報告の方法の予測結果と液状化発生状況とは適合すると言える。

(3) 1978年宮城県沖地震による石巻港の事例との対比
1978年宮城県沖地震においては、石巻港のいくつかの岸壁において液状化が発生し、港湾施設に被害をもたらした。液状化の発生は、地域的に見た場合、おおまかには埋立地において発生し、在来地盤においての液状化の発生は一部を除いては見られなかった²⁶⁾。このことから、深さ方向に地盤を見た場合にも、おおまかには、埋

標尺 m	標高 m	現場観察記録				標準貫入試験					
		土質 記号	土質名	色調	記事	N 値					
					0	10	20	30	40	50	60
1											
2											
3											
4											
5											
6	-5.80										
7					全般に含水比高く ルーズな砂層						
8					シルト分若干混入						
9			シルト混り								
10	-9.80		細砂	暗灰							
11					貝殻片全般に混入 する						
12					やわらかい						
13	-13.40		砂質シルト	暗灰							
14					全般的に貝殻片 腐植物混入する						
15					非常にやわらかい 地層である						
16											
17											
18	-18.00		シルト	暗灰							
19			シルト質		シルト分局部的に 混入						
20	-19.80		細砂	暗灰	貝殻片若干混入						
21	-21.50		細砂	暗灰	浮石混入 貝殻片少量含む シルト分若干混入						
22	-22.00		シルト	暗青灰	含水比低く粘性強い						
23					木片・植物の葉が 原形をとどめる						
24	-24.70		腐植土	暗褐							
25					火山灰質 非常に締りが密集 下部粗砂となる						
26	-26.20		細砂	暗灰							
27	-27.70		腐植土	暗褐	木片植物葉根原形 をとどめる						
28					均質で締りは比較 的良い 局部的に粗砂が混 入する						
29											
30	-30.23		細砂	暗青灰							

図-41 青森港の液状化検討対象地点（沖館地区）の埋立前の地盤条件

粒度とN値による新しい液状化予測法

土質柱状図

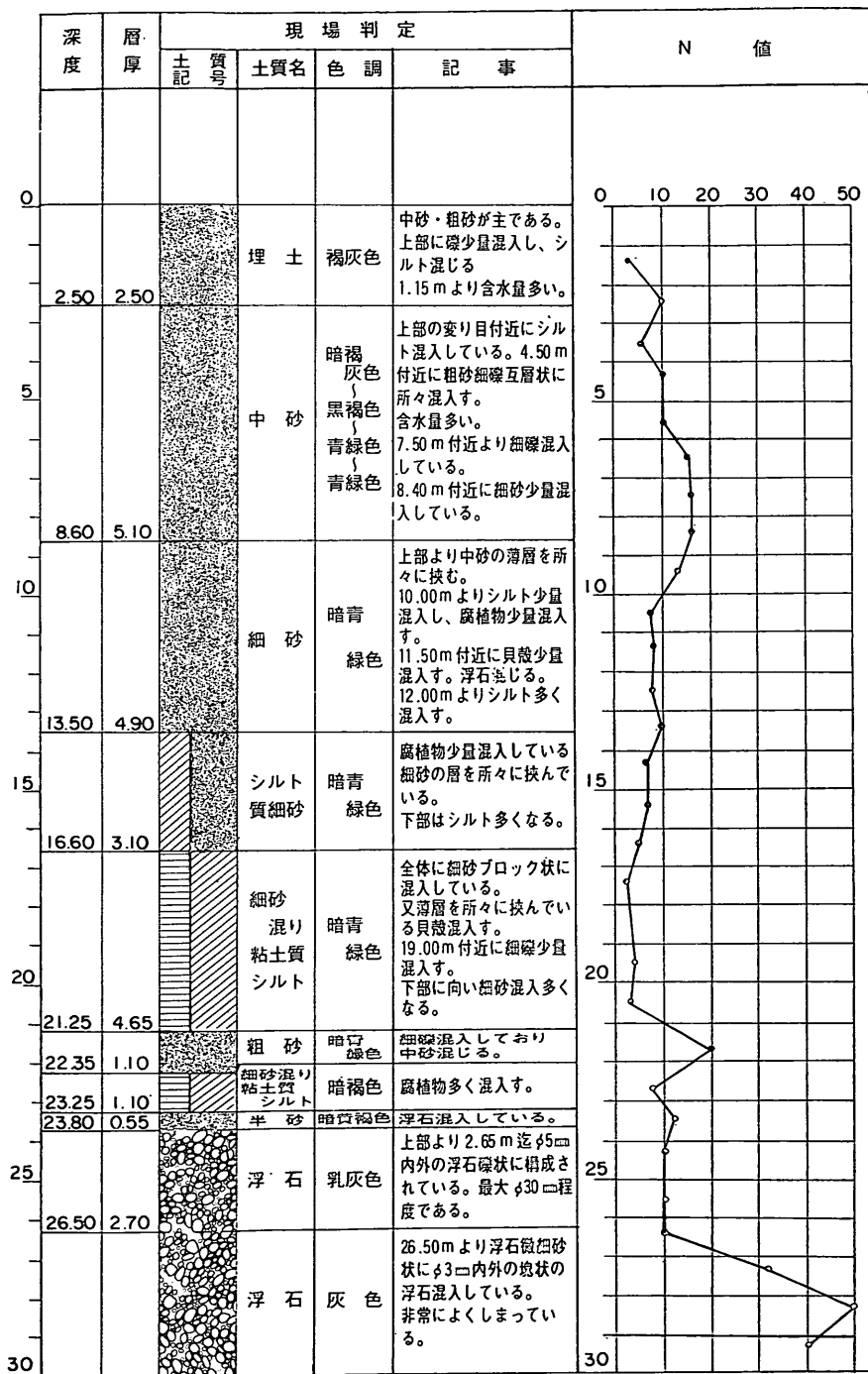


図-42 青森港の強震計設置地点の地盤条件

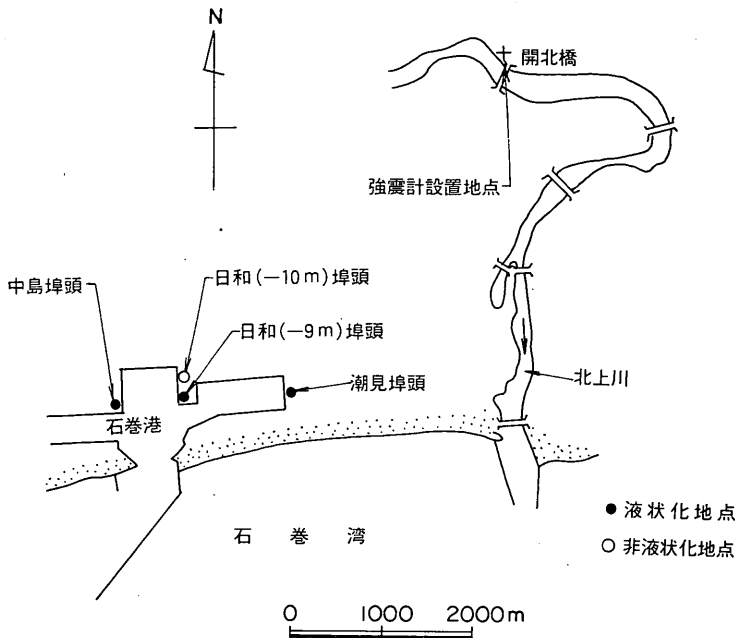


図-43 1978年宮城県沖地震による石巻港における液状化事例の検討対象地点と強震計設置地点

立てにより造成された土層が液状化し、在来地盤の土層は液状化しなかったものと推測される。

地震時には、石巻港から5 km はなれた地点において岩盤に設置された強震計により強震記録が得られている¹⁴⁾。そこで、この記録による入力地震動を用いて、図-43 に示す数地点を選び、液状化の予測を行った。

検討対象地点の地盤条件及び本報告の方法による予測結果は図-44～47 に示すとおりである。図-44 に示す地点においては、岸壁の標準断面図によれば²⁶⁾、+0.6 m 程度の在来地盤を-3.0 m 程度まで掘り下げ、矢板の近くは裏込め状の土砂を用い、残りの部分は埋もどしたと推測される。したがって、液状化が発生したのは、おおむね埋もどしにより造成された土層であると推測される。図-44 に示す予測結果は、このような工事を行う前の地盤条件を用いて得られており、この意味では、在来地盤の部分のみの予測結果を得ていることになる。したがって、標準的には予測結果と液状化発生状況の間には矛盾はないと考えられる。

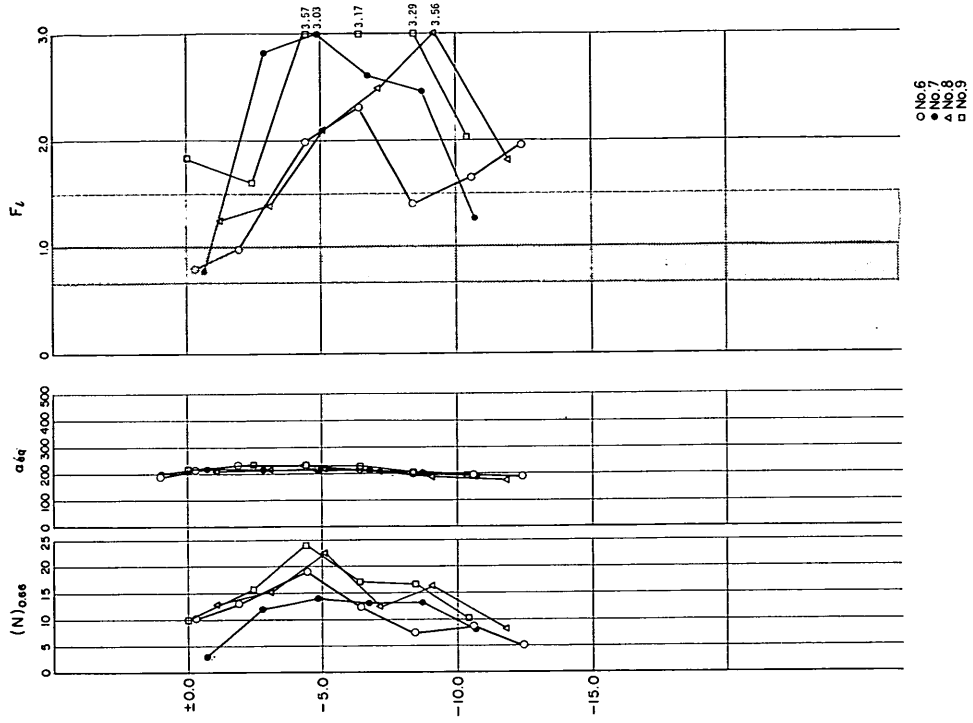
しかし、図-44 に示す地点についてさらに詳細に見ると、以下に示すようにさらに検討を要する事項があることがわかる。同地点のうちのNo. 8 の部分は、旧海上部に位置し、液状化の発生による構造物の被害が他の部分

に比べて著しかった部分である²⁶⁾。検討を要すべき第一点は、データそのものの信頼性に関わる点であるが、旧海上部であるにもかかわらず、ボーリング時点の標高は0.9 m となっており矛盾がある。検討を要すべき第二点として、この部分の被害が他の部分に比べて特に著しいことから考えると、液状化した深さも他の部分と比べて深いと考えることが自然である。とすると、在来地盤が液状化したか否か、さらに、液状化したとすればどの深さまで液状化したかを明らかにする必要がある。これらの点については、現在のところ未解明の点として残さざるを得ない。

図-45 に示す液状化地点では、下方の粘土層の地盤改良のために、エゼクタを用い上方の砂層をつらぬいて砂柱を施工している²⁶⁾。したがって、どの深さまで液状化したかは不明である。砂柱を施工してから地震が発生するまでの間には、標準貫入試験が行われていないので、液状化予測においては、地震後に調査した粒度とN値を代用した。この地点に近接する潮見ふ頭では、液状化が発生したにもかかわらず、地震前後のN値には図-48 に示すように大きな差はないことがその根拠である。予測結果と液状化発生状況の間には、矛盾はないと考えられる。

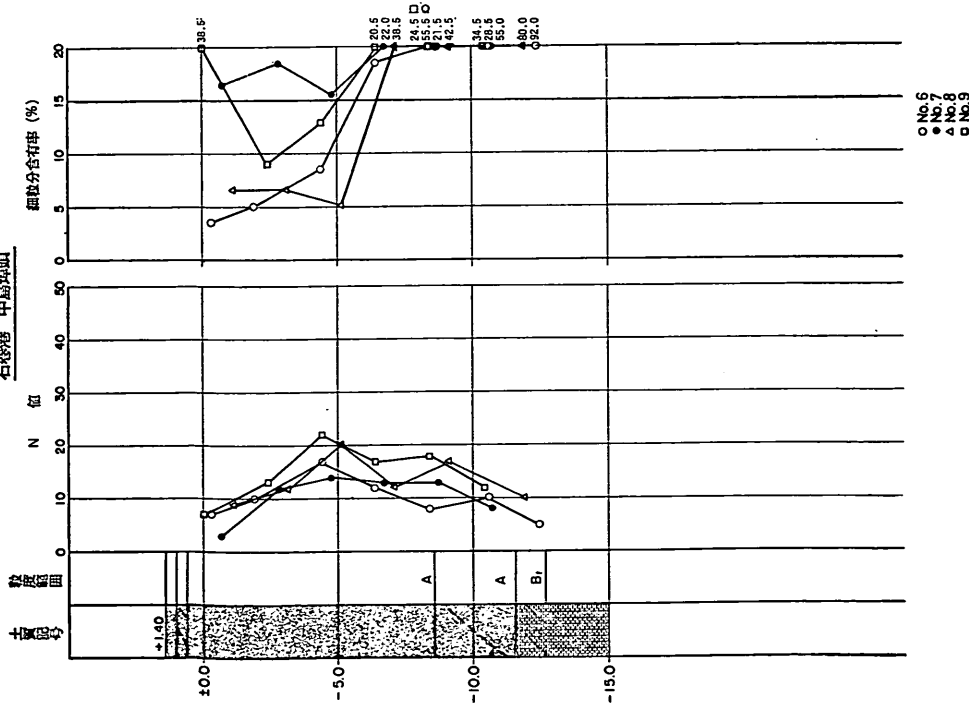
粒度とN値による新しい液状化予測法

石巻港 中島堤頭



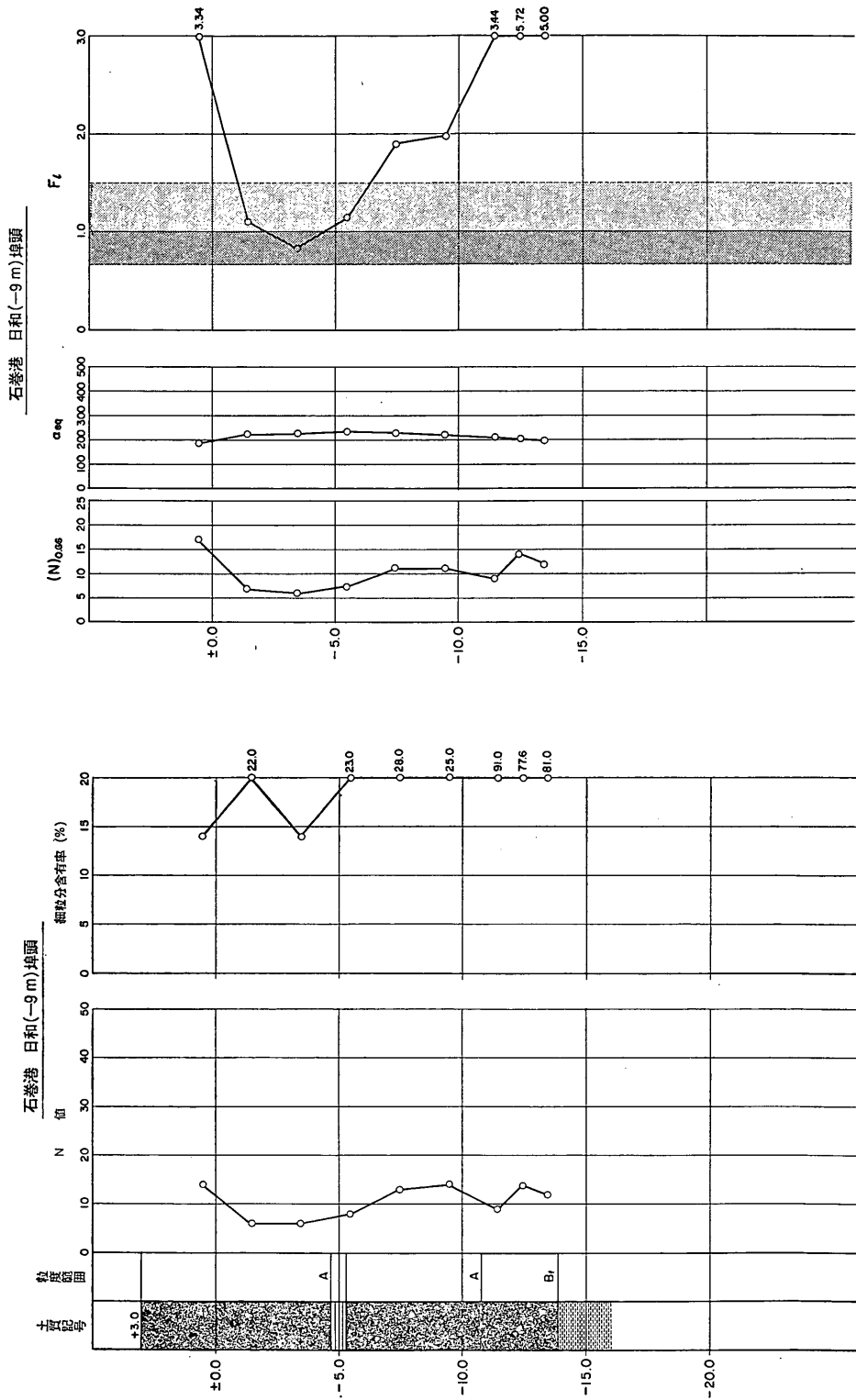
(b) 予測結果

石巻港 中島堤頭



(a) 地盤条件

図-44 石巻港中島ふ頭（液状化事例）の予測結果

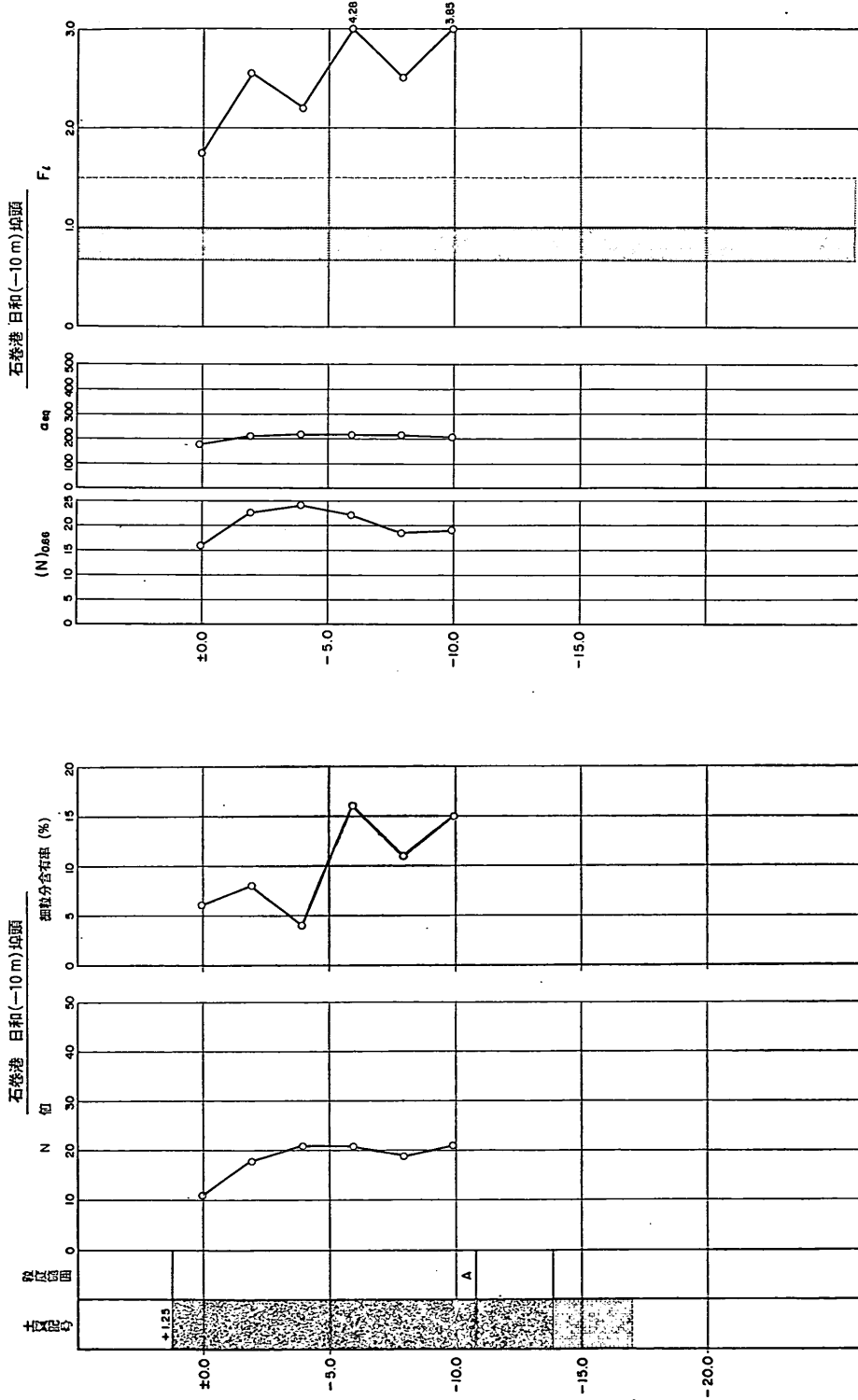


(b) 予測結果

(a) 地盤条件

図-45 石巻港日和(-9m)埠頭の予測結果

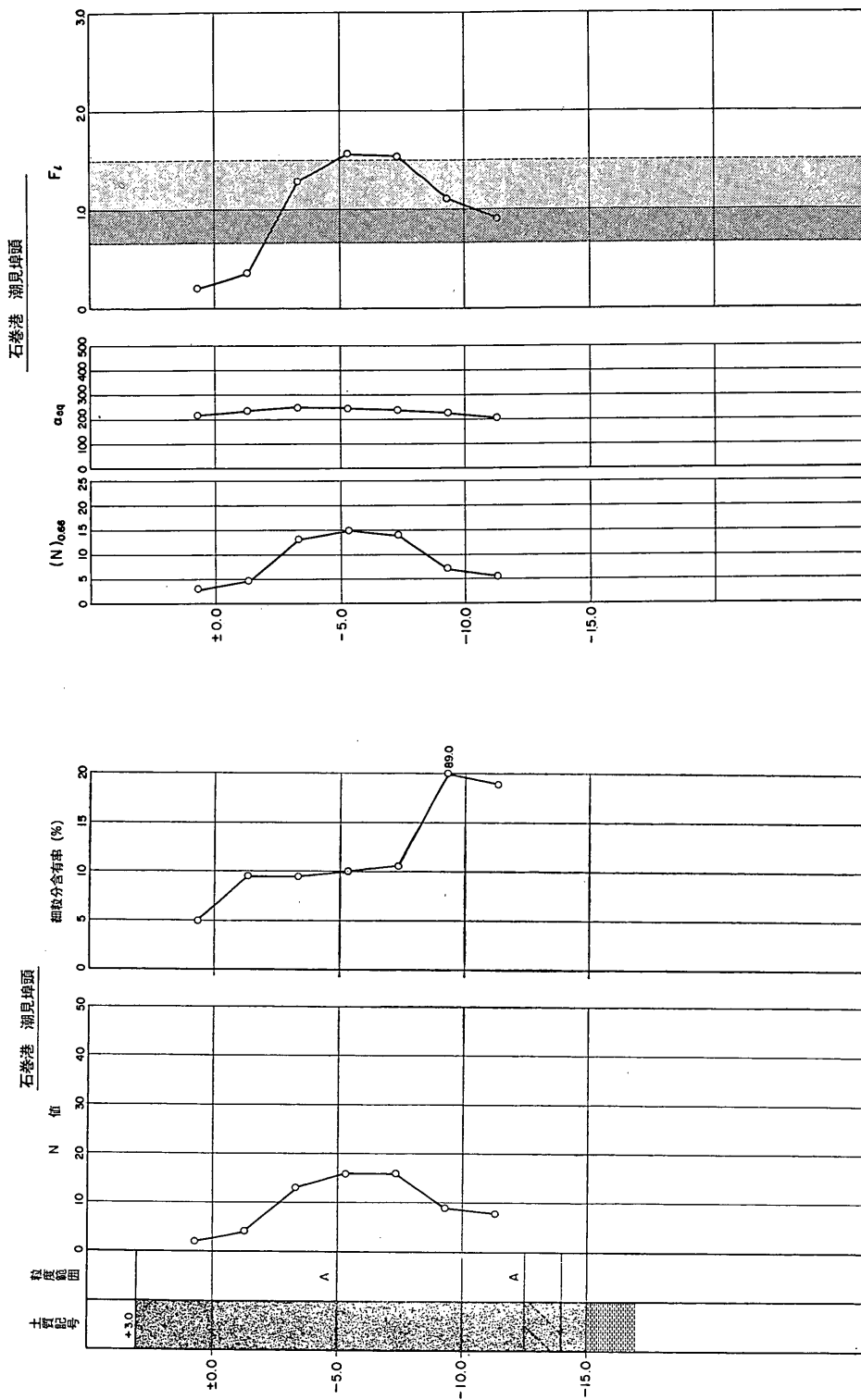
粒度とN値による新しい液状化予測法



(b) 予測結果

図-46 石巻港日和(-10m)ふ頭(非液状化事例)の予測結果

(a) 地盤条件



(b) 予測結果

図-47 石巻港潮見ふ頭（液状化事例）の予測結果

(a) 地盤条件

粒度とN値による新しい液状化予測法

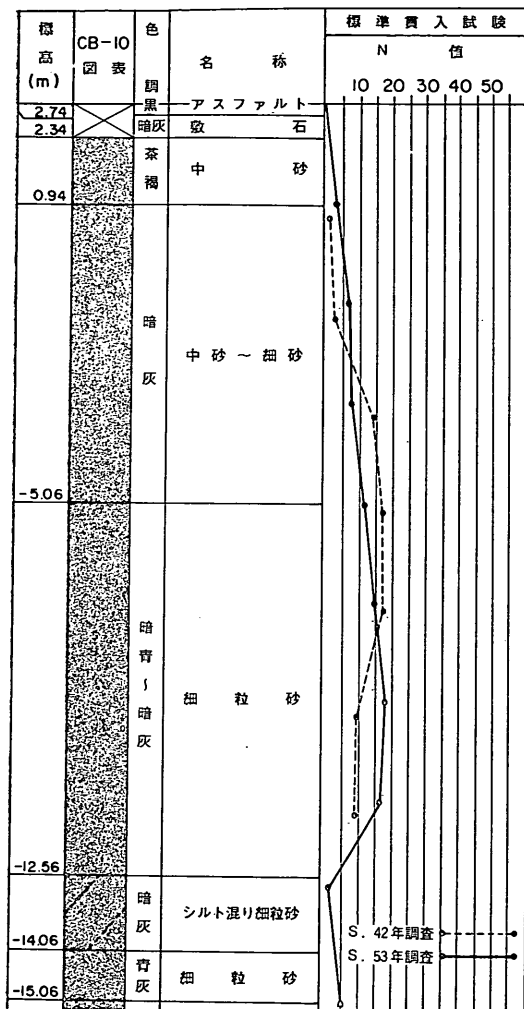


図-48 石巻港潮見ふ頭の前地震後のN値の比較

図-46 に示す非液状化地点では、予測結果と液状化発生状況の適合性が極めて良い。図-47 に示す液状化地点では、液状化した土層の深さが明確ではないが、少なくとも、予測結果と液状化発生状況に矛盾はないと考えられる。

以上の検討結果から、1978年宮城県沖地震による石巻港の事例では、液状化発生状況や地盤条件に関し、やや検討を要する点が残されているが、本報告の方法による予測結果と液状化発生状況の間に大きく矛盾する点は見い出せなかったと言える。

4.3 強震計設置地点の事例との対比

(1) 昭和58年(1983年)日本海中部地震における秋田港の強震計設置地点の事例との対比

昭和58年(1983年)日本海中部地震においては、既に述べたとおり、秋田港の相当数の岸壁において液状化が発生したが、秋田港に設置された強震計付近においては液状化の発生は見られなかった。その地盤条件²⁷⁾と予測結果は図-49 に示すとおりである。なお、同図に示すNo.1のデータは、地震後の調査によるもので、中央開発株式会社より提供いただいたものである。この地盤の±0.0～-1.5mの土層の粒度は、図-24 における粒度範囲のAとB_cの境界に相当するものとなっている²⁷⁾。図-49 に示した予測結果は、かりにこれを粒度範囲Aの土層と考えると導いたものである。かりにこれを粒度範囲B_cの土層と考えれば、F_Lの値は図-49 に示すものよりも相当に増大すると考えられる。このような点を考慮すれば、本事例における予測結果と液状化発生状況は矛盾するものではないと考えられる。

(2) 1968年十勝沖地震における青森港の強震計設置地点の事例との対比

1968年十勝沖地震においては、図-50(a)に示すように、青森港の強震計がやや特異な波形を記録し²⁹⁾、そのことをもって強震計設置地点に液状化が発生したのではないかとする意見があった。しかし、液状化の発生を明らかに示す痕跡等が得られず、その真偽は明らかではなかった。しかし、最近になり、1968年十勝沖地震発生時に強震計設置地点において周辺地盤の挙動を観察した結果をまとめた記録が得られた。これを付録Cに示す。この記録により、本事例は、明らかに液状化した事例と考えられる。ただし、液状化した土層の深さについては明らかではない。本事例の地盤条件²⁵⁾及び予測結果は、図-51 (a) (b) に示すとおりであり、予測結果と液状化発生状況は矛盾しないと考えられる。

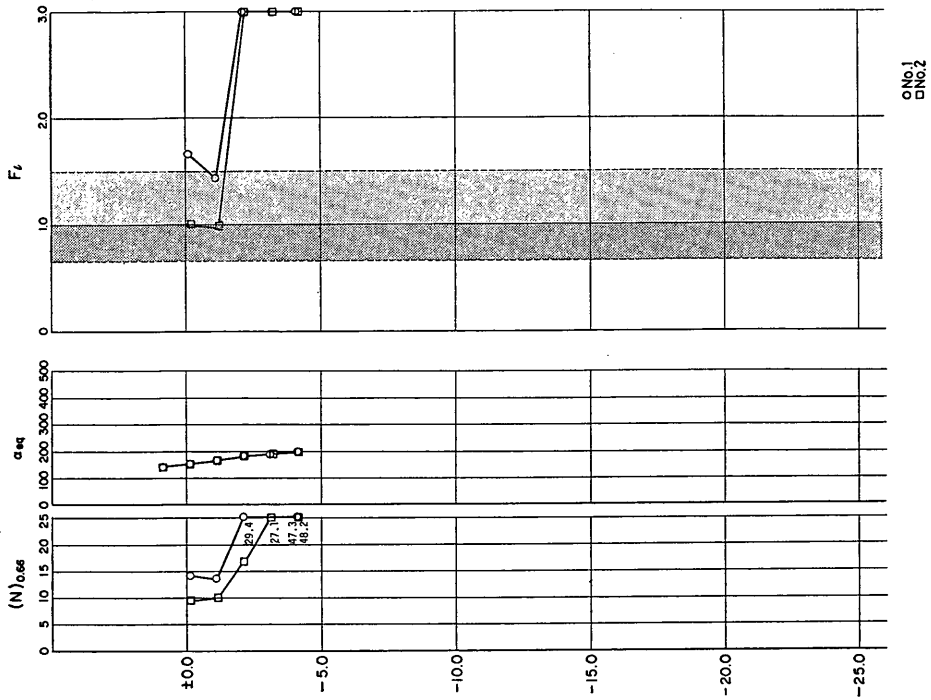
(3) 昭和58年(1983年)日本海中部地震における青森港の強震計設置地点の事例との対比

青森港の強震計設置地点²⁹⁾においては、昭和58年(1983年)日本海中部地震においては、液状化の発生は見られなかった。強震記録波形にも、図-50 (b) に示すとおり¹⁵⁾、液状化の発生を示すような特異性は含まれていない。予測結果は、図-51 (c) に示すとおりであり、範囲IIに含まれる土層がいくつかあるが、液状化発生状況との間に矛盾はない。

(4) 1968年十勝沖地震における八戸港の強震計設置地点の事例との対比

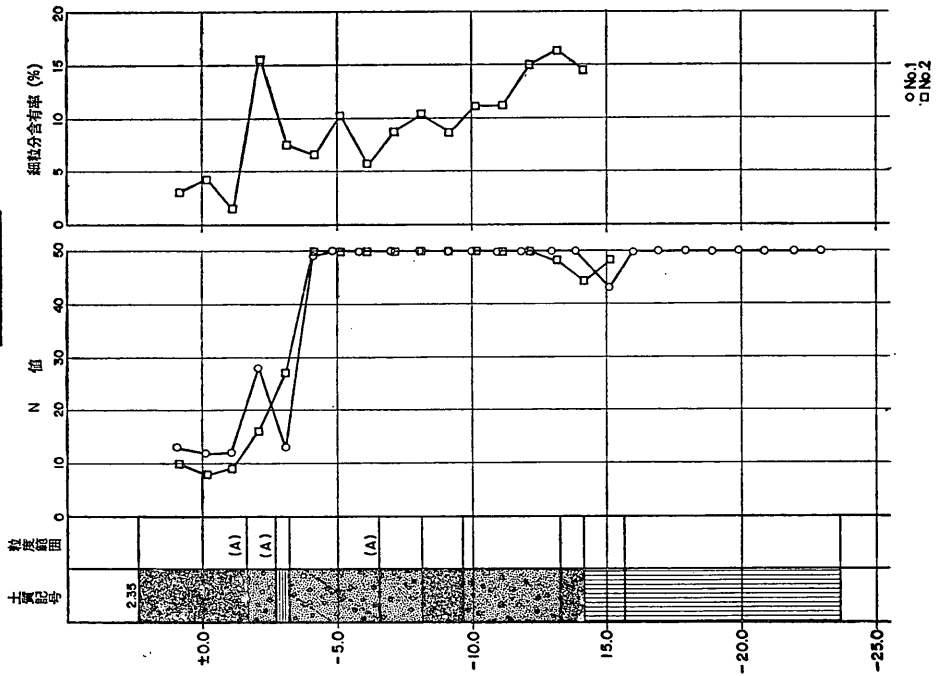
八戸港の強震計設置地点は、図-52 (a) に示すとおり²⁵⁾²⁹⁾、部分的にN値10以下の砂層を含む地盤であり、1968年十勝沖地震によって、最大加速度 233 Gal (NS成分)の地震動を受けた²⁹⁾が液状化していない。各土層の

秋田 - S



(b) 予測結果

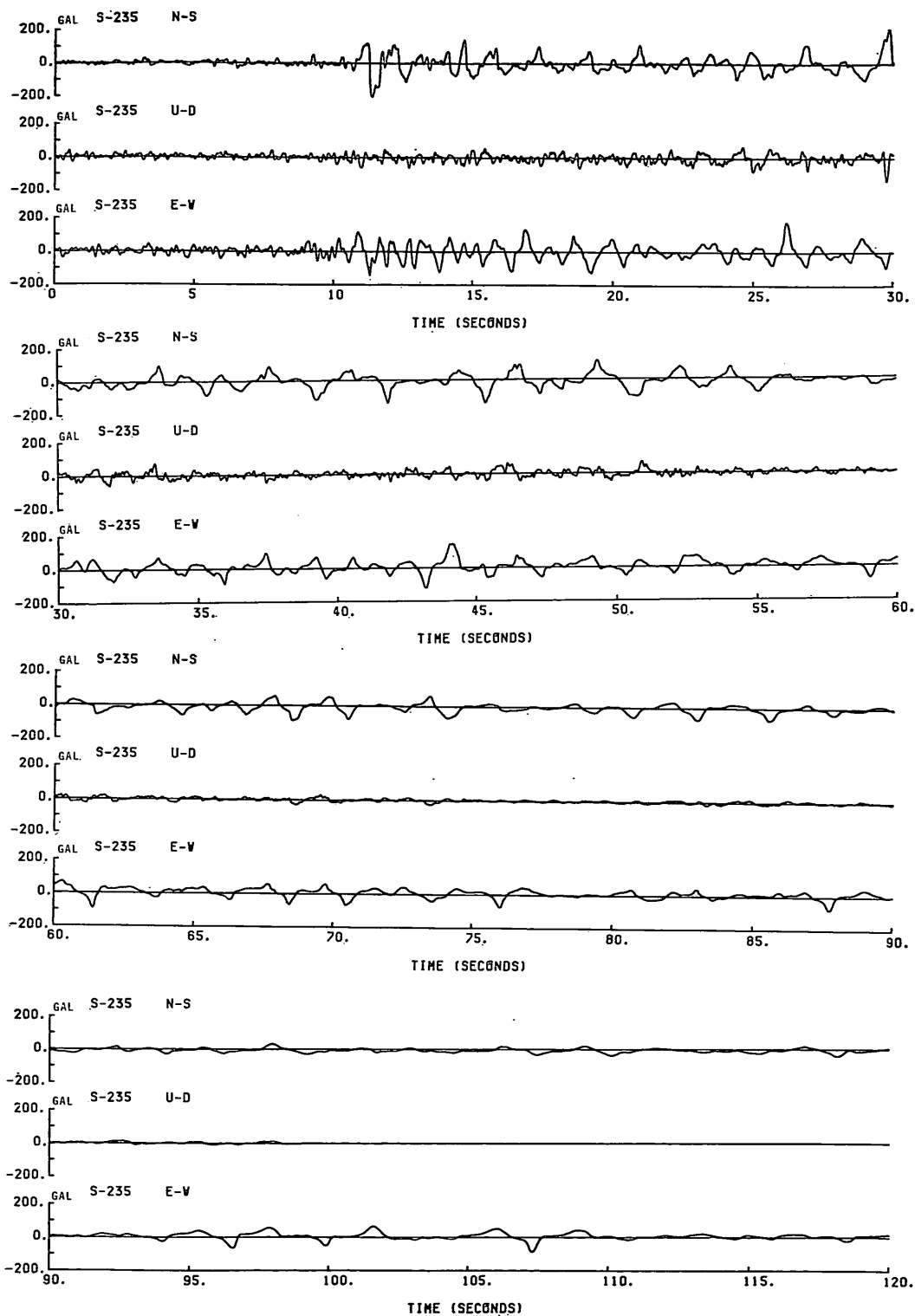
秋田 - S



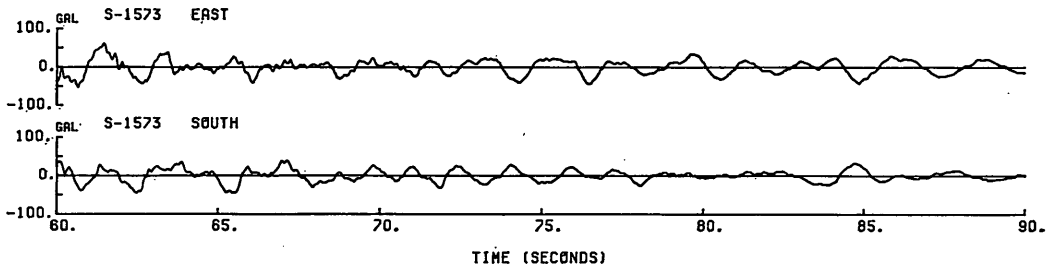
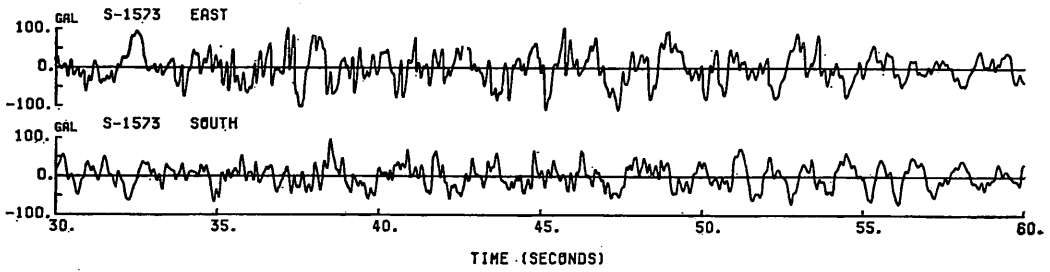
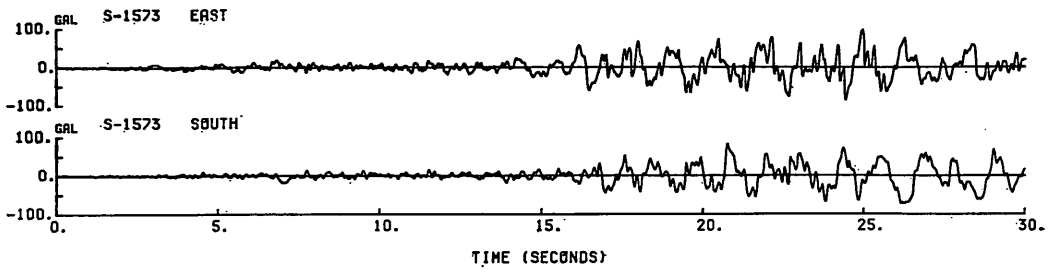
(a) 地盤条件

図-49 秋田港の強震計設置地点(非液化化事例)の予測結果

粒度とN値による新しい液状化予測法

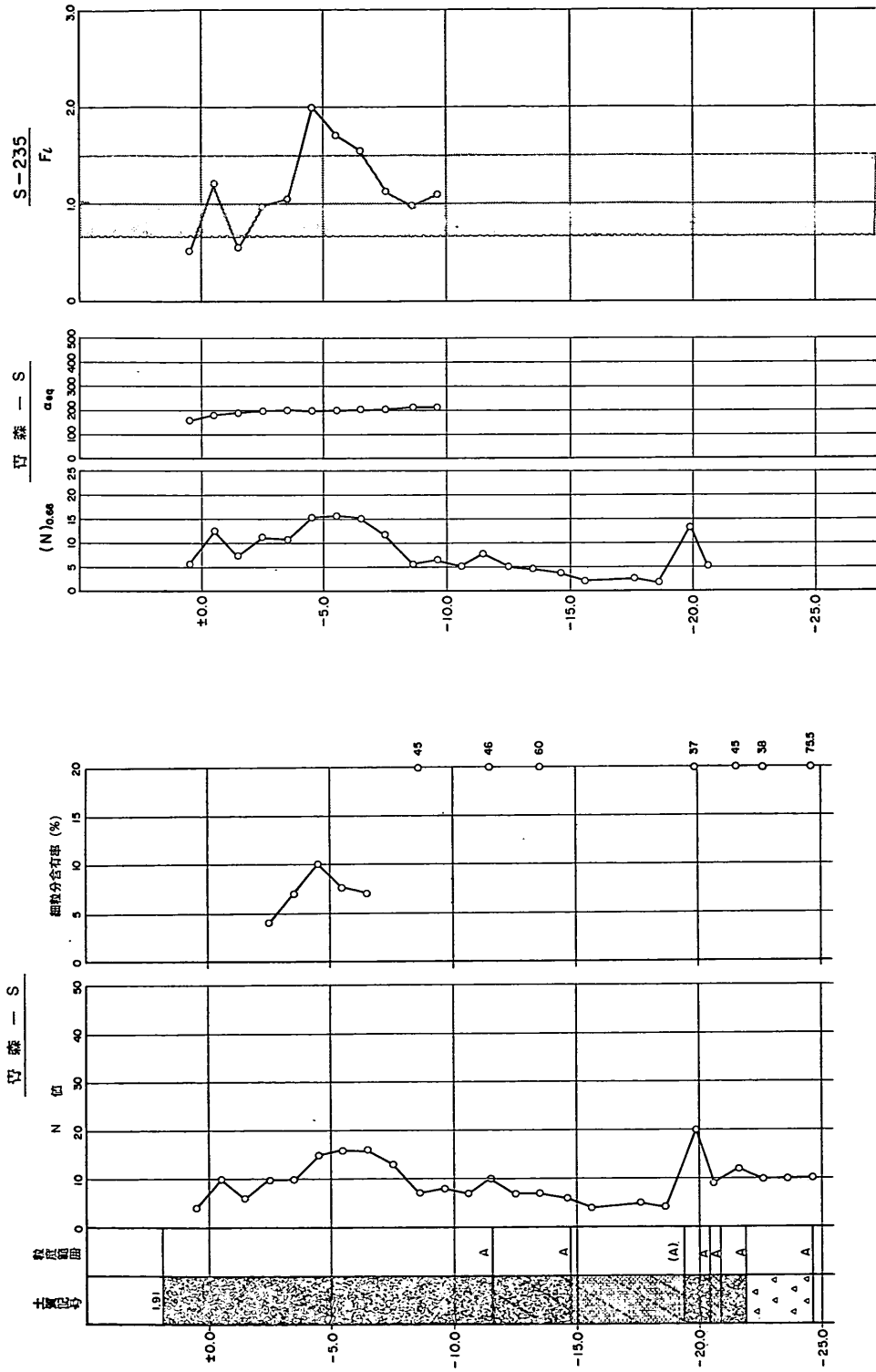


(a) 1968年十勝沖地震
 図-50 青森港の強震記録

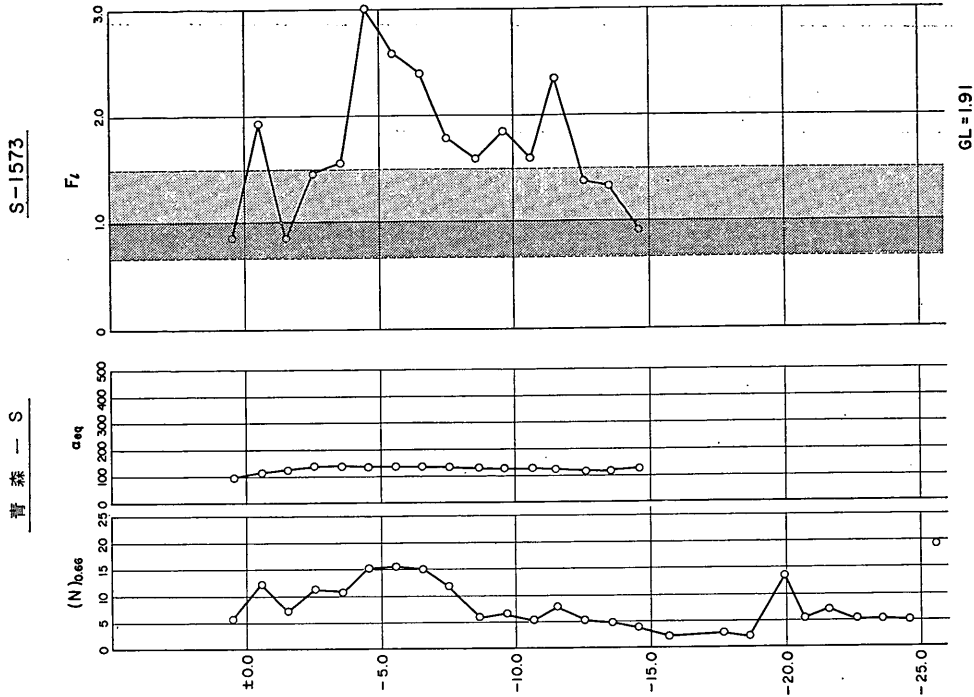


(b) 昭和58年(1983年)日本海中部地震
図-50 青森港の強震記録

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) 地盤条件 (b) 1968年十勝沖地震に対する同地点(液状化事例)の予測結果
 図-51 青森港の強震計設置地点の予測結果



(c) 昭和58年(1983年)日本海中部地震に対する同地点(非液状化事例)の予測結果
 図-51 青森港の強震計設置地点の予測結果

粒度が明確ではないので、本事例に対する本報告の方法の適合性に関して明確な判断を下すことは困難である。かりにすべての土層の土を粒度範囲Aに含まれるものとし、細粒含有率による限界 N 値の通減を考慮せずに予測した結果は、図-52(b)に示すものとなる。これに対し、かりに N 値10以下の土層が15%以上の細粒分を含むものとして予測を行えば、すべての土層において F_L が1.0以上となる。したがって、本事例について、予測結果と液状化発生状況との間に、少なくとも、矛盾があると結論することは困難である。

(5) 昭和58年(1983年)日本海中部地震における函館港の強震計設置地点の事例との対比

港湾地域に設置された強震計は、SMAC-B2強震計である場合が多いが、函館港においては、ERS強震計が設置されている³⁰⁾。両強震計の間には計器特性に相違があり、一般には、SMAC-B2強震計による最大加速度のほうがERS強震計によるそれよりもやや小さい。本報告の方法は、技術基準の方法を基本としたものであるが、技術基準の方法は、SMAC-B2強震計による最大加速度をもとにして作成されているので、厳密に言えば、SMAC-B2強震計による最大加速度を用いたほうが適合

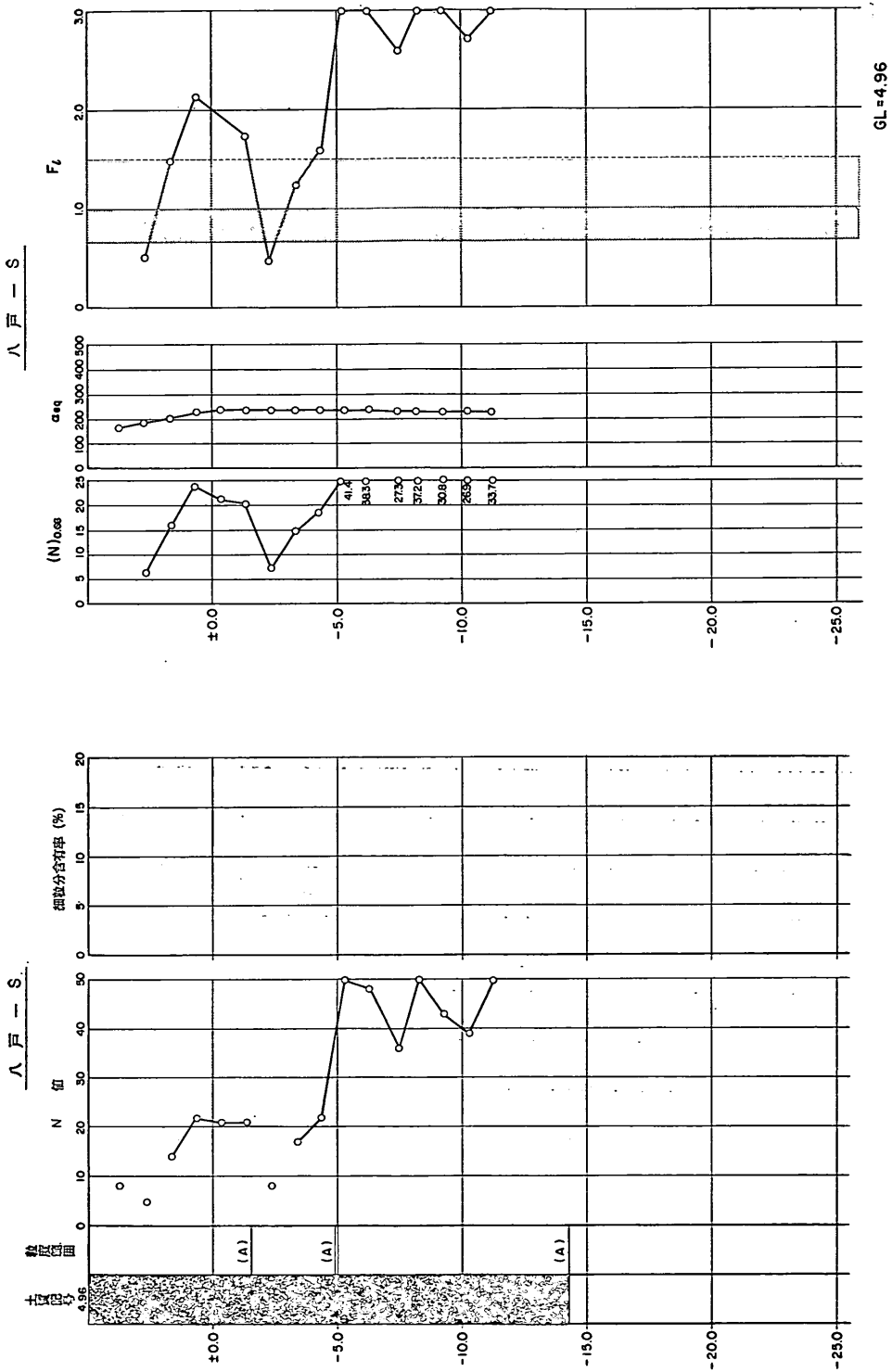
性が良い。そこで、SMAC-B2強震計以外の強震計により記録された地震動については、電子計算機によりSMAC-B2強震計による記録地震動に相当する地震動を計算して、予測を行うこととした。表-4におけるSMAC-B2 EQUIVALENTという注は、このことを意味する。

さて、本事例は非液状化事例である。最大加速度が約50 Galに過ぎず¹⁵⁾、液状化しないのは当然とも見えるが、図-53に示すように、 N 値が特に小さい土層を含む地盤であるため³⁰⁾、検討対象事例として取り上げることとした。予測結果と液状化発生状況との適合性は良いと考えられる。

(6) 1968年及び1984年に日向灘で発生した地震による細島港の強震計設置地点の事例との対比

細島港においては、1968年及び1984年に、いずれも最大加速度約250 Gal程度の地震動を受けているが³¹⁾³²⁾、強震計設置地点においては、液状化は発生していない。同地点の上部は、図-54に示すように、細粒分を36%程度含む砂であり³³⁾³⁴⁾、細粒分の影響を検討するための事例として適当な事例と考えられる。図-54におけるS-213は1968年の地震、S-1729は1984年の地震を指

粒度とN値による新しい液状化予測法

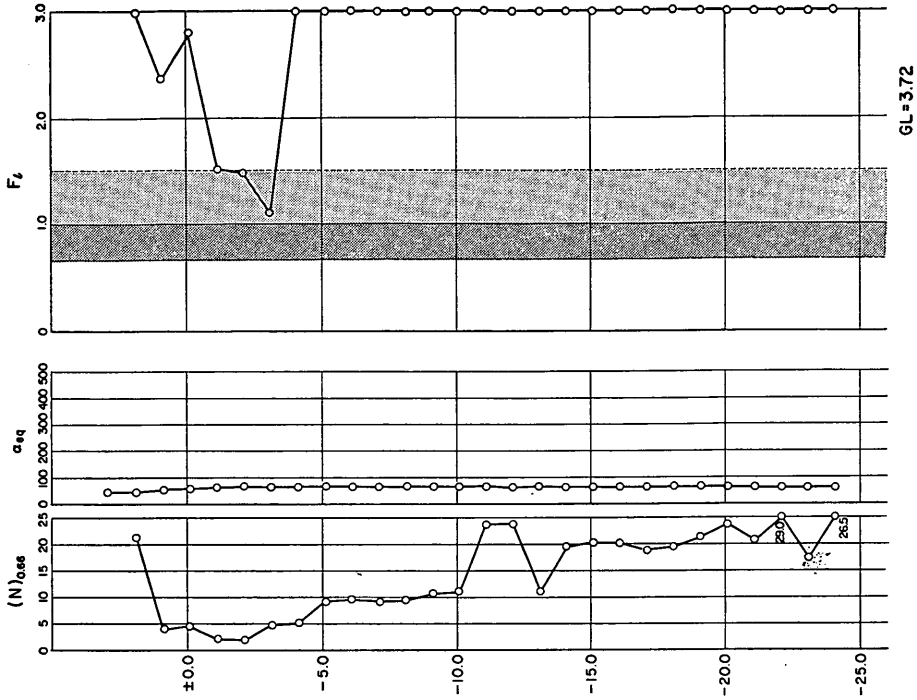


(b) 予測結果

図-52 八戸港の強震設計設置地点(非液状化事例)の予測結果

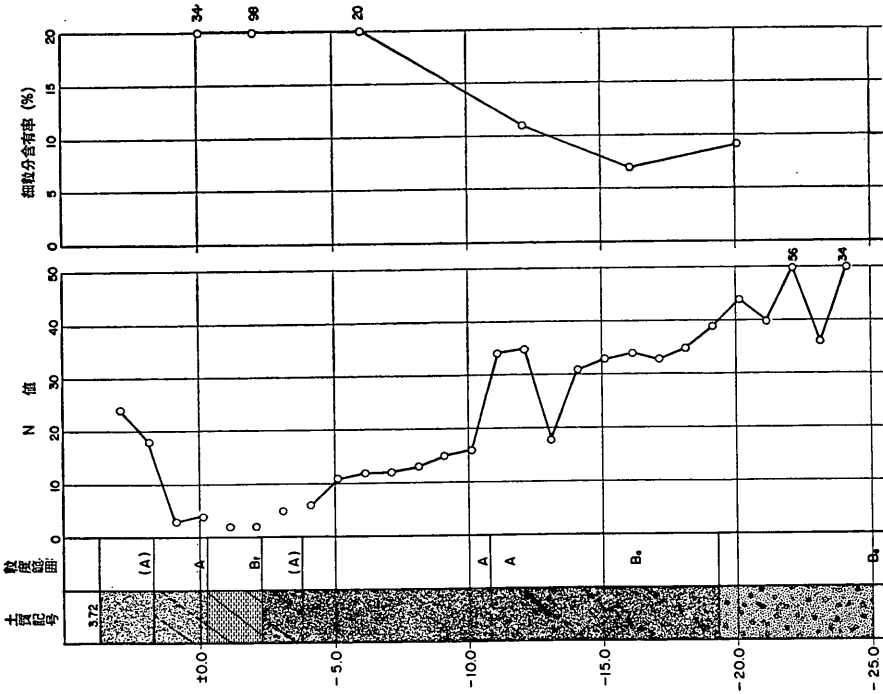
(a) 地盤条件

函館一M



(b) 予測結果

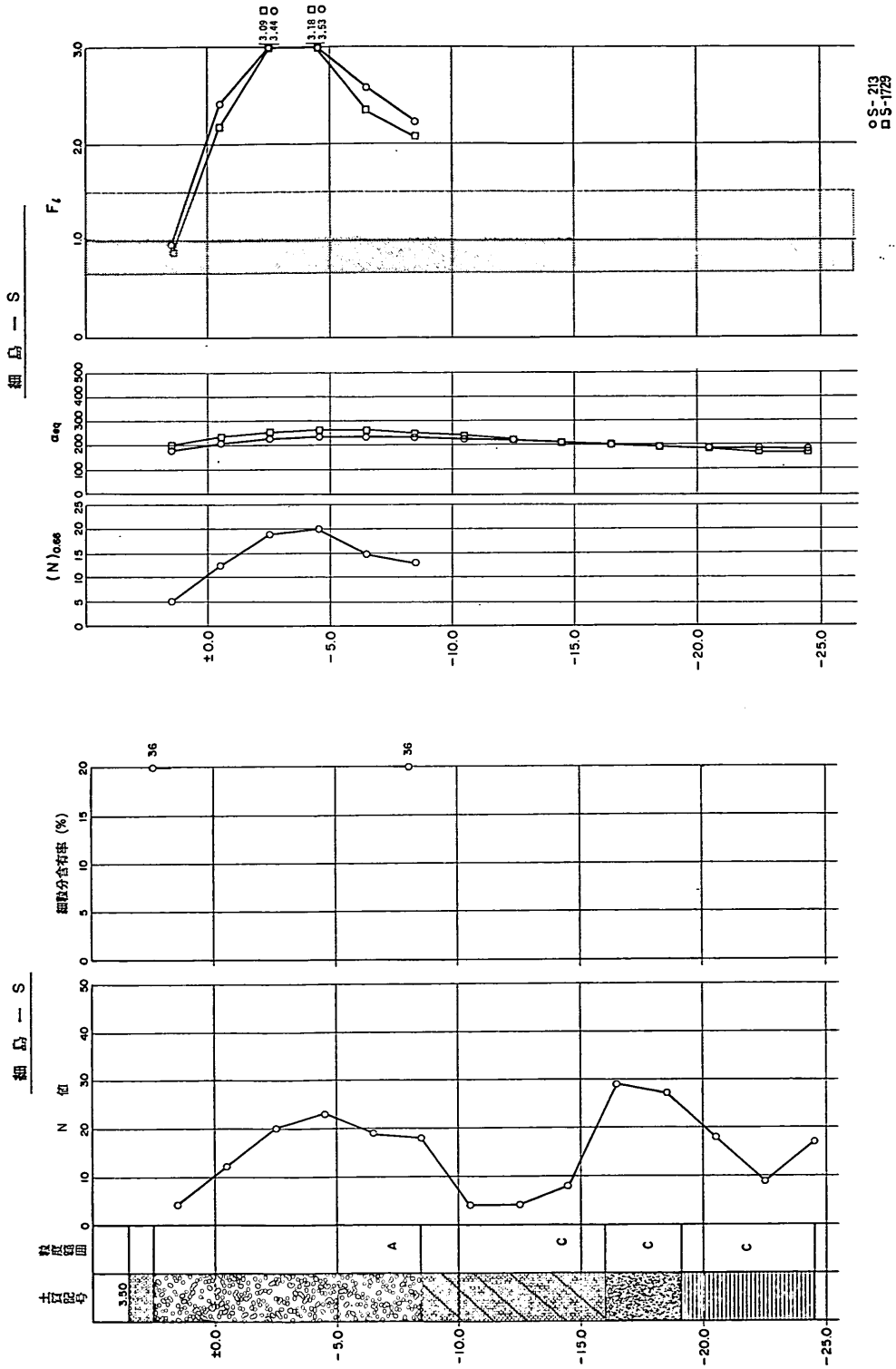
函館一M



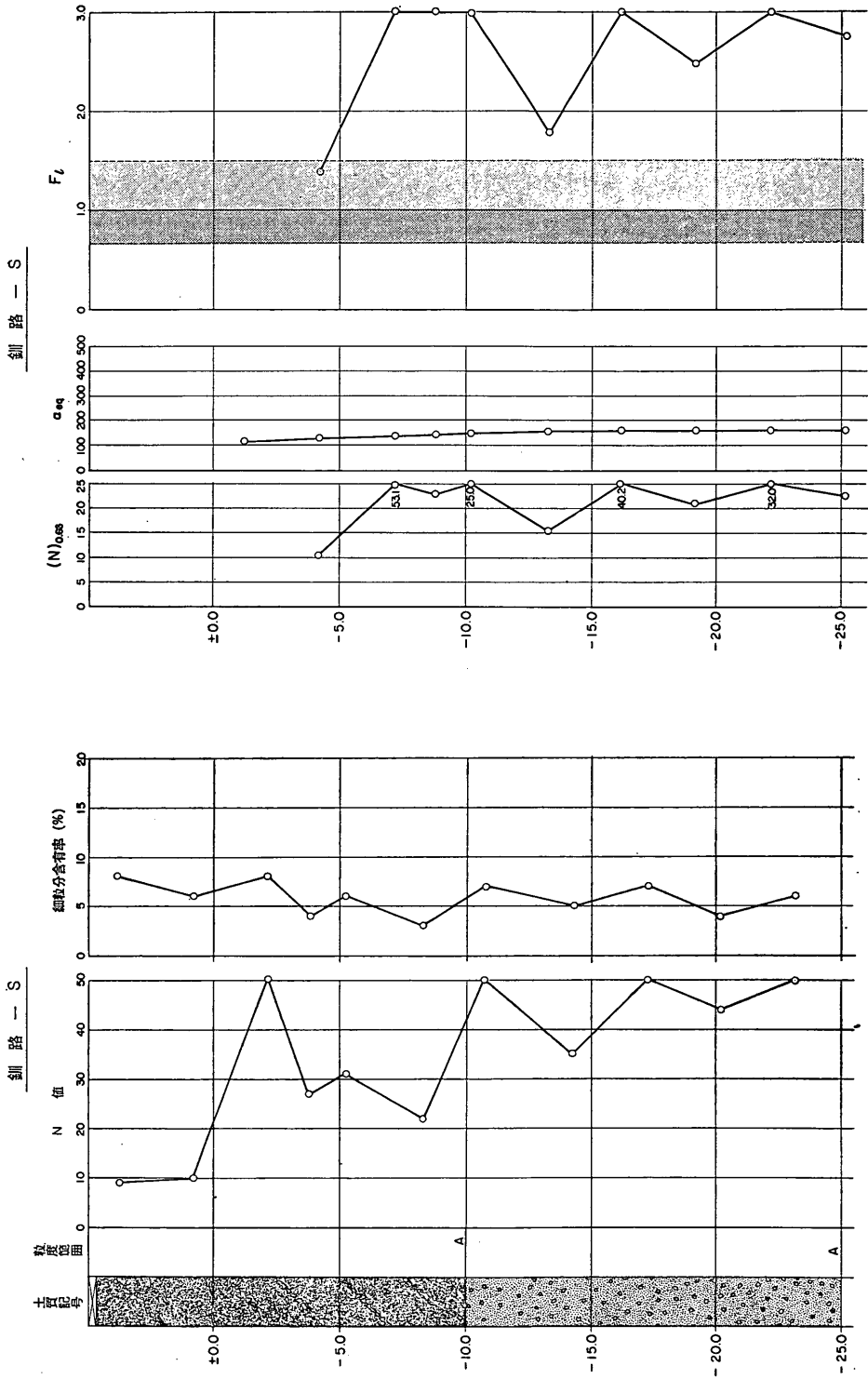
(a) 地盤条件

図-53 函館港の強震計設置地点（非液化事例）の予測結果

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) 地盤条件 (b) 1968年の地震に対する予測結果及び1984年の地震に対する予測結果
 図-54 細島港の強震計設置地点(非液状化事例)の予測結果

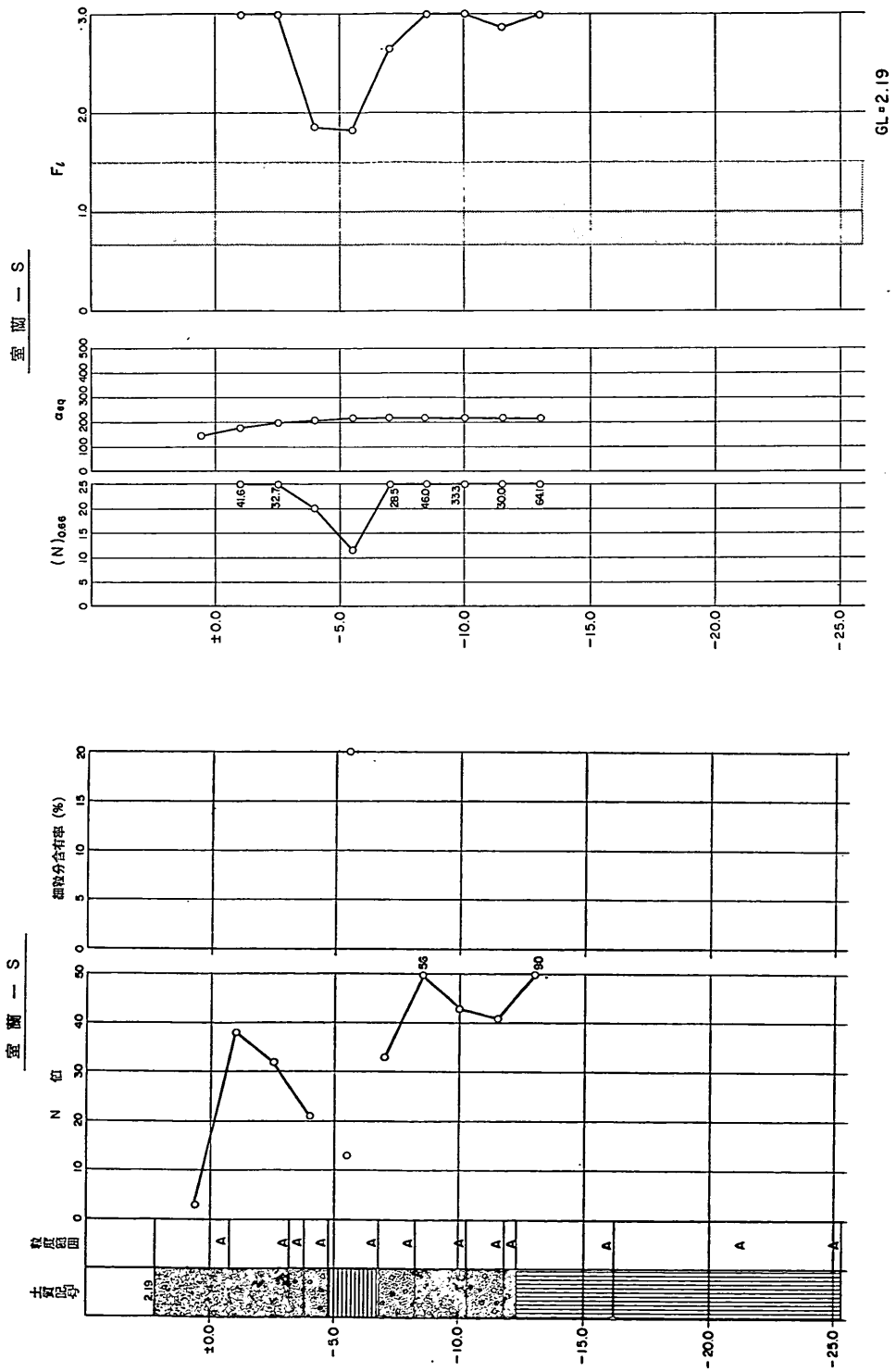


(b) 予測結果

図-55 釧路港の強震計設置地点 (非液状化事例) の予測結果

(a) 地盤条件

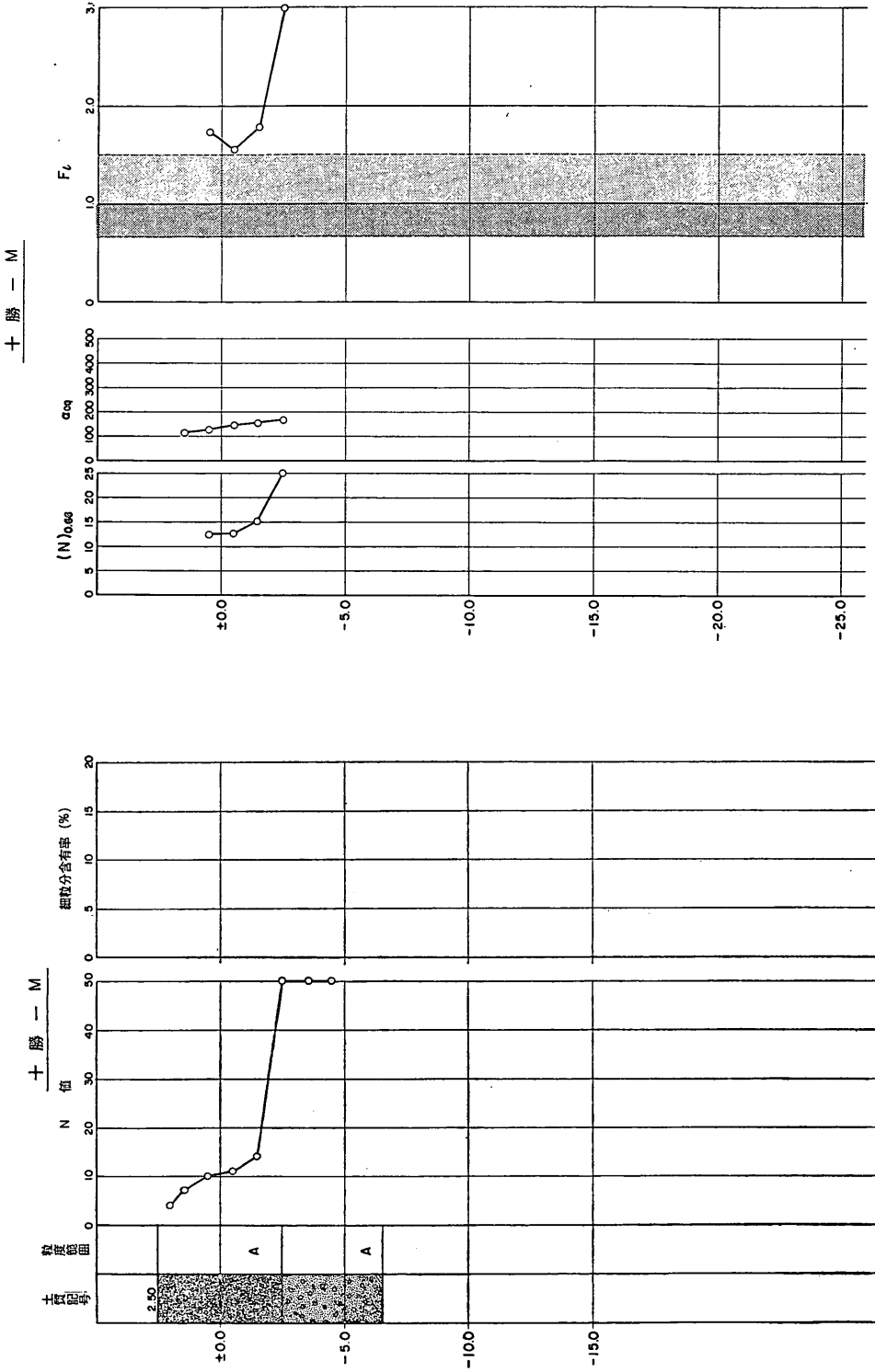
粒度とN値による新しい液状化予測法



(b) 予測結果

図-56 室蘭港の調査設置地点(非液状化事例)の予測結果

(a) 地盤条件

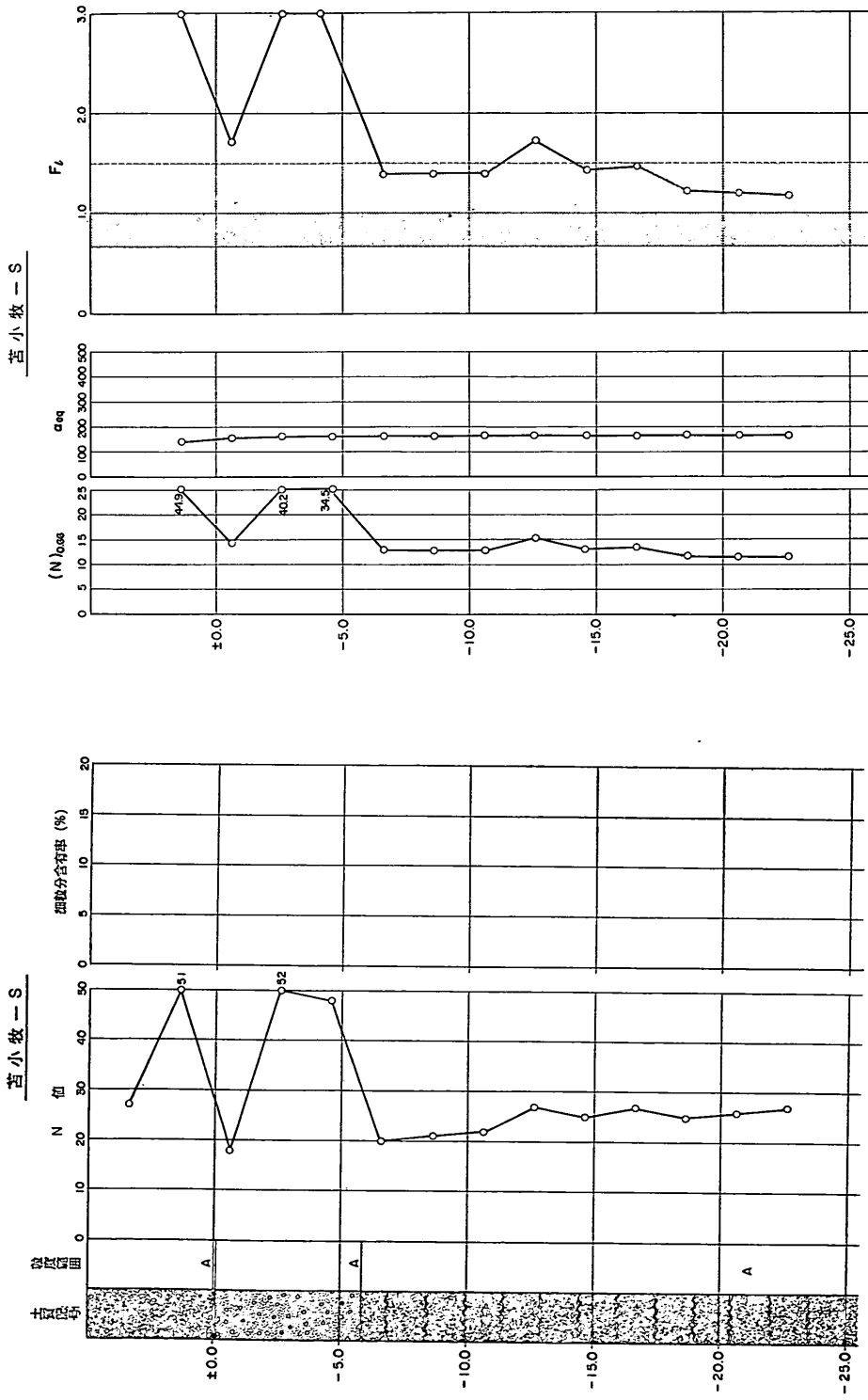


(b) 予測結果

図-57 十勝港の強震計設置地点（非液状化事例）の予測結果

(a) 地震条件

粒度とN値による新しい液状化予測法



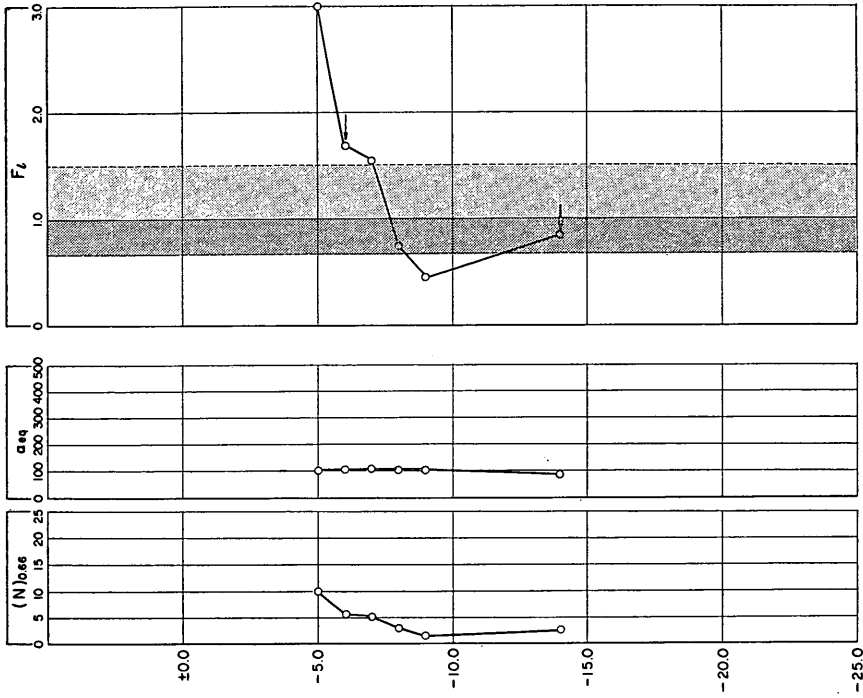
GL=7.39

(b) 予測結果

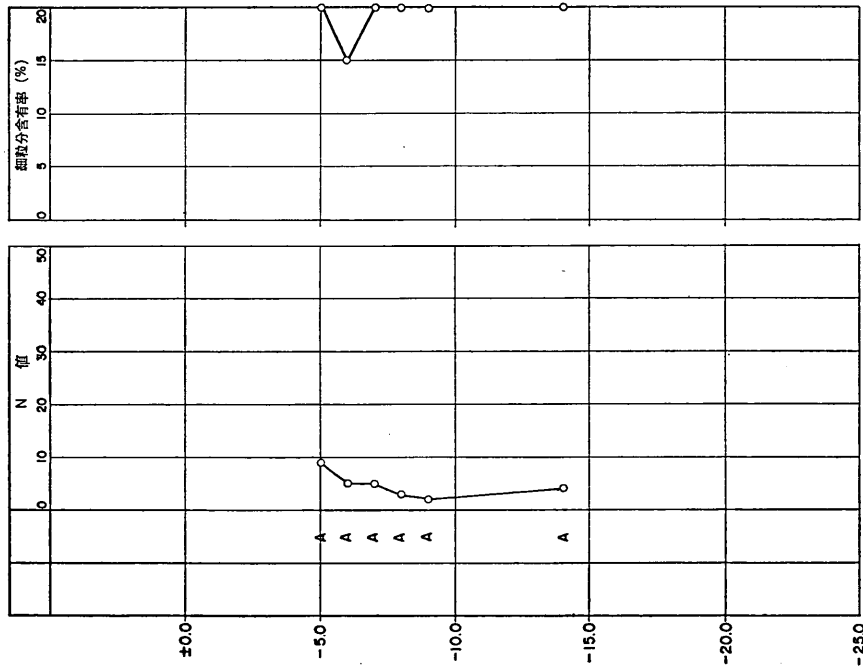
(a) 地盤条件

図-58 苫小牧港の強震計設置地点 (非液状化事例) の予測結果

大井埋立地



大井埋立地



(b) 予測結果 (図中の矢印は、間隙水圧計の設置深さを示す)

(a) 地盤条件

図-59 大井埋立地 (過剰間隙水圧比が 0.1~0.2 なる土層がある事例) の予測結果

す。同図に示すように、最上部の砂層が範囲Ⅱとなっているので、予測結果と液状化発生状況との適合性が非常に良いとは言えないが、両者の間に矛盾はないと考えられる。

(7) 1973年根室半島沖地震による釧路港の強震計設置地点の事例との対比

本事例も²⁸⁾³⁵⁾、非液状化事例である。図-55に示すように、予測結果と液状化発生状況の適合性は良い。

(8) 1968年十勝沖地震による室蘭港の強震計設置地点の事例との対比

本事例も²⁸⁾²⁹⁾、非液状化事例である。粒度が不明であり、かりに、すべての砂層の粒度を粒度範囲A、細粒含有率5%以下と仮定して予測を行ったが、図-56に示すように、予測結果と液状化発生状況の適合性は極めて良い。

(9) 昭和57年(1982年)浦河沖地震による十勝港の強震計設置地点の事例との対比

本事例³⁰⁾³⁶⁾も非液状化事例である。予測結果と液状化発生状況の適合性は図-57に示すとおり、極めて良い。

(10) 1981年1月23日の地震による苫小牧港の強震計設置地点の事例との対比

本事例²⁵⁾³⁷⁾も非液状化事例である。粒度に関しては、室蘭港の強震計設置地点の事例と同様に取り扱ったが、結果は図-58に示すとおりであり、予測結果と液状化発生状況の適合性は良い。

(11) 1980年9月25日の地震による大井埋立地の事例との対比

本事例は、既に述べたとおり、石原らにより調査・研究された事例であり²²⁾、地震時の間隙水圧の時刻歴が計測されている。深さ6m及び14mの位置での最大過剰間隙水圧比(最大過剰間隙水圧を有効上載圧力で割った値)は、おおむね0.1~0.2であった。

過剰間隙水圧比と本報告の方法により求めた F_i がどのような関係にあるかは必ずしも明らかではない。しかし、本事例の場合、過剰間隙水圧比はかなり小さいので、 $F_i < 1.0$ の範囲には対応しないと考えられる。逆に、過剰間隙水圧は確かに発生しているのであるから、著しく大きい F_i にも対応しないと考えられる。

一方、本事例における地震動の継続時間は、これまでに示した事例における地震動に比べ、相当に小さく、過剰間隙水圧の上昇は、ほぼ一波のみの地震動に起因している。一方、本報告の方法においては、地震動の継続時間に関する特性の相違は考慮していない。したがって、本報告の方法を、このように極端に継続時間の短い地震動に対して適用した場合には、求めた F_i の値は設計上

安全側の誤差を含むものとなる。

以上の点をふまえ、図-59に示す予測結果と液状化発生状況の適合性を考えれば、両者には、大きな矛盾はないと考えられる。

4.4 本報告の方法の適用性

これまで、本報告の方法による予測結果と液状化発生状況との対比を各事例ごとに行い、その結果を示してきた。それらの結果を一覧表にとりまとめれば、表-5及び表-6のとおりとなる。既に示したように、これらの事例のうちいくつかの事例においては、土質条件や液状化した深さに関し不明の点が残されている。しかし、本報告の方法による予測結果と確実に矛盾する事例の数は極めて限られている。したがって、本報告の方法は、既応の液状化及び非液状化事例に対しては、工学的に妥当性を有する予測結果を導く方法であると結論される。

一般に、液状化予測を行う地盤の土質条件は多様である。また、液状化予測において想定する地震動の加速度レベルも、検討対象地点の地震活動等に応じて、さまざまな値となる。本報告の方法の適用性に関して、検討に用いられた上述の事例は、これらの多様な条件のうちのいくつかを代表するものではある。しかし、あらゆる条件を網羅しているという保証はない。したがって、本報告の方法が、あらゆる土質条件の下であらゆる加速度レベルにおいて工学的に妥当性を有すると結論することは直ちにはできない。この意味において、本報告の方法の適用性に関して検討に用いられた上述の事例が、どのような条件を代表しているかを知ることは重要である。

このことをふまえて、これらの事例についての検討結果をまとめ直したものが、図-60である。同図においては、予測結果と液状化発生状況が明らかに矛盾する土層がいくつか見られる。これらの土層の大部分は、昭和58年(1983年)日本海中部地震における秋田港の事例のものである。既に述べたとおり、この事例においては、埋立土層を液状化したものと考え、在来地盤は液状化しなかったものと考えた。その結果、例えば、図-35及び図-36に示す二つの地点では、在来地盤より上の埋立土層中の特に N 値の大きい土層が、それぞれの地点で一層ずつではあるが、明らかな矛盾を示すこととなっている。また、両図に示すように、在来地盤のうち上層部においては、逆の意味での矛盾が見られる場合があり、このようなケースが、図-30のB-2をはじめとして、いくつかあるために、全体としては、一概には無視できない程度の数の矛盾点が表される結果となっている。もちろん、これらの矛盾を示す点を、液状化発生状況の不確実性の名の下に、直ちに無視してしまうことは、極端な

表-5 液状化発生状況と本報告の方法による予測結果の適合性(その1)
(強震計から5km以内の地点の事例)

港名	地点名	ボーリング地点	液状化発生状況 ●…液状化 ○…非液状化	本報告の方法の適合性*	地表最大加速度(Gal)
秋田港	外港(-13m)岸壁	B-1	●	◎	198
	"	B-2	●	◎	215
	大浜1号岸壁	B-1	○	◎	170
	"	B-2	○	◎	169
	"	B-3	○	◎	168
	"	B-4	○	○	171
	"	B-5	○	◎	166
	"	58-22	○	○	175
	大浜2号岸壁	B-2	●	◎	205
	大浜2号旧護岸	B-1	○	◎	175
	"	B-2	○	○	174
	"	B-3	○	◎	172
	大浜3号岸壁	B-1	●	◎	197
	"	B-3	●	◎	208
	"	B-4	●	◎	190
	中島1号岸壁	B-5	●	△	209
	中島2号岸壁	B-1	●	○	209
	"	B-2	●	○	204
中島3号岸壁	B-3	●	◎	208	
"	B-4	●	◎	203	
北ふ頭A	B-1	●	○	198	
青森港	沖館埋立地		●	○	100~150
石巻港	中島ふ頭	No. 6	●	△	227
	"	No. 7	●	△	251
	"	No. 9	●	△	237
	"	No. 8	●	△	209
	日和(-9m)ふ頭		●	○	212
	日和(-10m)ふ頭		○	◎	207
	潮見ふ頭		●	○	258

* ◎…適合する。

○…矛盾しない。

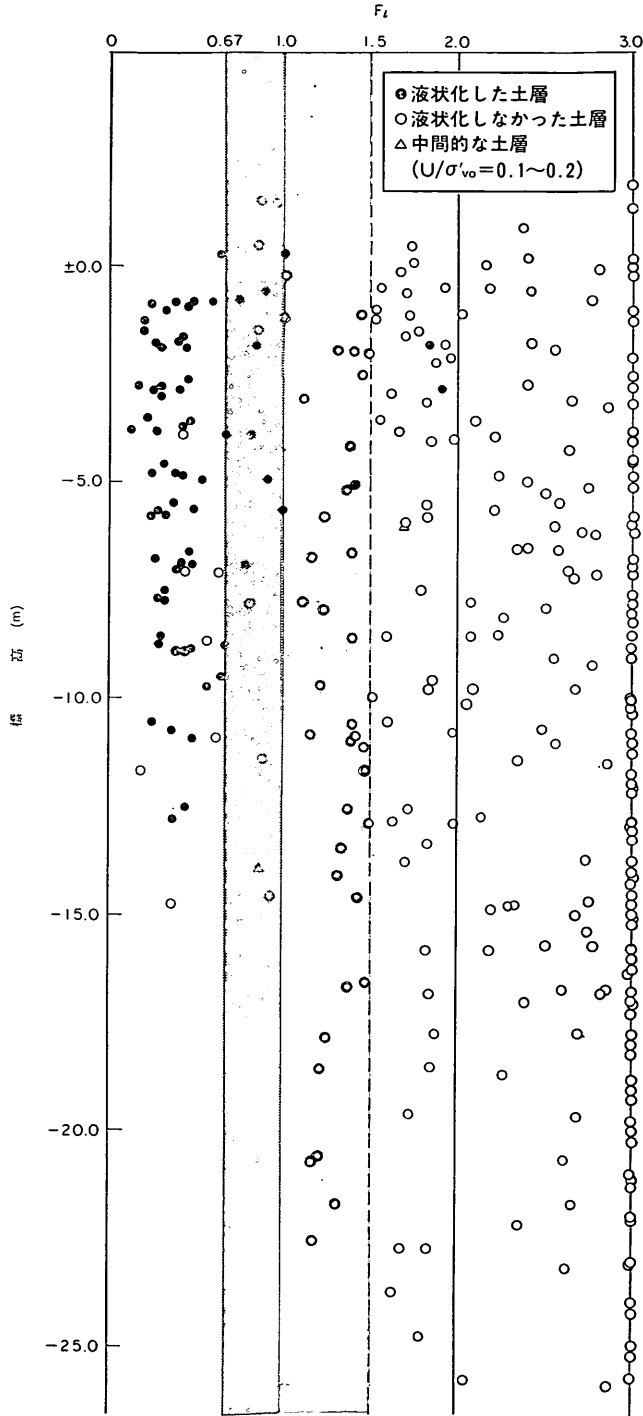
△…さらに検討を要す。

場合には、検討すべき予測法と適合性の悪い事例に関してのみ液状化発生状況に疑問をとなえることにつながり、極めて論理性を欠くと言える。しかし、このような論理的矛盾に落ち入らないように注意しつつ、各事例について、総合的な判断を下せば、図-60に示されるいくつかの矛盾点は、本報告の方法の適用性を否定するものではないと結論される。

同図より、本報告の方法の適用性は、おおむね深さ

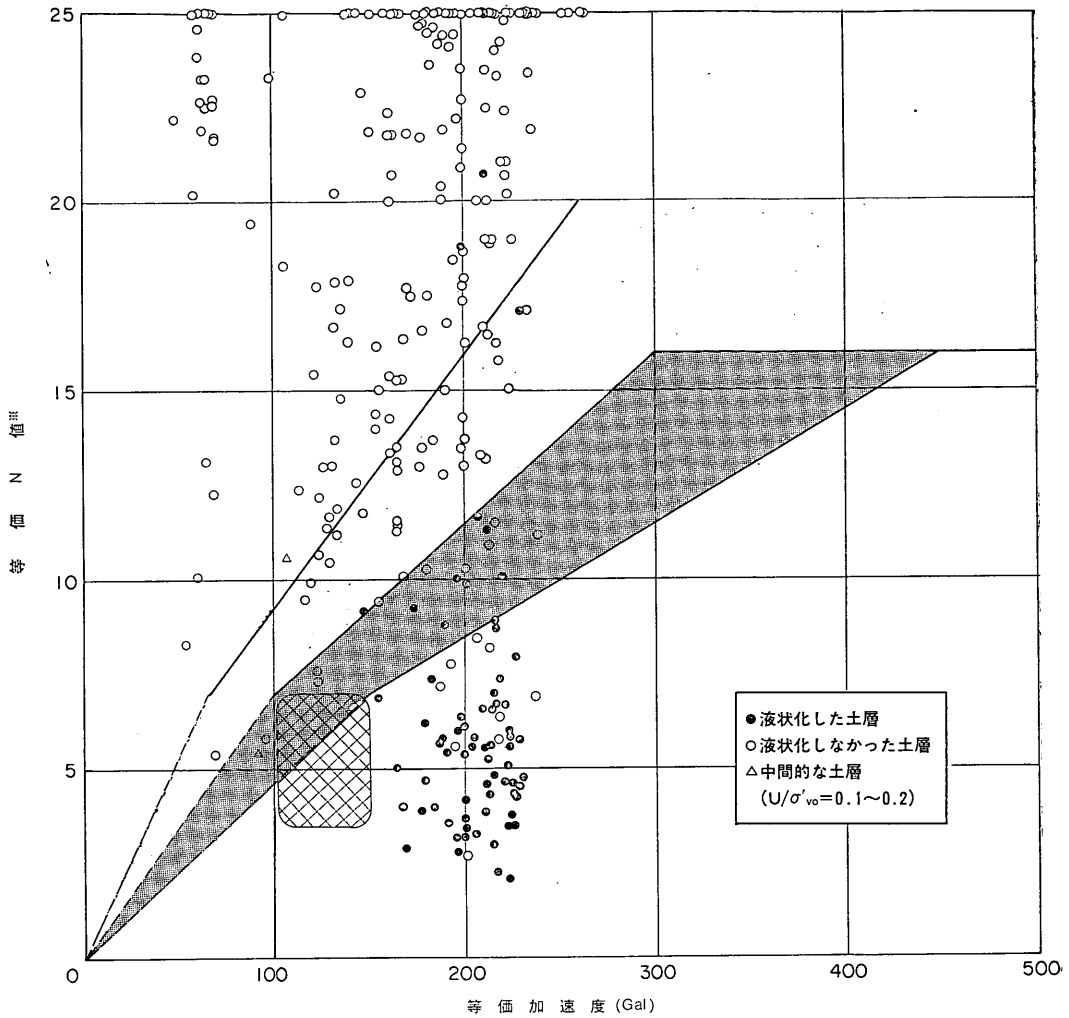
10m以浅、等価加速度100~250Galの範囲において検討されていることが理解される。このことから、本報告の方法は、これらの範囲においては、その適用性に関する裏付けを持っていると言える。これらの範囲は、通常、液状化予測において対象とする土質条件と加速度レベルのうち相当数の組み合わせを満たす範囲であると思われる。したがって、おおまかには、本報告の方法は、工学的に満足すべき適用性を持つ液状化予測法であると

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) 深さ方向に見た場合の予測結果と液状化発生状況との対比
(黒丸は液状化土層, 白丸は非液状化土層, 白三角は過剰間隙水圧比が 0.1~0.2 の土層を示す。)

図-60 本報告の方法による予測結果と液状化発生状況との対比



※ 細粒含有率が5%以上の土層については、細粒含有率に応じた限界N値の
 透減係数により等価N値を割った値を表示した。

● 液状化した事例の等価N値、等価加速度の推定範囲。(昭和58年(1983年)日本海
 中部地震における青森港沖館地区の事例。)

(b) 等価加速度、等価N値の大きさについて見た場合の予測結果と液状化発生状況との対比
 (黒丸は液状化土層、白丸は非液状化土層、白三角は過剰間隙水圧比が0.1~0.2の土層を示す。)

図-60 本報告の方法による予測結果と液状化発生状況との対比

表-6 液状化発生状況と本報告の方法による予測結果の適合性(その2)
(強震計設置点の事例)

地点名	液状化発生状況 ●…液状化, ○…非液状化, △…中間	本報告の方法の適合性*	地表最大加速度 (Gal)
秋田-S	○	○	190
青森-S	●	○	208
青森-S	○	○	116
八戸-S	○	△	233
函館-M	○	◎	52**
細島-S	○	○	242
細島-S	○	○	268
釧路-S	○	◎	166
室蘭-S	○	◎	204
十勝-M	○	◎	168**
苫小牧-S	○	◎	161
大井埋立地	△	○	87**

* ◎…適合する。
○…矛盾しない。
△…さらに検討を要する。
** SMAC-B2 EQUIVALENCE

結論される。

なお、本報告の方法を用いて液状化予測を行う場合には、一般に工学的な方法の大多数がそうであるように、その方法によって機械的に導かれた結果に対し、工学的な総合的考察が必要である。このような考察を行うに当たっては、本章に示した数々の事例に対する検討結果が参考となるものと思われる。

5. 他の液状化予測法との比較

粒度とN値による液状化予測法は、本報告の方法以外にもいくつか提案され、そのうちのあるものは基準化されている。これらの予測法の間にはどのような相違があるかを知ることは、液状化予測技術の現状を把握する上で重要である。ただし、これらの方法の中には、たとえば基準として採用されるに至る過程において、暗に対象とする構造物の特性を考慮していると考えられるものもある。したがって、同じ液状化という物理現象の予測という形をとっていても、構造物の特性の相違が予想法の相違として表われている場合もあると考えられる。しかし、このような点をすべて考慮して比較を行うことは困難である。そこで本報告においては、このような点をひとまず考慮しないこととし、単純に各種の液状化予測法による結果の比較を行うこととした。

比較の対象としては、Seedら(1984)の方法³⁰⁾³⁹⁾、時松ら(1983)の方法¹⁹⁾、国生らの方法⁴⁰⁾、柴田の方法⁴⁰⁾、及び道路橋示方書の方法¹⁶⁾を採り上げた。なお、はじめに挙げた二つの方法の提案者は、それぞれ、過去において、これらの方法とはやや異なった方法を何回か提案している。そこで、これら二つの方法については、上記のように、提案者の名前に発表年を付すこととし、これにより、過去において同一の提案者により提案された方法との混同がないように配慮した。

これらの比較の対象とした方法は、本報告の方法と直接に比較できる形には表されていない。たとえば、これらの方法では、等価N値や等価加速度を用いてはいない。したがって、これらの方法を本報告の方法と比較するにおいては、これらの方法において用いている指標と等価N値や等価加速度の関係を明らかにすることが必要である。

以後、本章においては、上記の関係を明らかにするための検討過程を示し、この結果に基づいて、本報告の方法と他の予測法との共通点及び相違点を示すこととする。

5.1 比較の対象とした予測法

(1) Seedら(1984)の方法

Seed, 時松, Harder, 及び Chung は、1984年に、

N 値と細粒分含有率による液状化予測法を提案している⁸⁹⁾。以後において、この方法のことを、Seedら(1984)の方法と呼ぶ。なお、この方法は、1985年に、文献39)にも発表されている。

Seedら(1984)の方法は、日本、米国、中国等の液状化事例に基づいて提案されている。この提案に関し特徴的なことは、これら各国の事例を用いるに当たって、 N 値に関して以下に示す検討がなされていることである。これら各国において、現在用いられている標準貫入試験の装置及び方法には数種類あり、それらは細部において異なっている。そのため、標準貫入試験において地盤に有効に加えらるる打撃エネルギーは、地盤が同じでも、用いる装置や方法により異なる。ただし、ここで言う打撃エネルギーとは、各打撃ごとに加えられるエネルギーのばらつきを取り除いた平均値に相当するものを考えている。既応の研究に基づき、打撃エネルギーをこれら各種の装置及び方法に対して求め、求めた値を用いて、標準貫入試験の装置や方法の細部の相違に起因する N 値の相違を補正している。

このようにして得られたSeedら(1984)の方法は、以下に示すとおりである。まず、有効上載圧力の影響を考慮し、任意の土層の N 値を、提案された図を用いて、有効上載圧力が 1 kgf/cm^2 のときの N 値に変換する。次に、この値を、標準貫入試験の装置と方法による影響を考慮して標準的な値に補正する。例えば、日本においては、トンビ法(自由落下法)及びコーンブリー法が用いられている場合が多いが、これらの方法によって得られた N 値に対しては、それぞれ1.30及び1.12を掛けて補正する。さらに、日米におけるボーリング口径の相違による補正も加える。このようにして求めた値を $(N_1)_{60}$ とする。この値に対し、液状化の発生する限界のせん断応力比 τ_{av}/σ_{v0}' を示す図が提案されており、これを用いて液状化の発生の有無を予測する。ここに、 $\tau_{av}=0.65 \tau_{max}$ (τ_{max} は最大せん断応力比)である。液状化が発生する限界のせん断応力比は、地震のマグニチュード、対象とする土層の細粒分含有率、及び液状化に伴う被害程度、のそれぞれに応じて与えられている。

以上に示すように、Seedら(1984)の方法においては、等価 N 値及び等価加速度に相当するものが直接に用いられており、比較のための換算方法は、次のとおりとなる。まず、本報告の方法では、打撃エネルギーの補正はしていないので、 $(N_1)_{60}$ を打撃エネルギー補正の係数1.30及び1.12の平均値、すなわち1.21で割る。次に、この値を有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 の値に換算して等価 N 値を求める。ここに、有効上載圧力に対する換算

においては、対象とする土層の有効上載圧力の N 値を、まず、Seedら(1984)の方法を逆用して求め、次に、本報告の方法における式(3)を用いて等価 N 値を求める。したがって、Seedら(1984)の方法において用いている N 値と有効上載圧力の関係と、式(3)に示される関係とに相違があれば、一般に、このような換算によって得られる等価 N 値は、対象とする土層の有効上載圧力の値に応じて異なる。なお、Seedら(1984)の方法においては、ボーリング口径の相違による補正も加えることとされているが、補正のために用いる係数の値が導かれた根拠は示されていない。また、補正による影響は小さいので、等価 N 値への換算においては無視することとした。他方、せん断応力比 τ_{av}/σ_{v0}' は、 $\tau_{av}=0.65 \tau_{max}$ 及び式(8)を用いて等価加速度に換算する。

(2) 時松ら(1983)の方法

時松及び吉見は、1983年に、 N 値と細粒分含有率による液状化予測法を提案している¹⁰⁾。以後において、この方法のことを、時松ら(1983)の方法と呼ぶ。この方法は、日本、米国、中国等の液状化事例に基づいて提案されている。Seedら(1984)の方法の根拠となった事例の大部分は、時松ら(1983)の方法の根拠となった事例と共通している。しかも、Seedら(1984)の方法の第2著者は、時松であるから、時松ら(1983)の方法は既にSeedら(1984)の方法に昇華したと考えても良いかも知れない。しかし、時松ら(1983)の方法の第2著者である吉見は、Seedら(1984)の方法の著者には加わっていないので、一応、両者は独立した二つの方法であると考えたこととした。

時松ら(1983)の方法の概要は以下のとおりである。まず、標準的には粘土分含有率20%以上の土は液状化しないと考える。これ以外の土について、任意の土層の N 値を、次式により、有効上載圧力が 1 kgf/cm^2 の N 値に変換する。

$$N_1 = \frac{1.7}{\sigma_{v0}' + 0.7} N \dots\dots\dots(9)$$

細粒分含有率に応じて、図-20に示す値を用い、 N_1 の割増を行う。このようにして求めた N_1 に対して液状化の発生を示す限界のせん断応力比 τ_{av}/σ_{v0}' を示す図を用いて、液状化の予測を行う。限界のせん断応力比は、トンビ法、コーンブリー法等の標準貫入試験の装置や方法に応じてそれぞれ与えられている。また、地震のマグニチュードも、液状化予測において考慮するようになっている。

時松ら(1983)の方法において用いている N_1 、 τ_{av}/σ_{v0}' は、(1)に示したものと同様の方法により、等価 N 値、等

価加速度に換算することができる。

(3) 国生らの方法

国生, 吉田, 江刺, 佐々木は, 1983年に, N値を用いた砂の液状化予測法を提案している⁴⁰⁾。この方法は, 砂の振動三軸試験結果及びN値と相対密度の関係を求めるための試験結果に基づいて提案されている。以後において, この方法のことを, 国生らの方法と呼ぶ。

国生らの方法の概要は, 以下のとおりである。まず, 任意の砂層のN値を, 次式により, 有効上載圧力が1 kgf/cm²のN値に変換する。

$$N_1 = \frac{2.5}{\sigma_{v0}' + 1.5} N \dots\dots\dots(10)$$

N₁ に対して液状化が発生する限界のせん断応力比 τ_{av}/σ_{v0}' を示す図が提案されているのでこれを用いて液状化予測を行う。なお, 限界のせん断応力比は, 振動三軸試験における繰り返し載荷の回数に応じて与えられている。

等価N値, 等価加速度への換算方法は, (1)に示したものと同様である。

(4) 柴田の方法

柴田は, 1981年にN値を用いた液状化予測法を提案している⁴¹⁾。以後において, この方法のことを, 柴田の方法と呼ぶ。柴田の方法は, 日本, 米国等の液状化事例に基づいて提案されている。同方法では, 液状化が発生する限界の最大せん断応力比 τ_{max}/σ_{v0}' を, N値に対して, 次式により与えている。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\tau_{max}}{\sigma_{v0}'} &= \frac{1}{80} \left(\frac{N}{\sigma_{v0}'} \right) \\ & \quad (\sigma_{v0}' \leq 0.75 \text{ kgf/cm}^2 \text{ のとき}) \\ &= \frac{1}{60} N \\ & \quad (\sigma_{v0}' > 0.75 \text{ kgf/cm}^2 \text{ のとき}) \end{aligned} \right\} \dots\dots(11)$$

柴田の方法を本報告の方法と比較するには, 式(3)及び式(8)を用いて, それぞれN値及び最大せん断応力比を等価N値及び等価加速度に換算すればよい。

(5) 道路橋示方書の方法

龍岡, 岩崎, 時田, 安田, 広瀬, 今井, 及び今野は, 1978年に, 平均粒径とN値を用いた液状化予測法を提案した⁴²⁾。龍岡らは, 同予測法に対し, 1980年に, さらに検討を加えた⁴³⁾。同年に, これらの研究に基づいて, この液状化予測法が標準化され, 道路橋示方書・同解説V耐震設計編に示された¹⁹⁾。以後, この方法を道路橋示方書の方法と呼ぶ。道路橋示方書の方法は, 基本的には, 振動三軸試験結果に基づいて提案されているが, 日本における液状化事例を用いて, その適用性に関する検討も

行われている。

道路橋示方書の方法の概要は, 以下のとおりである。まず, 以下の条件をすべて満たす土層は, 液状化の可能性があるので, N値等を用いて液状化の判定を行うこととしている。

- 地下水水位が現地盤面から10 m以内にある。
- 沖積層である。
- 現地盤面から20 m以浅にある。
- 平均粒径 D₅₀ が0.02 mm以上2.0 mm以下である。
- 飽和砂質土層である。

これらの条件をすべて満たす土層は, 次式により求める F_i が1.0未満の場合, 液状化すると判定する。

$$F_i = R/L \dots\dots\dots(12)$$

ここに, Rは平均粒径, N値及び有効上載圧力から, 図により求める。また, Lは, 式(4)の右辺である。

道路橋示方書の方法を, 本報告の方法と比較するに当たっては, まず式(4)により, Lが τ_{max}/σ_{v0}' と等しいこと, 及び式(12)により, 液状化する限界の条件すなわち F_i=1.0 は, L=Rであることを考慮する。これらの事実により, 道路橋示方書の方法では, 平均粒径, N値, 及び有効上載圧力に対応して, 液状化する限界の最大せん断応力比 τ_{max}/σ_{v0}' を与えているという解釈ができる。このことから, これまでに示した他の方法におけるのと同様の方法により, 等価N値, 等価加速度への換算ができる。

5.2 有効上載圧力とN値の関係の比較

5.1より理解されるように, 比較の対象とした各方法においては, 何らかの形でN値に対する有効上載圧力の影響を補正している。そこで, まず初めに, 各方法においてこの補正のために用いているN値と有効上載圧力の関係を比較することとした。比較を容易にするため, 有効上載圧力が0.66 kgf/cm²の下でのN値の値によりN値を正規化して表示することとした。その結果が図-61である。

本報告の方法は, 等価N値が5付近では, 道路橋示方書または時松ら(1983)の方法に近く, 等価N値が10付近では, Seedら(1984)の方法の D_r=40=60% (ここに, D_rは相対密度)の場合に, また, 等価N値が20付近では, Seedら(1984)の方法の D_r=60~80%の場合または国生らの方法に近い。また, 等価N値または相対密度の増大に多じて, 図-61に示す直線または曲線の傾きが増大するという傾向は, 本報告の方法とSeedら(1984)の方法において共通している。

なお, 有効上載圧力とN値の関係については, 他にも

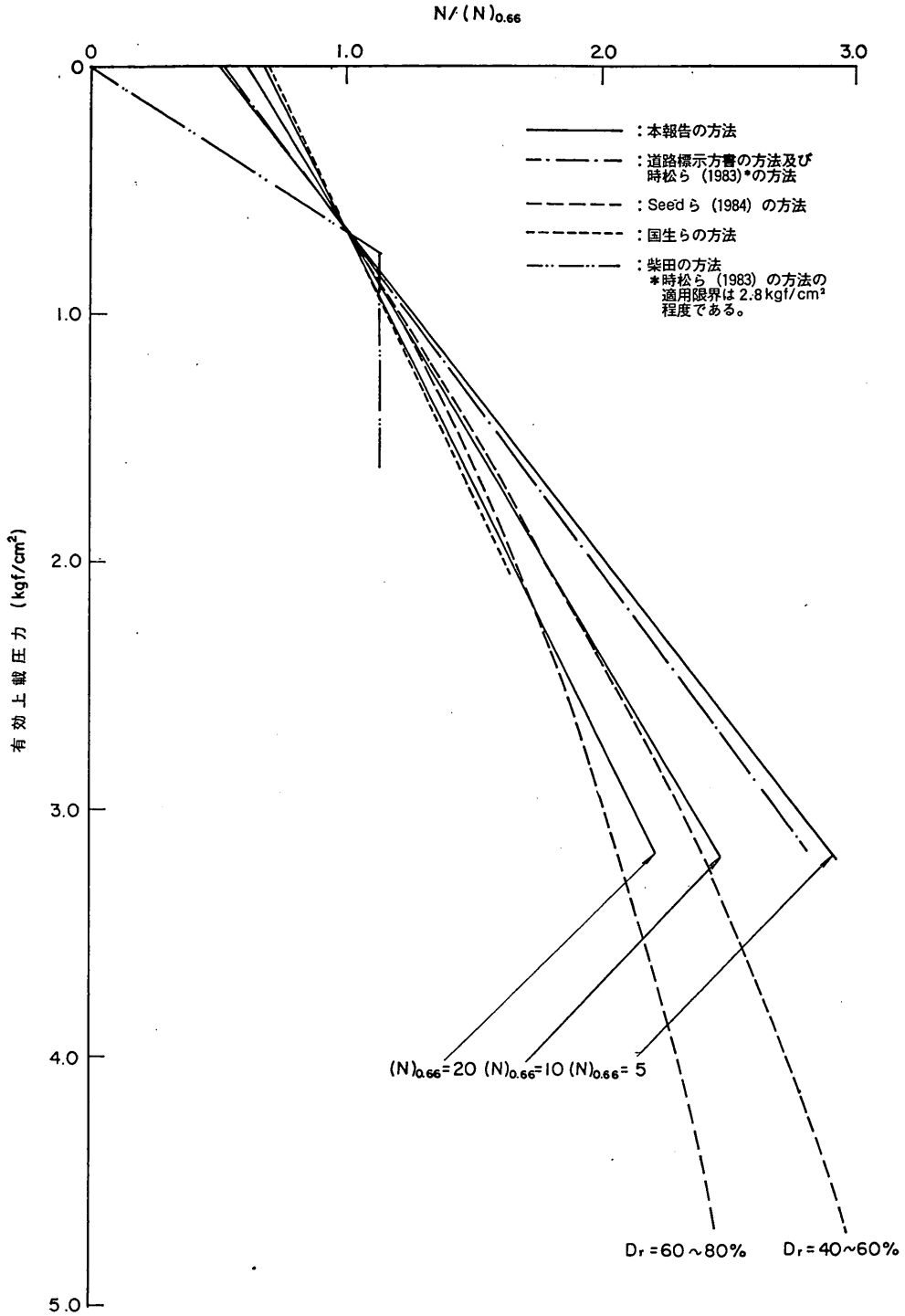


図-61 相対密度等が一定の場合のN値と有効上載圧力の関係の比較

いくつか提案されている。これらを、参考のため、付録Bに示した。

5.3 限界N値の比較

(1) Seedら(1984)の方法との比較

本報告の方法の限界N値を、Seedら(1984)の方法のそれと比較するため、両者を重ねて表示したものを、図-62及び63に示す。両図において、曲線により示したものが、Seedら(1984)の方法、灰色により範囲を示したものが本報告の方法における範囲Ⅱ及びⅢである。両者の比較について述べる前に、両図に関して補足をすべき二、三の点について述べる。

まず、Seedら(1984)の方法は、既に述べたように地震のマグニチュードに応じて限界N値に相当する曲線を変えているが、両図に示したものは、マグニチュード7.5に対応するものである。第二に、両図において、 γ_i の記号により示されている数字は、振動三軸試験において生ずるひずみの大きさを表したものである。第三に、図-63においても、図-62と同様に、それぞれ被害の大小に応じた三本の限界N値に相当する曲線が示されているが、これらのうち、被害小に対応する曲線以外は、文献38)には示されていないものであり、図-62を参考として、著者が書き加えたものである。第四に、既に述べたように、有効上載圧力とN値の関係の相違により、対象とする土層の有効上載圧力の大きさに応じて、比較の対象とする方法の限界N値は、一般には変化する。そこで、有効上載圧力が0.66 kgf/cm²の場合、及び2 kgf/cm²の場合について、それぞれ、各図の(a)(b)に表示することとした。最後に、各図においては、有効上載圧力が1 kgf/cm²に対応するN値、すなわち N_1 の大きさの目安を示すため、式(3)を用いて得られる N_1 を示す座標軸を等価N値の座標軸と並記した。

図-62は、細粒分含有率が5%以下の場合であるが、同図より、本報告の方法の範囲Ⅱに及びⅢは、Seedら(1984)の方法の限界N値に相当する曲線のうち、被害小及び被害中を含む範囲となっており、両者の適合性は極めて良いと言える。図-63は、細粒分含有率が15%以上の場合について示してあるが、同図より、細粒分含有率が5%以下の場合に比べれば、両者の適合性は良くないものの、両者の間に著しい相違は見られないと言える。

(2) 時松ら(1983)の方法との比較

時松ら(1983)の方法は、既に述べたように、標準貫入試験の装置や方法に応じて、やや異なる限界N値を用いている。図-64及び65には、それらのうち、トンビ法に対するものを示した。コーンブリー法に対する限

界N値は、これよりも約20%大きい。また、既に述べたように、時松ら(1983)の方法では、地震のマグニチュードを考慮して予測を行っているが、図-64及び65には、マグニチュード7.5に対応する場合を示した。

図-64より、細粒分含有率が5%以下の場合、本報告の方法と時松ら(1983)の方法は、有効上載圧力が0.66 kgf/cm²程度の土層に対しては、おおむね適合すると考えられる。しかし、有効上載圧力が2 kgf/cm²程度以上の土層に対しては、特に等価加速度の大きい部分においてやや適合度が低下し、時松ら(1983)の方法は、本報告の方法に対して、やや安全側の予測結果を与える傾向があることが理解される。また、細粒分含有率が10%の場合にも、図-65から理解されたとおり、同様の傾向が見られるとともに、等価加速度の小さい範囲においては、逆に、本報告の方法が安全側の予測結果を与える傾向が見られる。

(3) 国生らの方法との比較

図-66から理解されたとおり、国生らの方法における載荷繰り返し回数が10回程度の場合には、おおむね、本報告の方法との適合性は良いと考えられる。ただし、この場合でも、等価加速度が特に大きい範囲においては、国生らの方法は、本報告の方法に対して安全側の予測結果を与える。また、国生らの方法において、載荷繰り返し回数が20ないし30回程度であると、同方法は、特に等価加速度の大きい範囲について、本報告の方法に対し、やや安全側の予測結果を与える傾向があると考えられる。

(4) 柴田の方法との比較

図-67に示すように、本報告の方法と柴田の方法とは、おおむね適合すると考えられる。ただし、特に等価加速度の大きい範囲においては、柴田の方法は、本報告の方法に対し、安全側の予測結果を与える傾向があると考えられる。

(5) 道路橋示方書の方法との比較

道路橋示方書の方法と本報告の方法との比較を行うため、図-68及び69に、両者を重ねて表示したものを示す。これらの図から、一般には、道路橋示方書の方法は、等価加速度の大きい範囲では、本報告の方法に比べて安全側の予測結果を与え、等価加速度の小さい範囲では、本報告の方法に比べ危険側の予測結果を与える傾向が読みとれる。また、細粒分含有率が同一で、平均粒径のみが異なるような土についての比較を行えば、一般には、道路橋示方書の方法は、本報告の方法に比べて、平均粒径の小さい土であるほど、危険側の予測結果を与える傾向があることも読みとれる。また、第一に指摘した事項に通ずる事項ではあるが、一般に、両図において、

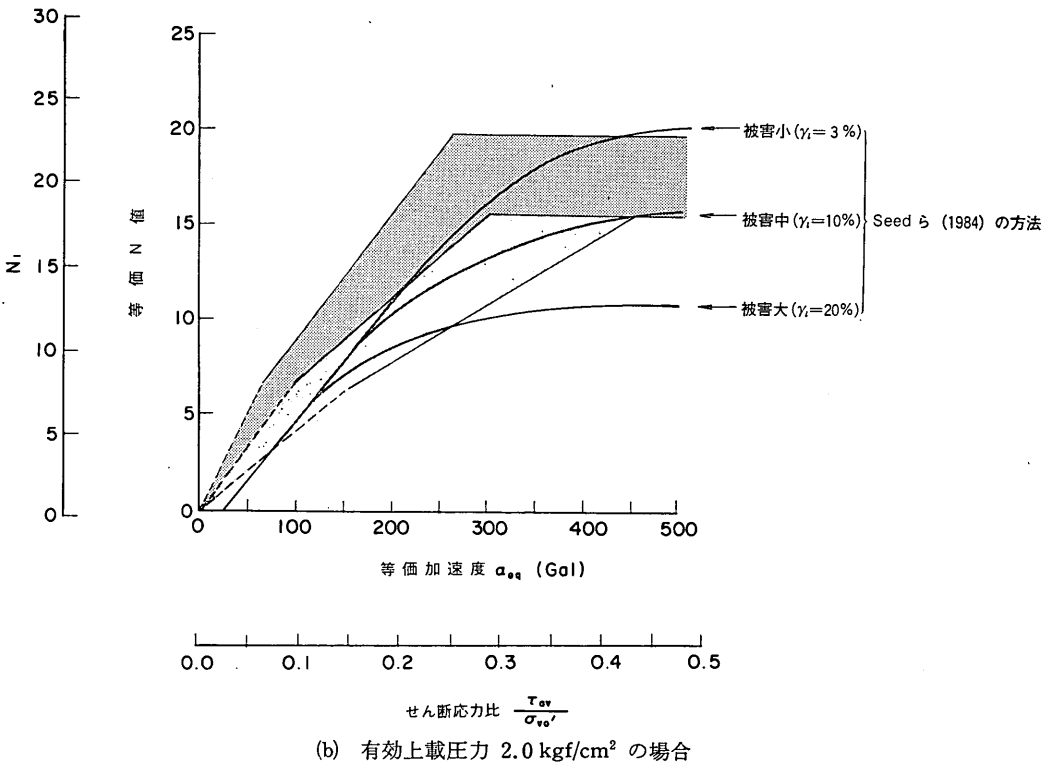
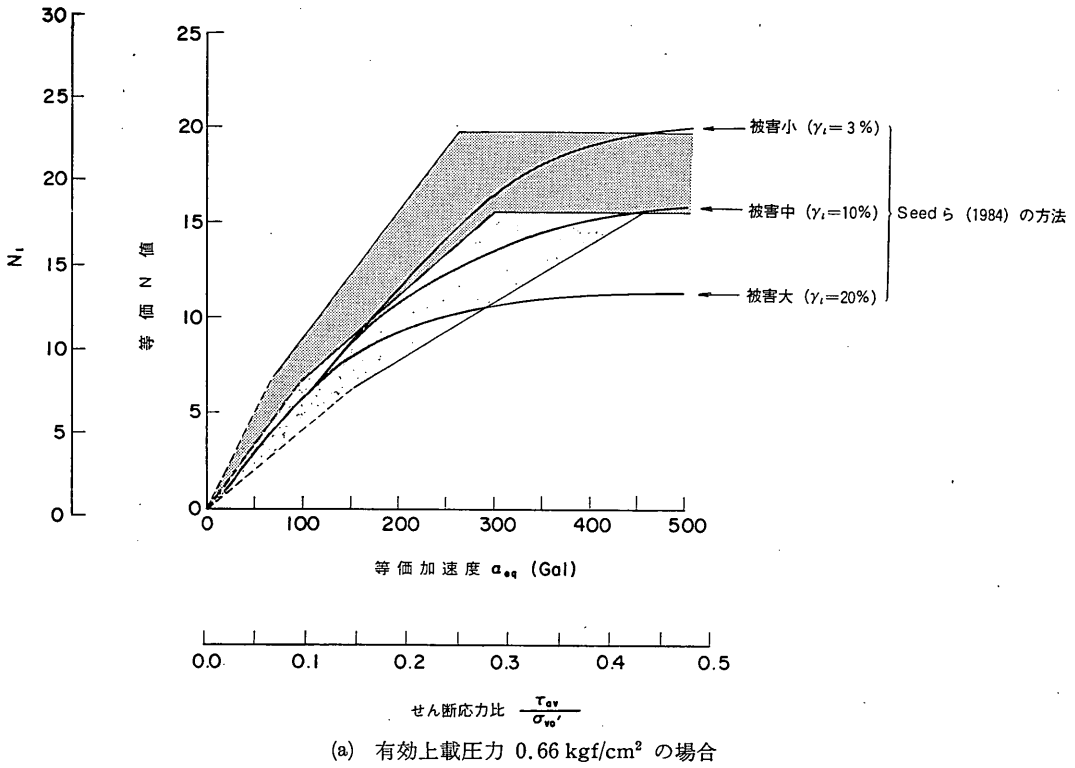
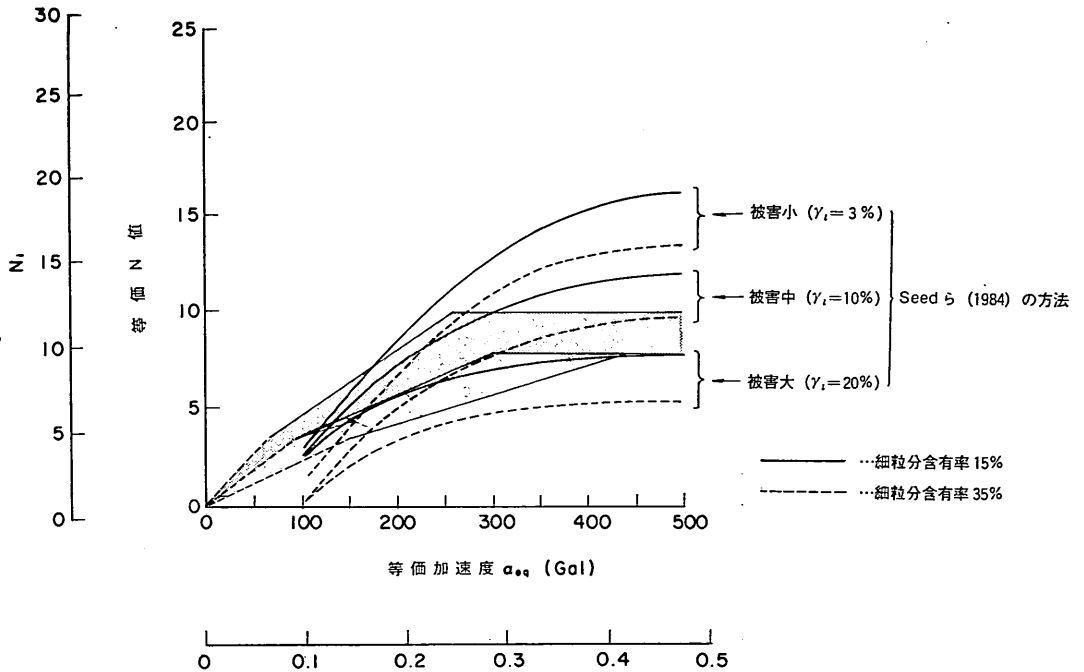
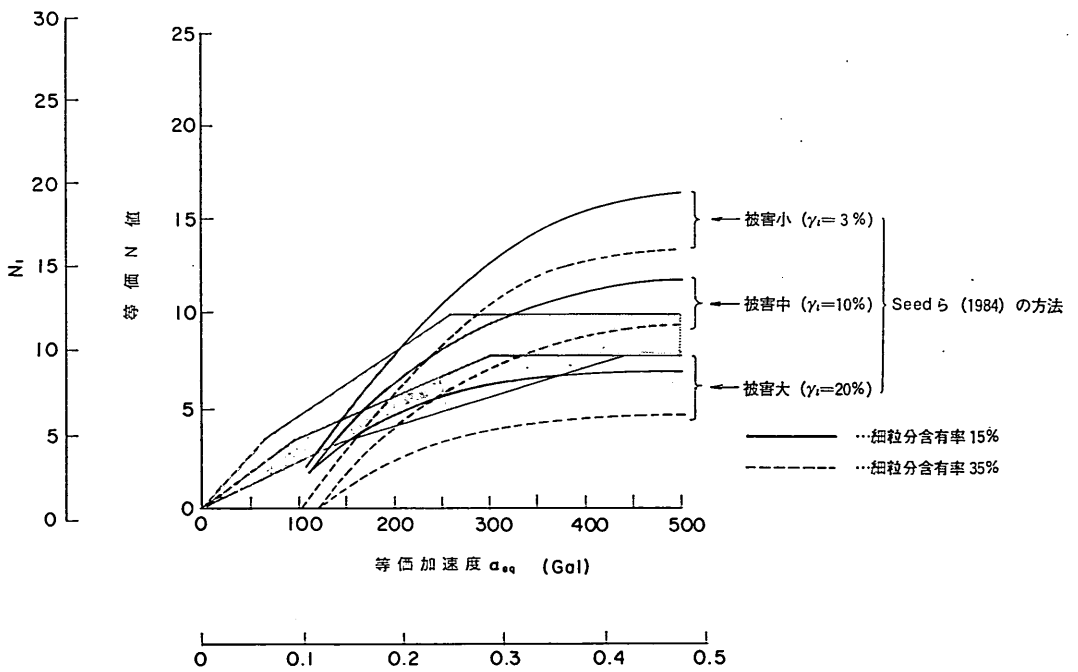


図-62 Seed ら (1984) の方法と本報告の方法の限界N値の比較 (細粒分含有率 5%以下)

粒度とN値による新しい液状化予測法

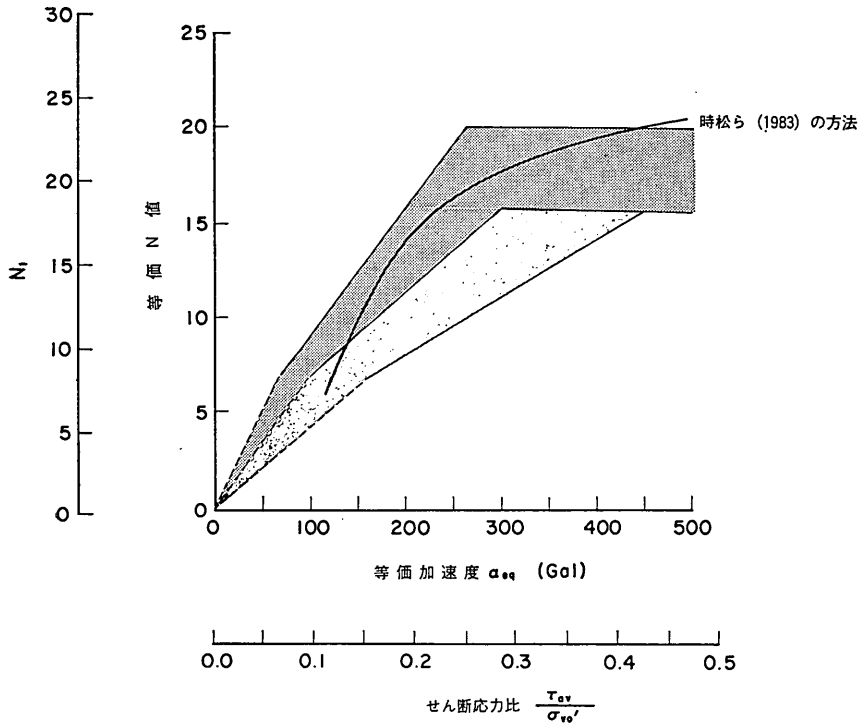


(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm² の場合

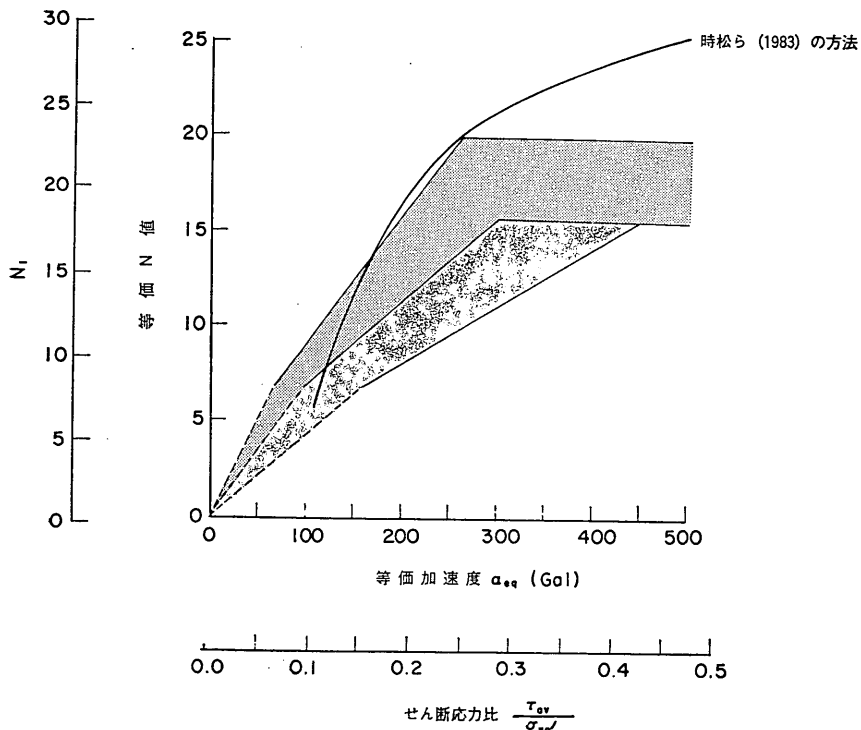


(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm² の場合

図-63 Seed ら (1984) の方法と本報告の方法の限界N値の比較 (細粒分含有率 15% 以上)



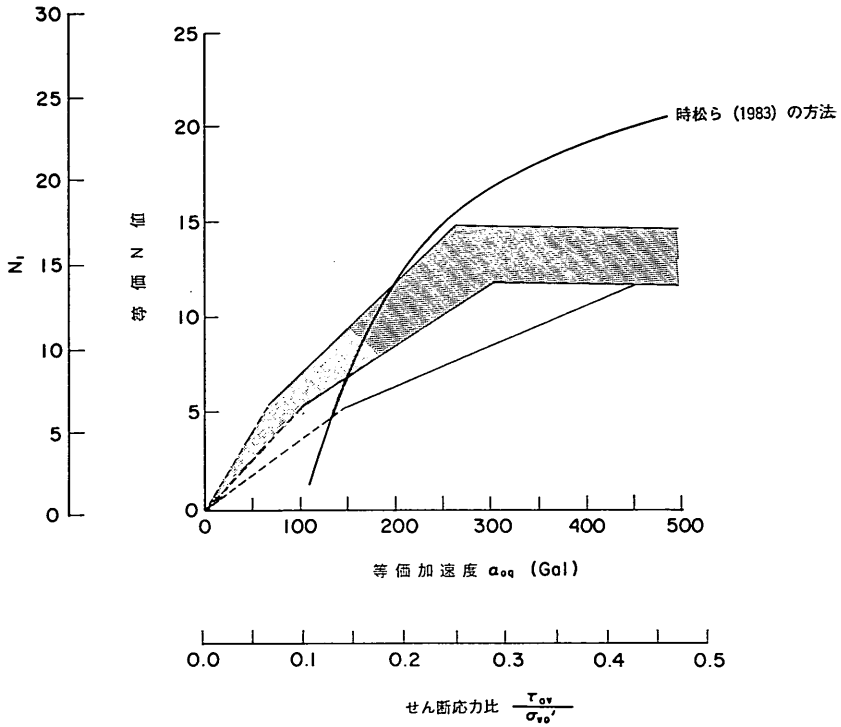
(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 の場合



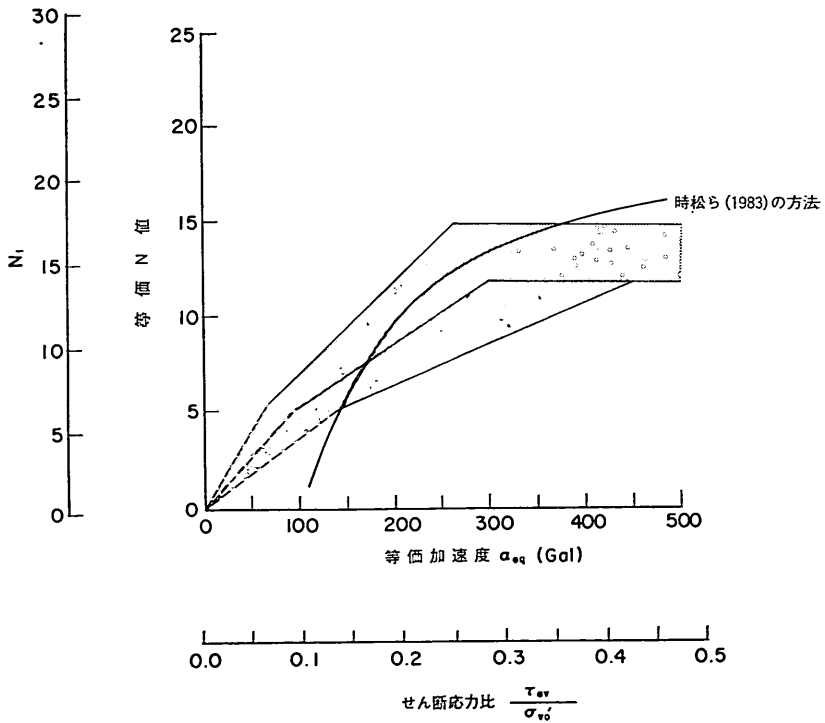
(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm^2 の場合

図-64 時松ら (1983) の方法と本報告の方法の限界N値の比較 (細粒分含有率 5%以下)

粒度とN値による新しい液状化予測法

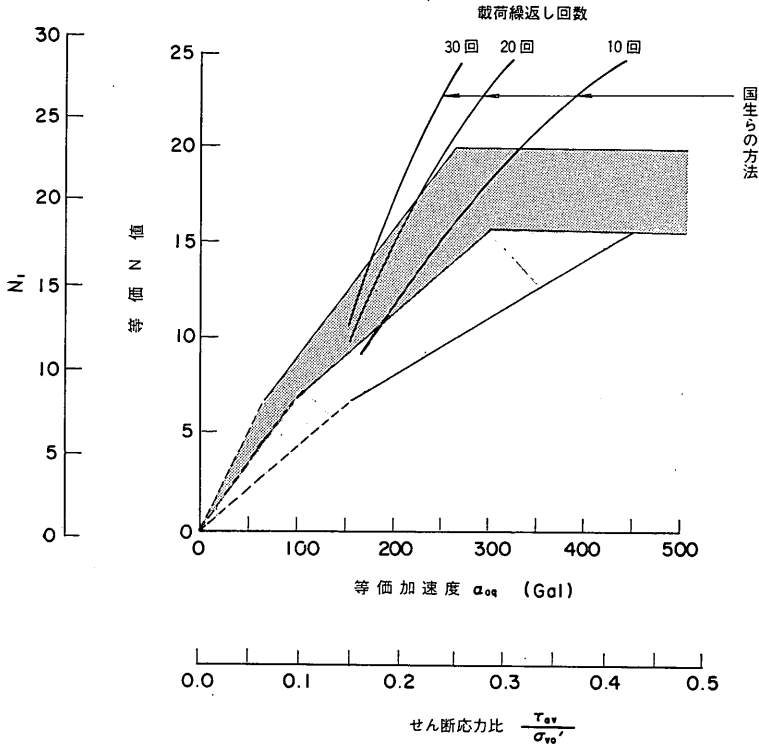


(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm² の場合

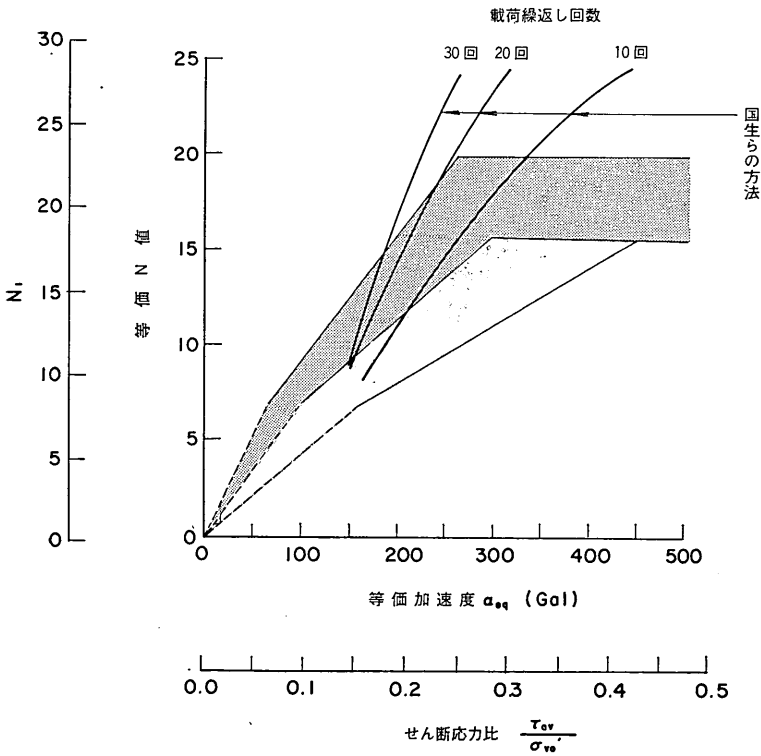


(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm² の場合

図-65 時松ら (1983) の方法と本報告の方法の限界N値の比較 (細粒分含有率10%)



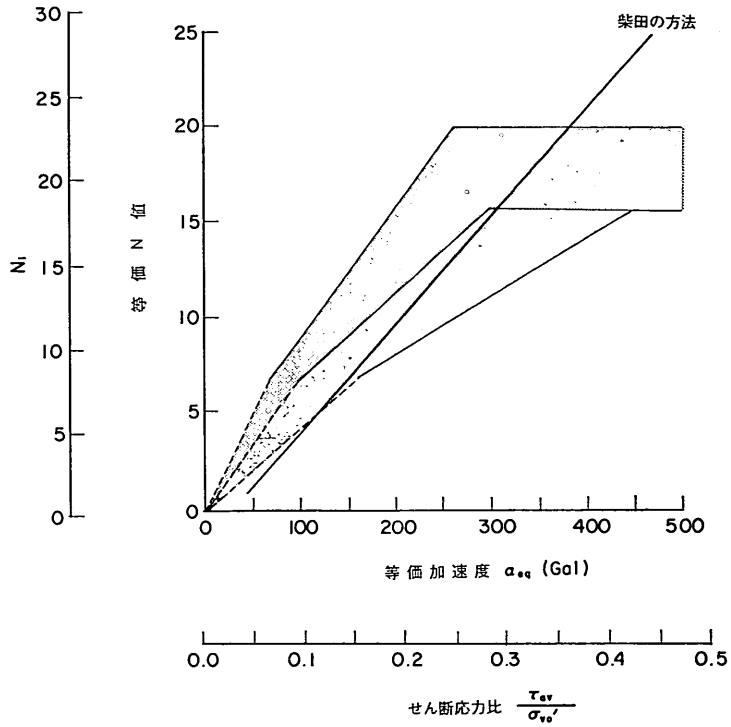
(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 の場合



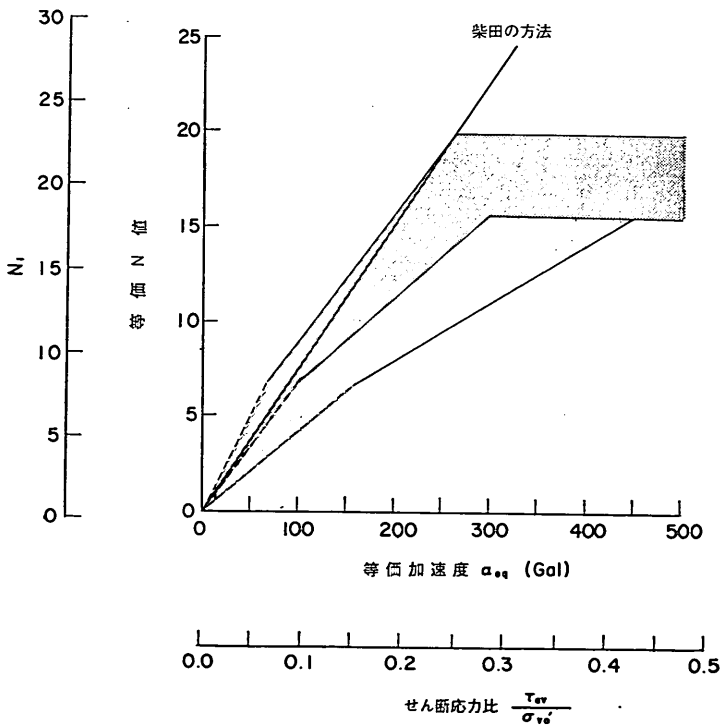
(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm^2 の場合

図-66 国生らの方法と本報告の方法の限界N値の比較

粒度とN値による新しい液状化予測法

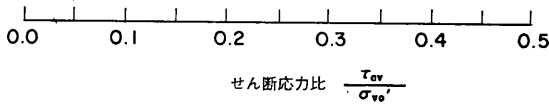
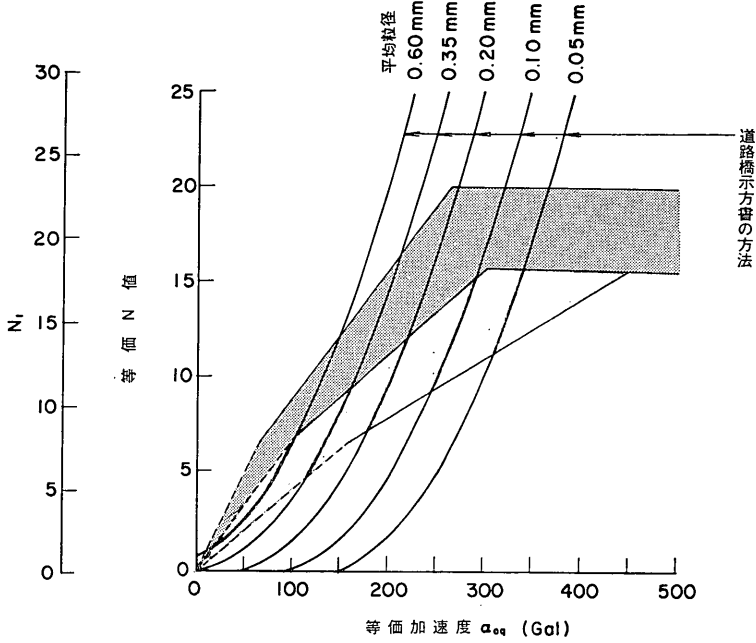


(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 の場合

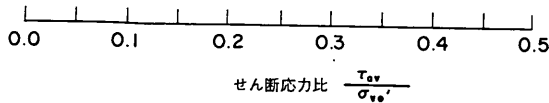
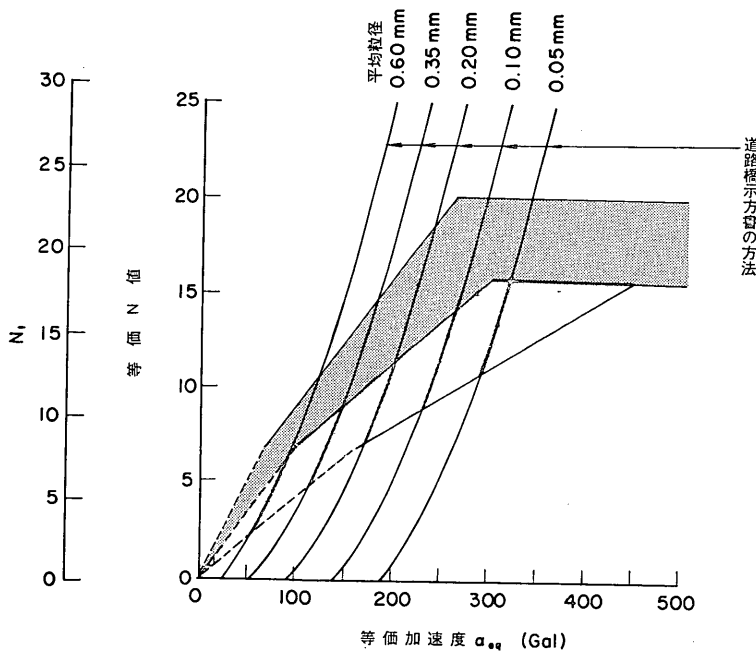


(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm^2 の場合

図-67 柴田の方法と本報告の方法の限界N値の比較



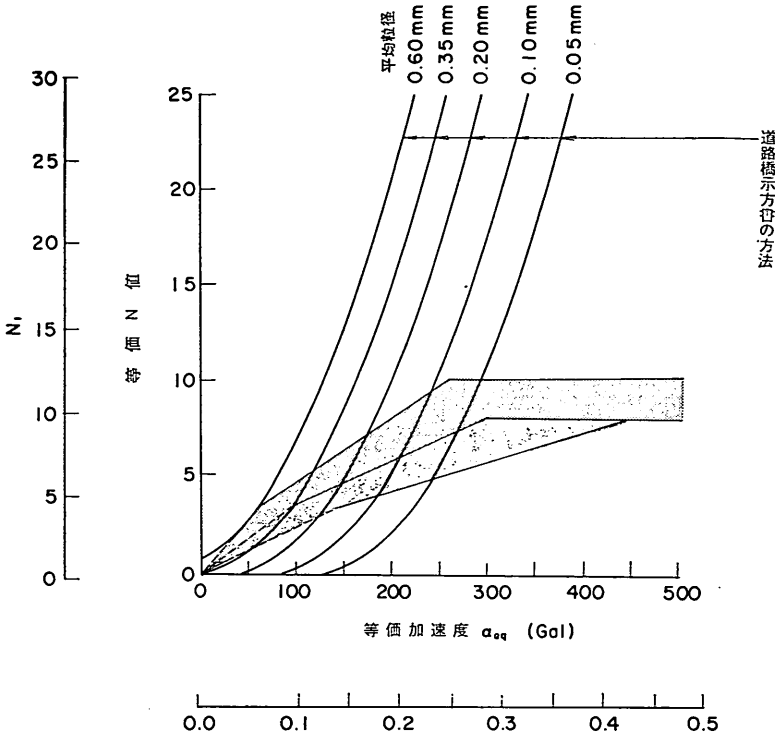
(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm² の場合



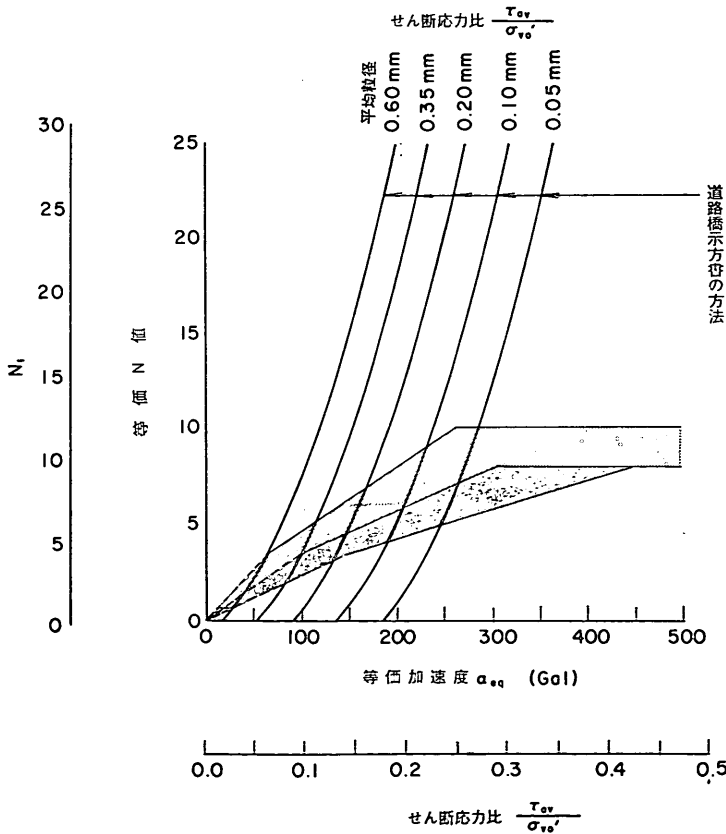
(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm² の場合

図-68 道路橋示方書の方法と本報告の方法（粒度範囲A，細粒分含有率5%以下）の限界N値の比較

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) 有効上載圧力 0.66 kgf/cm² の場合



(b) 有効上載圧力 2.0 kgf/cm² の場合

図-69 道路橋示方書の方法と本報告の方法（粒度範囲A，細粒分含有率15%以上）の限界N値の比較

本報告の方法の限界 N 値の直線の傾きは、道路橋示方書の方法の限界 N 値の曲線の傾きに比べて小さい。したがって、一般には、本報告の方法の予測結果は、 N 値の値により敏感であり、道路橋示方書の方法のそれは、加速度レベルの値により敏感であることも読みとれる。このように、道路橋示方書の方法と本報告の方法との適合性は良いとは言えない。したがって、両方法により予測した結果が異なる場合があり得ることは否定できない。しかし、両方法により予測結果が異なる場合は、同じ予測結果を与える場合に比べれば、必ずしも多くはないことが、図-68 及び 69 より理解される。したがって、両方法の適合性は良いとは言えないものの、両方法によって矛盾する予測結果が導かれる場合は、必ずしも多くはないものと思われる。

(6) 本報告の方法と他の予測法との適合性

本報告の方法を他の予測法と比較した結果、Seedら(1984)の方法との適合性は特に良いと結論される。また、その他の予測法による予測を行っても、本報告の方法と矛盾する予測結果が得られる場合は、必ずしも多くはないものと考えられる。

6. 結 論

本研究により得られた結論は、以下のとおりである。

- 1) 現在、港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている粒度と N 値による予測法では、液状化する深さ方向の範囲を予測することができなかつた。本研究により、各深さにおける N 値と地震動によるせん断応力を用いて任意の深さの土層について液状化の予測が行えるように技術基準の方法を拡張した予測法が提案された。
- 2) 既応の液状化に関する事例のうち、強震計設置地点の地盤及びその近傍5 kmの地盤の事例を対象とし、上記のような拡張された予測法の適用性を検討した結果、これらの事例に対する適用性は、おおむね満足すべきものであることが明らかにされた。また、これらの事例が代表する土質条件及び地震動の条件は、将来予測において対象とすべき多様な条件のうちの主要な場合を代表するものであった。このことから、本予測法は、おおまかには工学的に満足すべき適用性を有するものと判断された。
- 3) 本予測法と他の予測法との比較を行った結果、1984年に提案されたSeedらによる予測法³⁰⁾³⁹⁾との適合性は特に良いことが明らかとなった。また、本予測法と必ずしも適合性が良いとは言えない予測法についても、これらの予測法による予測結果が本報

告の方法による予測結果と矛盾する場合は、必ずしも多くはないものと判断された。

(1986年6月30日受付)

謝 辞

本報告において示されている「拡張された液状化の予測法」は、昭和58年(1983年)日本海中部地震の直後に行われた液状化対策技術の再検討の一部として研究提案されたものである。この再検討は、港湾技術研究所に設けられたプロジェクトチームにより実施され、本報告に示した内容の主要部分についてもプロジェクトチームメンバーにより討議された。それらの討議は、提案した方法の開発に極めて有意義なものであった。プロジェクトチームメンバーは以下のとおりである(職名は検討時点のもの)。

委員長：土田 肇(構造部長)

委員：奥村樹郎(土質部長)

〃：梅原靖文(土質部動土質研究室長)

〃：野田節男(構造部耐震構造研究室長)

〃：上部達生(構造部地震防災研究室長)

〃：井合 進(構造部主任研究官)

〃：石渡友夫(設計基準部長)

〃：大堀晃一(設計基準部設計基準研究室長)

特別委員：大内久夫(港湾局建設課補佐官)

〃：佐藤孝夫(港湾局建設課技術基準第一係長)

〃：神田勝己(港湾局防災課補佐官)

また、本方法をまとめる過程で、運輸省港湾局、同各港湾建設局、総理府北海道開発局港湾部、同沖繩総合事務局開発建設部、及び運輸省港湾技術研究所の関係者により構成される調査設計標準作成委員会で討議される機会を得た。

これら関係者の熱心な討議に対して深く感謝の意を表す。

本研究において、予測法と事例との対比に係わる計算の多くの部分は、運輸省港湾技術研究所構造部耐震構造研究室において昭和60年4月より昭和61年3月まで研修生として研究をされた荒若誠一氏(五洋建設株式会社)により行われた。また、付録-Cに示す青森港の液状化に関する記録は、同研究室倉田栄一技官を通じて、堀井昭宏技官(現在運輸省第二港湾建設局鹿島港工事事務所)により提供されたものである。また、予測法と事例との対比においては、多くの強震記録を用いた。本研究は、これらの強震記録なしには成り立ち得なかつたものである。港湾地域強震観測をはじめとする強震観測にたずさわる技術者や研究者の努力が、近年に至り、本研究を含め、

実務や研究において、さまざまな形で、大きな成果を生むようになってきている。ここに、関係各位に対し深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 土田 肇：砂質地盤の流動化の予測と対策，昭和45年度港湾技術研究所講演概要，1970年12月，pp.(3)-1~(3)-33
- 2) 日本港湾協会編・運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年3月，pp.2-168~2-171
- 3) 土田 肇・野田節男・稲富隆昌・上部達生・井合進・大根田秀明・外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料，No. 511，1985年3月，447 p.
- 4) 米澤 朗：日本海中部地震による秋田港の貨物流動の変化と経済被害（その1），港湾技研資料，No. 497，1984年9月，95 p.
- 5) 運輸省港湾局（プレス発表）：大規模地震対策の推進，1983年8月23日
- 6) 土田 肇・稲富隆昌・野田節男・上部達生・柳生忠彦・村田利治：港湾・海岸施設耐震性調査手法について，港湾技研資料，No. 336，1980年6月，pp.36~57
- 7) 土田 肇・井合 進：1978年宮城県沖地震による液状化事例の解析，第15回地震工学研究発表会講演概要，1979年7月，pp.25~28
- 8) H. J. Gibbs and W. G. Holtz: Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, August 1957, Vol. I, pp. 35-39
- 9) 日本港湾協会編・運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年3月，pp. 2-162
- 10) W. F. Marcuson III and W. A. Bieganousky: Standard Penetration Tests on Fine Sands, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. 6, June 1977, pp. 565-588
- 11) W. F. Marcuson III and W. A. Bieganousky: SPT and Relative Density in Coarse Sands, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. 11, November 1977, pp. 1295-1309
- 12) 吉田保夫・国生剛治・江刺靖行・佐々木正美：密な砂の標準貫入試験（その2），第18回土質工学研究発表会，1983年6月，pp.45~46
- 13) 文献 6)，p. 50
- 14) 岩崎敏男・若林 進・川島一彦・高木義孝：土木構造物における強震記録（No. 2），土木研究所彙報，No. 33，1978年10月
- 15) 倉田栄一・福原哲夫・野田節男：昭和58年（1983年）日本海中部地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No. 458，1983年9月，372p.
- 16) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1980年
- 17) R. Dobry, [R. S. Ladd, F. Y. Yokel, R. M. Chung, and D. Powell: Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquakes by the Cyclic Strain Method, *NBS Building Science Series* 138, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, July 1982, 50p.
- 18) K. Ishihara: Stability of Natural Deposits During Earthquakes, *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, August 1985, pp. 321~376
- 19) K. Tokimatsu and Y. Yoshimi: Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, December 1983, pp. 56-74
- 20) 消防庁：危険物の規制に関する規則，1978年
- 21) 日本瓦斯協会・天然ガス用貯槽保安調査委員会：LNG 地下式貯槽指針，1979年
- 22) K. Ishihara, K. Shimizu, and Y. Yamada: Pore Water Pressures Measured in Sand Deposits during an Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 4, December 1981, pp. 85-100
- 23) 北澤壮介・桧垣典弘・野田節男：沖縄県および奄美大島の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料，No. 396，1981年9月，113p.
- 24) 狩野豊太郎：秋田市北方地域の地形ならびに第四系について，秋田大学 鉱山学部 地下資源開発研究報告，第33号，1965年12月，pp.1~12
- 25) 倉田栄一・土田 肇・須藤克子：港湾地域強震観測地点資料（その2），港湾技研資料，No. 107，1970年12月，83p.
- 26) 土田 肇・稲富隆昌・野田節男・柳生忠彦・田端竹千穂・徳永省三・大槻有吾・平野忠告：1978年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No. 325，1979年9月，175p.
- 27) 横山淑子・倉田栄一：港湾地域強震観測地点資料（その5），港湾技研資料，No. 351，1980年9月，72p.
- 28) 土田 肇・上部達生：地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性，港湾技術研究所報告，Vol. 11, No. 4, 1972年12月，pp. 191~270
- 29) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子：1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No. 80，1969年6月，476p.
- 30) 横山淑子・倉田栄一：港湾地域強震観測地点資料（その4），港湾技研資料，No. 298，1978年6月，110p.
- 31) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子：港湾地域強震観測年報（1968），港湾技研資料，No. 98，1970年3月，342p.
- 32) 倉田栄一・福原哲夫・野田節男：昭和59年8月7日日向灘地震の港湾地域における強震記録，港湾技研

- 資料, No. 503, 1984年12月, 113p
- 33) 土田 肇・山田通一郎・倉田栄一: 港湾地域強震観測地点資料(その1), 港湾技研資料, No. 34, 1967年11月, 306p.
- 34) 野田節男・井合 進: 昭和59年日向灘地震による港湾施設被害, みなとの防災, 第86号, 1985年7月, pp.26~35
- 35) 倉田栄一・石坂徳三・土田 肇: 港湾地域強震観測年報(1973), 港湾技研資料, No. 181, 152p.
- 36) 倉田栄一・野田節男: 昭和57年(1982年)浦河沖地震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No. 442, 1983年3月, 144p.
- 37) 倉田栄一・野田節男: 港湾地域強震観測年報(1981), 港湾技研資料, No. 426, 1982年6月, 191p.
- 38) H. B. Seed, K. Tokimatsu, L.F. Harder, and R. M. Chung: The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-84-15, October 1984, 50p.
- 39) H. B. Seed, K. Tokimatsu, L.F. Harder, and R. M. Chung: Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 111, No. 12, December 1985, pp. 1425-1445
- 40) 国生剛治・吉田保夫・江刺靖行・佐々木正美: 密な砂地盤の動的強度と N 値, 第18回土質工学研究発表会, 1983年6月, pp. 609~612
- 41) 柴田 徹: 砂地盤の液状化抵抗と N 値, 第16回土質工学研究発表会, 1981年5月, pp.621~624
- 42) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, K. Tokida, S. Yasuda, M. Hirose, T. Imai, and M. Kon-no: A Method for Estimating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration N -values, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 3, September 1978, pp. 43-58
- 43) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, K. Tokida, S. Yasuda, M. Hirose, T. Imai, and M. Kon-no: Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation, *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 4, December 1980, pp.95~111
- 44) B. S. Coffman: Estimating the Relative Density of Sands, *Civil Engineering*, October 1960, pp. 78-79
- 45) United States Bureau of Reclamation: *Earth Manual*, Second Edition, Denver, Colorado, 1974, p. 297
- 46) S. Thornburn: Tentative Correction Chart for the Standard Penetration Test in Non-Cohesive Soils, *Civil Engineering and Public Works Review*, June 1963, pp.752-753
- 47) 小川充郎・石堂 稔: 砂質土にたいするパイプコンポーザー工法の適用について一砂の内部締固め設計施工の考察一, 土と基礎, 第13巻2号, 1965年2月, pp.77~82
- 48) 土質工学会編: 土質工学ハンドブック(1982年版), pp.1010~1012, 1982年11月
- 49) G.G. Meyerhof: Discussion on Soil Properties and Their Measurement, Discussion 2, *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, August 1957, Vol. III, p.110
- 50) R.B. Peck, W.E. Hanson, and T.H. Thornburn: *Foundation Engineering*, 2nd edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1974, pp. 113-115
- 51) 今井常雄・麓 秀夫・横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第4回日本地震工学会シンポジウム, 1975年11月, pp.89~95
- 52) B.O. Hardin and V.P. Drnevich: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July 1972, pp.667~692

付録A 地中のせん断応力比の算定法

地中のせん断応力比を求めるための手法には、大きく分けて次の二つがある。

a) 簡易法

地表の最大加速度は既に求められているものとし、対象とする土層以浅の土塊の釣合に基づいた簡易式を用いる。たとえば、文献 16)に示されるものがある。

b) 地震応答計算法

基盤への入力地震動が与えられているものとし、それ以浅の土層の地震応答計算を行うことによりせん断応力比を求める。

a) b) 二つの方法のうち、a) を用いて液状化予測を行う場合には地表の最大加速度を与える必要がある。この値は、地震応答計算によらなくても設定できる場合がある。たとえば、過去に起きた地震と全く同じ地震を想定する場合で、しかもその地震において対象地点の最大加速度が強震計等により記録されている場合である。また、何らかの根拠の下に、地表における最大加速度が与えられている場合もあろう。しかし、一般には、地表における最大加速度は、地震応答計算により求めることが必要である。

一般に、地震応答計算を行えば、せん断応力比はその結果として直接に求まる。よって、地震応答計算を行う場合には、簡易法を用いる必要はない。以上のことから、液状化予測のためには、一般には、地中のせん断応力比を、地震応答計算により求めることが適当である。

地震応答計算を行うに当たって、表層地盤をモデル化する場合、1次元、2次元、または3次元モデルのいずれを採用するか、また、それぞれについて、線形、等価線形、非線形のいずれとするかは、所要の計算精度や計算に要する時間を勘案して決めねばならない。港湾地域で対象となる地盤は、臨海部に位置し、成層地盤が卓越している場合が多い。このような場合には、1次元モデルによっても実用上満足できる精度の計算結果が得られると考えられる。1次元モデルには、重複反射モデル(連続体モデル)と質点系モデル(離散化モデル)がある。また、前者には、線形及び等価線形のモデルが、後者には、これらに加えて非線形のモデルがある。これらのモデルのうち、以下の理由により、等価線形重複反射モデルが適用性を有すると考えられる。

i) 重複反射モデルでは、地盤のひずみレベルの小さい地震動についてではあるが、地中地震観測と計算結果の比較が行われており、ほぼ実用性のあることが認められている。

ii) 大地震時で、土のひずみレベルが大きい場合には、それに対応した考慮が一応はなされている。

iii) 計算プログラムの普及度が高い。

地盤が液状化すると過剰間隙水圧が発生し、土粒子間の有効応力が減少する。その結果、土のせん断弾性係数やせん断強度が低下するので、地盤の応答特性も変化する。このような状態を表現できるものとして有効応力モデルがあるが、現在のところ計算に用いるべき土の物性の決定等に専門的な知識を必要とする段階にあり、これを標準的な液状化予測に用いることは時機尚早と考えられる。前項で示した等価線形重複反射モデルは、計算の過程において地中の有効応力が不変であるとする全応力モデルである。したがって、液状化が発生すると判定された場合には、過剰間隙水圧がある程度以上上昇した部分の計算結果(たとえば、地盤加速度、変位、ひずみ、さらに、過剰間隙水圧そのもの)は、実際の現象と一致しない可能性が大きい。しかし、液状化の予測には、地中のせん断応力比が液状化を発生させるに要する値以下であるか否かがわかれば十分である。したがって、この観点からすれば、液状化が発生しない場合のせん断応力を取り扱っている。ゆえに、液状化予測のために全応力モデルの結果を利用することには問題はないと考えられる。

付録B N値と有効上載圧力の関係についての既
 応の提案

N値と有効上載圧力の関係については、本報告の 3.2
 に示す実験データのいくつかをもとにして、次のような
 提案がなされている。

1) Coffman による提案⁴⁴⁾

この提案は、Gibbs and Holtz による実験データ⁸⁾を
 もとに 1960 年になされたものである。1974 年に発行さ
 れた Earth Manual⁴⁵⁾にも引用されている。N値と有効
 上載圧力の関係が、相対密度をパラメータとして図示され
 ている。

2) Thornburn による提案⁴⁶⁾

この提案は、Gibbs and Holtz による実験データ⁸⁾と
 提案者による調査 データ等に基づいて 1963 年になされ
 たものである。1965 年に、締め固め工法の 設計のため
 に、文献 47)に引用され、近年においても、サンドコン
 パクションパイル工法等の設計に利用されているようで

ある⁴⁸⁾。N値と相対密度の関係が、有効上載圧力をパラ
 メータとして図示されている。

3) Meyerhof による関係式⁴⁹⁾

この関係式は、Gibbs and Holtz による実験データ⁸⁾
 に関するディスカッションの一部として 1957 年に示され
 たものである。次式により表される。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{v0}' + 0.7}} \dots\dots\dots (B.1)$$

ここに、 D_r : 相対密度 (%)

N : N値

σ_{v0}' : 有効上載圧力(kgf/cm²)

この関係式は、5章において示した時松ら (1983) の
 方法¹⁰⁾、及び道路橋示方書の方法¹⁶⁾において、N値に対
 する有効上載圧力の補正を行うために用いられている。

4) Marcuson らによる関係式¹¹⁾

この関係式は、Marcuson 自らによる実験デー
 タ¹⁰⁾¹¹⁾に基づいて 1979 年に示されたものである。

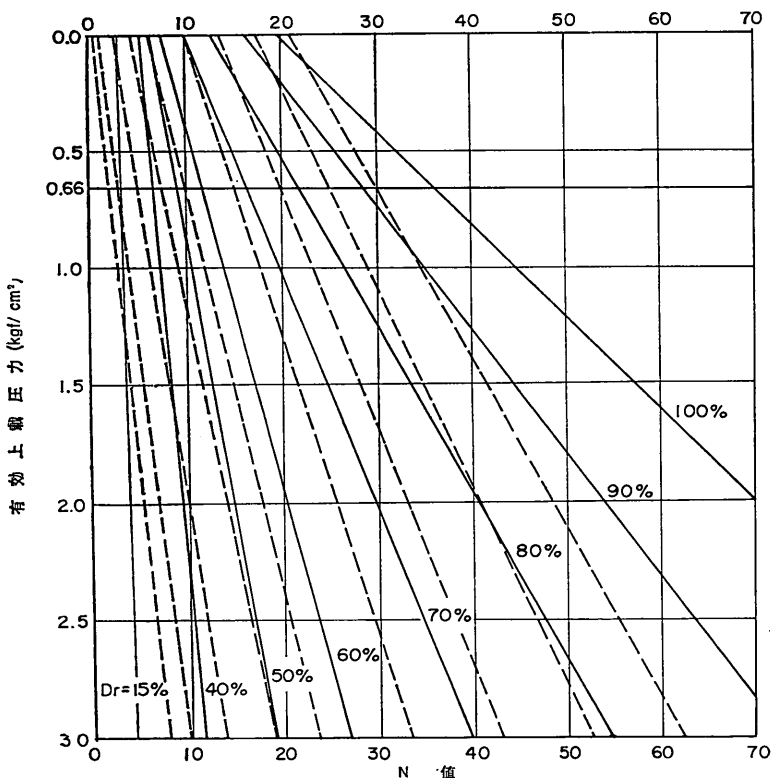


図-B.1 Coffmann 及び Bureau of Reclamation による相対密度をパ
 ラメータとするN値と有効上載圧力の関係

粒度とN値による新しい液状化予測法

$$D_r = 11.7 + 0.76[222(N) + 1600 - 53(\sigma_v) - 50(C_u)^2]^{1/2} \dots\dots\dots (B.2)$$

ここに、 D_r ：相対密度 (%)

N ：N値

σ_v ：有効上載圧力 (psi)

C_u ：均等係数

値

N ：N値

p ：有効上載圧力 (tsf)

($p \geq 0.25$ tsf)

これらのN値と有効上載圧力の関係と、本報告の式(3)に示す関係との比較を行うため、それぞれ実線及び破線によって重ねて図示することとした。これを、図-B.1～B.7に示す。

なお、Marcuson らの報告¹¹⁾においては、上式とは別に、実験の対象とした各砂ごとに、有効上載圧力の影響を補正するための図を示している。5章に示したSeedら(1984)の方法³⁹⁾においては、これに基づいて有効上載圧力の影響を補正するための図を示している。

5) Peck らによる関係式⁵⁰⁾

この関係式は、液状化予測に関して、文献 18)にも引用されている。

$$N_1 = N \times 0.77 \log \left(\frac{20}{P} \right) \dots\dots\dots (B.3)$$

ここに、 N_1 ：有効上載圧力が 1 kgf/cm^2 のときのN

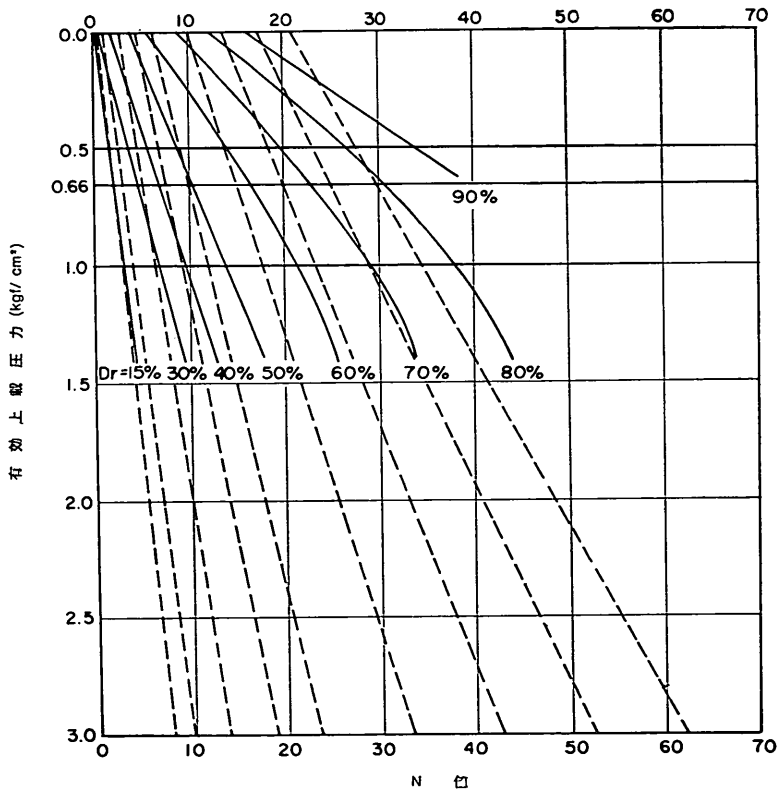


図-B.2 Thornburn による相対密度をパラメタとするN値と有効上載圧力の関係

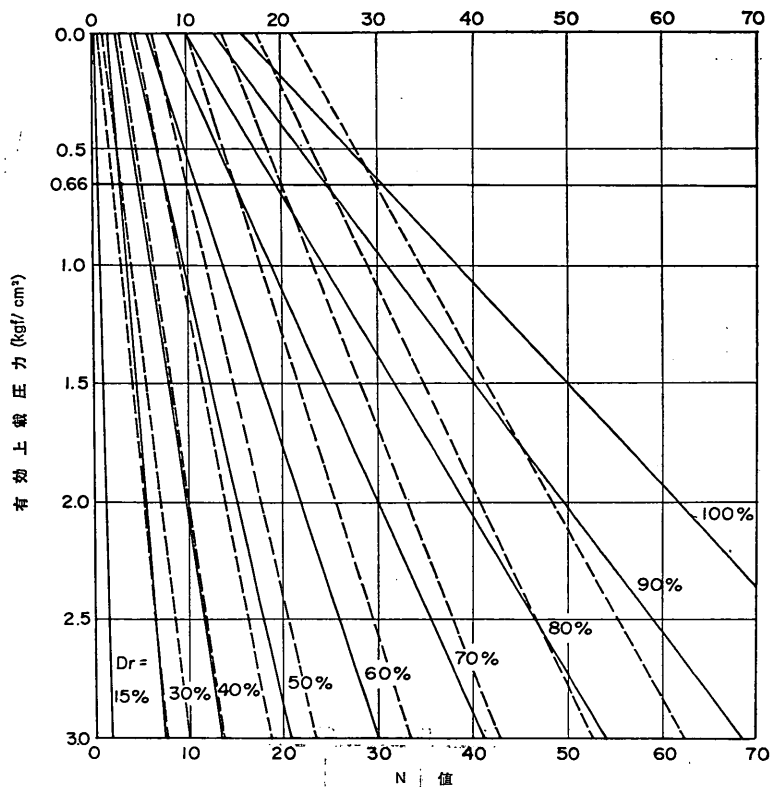


図-B.3 Meyerhof による相対密度をパラメタとする N 値と有効上載圧力の関係

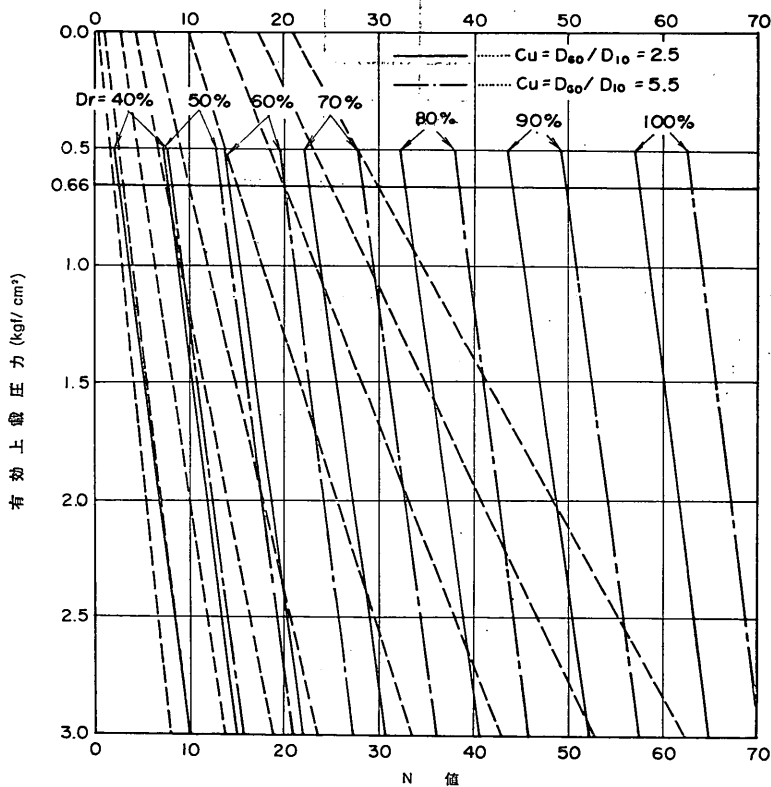


図-B.4 Marcuseon らによる相対密度をパラメタとする N 値と有効上載圧力の関係

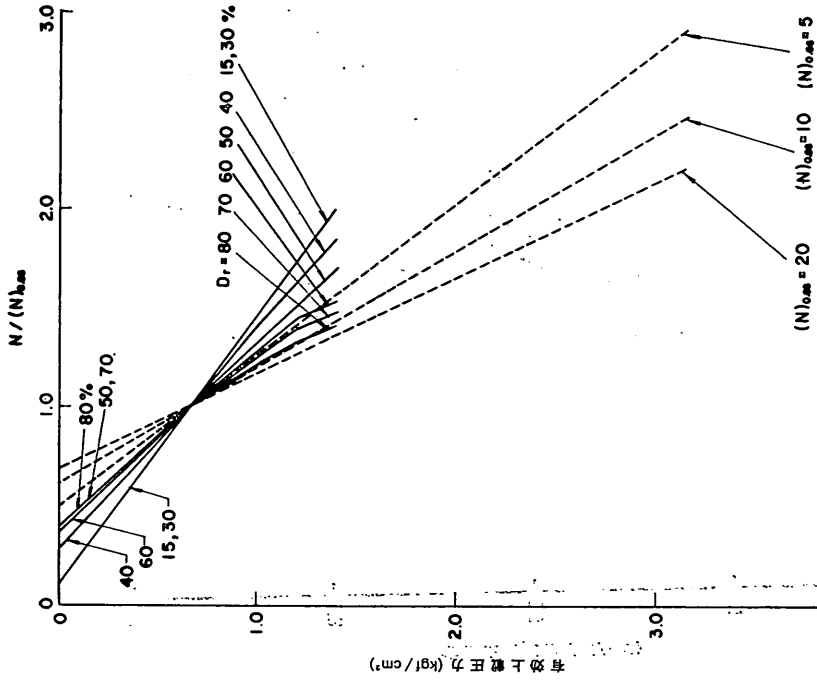


図-B.6 Thornburn によるN値と有効上載圧力の関係
(正規化表示)

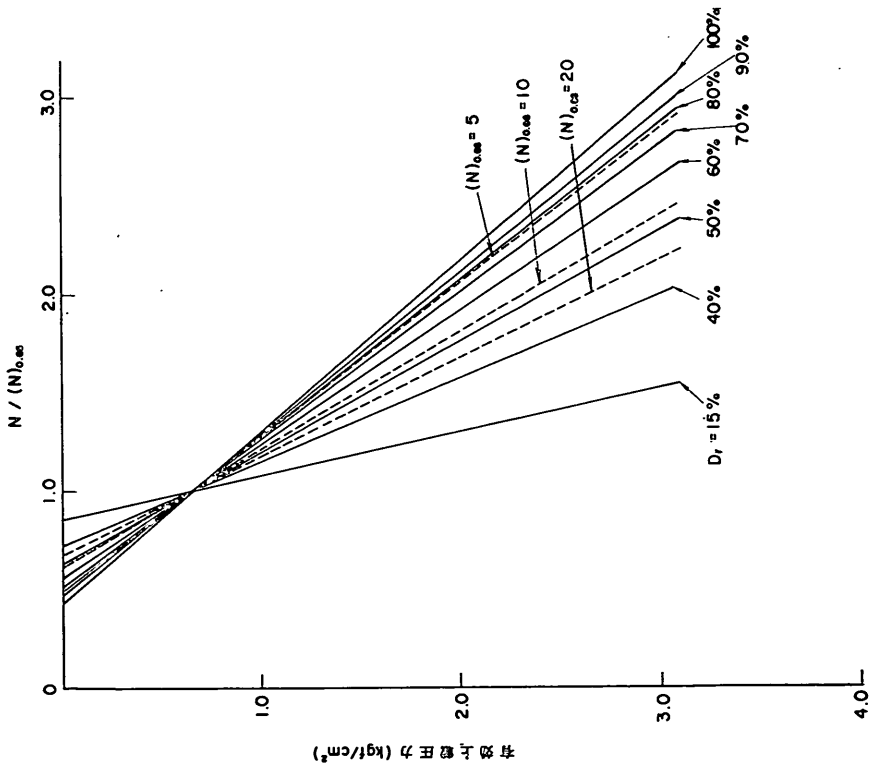


図-B.5 Coffmann 及び Bureau of Reclamation によるN値と
有効上載圧力の関係 (正規化表示)

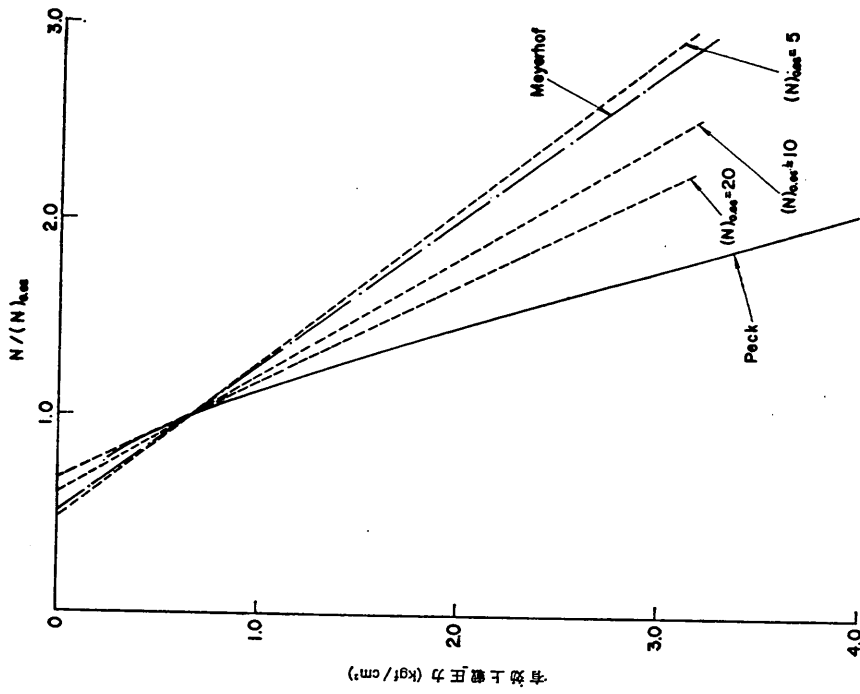


図-B.7 Meyerhof 及び Peck による N 値と有効上載圧力の関係
(正規化表示)

付録C 1968年十勝沖地震における青森港の強震計設置地点の液状化に関する記録

以下の記録は、堀井昭宏技官（1968年十勝沖地震発生当時、運輸省港湾局第二港湾建設局青森港工事事務所の港湾地域強震観測担当者）によるものである。

1968年十勝沖地震発生時には、堀井技官は、図-C.1に示す青森港工事事務所の建物内において勤務中であった。堀井技官の同僚（同じく港湾地域強震観測担当者であった鳴海昭二技官）は、初期微動開始後、同図に示す強震計小屋へ向かった。堀井技官は、強震計小屋へ向かおうとする同僚に「強震計だから動かないと思うよ」と声をかけた。

堀井技官の判断では、まもなく停止すると思われた地震動は、しだいに激しくなり、堀井技官及び他の1人は机の下に避難した。建物はガラガラ音を立て、書箱のふたは、一せいにバタバタなり出し、机は四方に移動を始め、かがみ込んだ腰が窓側へ持っていかれるように感じられた。建物の倒壊の恐れを感じ、他の1人の発した

「逃げるぞ。」の声を合図に階段に向かった。階段を駆けおりようとしたが、振動が激しく、両肩、両腕で壁や手すりを支えながら前庭へ避難した。天床からはすさまじいほこりが舞っている中を避難した。初期微動から避難終了までの時間は、数分よりはるかに長く感じられた。

前庭は、未舗装であった。既に、前庭には、他の職員が大勢避難していた。会議中であったと思われる所長他1名がまだ事務所の建物内におり、窓枠にしがみついていた。前庭に避難済みの女性職員の多数が、彼らに対し、避難するようにさげんでいた。

事務所の建物は、ガチャガチャと短く強く張りのある振動をしており、ガラスの音が著しかった。地震後、建物は、16 cm または 26 cm、土台が折れて片側が下がった。窓ガラスはわれなかったと記憶している。

女性職員による避難の呼びかけが行われている最中に、ズズン、ズズンという音とともに、地面に波が立つようになった。図-C.1に示すように高さ10cm、波長数mの何波もの波がおしよせてきた。これらの波に

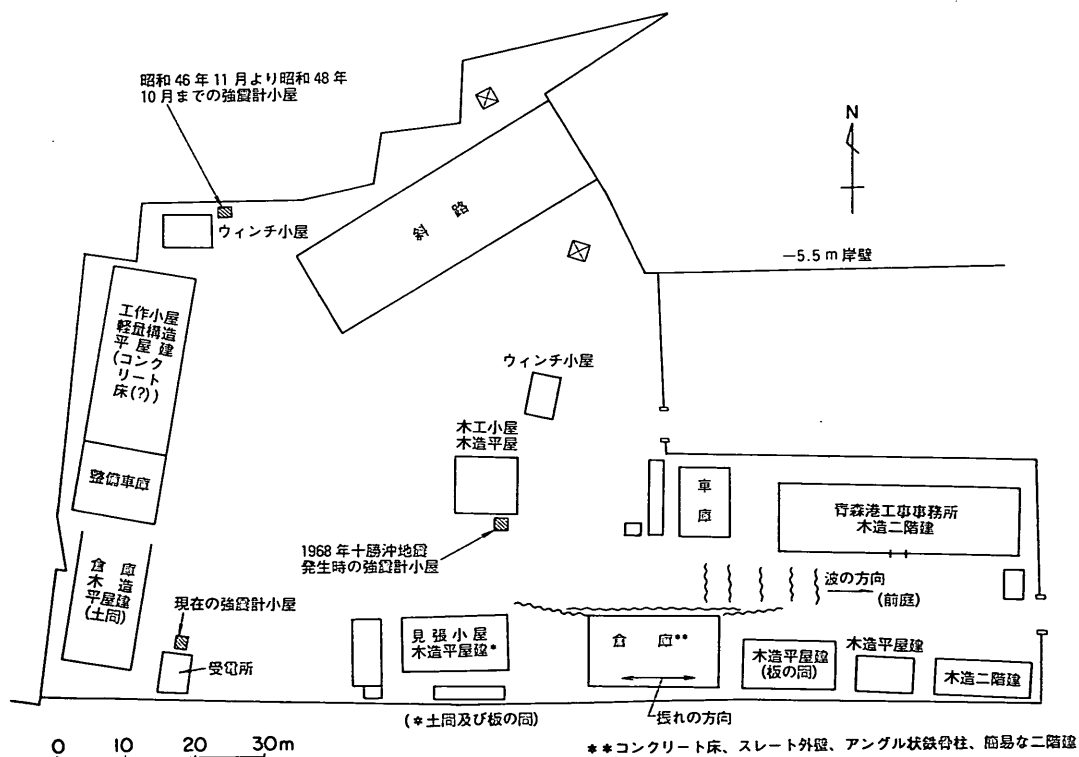


図-C.1 1968年十勝沖地震における青森港の強震計設置地点の周囲の状況の概念図

追われるように、全員、道路のコンクリート舗装上に避難した。このころには、建物の振動による音は続いていたが、やや静かになったと思われた。

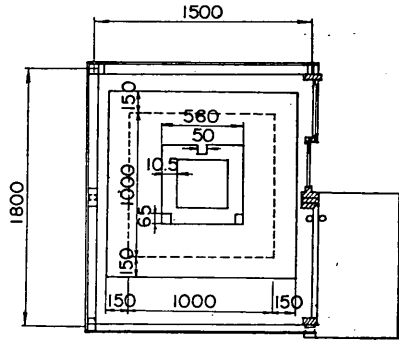
堀井技官は、おしよせる波の上を強震計小屋へ走り、先に到着していた鳴海技官に「どうだ」と聞くと、鳴海技官は平静の声で「動いている」と答え、強震計をさらに見守っていた。堀井技官は、強震計小屋が安全であることを考え、作動中の強震計に目をやり、さらに、地震動の停止がいつごろになるかを考えながら、強震計小屋の入口の柱につかまると、図-C.1 に示される位置にある前方の倉庫を見ていた。

すると、先程までは、地震動の特性がズズズン、ズズズンという言葉により表し得るものであったが、それが変化し、倉庫の振動は、倉庫が船のようにユーザー、ユーザーと横移動するような運動に変わった。倉庫は、長手方向へ50 cm以上の進退を数回繰り返した。ただし、強震計小屋の振動には、このような運動の傾向は感じられなかった。そのうちに、倉庫の基礎の角から倉庫の動きと同時に動いた方向に、幅数 cm、長さ4~5 mのクラックが地面を走った。倉庫の運動方向が逆転すると、逆側の角(強震計小屋に近い側)から同様にクラックが走った。これらのクラックは、最終的には1本のクラックとなり、このクラックを境界として、それぞれの地盤がクラックと平行方向に別々の大きな動きをするようになった。間もなく、このやや直線状のクラック全体から一勢に水が噴き出した。その勢いは、あたかも水道管が破裂したかのようであった。噴き出した水は、見る間に地面を覆った。水深は、平均20 cm程度には達したと思われる。強震計小屋の床には、強震計基礎とその周囲の床との間に一部未舗装の地盤が図-C.2 のように設けてある。しかし、強震計小屋の中にまでは、水は上がってきたという記憶はない。水が出たなと思っているうちに地震動は停止した。

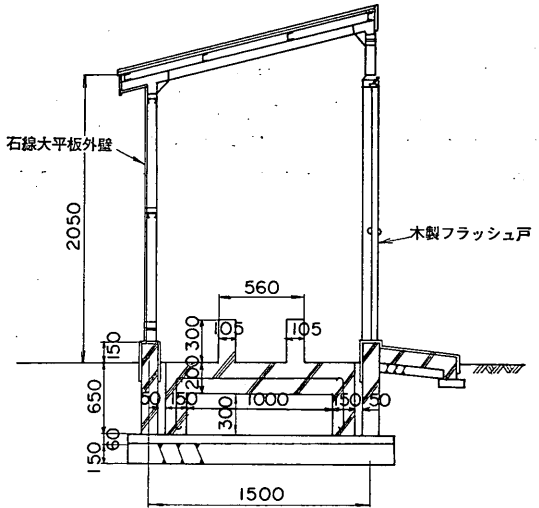
すぐに強震計の記録紙を外しにかかったところ、小さい余震があった。急いで記録紙をセットしたが、余震による地震動は、地震動の後尾部分しか記録できなかったと思われる。

記録紙をセットし終え、強震計小屋の外へ出てみると、先程まであった大量の水は全くなっており、地表面が雨の跡のようにぬれており、凹地に水たまりが残されているだけであった。

なお、倉庫の床は、全面コンクリート製である。見張り小屋も目前にあるが、見張り小屋の挙動には記憶がない。



(a) 平面図



(b) 断面図

図-C.2 青森港の強震計の基礎

付録D 検討対象地盤の地震応答計算

検討対象地盤の地震応答計算は、等価線形重複反射モデルを用いて、以下のようにして行った。まず、せん断波の伝播速度は、N値から文献 51)に示される経験式を用いて求めた。ただし、速度検層が行われている地点では、その結果を用いた。また、せん断ひずみに応じて定まるせん断剛性の低下率及び減衰定数は、文献 23)に示される関係を用いた。これらの関係は、砂質土及び粘性土のそれぞれについて示されている。砂質土と粘性土の中間的な土については、細粒分含有率 20% 未満の土を砂質土とした。また、砂質土についての上記の関係は、一般的には有効上載圧力に依存し⁵²⁾、文献 23)に示される関係は、おおまかには、深さ 10~15 m 程度に対するものである。これにより深い位置の有効上載圧力に対するものは、文献 23)に示されるものよりも粘性土について示された関係に近づく。そこで、深さ 30 m 程度以深の砂層については、便宜的に粘性土について示された関係を用いることとした。

このようにして定めた地盤モデルの定数及び地震応答計算結果は、図-D.1~D.40に示すとおりである。以下に、各応答計算結果について補足すべき事項について述べる。

(1) 昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港の応答計算結果(図-D.1~D.21)について

昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港の応答計算においては、NS、EWの両成分について計算を行った。その結果、NS成分についての計算値が大きかったので、図-D.1~D.21には、NS成分についてこの結果を示した。また、基盤のせん断波速度を400m/secとした場合と、強度計設置地点の基盤のせん断波速度と同じ値(570m/sec)とした場合とを比較したところ、後者の値を用いた場合には、前者の値を用いた場合よりも、約20%応答値が大きくなることが分かった。図-D.1~D.21に示す結果は、基盤のせん断波速度を400m/secとした場合のものであり、これらの結果を用いて液状化予測法の適用性の検討を行っている。しかし、約20%大きい応答値に対して同様の検討を行っても、同予測法の適用性に関する結論は変わらない。

(2) 1978年宮城県沖地震による石巻港中島ふ頭の応答計算結果(図-D.25)について

中島ふ頭 No.8 地点においては、地震後ではあるが弾性波探査が行われており、その結果を用いて地震応答計算を比較のために行った。その結果は、図-D.25に示す結果よりも約15%小さい応答値を示した。しかし、

本文に示されるように中島ふ頭については、その液状化発生状況等にも検討を要する事項が残されており、これにより、本報告の結論が影響を受けることはない。

(3) 昭和58年(1983年)日本海中部地震による秋田港の強震計設置地点の応答計算結果(図-D.29)について

秋田港の強震計設置地点においては、NS、EWの両成分について計算を行っている。図-D.29に示す結果は、NS成分に対するものであるが、EW成分に対する結果は、同図に示す結果よりも約7%大きい。しかし、これにより液状化予測法の適用性に関する結論が大きく変わるものではない。

(4) 1968年十勝沖地震及び昭和58年(1983年)日本海中部地震による青森港の強震計設置地点の応答計算結果(図-D.30~D.31)について

図-D.30~D.31において、()により示す応答計算結果は、計算により求められた波形を視察したところ、明らかに不自然と思われる高い振動数が含まれた波形に対応することが明らかにされたものである。したがって、液状化予測法の適用性の検討においては、これらの不自然な波形が現れる層よりも浅い部分を用いた。

なお、図-D.30に示す結果は、液状化の影響を受けた地盤に対し液状化しない場合の剛性を用いて、地表の地震動記録を用いて、得られたものである。したがって、同図に示す結果のうち、地中の応答計算値は、実際の値よりも小さい値である可能性が大きい。したがって、本事例に関して、本報告の方法の適用性に関して、本文に示した結論は、変わらない。

(5) 1986年及び1984年の地震による細島港の強震計設置地点の応答計算結果(図-D.34~D.35)について

細島港の強震計設置地点の地震応答計算においては1968年及び1984年の両地震に対し、同一の地盤モデルを用いた。しかし、細島港の強震計は、1965年1月に設置され、1968年の地震発生後、1977年2月に移設され、1984年の地震を記録し、現在に至っている。したがって、厳密に言えば、1968年の地震と1984年の地震を記録した強震計の位置は異なる。しかし、移設前後の強震計の移動距離は約20mに過ぎない。したがって、両地震に対する地震応答計算において同一の地盤モデルを用いたことには問題はないと考えられる。

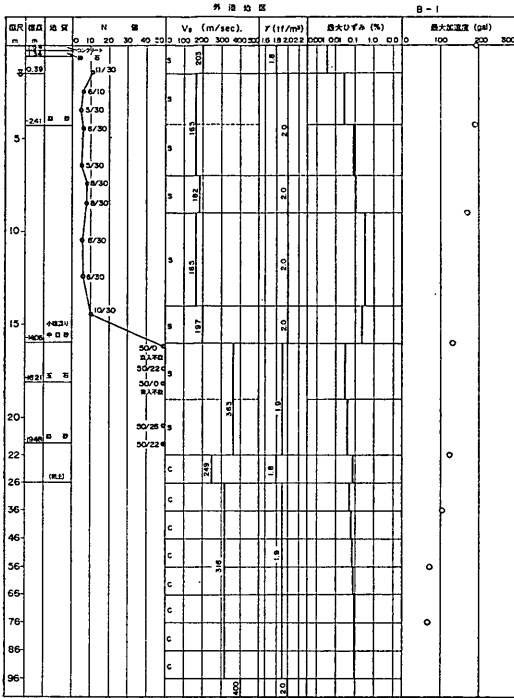


図-D.1 秋田港外港(-13m)岸壁, B-1地点

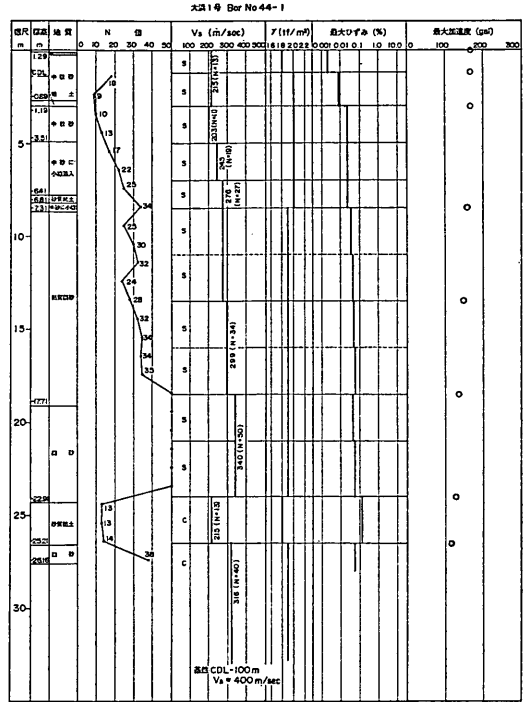


図-D.3 秋田港大浜1号岸壁, B-44-1地点

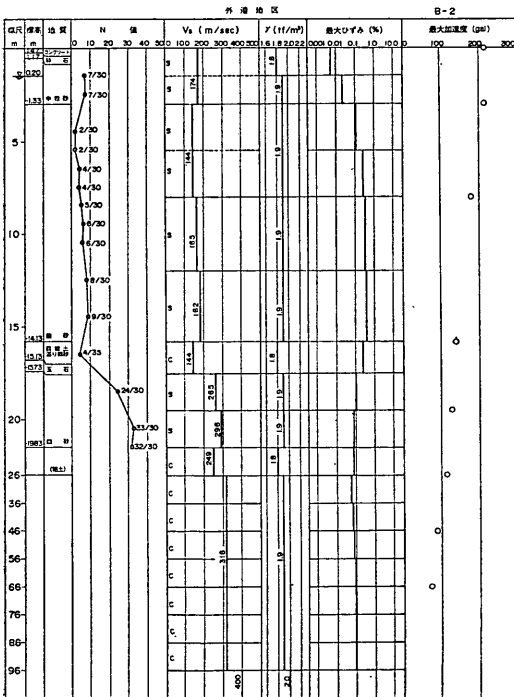


図-D.2 秋田港外港(-13m)岸壁, B-2地点

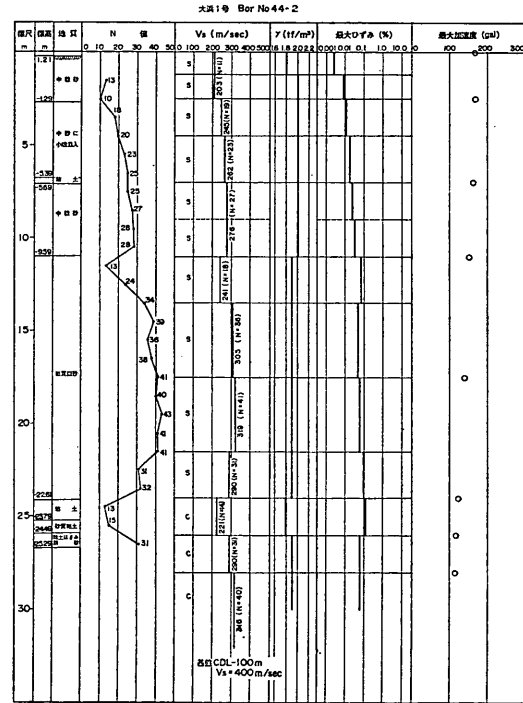
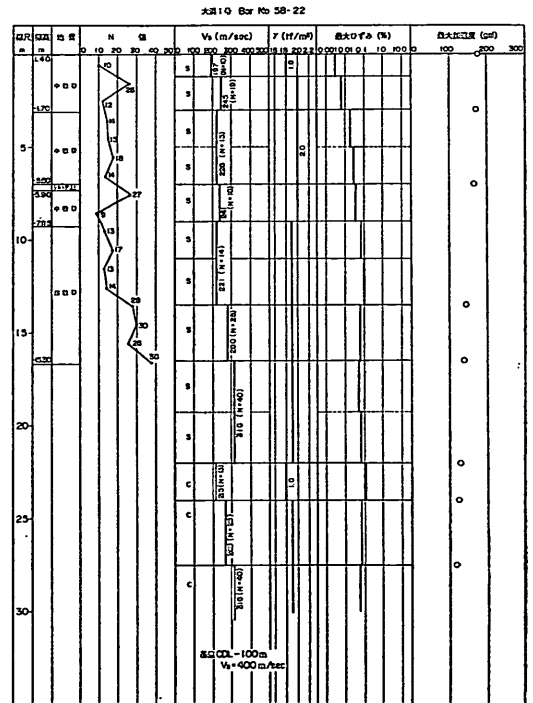
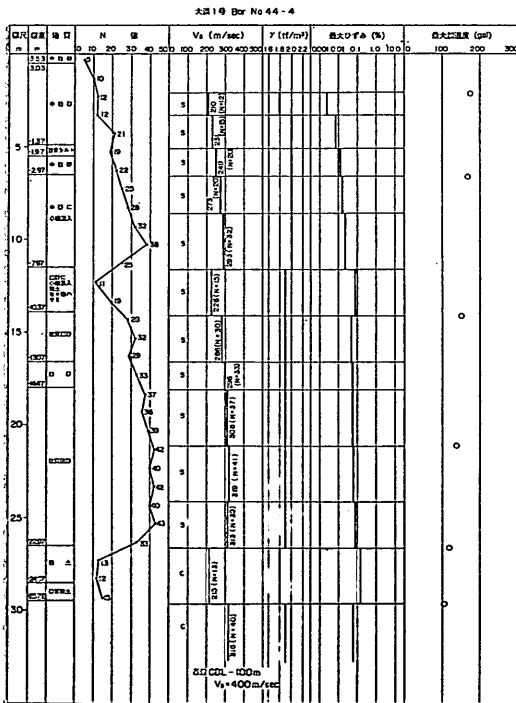
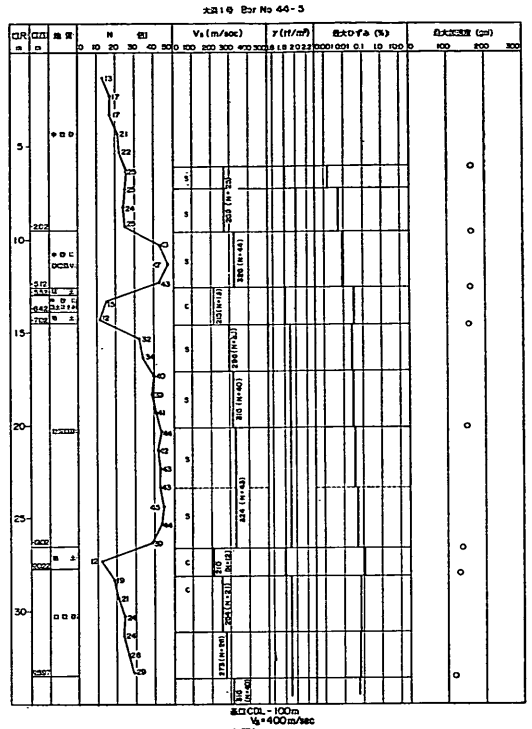
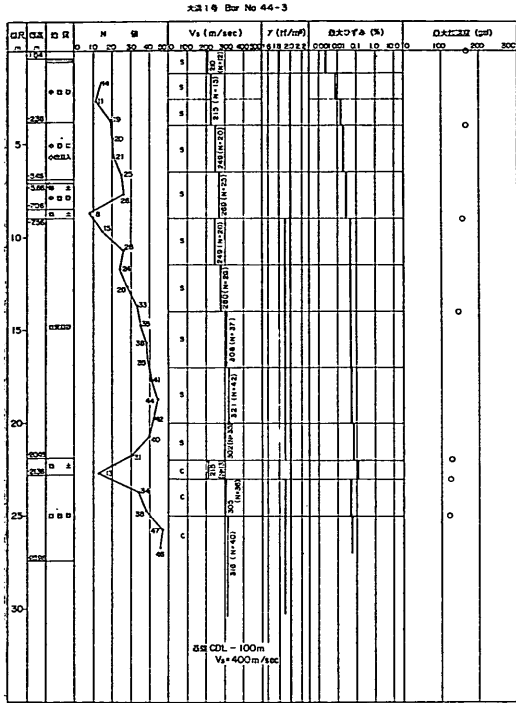


図-D.4 秋田港大浜1号岸壁, B-44-2地点

粒度とN値による新しい液化予測法



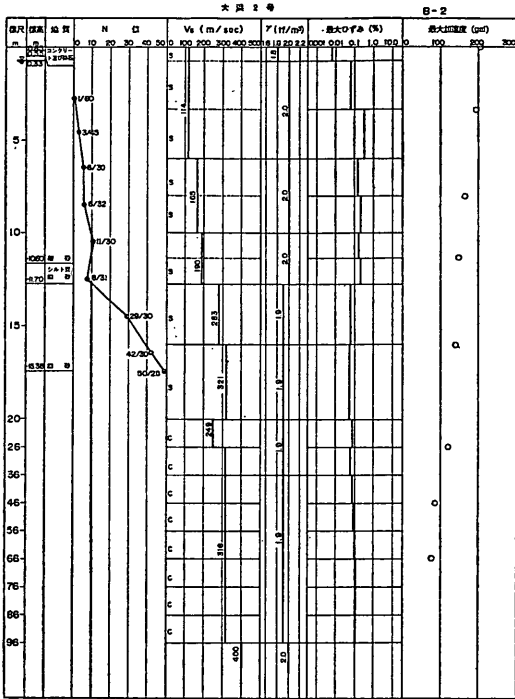


図-D.9 秋田港大浜 2号岸壁, B-2 地点

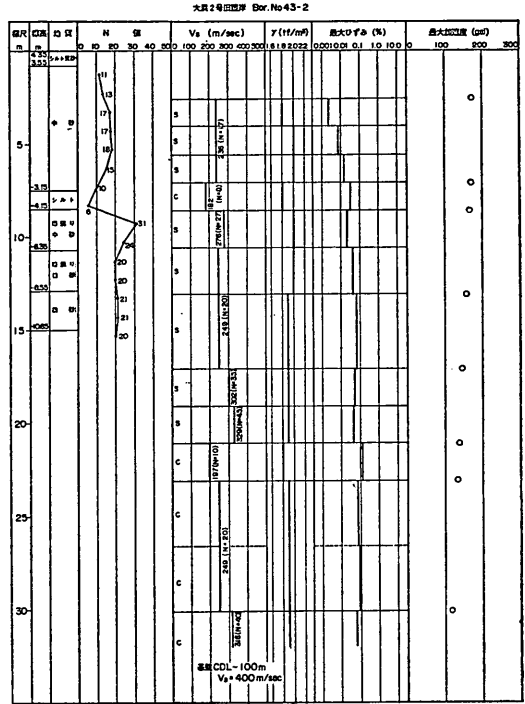


図-D.11 秋田港大浜 2号旧護岸, B-43-2 地点

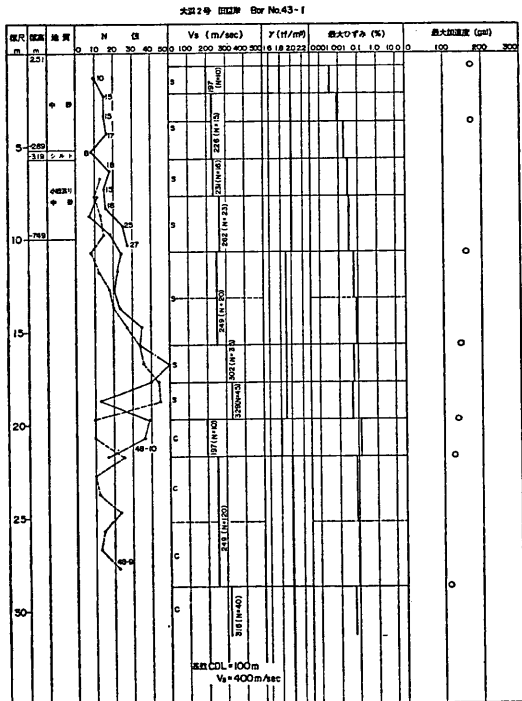


図-D.10 秋田港大浜 2号旧護岸, B-43-1 地点

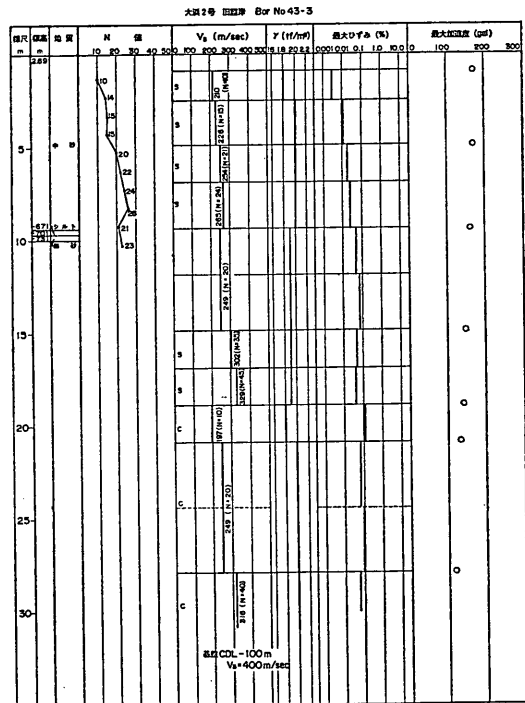


図-D.12 秋田港大浜 2号旧護岸, B-43-3 地点

粒度とN値による新しい液状化予測法

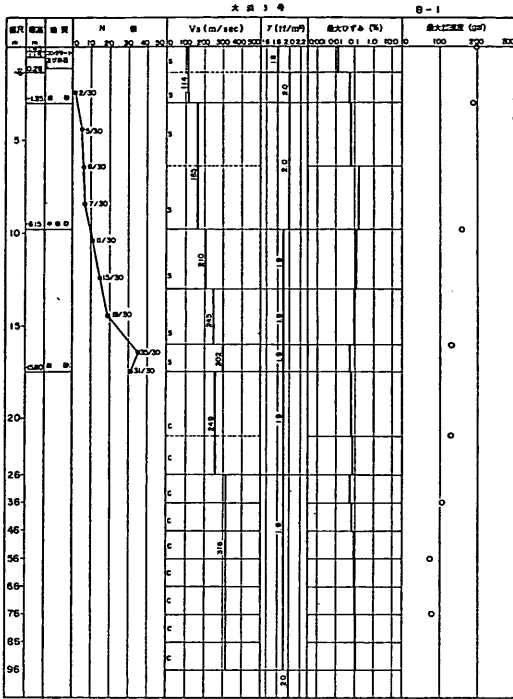


図-D.13 秋田港大浜3号岸壁, B-1地点

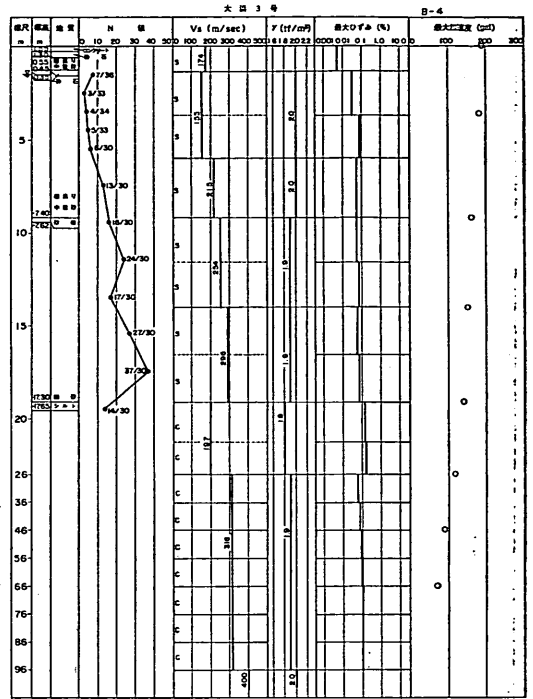


図-D.15 秋田港大浜3号岸壁, B-4地点

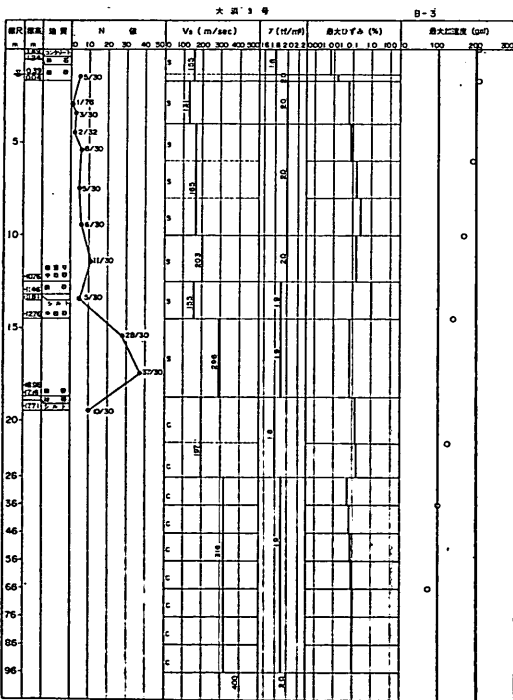


図-D.14 秋田港大浜3号岸壁, B-3地点

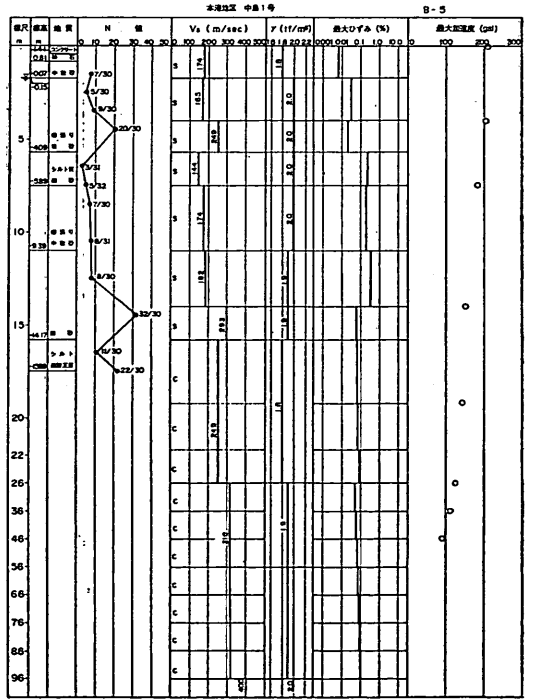


図-D.16 秋田港中島1号岸壁, B-5地点

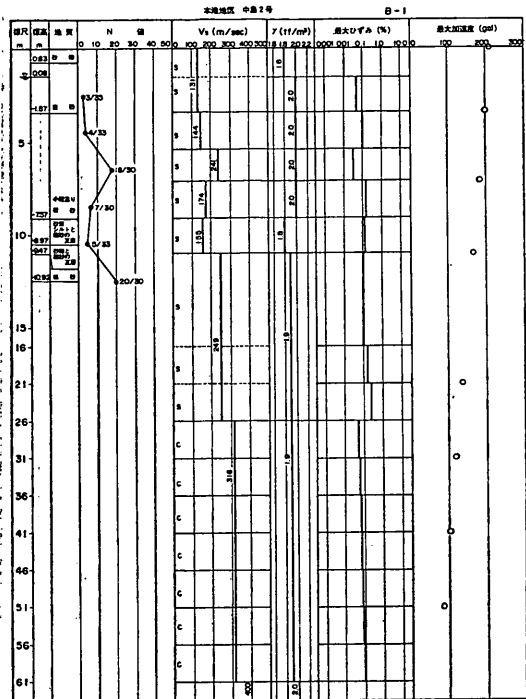


図-D.17 秋田港中島2号岸壁, B-1地点

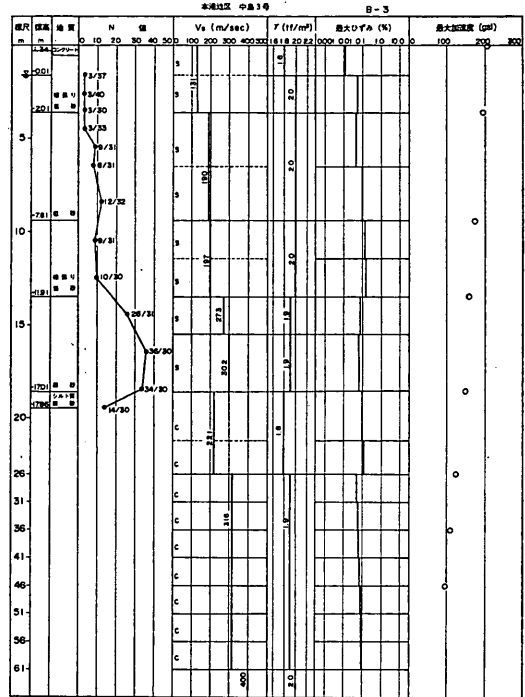


図-D.19 秋田港中島3号岸壁, B-3地点

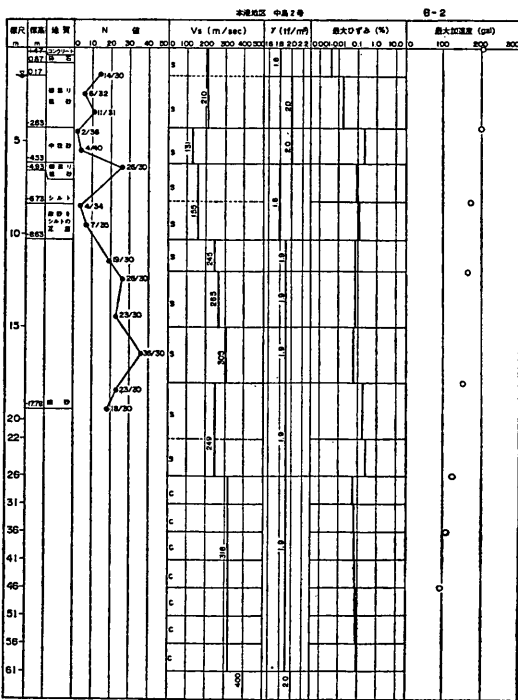


図-D.18 秋田港中島2号岸壁, B-2地点

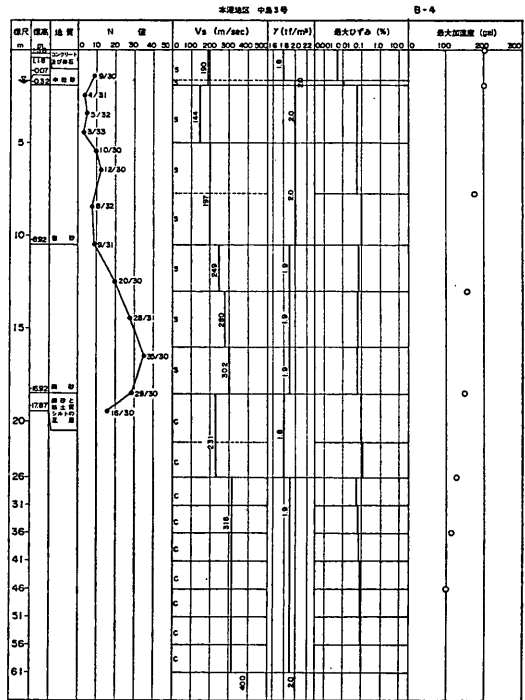


図-D.20 秋田港中島3号岸壁, B-4地点

粒度とN値による新しい液状化予測法

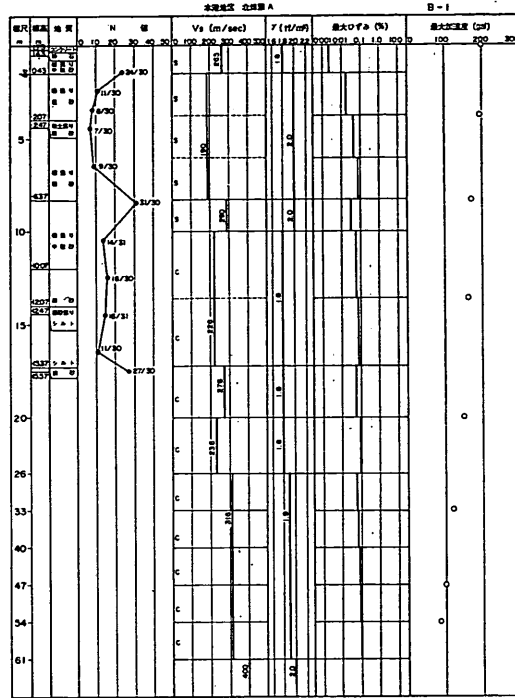
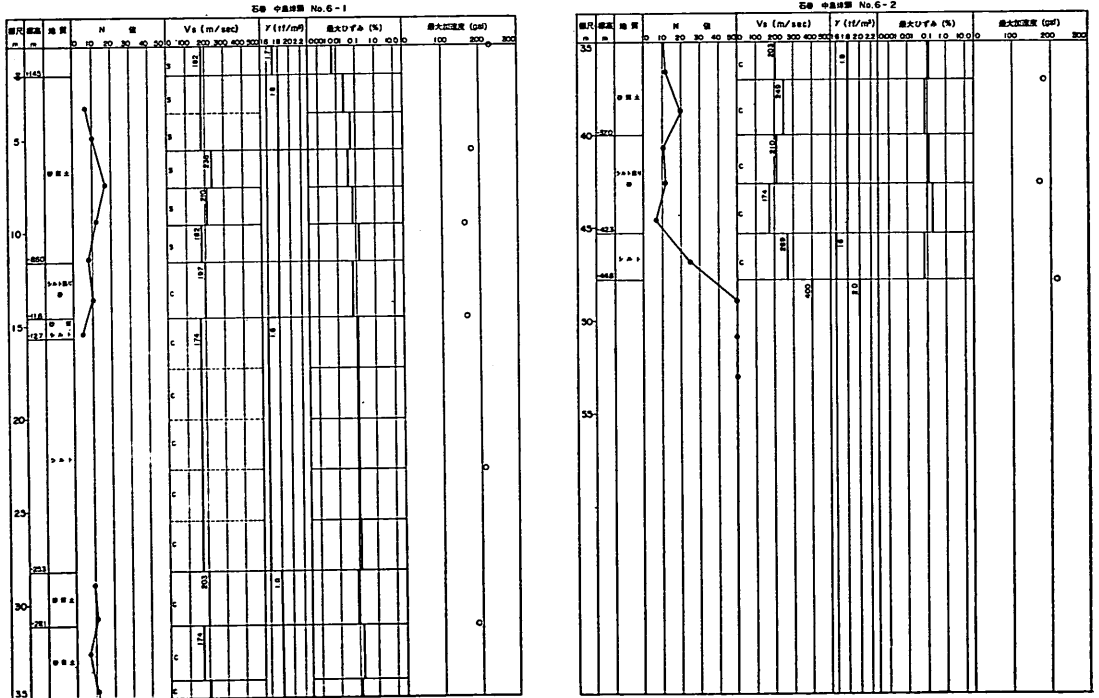


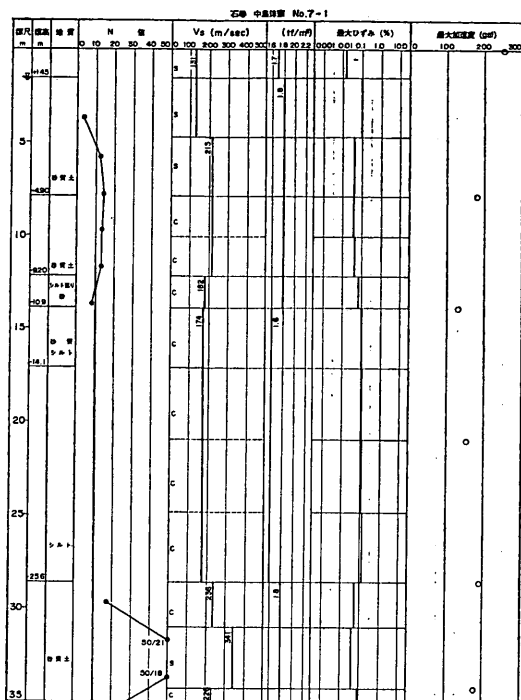
図-D.21 秋田港北ふ頭A岸壁, B-1地点



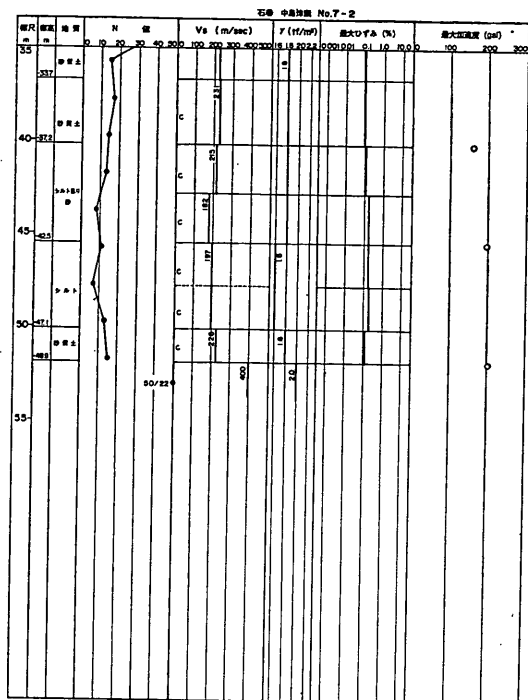
(a) その1

(b) その2

図-D.22 石巻港中島ふ頭, No. 6地点

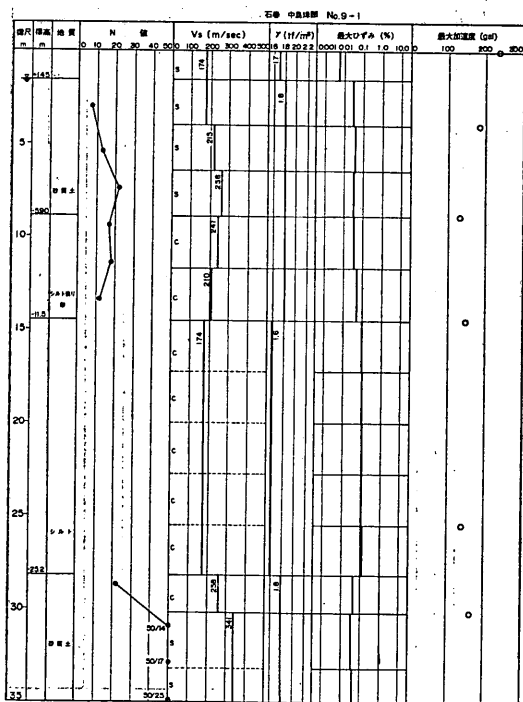


(a) その1

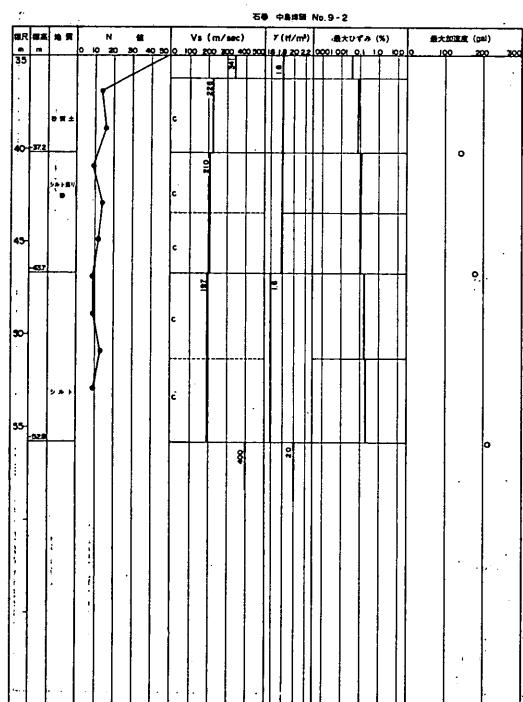


(b) その2

図-D.23 石巻港中島ふ頭, No. 7 地点



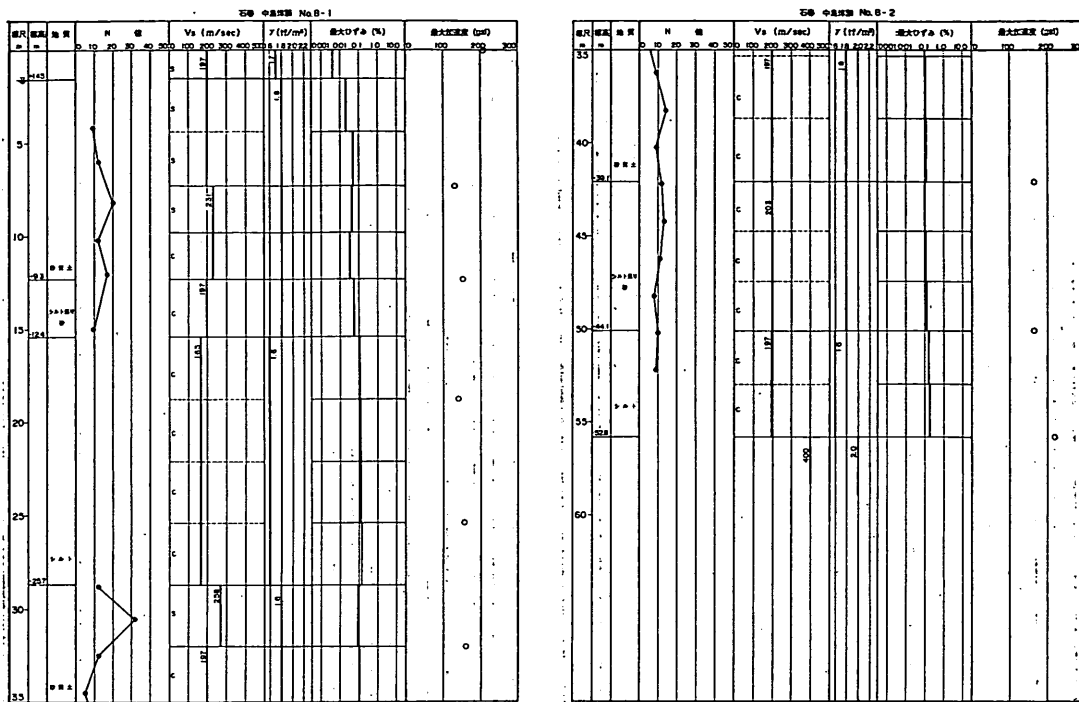
(a) その1



(b) その2

図-D.24 石巻港中島ふ頭, No. 9 地点

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) その1

(b) その2

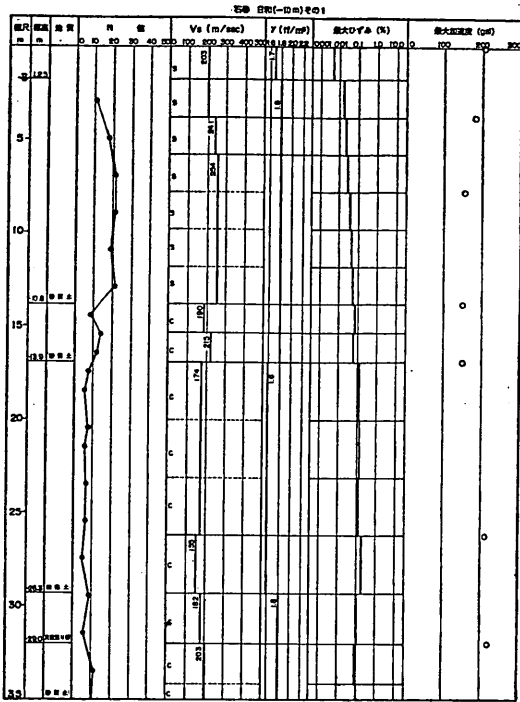
図-D.25 石巻港中島ふ頭, No. 8 地点



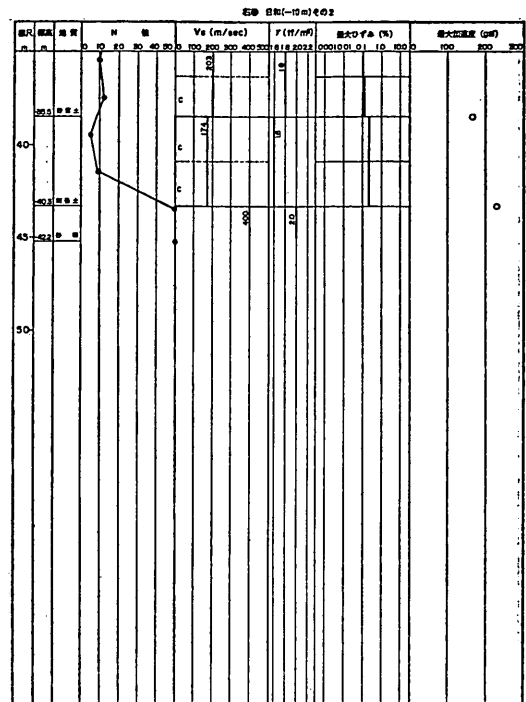
(a) その1

(b) その2

図-D.26 石巻港日和(-9m)ふ頭

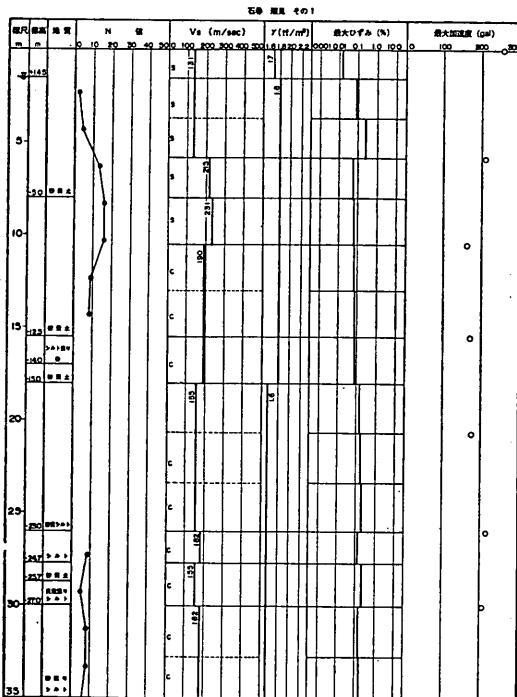


(a) その1

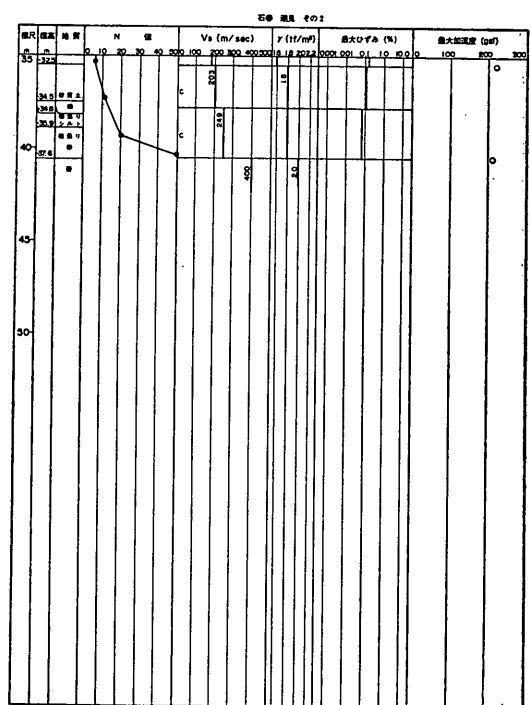


(b) その2

図-D.27 石巻港日和(-10m)ふ頭



(a) その1



(b) その2

図-D.28 石巻港潮見ふ頭

粒度とN値による新しい液状化予測法

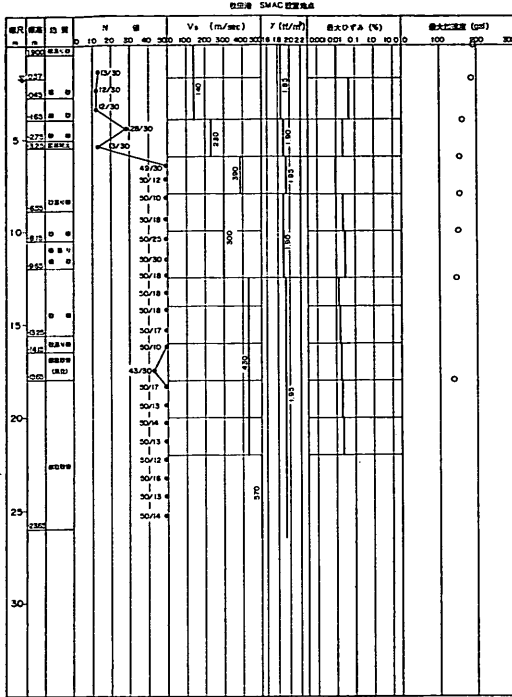


図-D.29 秋田港強震計設置地点

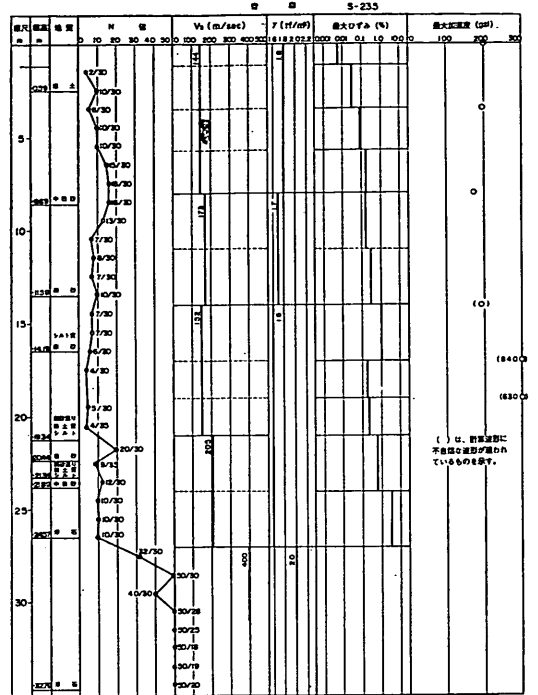
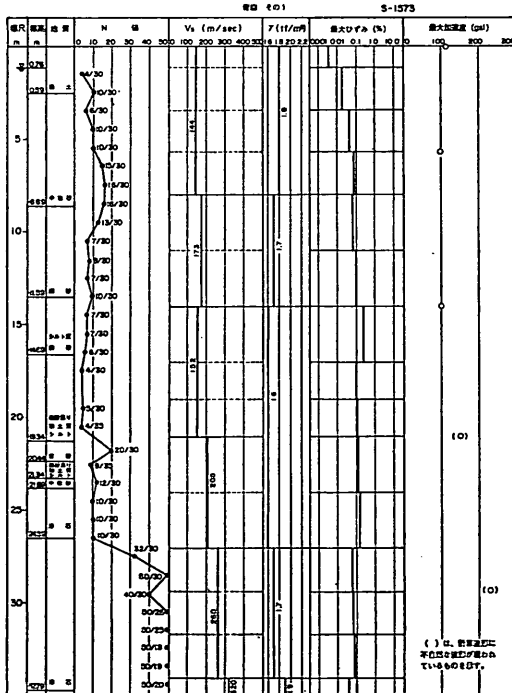
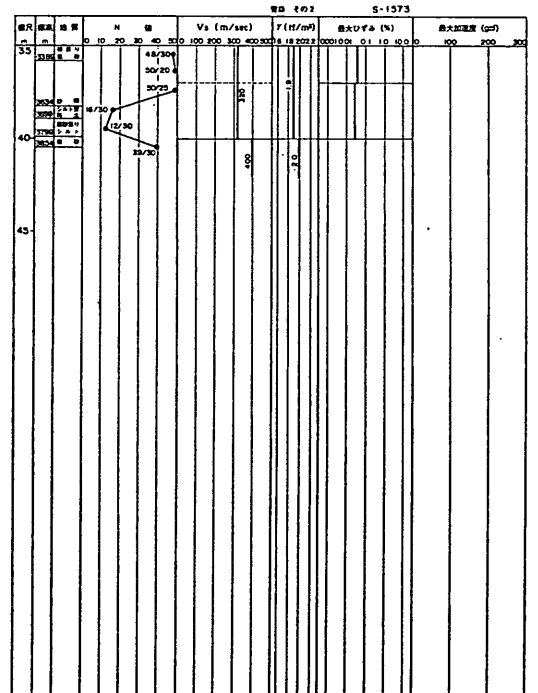


図-D.30 青森港強震計設置地点, 1968年十勝沖地震に対する応答計算結果



(a) その1



(b) その2

図-D.31 青森港強震計設置地点, 昭和58年(1983年)日本海中部地震に対する応答計算結果

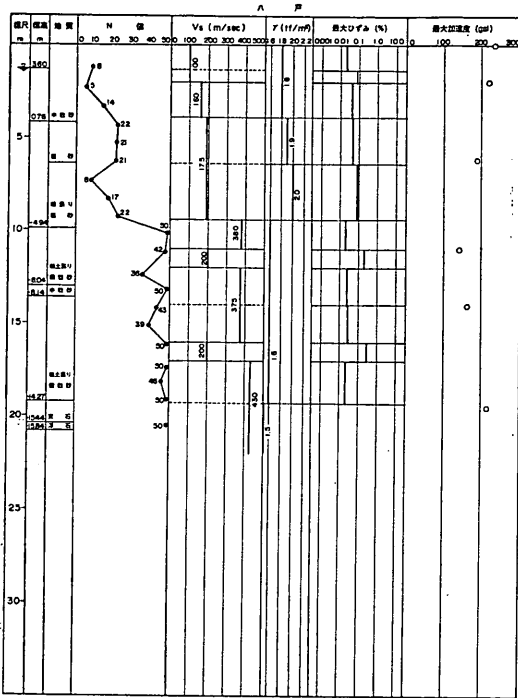


図-D.32 八戸港強震計設置地点

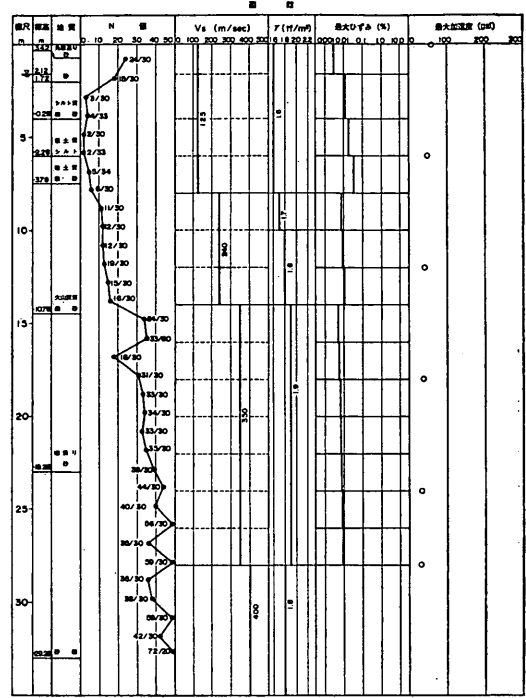
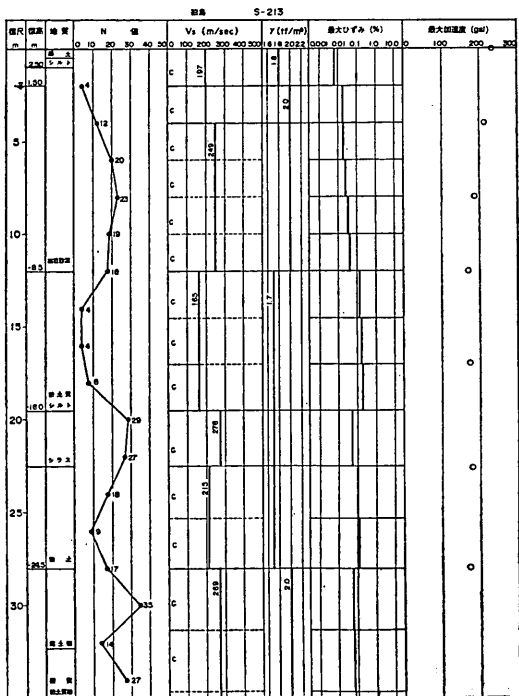
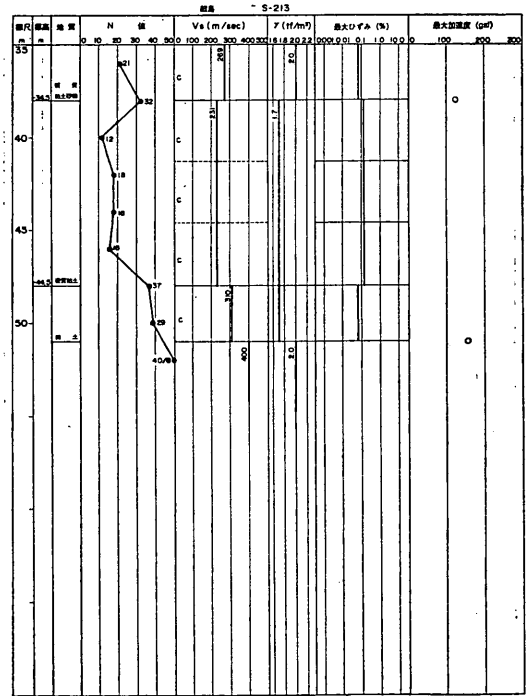


図-D.33 函館港強震計設置地点



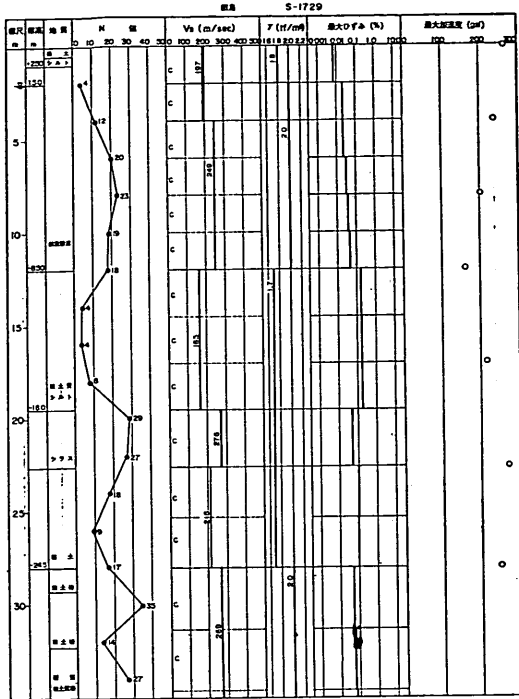
(a) その1



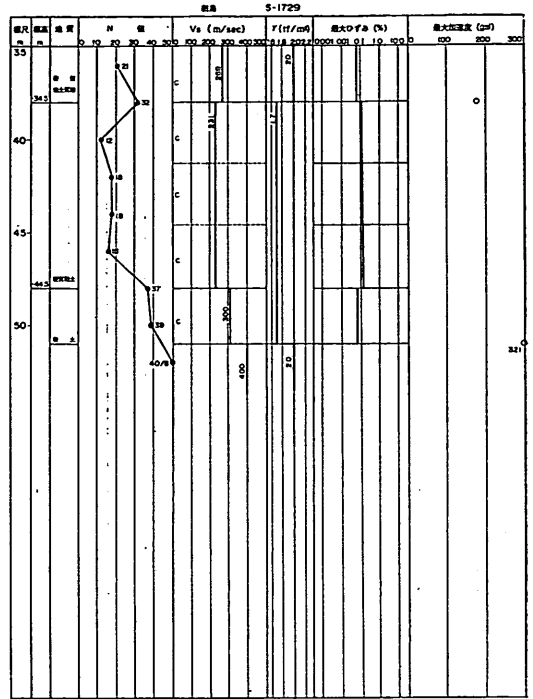
(b) その2

図-D.34 新潟港強震計設置地点, 1968年の日向灘地震に対する応答計算結果

粒度とN値による新しい液状化予測法



(a) その1



(b) その2

図-D.35 細島港強震計設置地点, 1984年の日向灘地震に対する応答計算結果

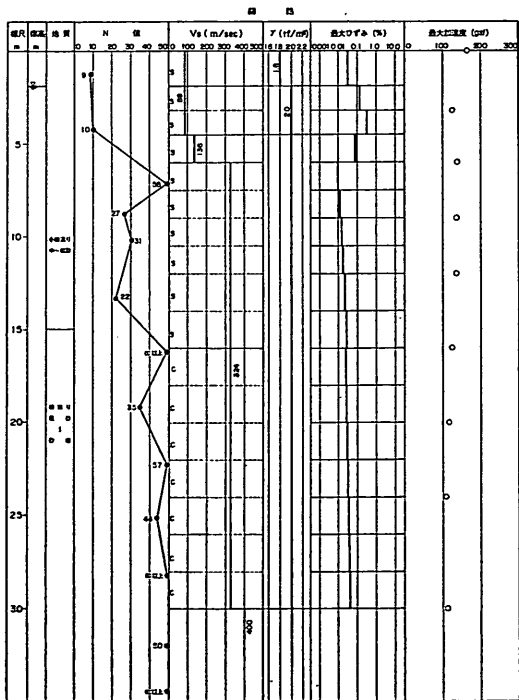


図-D.36 釧路港強震計設置地点

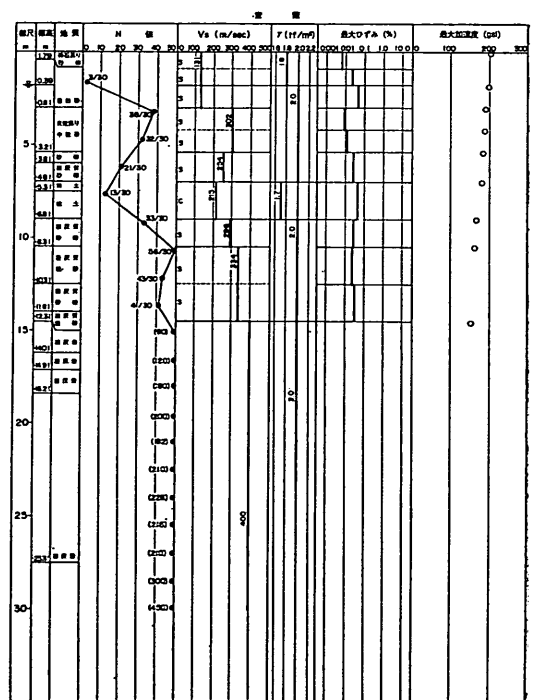


図-D.37 室蘭港強震計設置地点

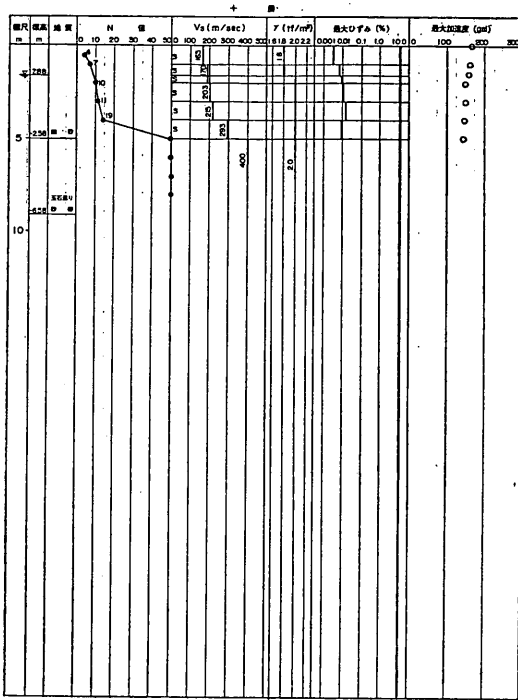


図-D.38 十勝港強震計設置地点

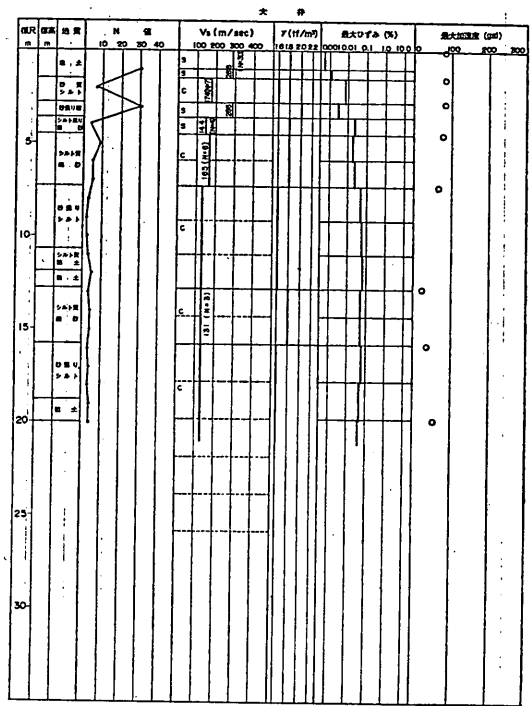


図-D.40 大井埋立地

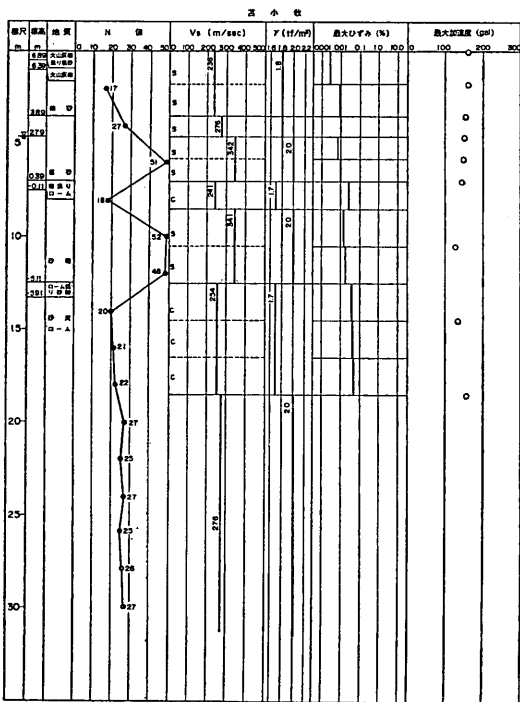


図-D.39 苫小牧港強震計設置地点