

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 25

NO. 4

DEC. 1986

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第25巻 第4号 (Vol. 25, No. 4) 1986年12月 (Dec. 1986)

目 次 (CONTENTS)

1. 深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動
..... 稲富隆昌・風間基樹・大塚幸治..... 3
(Observation and Analysis of Seismic Response of Floating type
Improved Ground by Deep Mixing Method
..... Takamasa INATOMI, Motoki KAZAMA and Kohji OHTSUKA)
2. 港湾の空間計画に関する基礎的考察..... 井上聰史・石渡友夫..... 57
(Basic Framework for Port Area Planning
..... Satoshi INOUE and Tomoo ISHIWATA)

1. 深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

稲富隆昌*・風間基樹**・大塚幸治**

要 旨

改良地盤の動的挙動については、実物における地震観測、模型振動実験および数値計算によって検討され、改良地盤の底面が堅固な支持層に接している着底型改良地盤の場合は、支持地盤と同一挙動を示し、更に改良地盤の底面が軟弱な粘土層に接している浮き型改良地盤の場合は、周辺地盤の挙動に大きく影響されることが明らかにされている。改良地盤の耐震設計の基礎資料となるこれら改良地盤の動的挙動に関するデータは、今後も、地震観測などを継続し、信頼性の高いものにしていく必要がある。

本研究は、浮き型改良地盤の動的特性を横浜港大黒ふ頭-12m岸壁の浮き型改良地盤の地震観測結果から考察するものである。浮き型改良地盤は、海底面(-12m)から-49mまでの粘土層を、幅57mの幅でブロック状に改良した地盤である。改良地盤の底面下は、更に粘土層が-73mまで続いている。改良地盤の動的特性の検討は、33本の地震記録で行った。粘土層の最大加速度は、粘土表層(-15.1m)の46 Gal、改良地盤の最大加速度は、深さ-47mの16 Galであった。主な結果は、以下のとおりである。

(1) 改良地盤下層と同じ深度の原地盤の加速度が最大値を示すとき、原地盤の加速度分布は、2次、3次の振動形分布を示し、原地盤に改良地盤の応答を抑制する制震作用が現れていた。

(2) 改良地盤は、低振動数領域では、原地盤と同一挙動を示すが、振動数領域が高くなると原地盤と異なった挙動を示す。この現象は、前者が変位波形、後者が加速度波形に顕著にみることができる。したがって、改良地盤の耐震性を考える場合、原地盤の変形による動的土圧の他に、改良地盤の慣性力も無視できないこと示している。

(3) 改良地盤の上下最大加速度は、水平最大加速度とはほぼ同じであった。ただし、水平および上下方向の最大加速度は、同一時刻には発生していなかった。

(4) 改良地盤の運動の大部分は、並進運動が卓越しているが、上下成分に関しては、ロッキング振動による影響もある。

(5) 土の材料非線形性を等価線形化手法で表す有限要素法プログラムは、観測結果をよく再現できた。

* 構造部 振動研究室長

** 構造部 振動研究室

1. Observation and Analysis of Seismic Response of Floating type Improved Ground by Deep Mixing Method

Takamasa INATOMI*

Motoki KAZAMA**

Kohji OHTSUKA**

Synopsis

Dynamic behavior of improved grounds by Deep Mixing Method (D.M.M.) have been examined by earthquake observation of prototype structures, experimental studies and computer simulations. There are two kind of improved grounds by D.M.M., one is called fixed type which is supported by relative stiff ground, the other is called floating type whose base ground still soft as well as surrounding ground. According to previous examinations, it was found that response of improved ground was mainly influenced by base ground motion in case of fixed type, but was mainly influenced by surrounding ground motion in case of floating type. It is necessary for establishment of more rational aseismic design method of improved ground to continue earthquake observation and to accumulate data.

In this study, results of earthquake observation, which has been carried out at Daikoku in Yokohama Port, were analyzed. The dimension of improved ground is 57m wide and 37m depth. The base ground of improved ground is soft clay from -49m to -73m. Authors studied dynamic behavior of improved ground using records from 33 earthquake events. Its maximum acceleration at the surface clay layer (-15.1m) was 46 Gals and that of improved ground (-47m) was 16 Gals.

The results of observation are summarized as follows :

(1) When the acceleration of improved ground indicates maximum value, vibration mode of original soft ground was the second or the third mode. Its phenomenon affects to restrain vibration of improved ground.

(2) Dynamic behavior of the floating type improved ground was the same as that of original ground in low frequency range but in high frequency range behavior of improved ground was different from that of original ground. The former characteristic was shown in displacement history, and the latter one was shown in acceleration history.

(3) The vertical maximum acceleration of improved ground was almost same as that of horizontal one. However maximum acceleration of either horizontal and vertical motion did not appear at the same time.

(4) The horizontal translation motion at the gravity center of improved ground was dominant in horizontal acceleration of improved ground. However the rotational motion was not negligible in vertical acceleration of improved ground.

(5) FEM analysis using equivalent linear method can explain results of observation.

* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division

** Members of Vibration Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. 地中地震観測	7
2.1 観測地点と地盤条件	7
2.2 地震計	9
2.3 観測地盤の動力学特性	11
2.4 地震記録	15
3. 浮き型改良地盤の動的特性	20
3.1 改良地盤の加速度応答特性	20
3.2 改良地盤の周波数応答特性	34
3.3 改良地盤の剛体運動特性	41
4. 改良地盤の並進運動と回転運動に関する考察	44
4.1 並進運動と回転運動	44
4.2 解析結果	45
5. 改良地盤の地震応答解析	49
5.1 地震応答解析法	49
5.2 改良地盤のモデル化	50
5.3 実測記録との比較	52
6. 結 論	54
7. あとがき	55
参考文献	55

1. まえがき

深層混合処理工法による改良地盤は、軟弱な粘土地盤の改良工法として開発され、実用化されてきた¹⁻⁶⁾。軟弱地盤中に施行される改良地盤の耐震設計は、改良地盤の質量が、改良前の原地盤の質量とほぼ同じで、かつ剛性が原地盤に比較し、極めて大きいため、改良地盤を剛体構造物と考え、原地盤の変形による地震時土圧とともに改良地盤の慣性力も考慮した震度法を用いて行っている^{3,4,7)}。改良地盤と同様に、地下に構築される沈埋トンネル、地下タンク等の耐震設計は、震度法を基本とし、必要に応じて地盤の変位を考えた応答変位法あるいは地震応答解析法によって内部応力等の検討を行っている⁸⁻¹¹⁾。なお、改良地盤の震度法による現行設計法の適用性を検討するため、着底型改良地盤の模型振動実験結果を震度法で解析したが、特に実験結果と矛盾していなかった¹²⁾。しかし、本研究の対象である浮き型改良地盤を含め改良地盤の歴史は浅く、かつ大地震も受けたことがないため、今後、更に詳細な検討が必要である。また、浮き型改良地盤の場合、応答変位法を適用できる可能性もあるといわれているが、現在のところ実証的なデータが乏しく適用性を判断することが困難である。

現在、改良地盤の動的挙動については、実物における地震観測、模型振動実験および数値計算によって検討され、改良地盤は、剛体として挙動し、更に、改良地盤の底面が堅固な支持層に接している着底型改良地盤の場合は、支持地盤と同一挙動を示し、改良地盤の底面が軟弱な粘土層に接している浮き型改良地盤の場合は、周辺地盤の挙動に大きく影響されることが明らかにされた¹²⁻¹⁵⁾。改良地盤の耐震設計の基礎資料となるこれら改良地盤の動的挙動に関するデータは、今後も、地震観測などを継続し、信頼性の高いものにしていく必要がある。

現在、改良地盤における地震観測は、横浜港の着底および浮き型ブロック状改良地盤と広島港の着底型格子状改良地盤の3か所で実施されている。本報告は、この中の横浜港の浮き型ブロック状改良地盤の地震観測結果を述べるものである。なお、他の2か所の地震観測結果については、すでに報告し、おのおの改良地盤の動的特性を明らかにした^{13,14)}。

本報告は、地震観測の概要、原地盤および改良地盤の物理的・動力学の性質、観測地震波、原地盤と改良地盤の地震応答特性、改良地盤のロッキング振動特性を述べ、更に、土の材料非線形性を考慮する数値計算法による計算値と地震観測結果との比較を行い、計算法の適用性を検討している。

2. 地中地震観測

2.1 観測地点と地盤条件

地震観測は、図-1に示す横浜港大黒ふ頭-12m岸壁の第2バースの浮き型改良地盤で実施している。同岸壁と法線を同一にする第1バースの着底型改良地盤においても地震観測が実施されており、すでに着底型改良地盤の地震時挙動として報告している¹³⁾。

改良地盤は、図-2の標準断面図に示すように海底面(-12.3m)から36.7m(深度で-49m)、幅57mの粘土層をブロック状に改良した地盤である。改良地盤の底面下は、更に粘土層が深度-73mまで続いている。図中に示す深さ方向の数字は、横浜港工事用基準面からの標高を示し、本報告においては、この標高によって深さを表示している。図-3は、第1バースおよび第2バースの岸壁法線における地盤の土質を示したものである。第2バースの粘土層は、深度-73m付近にある工学的な基盤と考えられる固結シルト層上に約60mの層厚で推積している。第2バースの粘土層は、第1バースの粘土層に比較し、極めて厚いことがわかる。改良地盤の範囲は、図

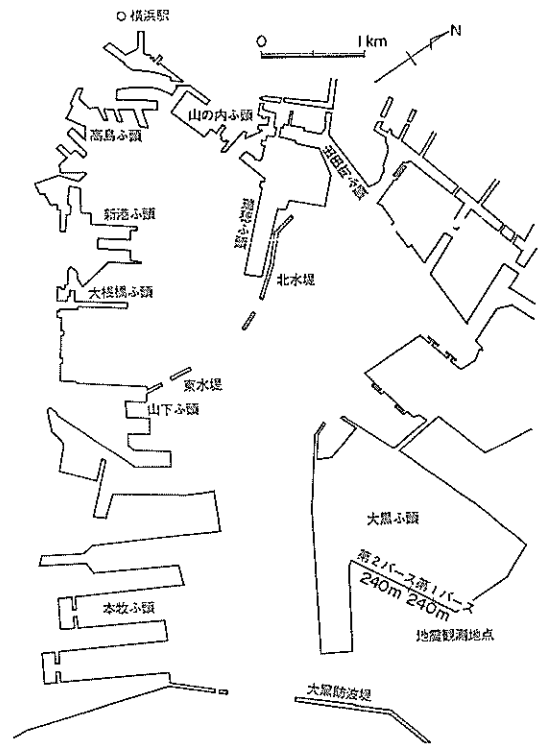


図-1 横浜港平面図

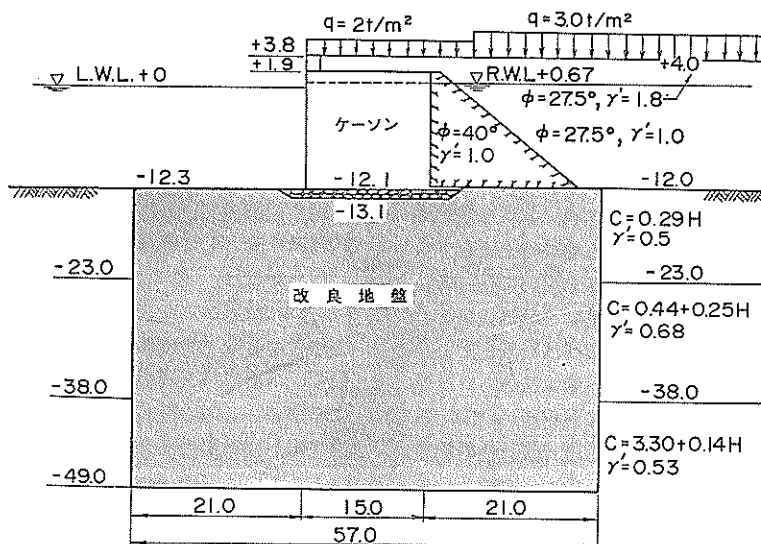


図-2 大黒ふ頭-12m岸壁第2バース標準断面図

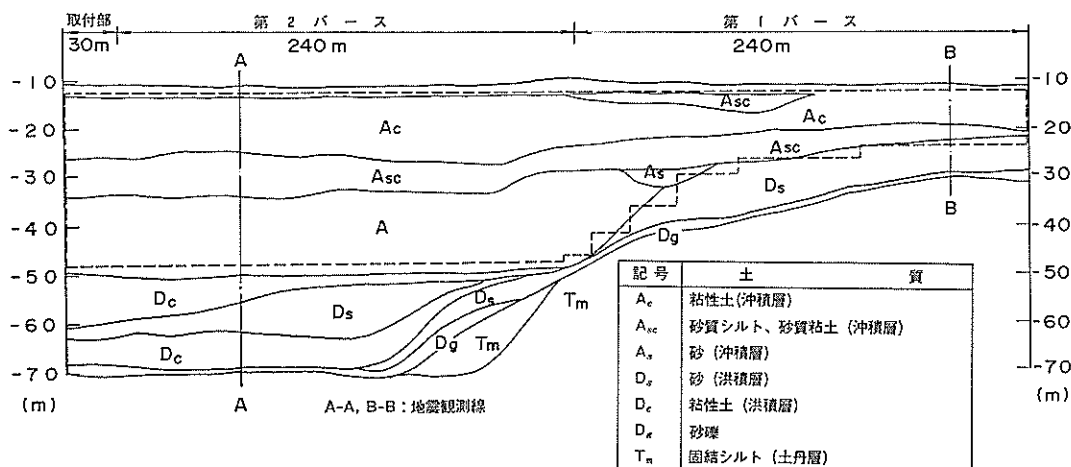


図-3 第1および第2バースの土質縦断面図

-3に示す点線で囲まれた範囲である。第1バースの改良地盤は、その底面が堅固な支持砂層に接する着底型改良地盤、第2バースの改良地盤は、前述のとおり浮き型改良地盤となっていることがわかる。また、図中の測線A-A、B-Bは地震観測を実施している位置を示す。本報告では、測線A-Aで得られた原地盤および改良地盤の地震観測結果とその解析結果を述べる。

地震計設置時に、原地盤および改良地盤の土質調査を実施した。図-4、5にその結果を示す。原地盤の土質は、図-4から以下のようなものである。深さ方向に土の物理特

性が変化する要因の一つに砂含有率がある。深度-30m付近の地層は、他層に比較し砂分が多い。このことは、単位体積重量が他の層より高く、図示していないが含水比が低かったことから判断できる。逆に、-62m付近の地層の単位体積重量は、他の層のそれに比較し低い。これは、この地層が腐植物を多く含んでいたためと考えられる。なお、粘土の一軸圧縮強さは、深さ方向に一律に増加している。次に、改良地盤の土質は、図-5から以下のようなものである。改良地盤の単位体積重量は、砂含有率の大きい深度-30m付近の地層を除いて、0.05~0.1

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

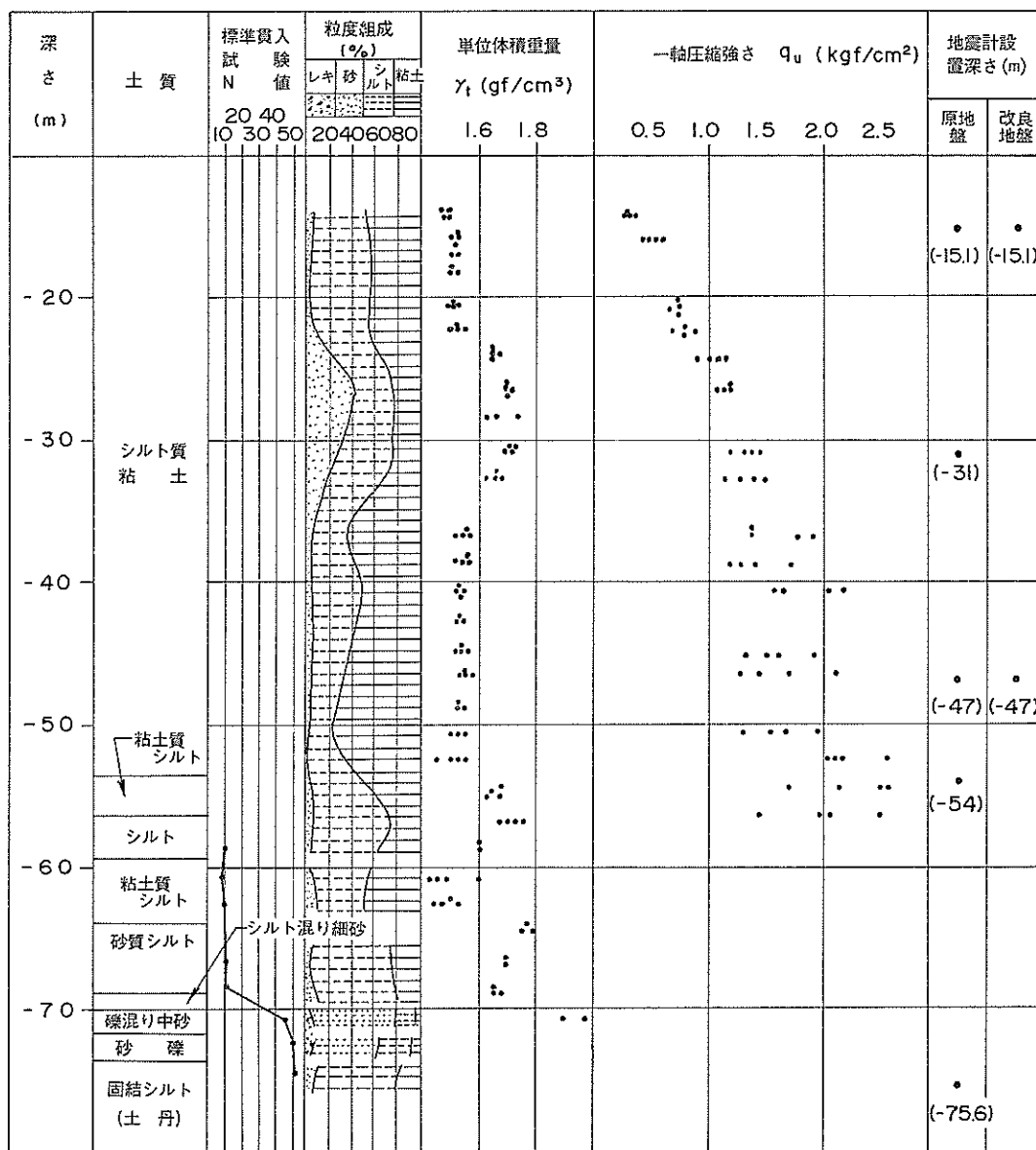


図-4 原地盤の土質

tf/m³ 程度の増加がみられるのみである。改良土の一軸圧縮強さは、深さ方向に 35~135 kgf/cm² でばらついている。

以上から、改良地盤は、軟弱な粘土中に構築された原地盤とほぼ同じ質量を持つ剛な地盤と考えるとよさそうである。

2.2 地震計

地震観測は、図-6の左側に示すように改良地盤に3

台、改良地盤から海側に40m離れた位置の原地盤に4台、改良地盤の海側底面から5m下方の粘土層に1台の合計8台の地震計で行われている。図に示すSt. 1~St. 8は、地震計の番号、カッコ内の数字は設置深さを示す。図-6の右側は、第1バースの着底型改良地盤の地震計の配置図である。図-6に示す左右の図は、同じスケールで示されている。浮き型改良地盤の大きさが、着底型改良地盤と比較し、極めて大きいことがわかる。

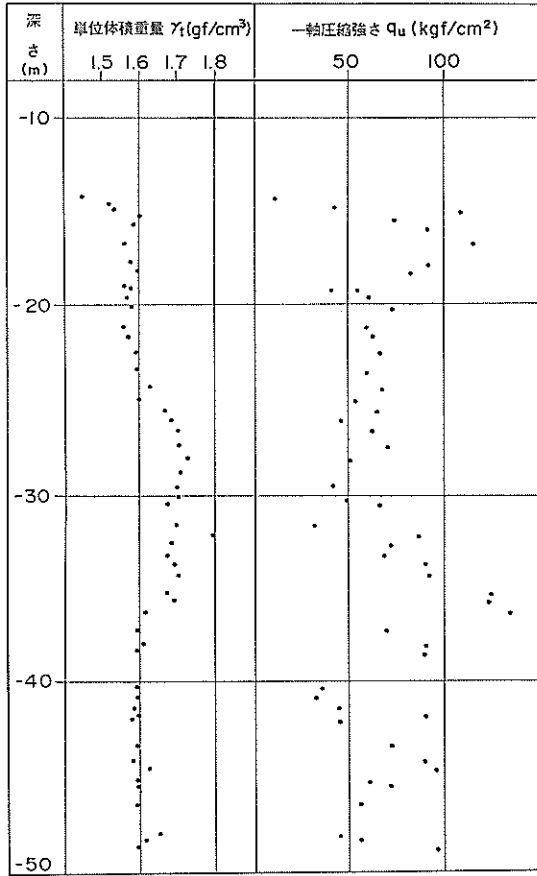


図-5 改良地盤の土質

表-1 観測機器等性能

1. 地中地震計

型 式	TUSS-S
成 分	3成分(水平2成分と上下成分)
固有周波数	5Hz
測定周波数	0.5~50Hz
測定加速度	0.5~1,000Gal
コイル抵抗	約90Ω
減衰方式	シリコンオイルによる
感 想	総合で約1.6mm/Gal 以上
外径寸法	約870×90φmm
重 量	約21kgf

2. 記録部

記 録 器	直視式電磁オシログラフ
ガルバノメータ	固有周波数45Hz, 電磁制動方式
記録器作動方式	スターター振子及び地中地震計からの信号による
記録器作動加速度	1, 3, 5, 10, 20Gal

地震計は、TUSS-S型(振動技研KK製)を使用した。表-1に記録部の性能も合わせて地震計の性能を示す。また、工学的基盤とみなした固結シルト層に設置した St. 4 (深さ-75.6m)の地震計の周波数特性を図-7に示す。地震計の感震方向は、水平2成分と上下成分

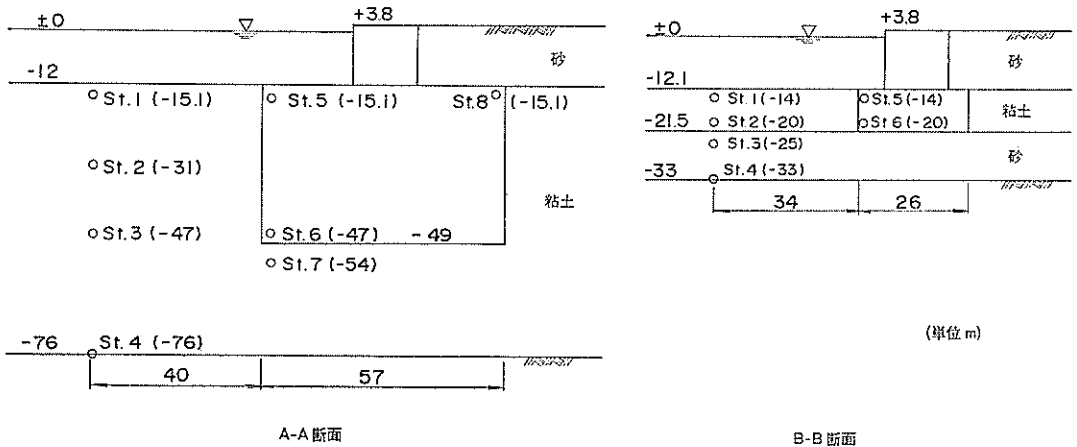


図-6 地震計配置図

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

(UD成分)である。このうち、水平2成分は、図-8に示すように岸壁の法線直角方向(TV成分)と法線方向(LG成分)である。8台の地震計によって得られる24成分の地震波を記録する記録器は、基盤に設置されたSt.4の地震計と地震観測計小屋に設置してあるスタータ振子によって検知された地震加速度が同時に1Galと2.5Galに達したら作動するようになっている。取得した地震動の加速度記録は、当研究所のERS地震計のためのデジタル読み取り装置によってデジタル化され、その記録波形は大

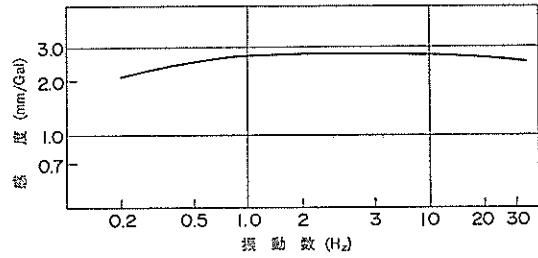


図-7 地震計の総合感度

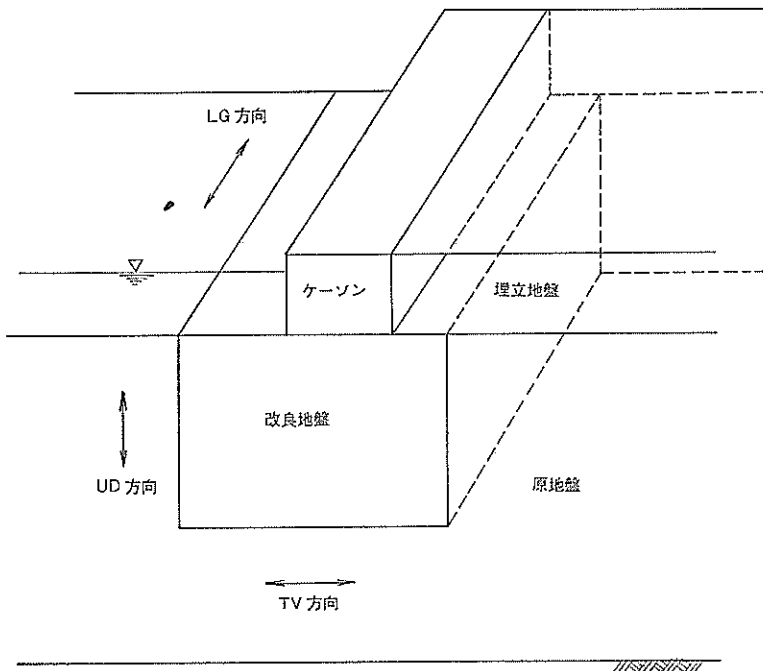


図-8 地震計の感震方向

型電子計算機(ACOS-1000)を用いて解析した¹⁶⁾。

2.3 観測地盤の動力学特性

地盤の振動特性およびその地盤を構成している土の動的変形特性を知ることは、地盤の振動機構を明らかにでき、更に地盤の地震時挙動を予測できる。そこで、地震観測に先立ち、地震計を設置するボーリング孔を利用して、PS検層を実施し、地盤の弾性波(P波、S波)速度を求めた。また、同時に採取した乱さない土を用いて、共振振動三軸試験を実施し、土の動的変形特性を求めた。

(1) PS 検層

原地盤および改良地盤の弾性波速度は、以下の2方法で実施し、求めた。

a) ダウンホール法による方法

海底面下の地盤のPS検層は、一般に用いられている「板たたき法」による方法が困難である。図-3に示す測線B-BにおいてもPS検層を実施し、現地盤および改良地盤の弾性波速度を求めた¹³⁾。今回用いたPS検層のひとつであるダウンホール法は、図-9に示すようにボーリング孔(調査孔)内の所定の深度で電気雷管により発破を行い、それによって発生した弾性波を他のボーリング孔(補助孔)内の受振器によって観測する方式である。使用した受信器は、固有振動数28Hzの速度型地震計である。調査孔内における発破は、電気雷管を孔底面より1mづつ上げて行った。その発破振源からのP波およびS波の波形は補助孔内の受振器で観測し、その受信波は増幅器を通して電磁オシログラフに記録した。このよ

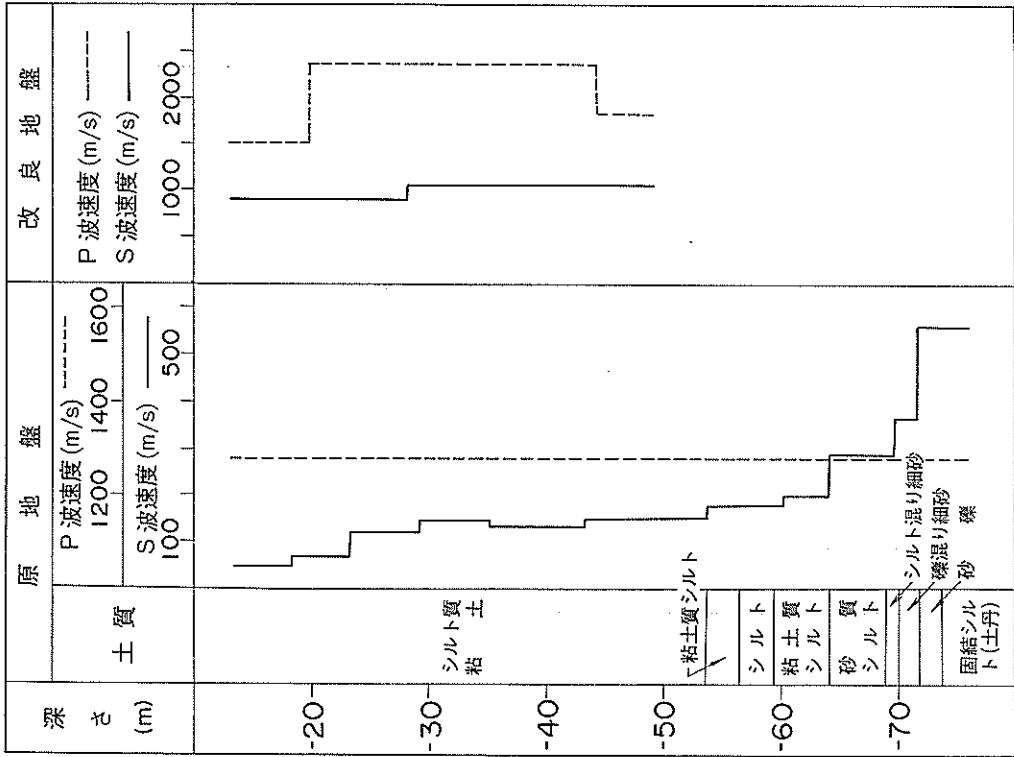


図-10 ダウンホール法によるP波, S波速度

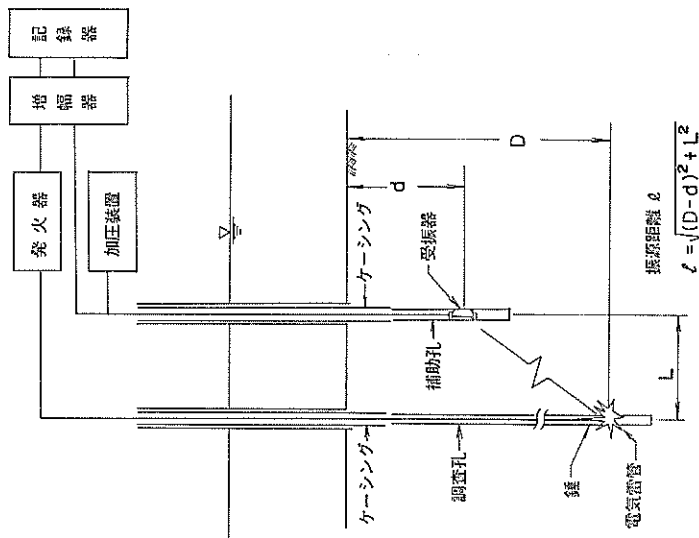


図-9 PS検層(ダウンホール法)

うにして求めた波形から得られた原地盤および改良地盤のP波およびS波速度を図-10に示す。粘土層のS波速度 V_s は、海底面付近の45m/sから深さとともに大きくなっている。なお、深さ-35m以深で、 V_s が小さくなっている。これは、図-4に示したように、-35m以深の地層の粘土含有率が、-35m以浅の地層のそれより大きかったためと考えられる。工学的基盤とみなした固結シルト層のS波速度 V_s は560m/sであった。原地盤のP波速度 V_p は、1280m/sであった。

次に、改良地盤のS波速度は、-27m付近を境に変化しているが、全体的には1000m/s程度である。この数値は、第1バースの改良地盤の800m/s、広島港廿日市地区分譲堤改良地盤の880m/sより若干大きい。P波速度 V_p は、深さ-19~-49mにおいて2350m/sを示すが、その上層、下層ではやや小さい。

b) クロスホール法によるPS検層

本項では、ダウンホール法と合わせて実施したクロスホール法による速度検層の結果を述べる。クロスホール法では、同一深度に起振器と受振器があるため、前項の方法と異なり起振器から生じる弾性波は、異なった深度の地層の影響を受けない。したがって、各深さの地層の弾性波速度を精度よく測定できると考えられる。しかしながら、本方法では、起振器(受振器)用のボーリング孔の他に、受信器(起振器)用のボーリング孔が必要となる。図-11に観測方法の模式図を示す。クロスホール法によるPS検層は、粘土表層10m区間を1m間隔で実施した。起振器と受信器の間隔は、3mである。起振器は、バックャーチューブを膨張させてボーリング孔内に固定させた。起振は、ロッドによって貫通され、上下方向に自由に動くランマーをワイヤーによって引張り上げ(または、自由落下させ)、上部(または、下部)のノッキングヘッドを打撃することによって行った。図-12に記録波形を示す。図中の実線は、ランマーを落下させたときの記録であり、点線は、ランマーを引張り上げたときの記録である。P波およびS波速度は、ボーリング孔間の距離3mを図-12に示す両波の到達時間で除して求めた。

図-13にクロスホール法による速度検層の結果をダウンホール法による速度検層結果と共に示した。クロスホール法によるP波速度は、深さに関わらずほぼ一定値(約1260m/s)を示している。一方、S波速度は、深度が大きくなるとともに増大する傾向がある。これら結果をダウンホール法による結果と比較すると、P波速度は、ほぼ同じ値を示すが、クロスホール法のS波速度は、深さとともに増大し、ダウンホール法で見られたような

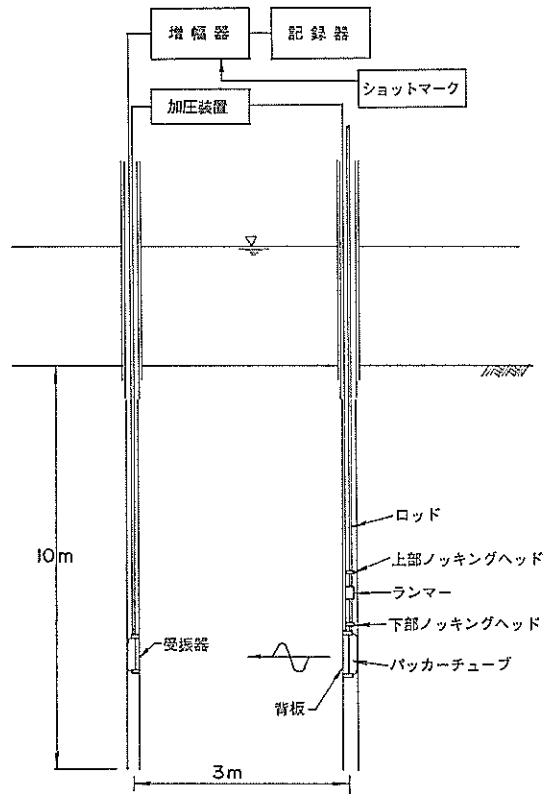


図-11 PS検層(クロスホール法)

明りょうな速度境界は、見当たらない。しかしながら、両方法で求めたS波速度の大きさは、ほぼ同じようである。S波速度が深さとともに増大することは、S波速度と関連する微小ひずみ時のせん断変形係数が、拘束圧に依存することを示している。この結果は、室内において実施されている動的試験結果とも対応している。

(2) 土の動的変形特性

土の動的性質が、土に発生するひずみの大きさに依存することはよく知られていることである。すなわち、土はそのひずみの大きさによって弾性、弾塑性的挙動を示し、あるひずみ以上になると破壊してしまう。一般に、この現象は動的変形特性(せん断変形特性、減衰特性)をひずみの関数にすることによって定量的に表現できる。そこで、PS検層を実施した原地盤から乱さない土の試料を採取し、動的土質試験を実施した。図-14に土の供試体採取深さを示す。図には、単位体積重量などを求めるために採取した試料から求めた塑性指数も示した。また、後述する動的変形特性のひずみ依存性の層区

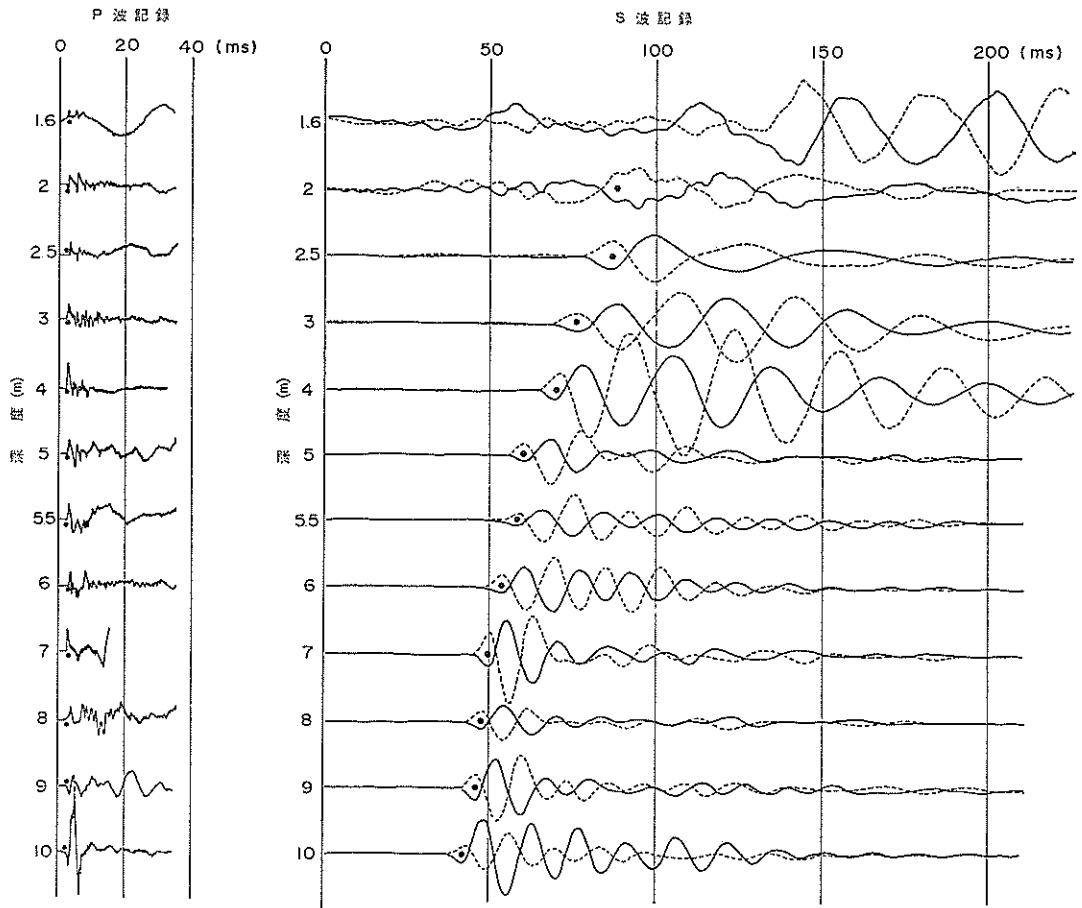


図-12 クロスホール法による波形記録

分も合わせて示している。動的土質試験として、共振振動三軸試験を実施し、広範囲なひずみ領域での動的変形特性を求めた。共振振動三軸試験に使用した試験装置は、一台の試験装置で広範囲なひずみ領域 ($10^{-6} \sim 10^{-2}$) のせん断変形係数および減衰定数を求めることができるように開発されたもので、同一の供試体で試験を行うことができる¹⁸⁾。試験に用いた供試体は、採取深さを考慮し、有効拘束圧で等方圧密した。圧密時間は、通常一次圧密が終了するまでの時間でよいとされているが、本試験は、全て1,400分間の圧密を終えてから実施した。以下に試験結果を示す。

図-15は、せん断変形係数の試験結果である。せん断変形係数 G のひずみ依存性は、微小ひずみ (10^{-6}) 時のせん断変形係数 G_0 に対する G/G_0 で示した。図中の白丸は、塑性指数 I_p が36~53、黒丸は I_p が20、22の地層の試験結果である。地層の深さは図中に示した。粘性土

の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線に及ぼす影響は、拘束圧の大きさより塑性指数 I_p の大きさとされている。人工的に作成した混合土を用いた室内試験結果から塑性指数 I_p の大きさと $G/G_0 \sim \gamma$ の関係が定量的に示されている¹⁹⁾。今回の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線は、2本と少ないが、室内試験結果と矛盾していないようである。

図-16は、減衰係数 h のひずみ依存性を示したものである。図中の白丸は、塑性指数 I_p が46~53、黒丸は、 I_p が20~36の地層の試験結果である。 $h \sim \gamma$ の関係についても、混合土によって拘束圧および I_p の影響が調査されている¹⁸⁾。これによると、ひずみが 10^{-4} 以上の $h \sim \gamma$ 曲線は、平均有効拘束圧の影響を受けない。また、塑性指数 I_p が45.8以下の場合、 I_p が大きいほど同一せん断ひずみにおける減衰係数 h は、小さい。図-16に示した $h \sim \gamma$ の関係は、これら室内試験結果と同じ傾向を示している。

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

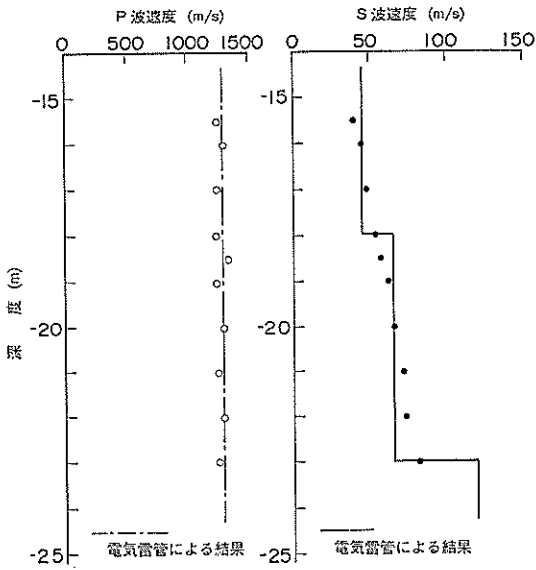


図-13 クロスホール法によるP波、S波速度

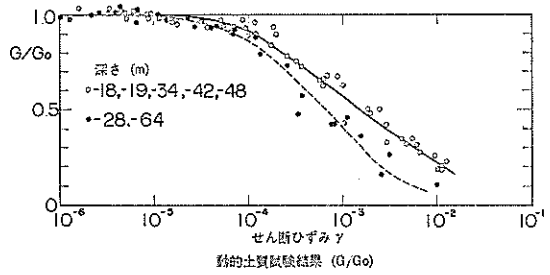


図-15 動的土質試験結果 ($G/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

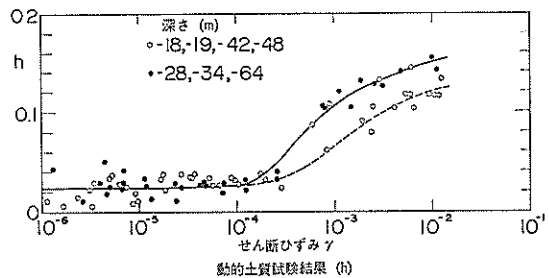


図-16 動的土質試験結果 ($h \sim \gamma$ 曲線)

深さ (m)	土質	標準貫入試験値		粒度組成 (%)				動的試験供試体採取深さ	塑性指数 I_p						動的変形特性のひずみ依存性の層区分	
		N	N ₆₀	20	40	60	80		20	30	40	50	60			
-15	シルト質粘土															A-1
-20	シルト質粘土															A-2
-30	シルト質粘土															A-3
-40	シルト質粘土															A-1
-50	粘土質シルト															A-2
-60	シルト															
-60	粘土質シルト															
-70	砂質シルト															
-70	礫混り中砂															
-70	砂															
-70	固結シルト (土丹)															

図-14 動的試験を実施した土の採取深さ

以上の現場および室内試験結果は、5. 改良地盤の地震応答解析の計算定数として用いた。

2.4 地震記録

(1) 地震観測

浮き型改良地盤の地震観測は、昭和58年4月から開始された。本報告では、昭和60年7月までの約2カ年間の地震動記録を取りまとめた。同期間中に取得できた地震記録は33本である。表-2に観測地震波の発震年月日、震央、マグニチュードなどを示した。本表は気象庁地震月報を基に作成したが、震央名は同庁地震火山概況によった。なお、これら地震の中で、工学的基盤の St. 4 (-75.6m) で観測された加速度が 10 Gal を越えたのは、記録番号 YDN-3 のみで、その最大加速度は、岸壁法線直角方向 (TV 成分) の 15 Gal であった。また、粘土層の最大加速度は、粘土表層 (St. 1) の LG 成分の 46 Gal、改良地盤の最大加速度は、深さ -47m の St. 6 の LG 成分の 16 Gal であった。

(2) 記録波形

観測地震波の中で最大加速度が最も大きかった YDN-3 の地震で得られた地震動の加速度波形を 図-17~22 に示す。図-17, 18は振動成分が岸壁法線直角方向 (TV 成分) の加速度波形で、図-17が原地盤、図-18が改良地盤およびその直下の粘土層の加速度波形である。図中の

表-2 観測地震一覧表

記録番号	発震年月日時刻 年.月.日.時.分	震 源 地			震源深さ (km)	マ グ ニ チュード	震史距離 (km)	横浜の 震 度
		地 名	緯 度	経 度				
YDN-1	1983. 5.21.19.46	千葉県東方	35°17.4'	140°24.7'	49	5.0	69	III
2	7. 2. 7. 3	福島県沖	36°54.3'	141°11.5'	54	5.8	211	II
3	8. 8.12.47	神奈川・山梨県境	35°31.1'	139°01.5'	22	6.0	59	IV
4	8.10. 1.51	山梨県東部	35°33'	138°57.9'	25	4.4	65	III
5	8.14.15. 2	東京湾	35°32.4'	140°00.8'	64	4.0	32	—
6	8.18.12.25	埼玉・千葉県境	36°01.6'	139°46.6'	85	4.4	64	I
7	10. 3.22.33	三宅島近海	34°00.2'	139°30.9'	15	6.2	162	II
8	10.15.11.58	茨城県南西部	36°05.3'	139°53.4'	56	4.7	73	—
9	10.17. 4.59	埼玉県西部	36°01.0'	138°53.2'	141	4.9	94	II
10	10.28.10.50	茨城県南西部	36°13'	139°59'	60	5.1	89	II
11	12.30.11.30	銚子付近	34°40.5'	140°45'	52	5.3	100	II
12	12.30.13.59	銚子付近	35°39.7'	140°47.1'	55	5.0	103	I
13	1984. 1. 1.18. 3	東海道はるか沖	33°37.2'	136°50.5'	388	7.3	330	IV
14	1.17.20.13	茨城県沖	36°26.9'	141°14.8'	43	5.6	179	I
15	1.18. 0.31	茨城県沖	36°26.7'	141°16'	43	5.9	181	I
16	2.13.18.40	三宅島近海	34°11.3'	140°11.1'	114	5.3	149	II
17	2.14. 1.53	神奈川・山梨県境	35°35.1'	139° 6.4'	25	5.2	53	III
18	2.21.20.51	茨城県南西部	36° 8'	140° 7.7'	79	5.0	86	I
19	3. 6.11.17	鳥島近海	29°20.4'	139°12.3'	452	7.9	681	III
20	4.24.13.12	鳥島近海	30°53'	138°49'	400	6.7	516	III
21	9.14. 8.48	長野県西部	35°49.3'	137°33.6'	2	6.9	195	III
22	9.15. 7.14	長野県西部	35°46'	137°27'	0	6.2	203	I
23	9.19. 2. 3	房総半島南東沖	33°56'	141°51'	46	6.8	232	II
24	10. 1.18.27	千葉県東部沿岸	35°33.2'	140°30.3'	73	5.1	76	II
25	11. 2.17.45	東京湾北部	35°41.6'	139°58.1'	58	4.2	37	I
26	11.10.10.40	千葉県南部	35°16.8'	140°01.4'	95	4.6	37	III
27	12. 9.12. 1	栃木・群馬県境	36°38.2'	139°26.6'	6	4.5	133	I
28	12.17.23.50	千葉県中部	35°35.8'	140°03.5'	78	4.9	38	II
29	1985. 1. 7. 7. 8	千葉県西部	35°32.3'	140°06.9'	71	4.7	41	II
30	4.11. 1.27	鳥島近海	29°57.8'	139°17.1'	415	4.5	612	III
31	4.13. 1.12	千葉県中部	35°36.8'	140°07'	72	4.5	44	II
32	5.11.19.40	福島県沖	37°06.1'	141°35.6'	45	5.3	251	II
33	6. 8. 1.29	千葉県中部	35°32.3'	140°14.9,	64	4.8	53	II

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

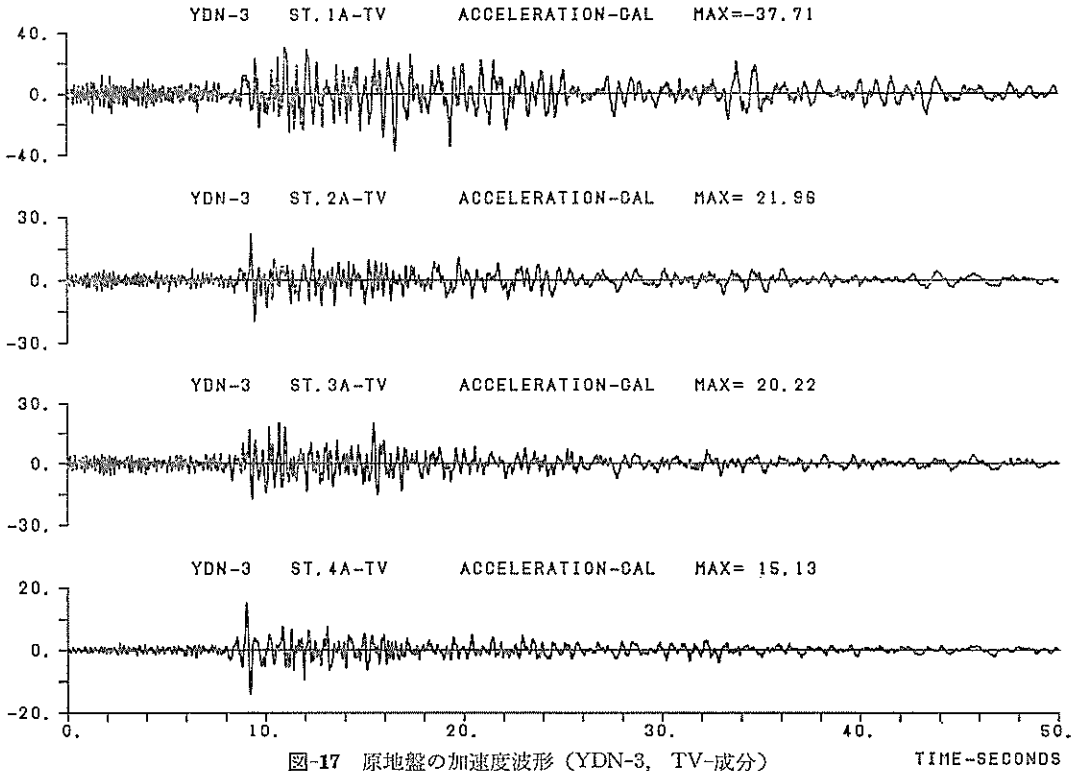


図-17 原地盤の加速度波形 (YDN-3, TV-成分)

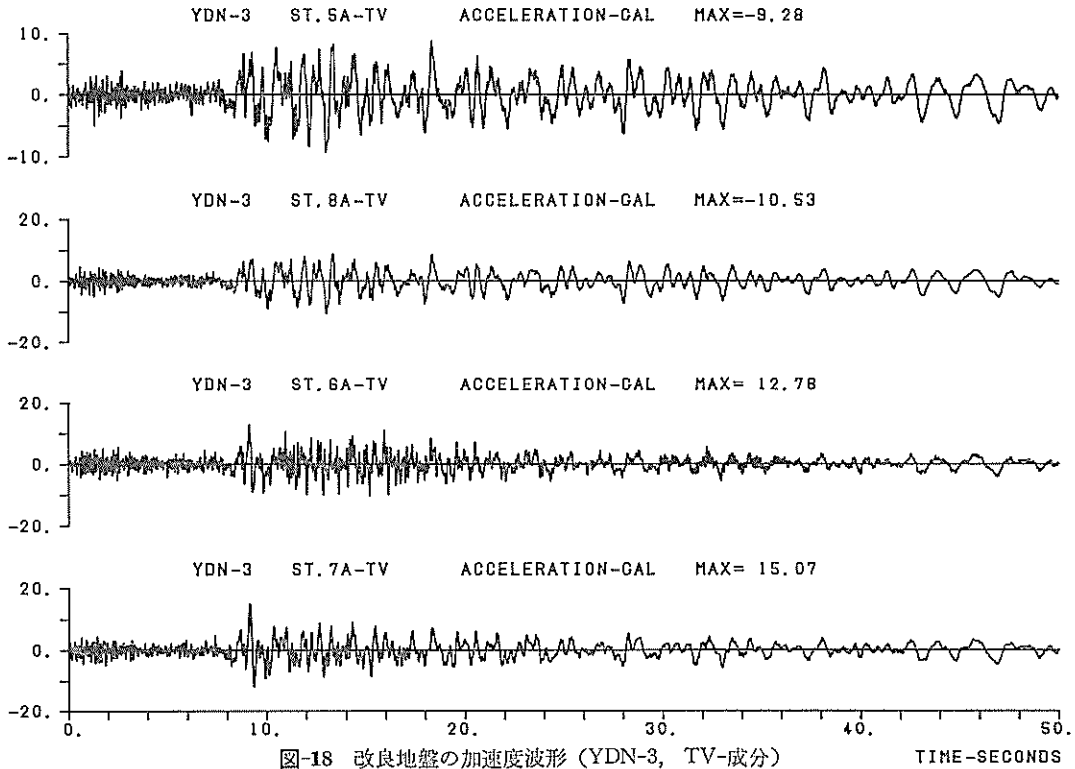


図-18 改良地盤の加速度波形 (YDN-3, TV-成分)

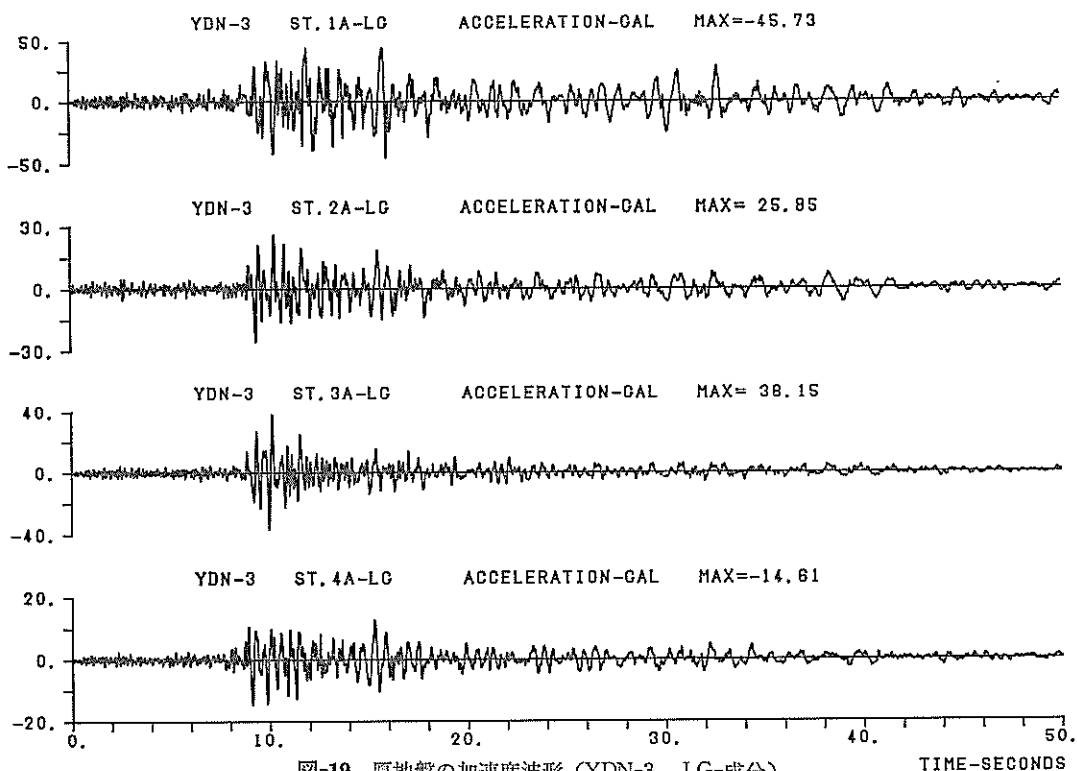


図-19 原地盤の加速度波形 (YDN-3, LG-成分)

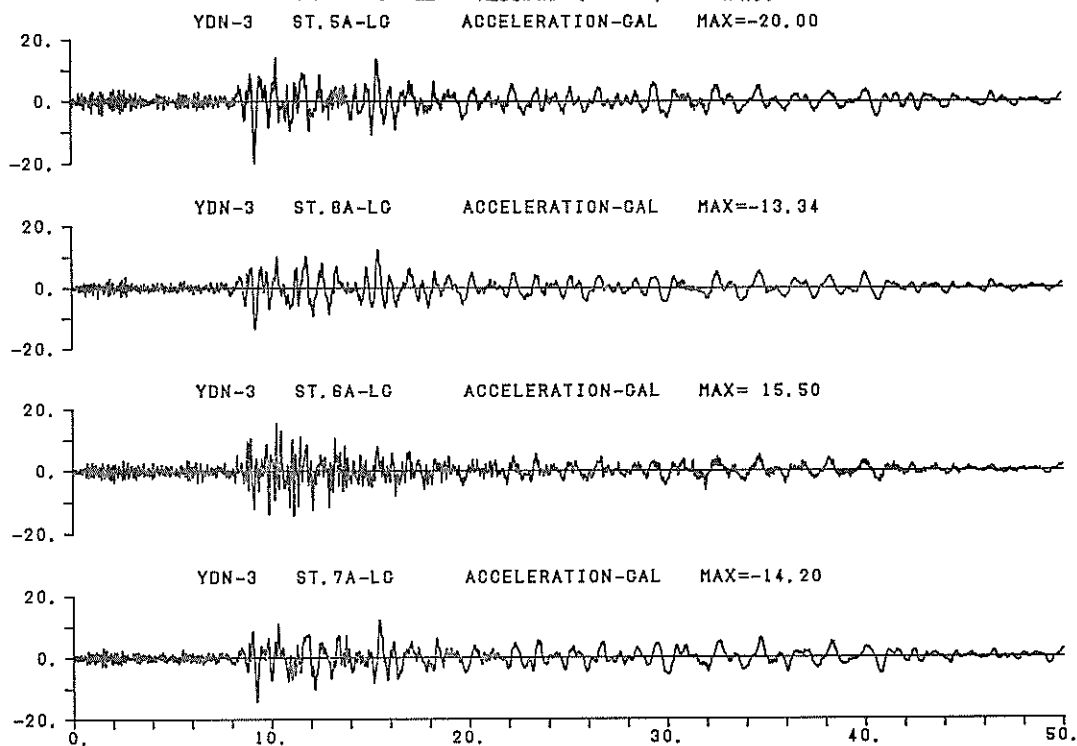
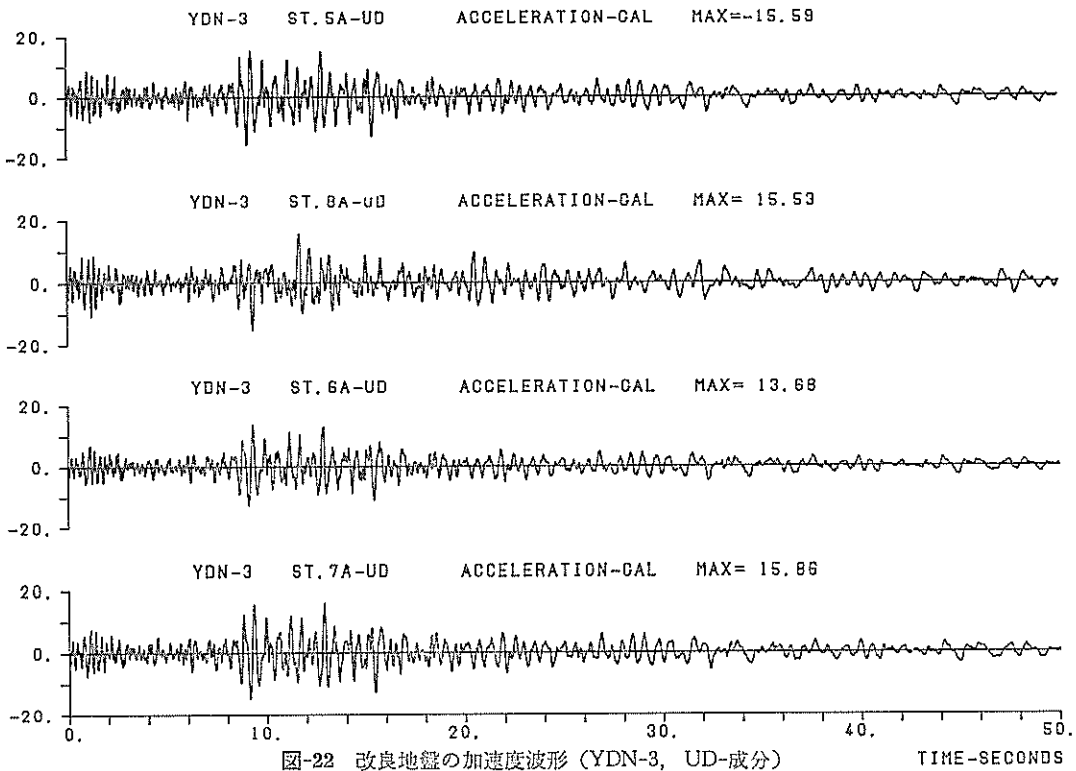
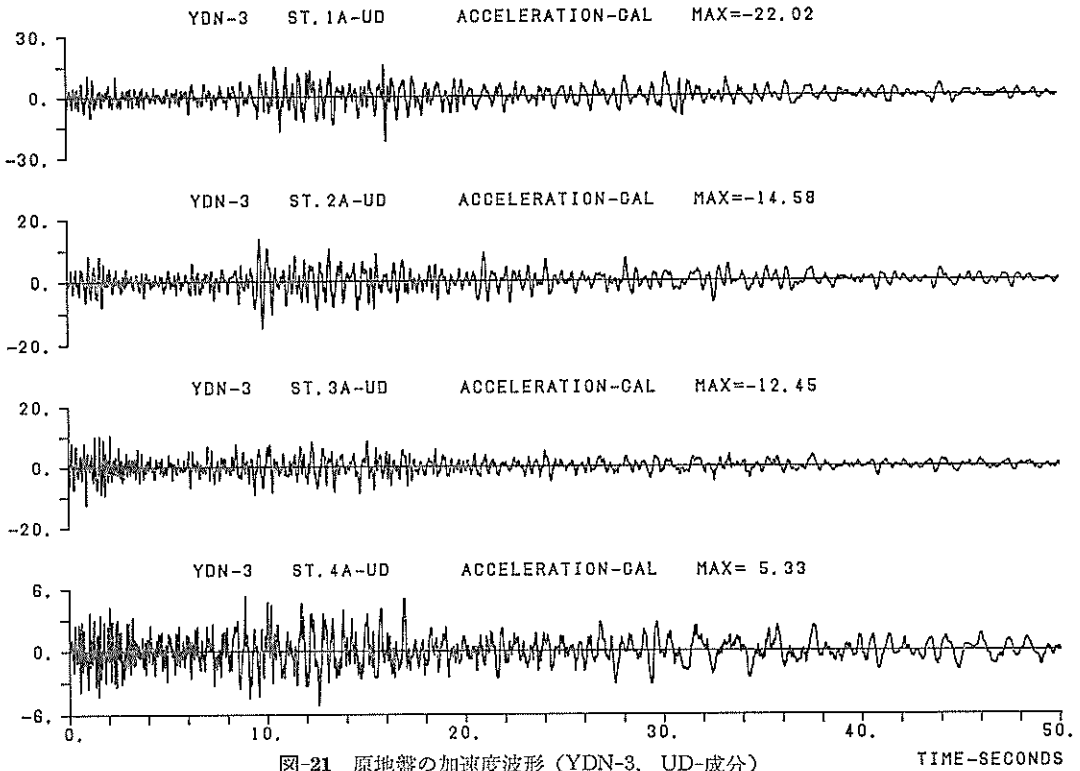


図-20 改良地盤の加速度波形 (YDN-3, LG-成分)

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動



St. 1 A-TV から St. 8 A-TV は、測線 A-A の St. 1 から St. 8 の TV 成分を表わし、また MAX は、最大加速度を表わす。同様に、図-19, 20 は法線方向 (LG 成分)、図-21, 22 は上下方向の加速度波形を示す。これら地震波の周波数特性などについての考察は、次項以下に述べる。

3. 浮き型改良地盤の動的特性

3.1 改良地盤の加速度応答特性

(1) 最大加速度による検討

改良地盤および原地盤の動的特性を、両地盤の地震動の最大加速度によって検討する。これは、地盤の破壊が地震動の最大加速度と密接に結びついているためである。各地点の最大加速度は、正の最大値および負の最大値で整理した。なお、符号の正、負の向きの一例として、岸壁法線直角方向 (TV 成分) の加速度の正は、その地点の慣性力が、海側を向いていることを示している。このように加速度を正、負で整理したのは、埋立て地盤があることによって、改良地盤が海側へ振動する場合と埋土側へ振動する場合とで、その特性が異なるのではないかと考えたためである。しかしながら、後述の図で示されるように、符号による差は、各観測成分とも明確にできなかった。

以下に各観測成分ごとに、観測結果を述べる。

a) 岸壁法線直角方向 (TV 成分)

この方向は、図-8からもわかるように改良地盤の海側と埋土側の粘土層から主働および受働状態の土圧が作用する極めて相互作用の大きい方向であることが推察できる。図-23 は、原地盤および改良地盤で得られた正、負の最大加速度を各地震ごとに示したものである。改良地盤の加速度は、図-6に示した同一鉛直上の St. 5 と St. 6 の数値である。地震観測で得られた地震動は、表-2に示したように33本である。すべての地震動の加速度を1枚の図で示すことは、図が煩雑になるため、粘土表層 (St.1) の加速度が 10 Gal 以上の地震動の加速度を示した。実線が原地盤、点線が改良地盤の加速度を示す。図中の番号 3 は、表-2に示した地震 YDN-3 の記録番号と対応する。同一地震の原地盤の深さ方向の加速度分布形状は、加速度の符号に関わらず、ほぼ同じである。また、改良地盤の場合も同様である。更に、地震による加速度分布形状の差も小さい。実線で示す原地盤の深さ方向の加速度分布は、-31m を境に異なっている。-47m の加速度は -76m の加速度より増加しているが、-31m の加速度は -47m のそれに比較し、その増幅度が小さいか、または、逆に加速度が小さくなっている。地盤が、更に浅くなると、また、加速度は増加している。このように

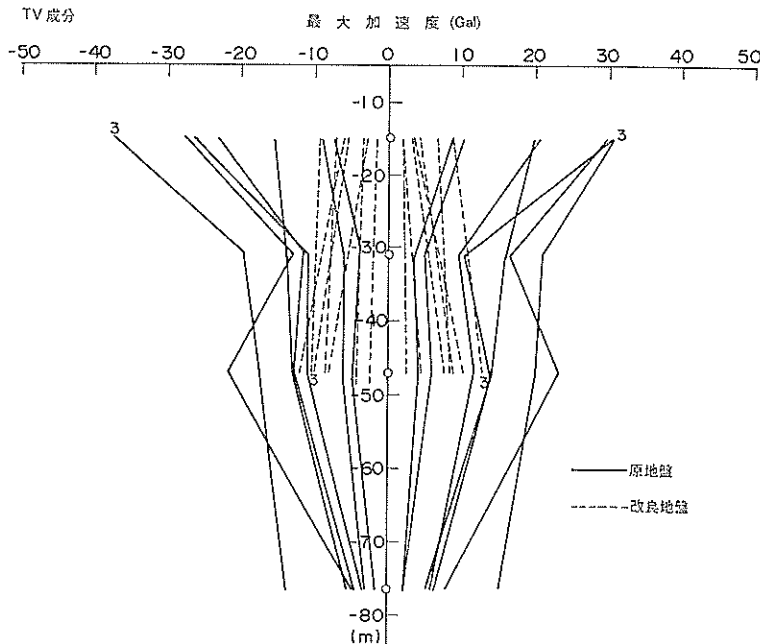


図-23 最大加速度分布図 (TV 成分)

-31mにおいて加速度が、-31m以深より増加していない事の原因として次のことが考えられる。弾性波理論によると地盤条件が異なった地盤が接している場合、両地盤の振動特性は両地盤のインピーダンス比 α の大きさによって変化する。

$$\alpha = \frac{\rho_1 \cdot V_2}{\rho_2 \cdot V_1}$$

ここに、 ρ_1, ρ_2 : 地層1と地層2の密度

V_1, V_2 : 地層1と地層2の波動伝播速度

今、 ρ_1, V_1 は表層、 ρ_2, V_2 は下層の値を表し、波動が下層から表層へ入射する場合を想定する。波動理論によると、 $\alpha < 1$ は、表層が下層に比較し軟弱な状態を表し、表層の波動振幅は、下層より大きくなる。一方、 $\alpha > 1$ は、逆に表層の地盤が下層に比較し剛であることを表し、表層の波動振幅は下層より小さくなる。ここで、-31m付近の ρ (密度)および V (S波速度)をその下層と比較してみると、図-4と図-10からわかるように表層の方が大きく、インピーダンス比、 α は、 $\alpha > 1$ となる。したがって、-31m付近の加速度は、その下層の加速度より大きくならなかったと考えるわけである。一方、-31m以浅の表層地盤は、逆に剛な地盤上の軟弱な地盤と考えることができ、同地盤の加速度が、-31m付近の加速度より大きくなったと考えることができる。

次に、改良地盤内の加速度を検討する。改良地盤の加速度は、地震にかかわらず表層の方が下層より小さい。

改良地盤の周辺粘土層は、前述のように表層に近いほど大きな加速度を示していた。このように改良地盤の深さ方向の加速度が粘土層の加速度分布と対応していないのは、後述のように改良地盤の振動は、周辺粘土層の振動形に依存するためである。改良地盤の加速度は、周辺粘土層のそれより小さく、浮き型改良地盤の場合も周辺粘土層は、改良地盤に対して制震効果があるようである。

以上は、原地盤と改良地盤の挙動を各深度の加速度で検討した。次に、同一深度の加速度を比較して両地盤の挙動を検討する。

図-24は、深さ-15.1mの原地盤(St.1)と改良地盤(St.5)の加速度を比較したものである。図中の白丸、黒丸は正、負の最大値を表す。図-25は、同様に-47mの原地盤(St.3)と改良地盤(St.6)の加速度を比較したものである。図-24から海底面付近の粘土層の加速度は、地盤改良されることによって1/3~1/5に低下することがわかる。同一深度で比較した場合、改良地盤の応答加速度が、粘土層の加速度より小さいことは、すでに報告した着底型改良地盤の場合と同じである。改良深度が大きくなって、図-25から改良地盤の加速度は粘土層の1~1/2の範囲にあり、改良地盤の加速度は、改良地盤の影響がないと考えられるの原地盤のそれより小さいようである。この結果は、着底型改良地盤の加速度が、改良地盤と接する支持砂層のそれとほぼ同じであったという結果とは異なっている。以上から、浮き型改良地盤

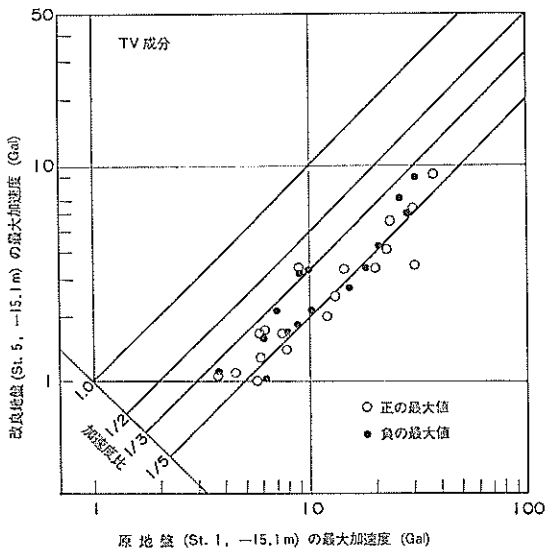


図-24 原地盤と改良地盤の加速度比 (TV成分, -15.1m)

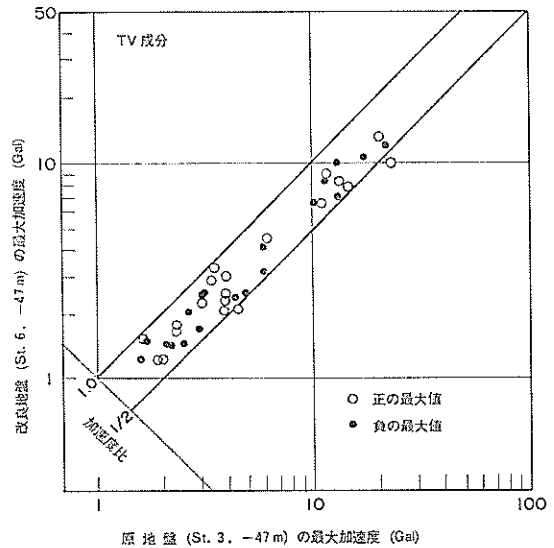


図-25 原地盤と改良地盤の加速度比 (TV成分, -47m)

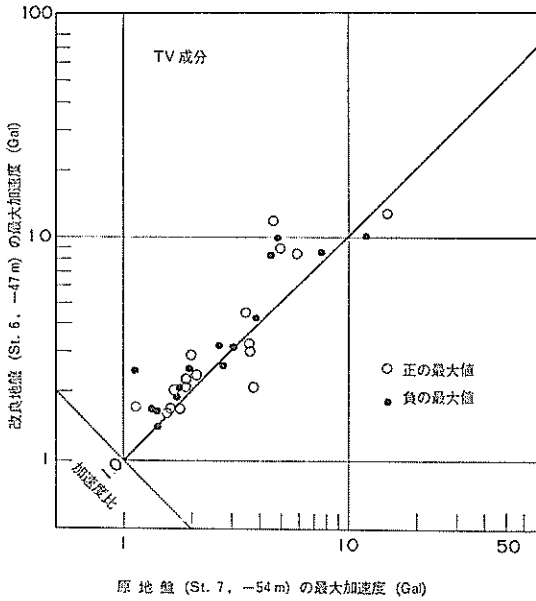


図-26 原地盤（-54m）と改良地盤（-47m）の加速度比（TV成分）

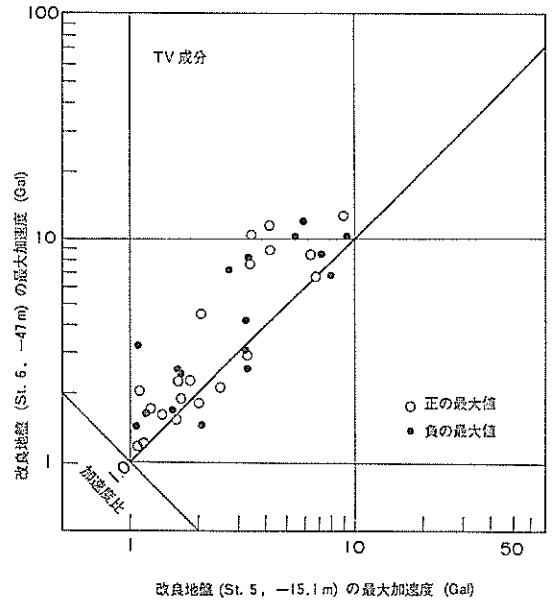


図-27 改良地盤内の加速度比（TV成分、-15.1mと-47mの加速度比）

の加速度は、改良地盤から遠く離れた周辺地盤のそれよりは、小さくなると考えられる。次に、図-26は、改良地盤底面から5m下方の粘土層（St.7、-54m）と改良地盤下層（St.6 -47m）の加速度を比較したものである。多少のばらつきはみられるものの、ほぼ同一加速度を示し、浮き型改良地盤の近傍粘土層は、改良地盤と一体となって振動していることがわかる。

以上は、改良地盤と原地盤の応答の比較であったが、次に、改良地盤内の加速度を比較してみる。図-27は、改良地盤の表層（St.5、-15.1m）と下層（St.6、-47m）の加速度を比較したものである。最大加速度は、10 Gal以下と小さいが、この加速度範囲では、深いSt.6の加速度が浅いSt.5の加速度より大きいようである。このように改良地盤内の最大加速度は、深さ方向に違っているが、これは、この観測成分（TV成分）の改良地盤が、周辺粘土層と圧縮変形によって結合されていること、また粘土層の改良地盤に与える影響が深さ方向に時間的に差があることなどが考えられる。このことについては、本節の2)同一時刻の加速度による検討の項において述べる。

b) 岸壁法線方向（LG成分）

この方向は、図-8からわかるように改良地盤の長手方向である。このように振動方向が法線方向の場合、改良地盤とその側面に接している粘土層は、土の圧縮変形に

よって結合されている法線直角方向の場合より両地盤の動的相互作用は弱いと考えられる。

図-28は、原地盤および改良地盤の加速度を深さ方向に地震ごとに示したものである。本図の見方は、図-23と同じである。実線で示す原地盤の深さ方向の加速度分布形状は、前項の法線直角方向（TV成分）と同じである。-31m付近の加速度は、-47m付近の加速度とはほぼ同じか、または小さい。特に、YDN-3（図中の数字3で示す実線および点数がYDN-3の加速度を表す）においては、-31mの加速度が顕著に小さくなっている。この現象は、前項において述べたように-31m付近の地盤の波動インピーダンス比の差によって生じたと考えられる。一方、点線で示す改良地盤の深さ方向の加速度は、YDN-3の負の加速度を例外に前項と同じく表層より下層の方が大きい。ただし、その加速度比は、TV成分の改良地盤より小さいようである。

次に、同一深度の原地盤と改良地盤の加速度を比較、検討する。図-29は、深度-15.1mの粘土層（St.1）と改良地盤（St.5）の加速度比、また図-30は、深度-47mの粘土層（St.3）と改良地盤下層（St.6）の加速度比を表す。観測成分が法線方向（LG成分）の場合も、図-24と図-25に示した法線直角方向（TV成分）の場合と同じく、改良地盤の加速度は、改良地盤の影響がないと考えられる粘土層のそれよりも小さいことがわかる。

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

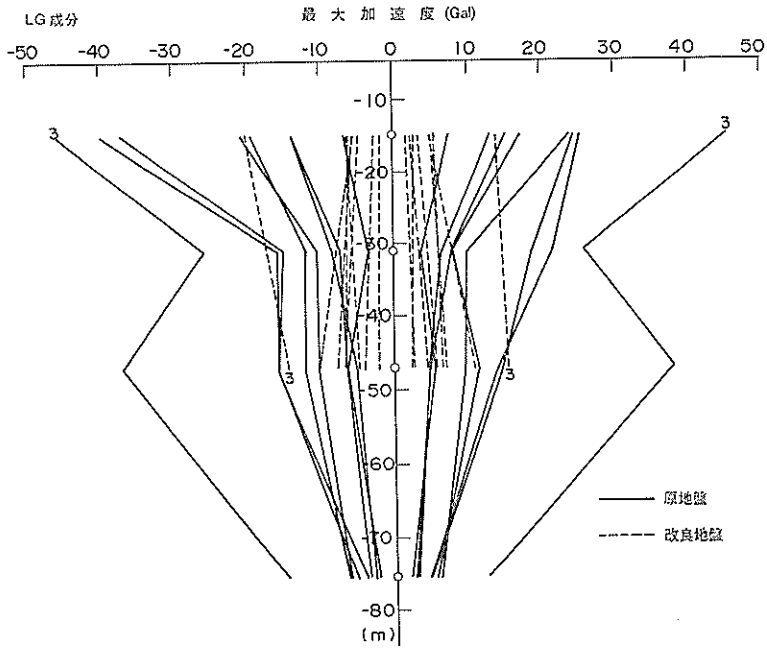


図-28 最大加速度分布図 (LG 成分)

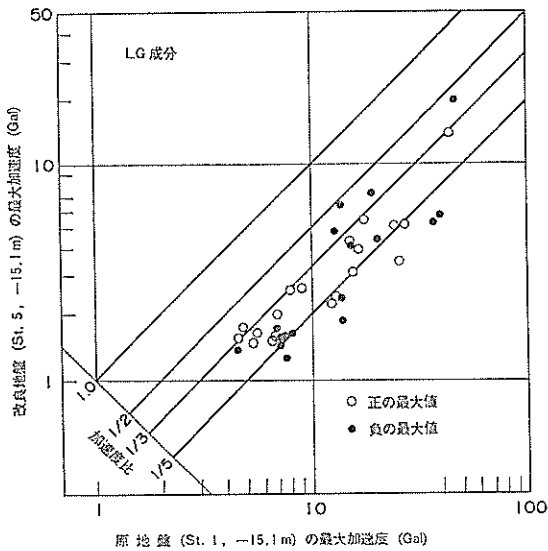


図-29 原地盤と改良地盤の加速度比 (LG 成分, -15.1m)

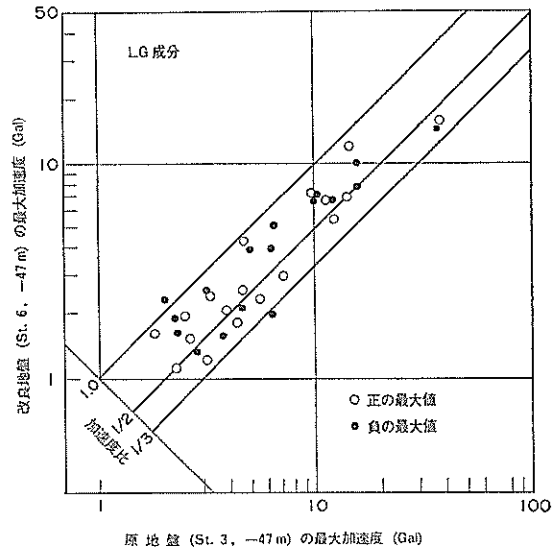


図-30 原地盤と改良地盤の加速度比 (LG 成分, -47m)

また、同時に、図-31から改良地盤直下の粘土層 (St.7, -54m) のそれとも同程度であることがわかる。したがって、LG 成分の場合も、改良地盤とその近傍の粘土層

は一体となって振動していると考えられる。

次に、改良地盤の各深度の加速度を比較、検討する。図-32は、改良地盤表層 (St.5, -15.1m) と下層 (St.

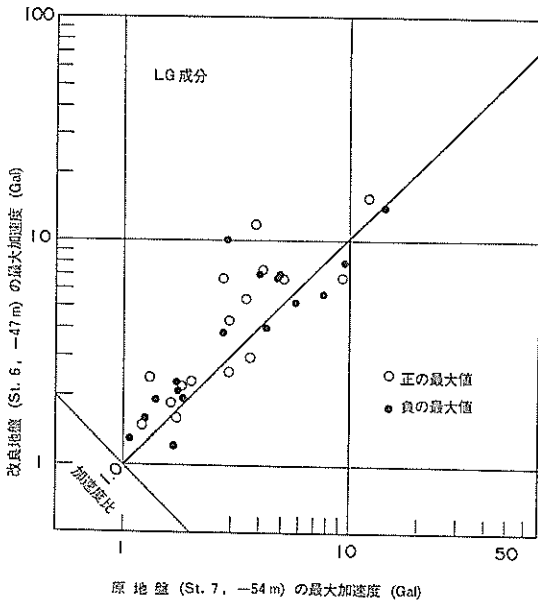


図-31 原地盤 (-54m) と改良地盤 (-47m) の加速度比 (LG 成分)

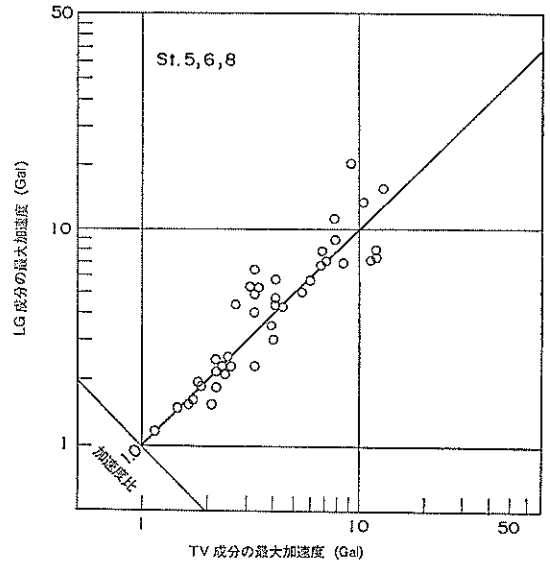


図-33 改良地盤の水平 2 成分の最大加速度の関係

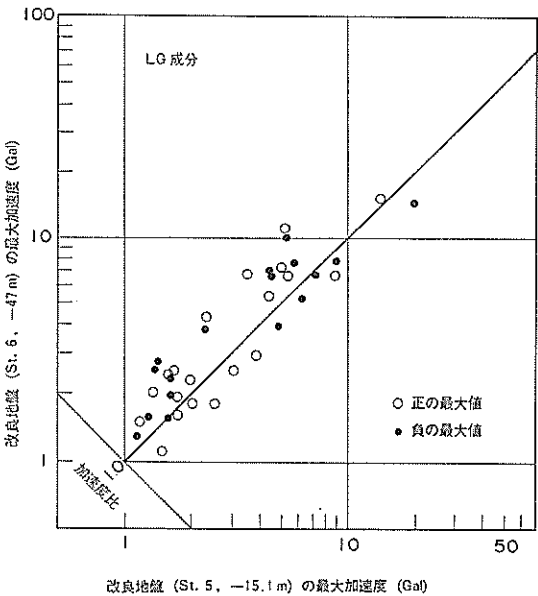


図-32 改良地盤内の加速度比 (LG 成分, -15.1m と -47m の加速度比)

6, -47m) の加速度を比較したものである。観測成分が法線直角方向 (TV 成分) の場合は、すでに図-27 に示したように、改良地盤の表層より下層の加速度が大きか

った。一方、LG 成分の両地点の加速度も図-32 から分かるように、TV 成分のそれと同じ傾向を示している。

以上は、LG 成分に関する結果であったが、この LG 成分の加速度を TV 成分の加速度と比較し、改良地盤の振動の異方性を検討してみる。図-33は、改良地盤 (St. 5, 6, 8) の水平成分の加速度を比較したものである。加速度は、正、負の最大加速度を絶対値で示した。加速度の大きさが、20 Gal 未満と小さな値で、多小のばらつきはあるが、観測成分に大きな差はないようである。この現象は、比較的小さな加速度記録の結果であるため、大地震においても、原地盤との相互作用が比較的小さいと考えられる LG 成分の加速度と原地盤との相互作用が比較的大きいと考えられる TV 成分の加速度が同じであるかどうかは、今後の観測などで確認する必要があると考える。

c) 上下方向 (UD 成分)

地盤の地震動には、水平動の他に上下動がある。強震記録を用いた上下動成分の解析から水平動と上下動の関係、更に上下動が構造物の安定に及ぼす影響も検討されている¹⁹⁾。着底型改良地盤の上下動特性は、地震観測結果から在来地盤のそれと同じであることが確認されている¹³⁾。

図-34は、各深さの上下動の加速度を地震ごとに示したものである。図の見方は、水平動の図-23, 28 と同じである。実線で示す原地盤の-31mの加速度は下層のそれに比較し、顕著に大きくなっていない。これも、水平

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

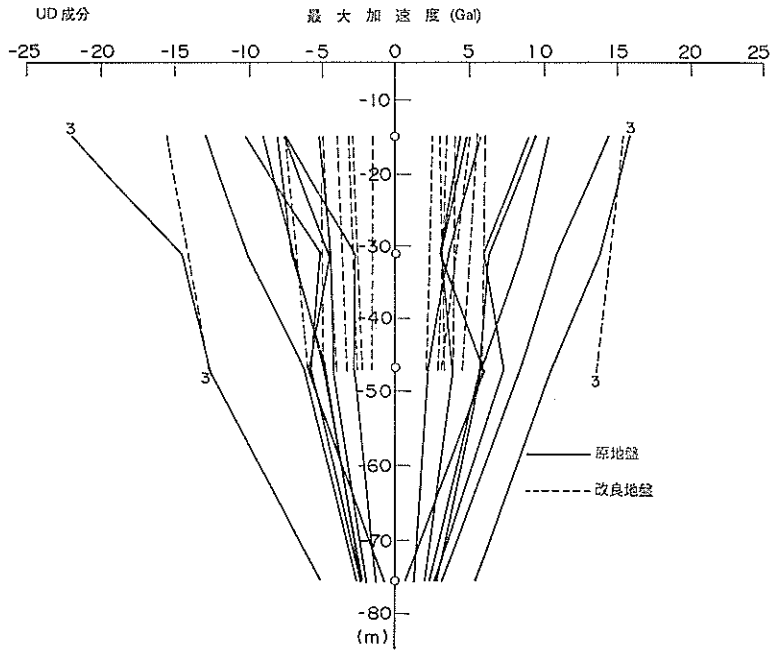


図-34 最大加速度分布図 (UD 成分)

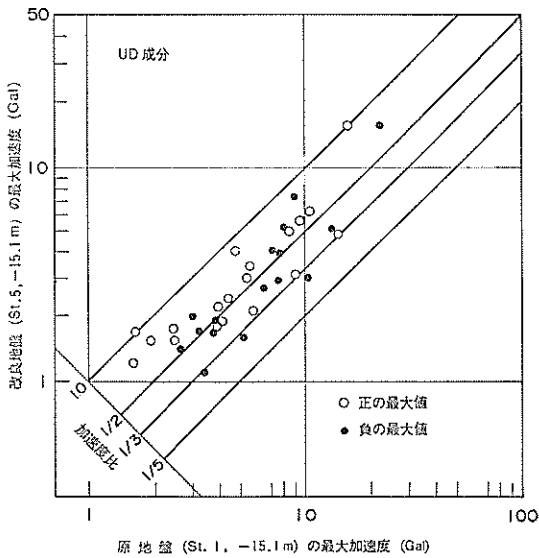


図-35 原地盤と改良地盤の加速度比 (UD 成分, -15.1m)

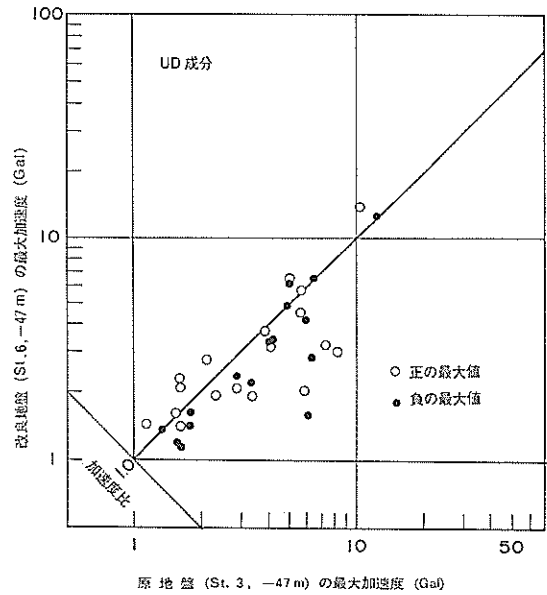


図-36 原地盤と改良地盤の加速度比 (UD 成分, -47m)

動の場合と同様に、地層間の波動インピーダンス比に依存している現象と考えられる。ただし、図-10に示したようにインピーダンス比の定数であるUD成分の波動伝

播速度 V_p は、深さ方向に一定値を示しているため、-31mの地層の下層に対する加速度の増幅度は、上下の地層の密度のみに依存するため、水平動の場合より大きく

なると考えられる。一方、改良地盤内の深さ方向の加速度をみると、水平動の場合とは、逆に若干ではあるが表層の加速度が下層より大きい。

図-35は、深度が-15.1mの原地盤 (St. 1) と改良地

盤 (St. 5)、図-36は、深度が-47mの原地盤 (St. 3) と改良地盤 (St. 6) の加速度を比較したものである。図-35から、粘土表層に対する改良地盤の加速度比は、加速度が大きくなると、データは極めて少なくなるが、

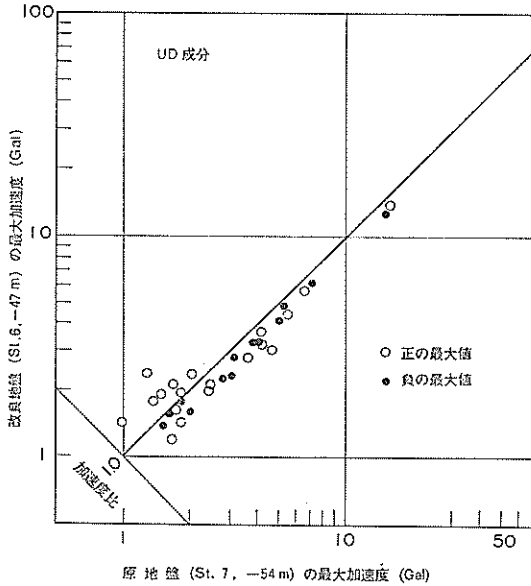


図-37 原地盤 (-54m) と改良地盤 (-47m) の加速度比 (UD 成分)

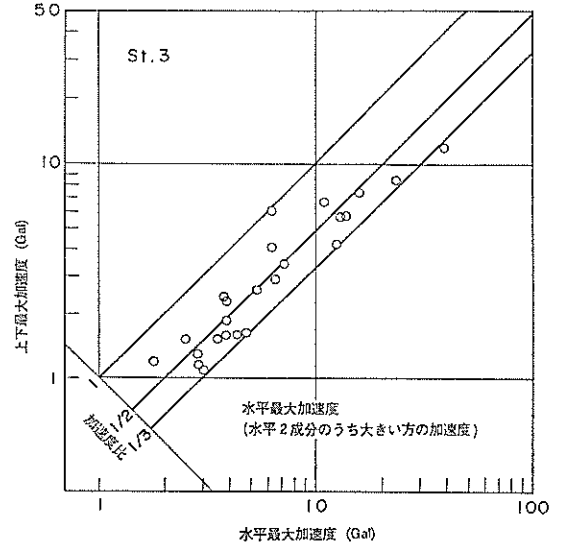


図-39 原地盤 (-47m) の水平最大加速度と上下最大加速度の関係

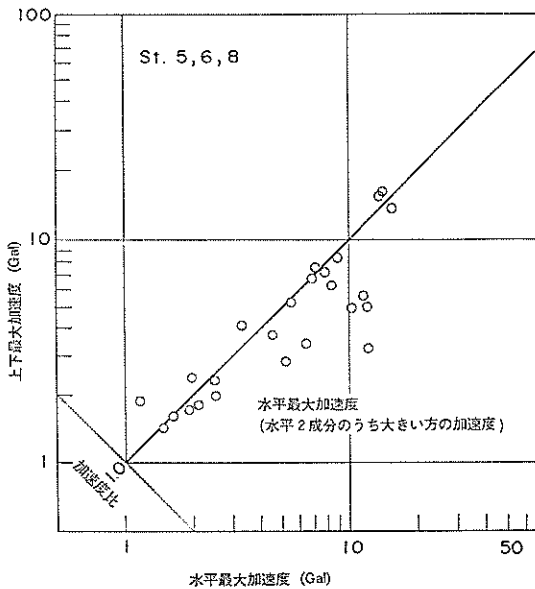


図-38 改良地盤の水平最大加速度と上下最大加速度の関係

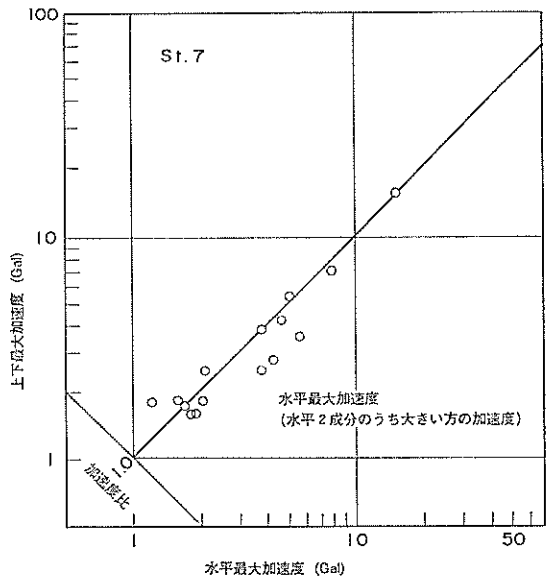


図-40 改良地盤底面下の原地盤 (-54m) の水平最大加速度と上下最大加速度の関係

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

1.0に近づく。また、改良地盤下層（-47m）の加速度は、図-36からわかるように、多少のばらつきはあるものの加速度の大きさに関わらず同一深度の粘土層と同じである。このように、浮き型改良地盤下層のUD成分の加速度は、改良地盤の影響がないと考えられる同一深度の原地盤の加速度と同じであることがわかる。一方、改良地盤直下の粘土層（St.7, -54m）と改良地盤下層（St.6, -47m）の加速度を比較したのが、図-37である。この図から、加速度が大きくなると改良地盤の加速度よりその直下の粘土層の方が若干ではあるが大きくなっていることがわかる。一般に、軟弱な粘土層から剛な改良地盤に地震動が入射する場合、改良地盤に入射する波動の他に、改良地盤が剛であるためによる改良地盤から粘土層への反射波も大きくなる。図-37に示された改良地盤直下の粘土層の加速度が、改良地盤の加速度より大きかった事の理由として、このようなことが考えられる。なお、水平動の場合に、このような現象が顕著に現れなかったのは、改良地盤の水平応答は、改良地盤の底面と接する粘土層からの影響より、側面の粘土層からの

影響が大きいためである。

以上は、UD成分の改良地盤の応答結果であったが、図-38は、水平動の最大加速度と上下動の最大加速度を比較したものである。港湾地域の強震観測結果¹⁹⁾によると、上下動の最大加速度と水平動の最大加速度の比率は、1/2以下である。また、着底型改良地盤の場合も、その比率は1/2程度であった¹⁹⁾。浮き型改良地盤の場合は、図-38からわかるように、その比率は1.0付近にあり、前二者の結果と異なっている。このように浮き型改良地盤の場合、上下成分と水平成分の最大加速度の比が、1.0を示したが、比較のために原地盤の上下成分と水平成分の最大加速度を比較したのが、図-39、40である。図-39は改良地盤の下層（St.6 -47m）と同一深度の原地盤のSt.3の加速度比、図-40は、改良地盤直下の粘土層（St.7, -54m）の加速度比である。改良地盤の影響がないと考えられる粘土層の加速度比は、図-39からわかるように1/2程度で、強震観測結果と同様な結果を示している。しかしながら、図-40から分かるように改良地盤直下の粘土層の加速度比は、1.0程度であ

表-3 St.5のTV成分の加速度が卓越する場合のUD成分の加速度

	発現時刻 (秒)	加速度 (Gal)	
		TV成分	UD成分
1	13.04	-9.2	-9.3
2	18.36	8.7	-1.3
3	12.19	-8.4	-1.2
4	13.41	8.2	4.2
5	12.16	-8.1	0.3
6	12.17	-8.0	-0.0
7	13.09	-7.9	-7.9
8	13.08	-7.9	-8.6
9	13.38	7.8	7.7
10	10.53	7.7	5.4
11	13.39	7.6	6.7
12	13.33	7.6	6.9
13	13.13	-7.5	-5.5
14	13.12	-7.5	-5.6
15	10.12	-7.5	3.1
16	12.71	7.4	-6.4
17	10.00	-7.2	0.0
18	13.35	7.2	7.8
19	11.40	-7.1	-3.4
20	9.31	6.8	14.2

(YDN-3)

表-4 St.5のUD成分の加速度が卓越する場合のTV成分の加速度

	発現時刻 (秒)	加速度 (Gal)	
		UD成分	TV成分
1	9.13	-15.5	2.8
2	9.33	15.2	5.0
3	12.88	14.9	0.3
4	8.80	13.1	0.2
5	15.43	-12.9	2.0
6	11.19	12.2	-0.4
7	9.94	12.1	-2.7
8	12.62	-11.2	0.9
9	9.54	-11.1	-4.6
10	11.72	9.7	-0.2
11	13.06	-9.6	-8.3
12	10.35	-9.4	1.4
13	8.66	-9.4	3.0
14	13.64	-9.3	-1.5
15	11.51	-9.0	-2.8
16	15.27	9.0	-4.9
17	14.35	-8.9	4.6
18	1.06	8.7	0.2
19	13.36	8.0	7.2
20	15.72	7.9	1.0

(YDN-3)

表-5 St. 1 の TV 成分の加速度が卓越する場合の UD 成分の加速度

	発 現 時 刻 (秒)	加 速 度 (Gal)	
		TV 成 分	UD 成 分
1	16.57	-37.7	4.1
2	19.35	-34.5	-3.7
3	11.02	30.5	-1.1
4	12.12	29.1	-1.4
5	15.98	-28.4	-0.2
6	11.09	27.0	11.4
7	11.06	26.4	7.17
8	17.35	25.8	-4.8
9	12.20	25.3	9.5
10	11.24	-25.2	-5.1
11	14.82	-24.2	-5.5
12	10.66	24.2	-4.3
13	22.20	-24.0	-3.3
14	12.18	23.9	11.9
15	11.94	-23.7	-3.7
16	11.49	-23.1	5.7
17	16.24	23.0	4.1
18	9.52	22.9	-3.5
19	15.56	22.5	-5.9
20	9.72	-22.0	-3.7

(YDN-3)

表-6 St. 1 の UD 成分の加速度が卓越する場合の TV 成分の加速度

	発 現 時 刻 (秒)	加 速 度 (Gal)	
		UD 成 分	TV 成 分
1	16.12	-22.0	4.1
2	10.81	-17.1	-3.8
3	16.04	15.7	-19.9
4	10.54	15.0	2.3
5	11.13	14.5	22.0
6	13.50	-13.8	-19.1
7	12.33	12.9	-0.6
8	10.62	12.9	8.7
9	13.36	12.3	-2.4
10	12.02	-12.3	-3.1
11	12.18	11.9	23.9
12	12.66	-11.8	18.3
13	11.73	11.5	-3.4
14	9.81	11.4	-3.9
15	16.71	-11.4	14.6
16	30.26	11.1	6.1
17	11.63	-11.1	17.8
18	1.10	10.7	-5.2
19	9.68	-10.7	-14.7
20	13.04	-10.7	2.5

(YDN-3)

る。したがって、改良地盤の上下動の加速度が水平動のそれとほぼ等しくなるという現象は、浮き型改良地盤特有の現象と考えられる。この理由については、はっきりしないが、軟弱な粘土層上にある浮き型改良地盤の上下方向の加速度には、改良地盤の上下方向の並進振動による加速度の他に、改良地盤の回転（ロッキング）振動に伴う上下加速度が多く含まれているためと考えられる。この結果、浮き型改良地盤の水平動に対する上下動の加速度比が、在来地盤あるいは着底型改良地盤のそれより大きかったと考えられる。改良地盤のロッキング振動に関しては、3.3 改良地盤の剛体運動特性および4. 改良地盤の並進運動と回転運動に関する考察において説明する。

強震観測によると、水平および上下動の加速度は、同時に最大値となっていないと報告され、港湾構造物の耐震設計では、上下方向の震度は考慮していない。浮き型改良地盤の上下方向の最大加速度は、原地盤の場合と異なり、水平動（水平2成分の大きい方の加速度）のそれとほぼ同じであった。そこで、浮き型改良地盤の水平

および上下動の加速度が、同時に発生しているかどうかを検討する。検討に用いた地震は、YDN-3 である。YDN-3 の記録波形は、図-17~22 に示したとおりである。検討地点は、改良地盤表層の St.5 (-15.1m) で、観測成分は、法線直角方向（TV 成分）である。検討結果を表-3, 4 に示す。比較のため、同一深度の原地盤（St. 1）の結果を表-5, 6 に示す。表-3, 5 は、TV 成分の加速度のピーク値の絶対値を大きい順に1番から20番まで、その発現時刻とその時刻における上下加速度を示したものである。表-4, 6 は、逆に上下加速度について同様に整理したものである。表-3からは、改良地盤のTV成分の加速度が卓越する時刻のUD成分の加速度をみることができる。この加速度は、表-4に示されるUD成分の卓越加速度よりかなり小さく、水平加速度と上下加速度は、同一時刻に卓越していないことがわかる。同様に、原地盤においても、表-5, 6 から同様の結果が得られている。

以上から、浮き型改良地盤の水平および上下加速度は、在来地盤と同様に同時に最大値を示さないと考え

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

てもよさそうである。なお、水平成分の加速度が卓越した時刻に、上下成分の加速度は卓越していなかったが、表-3からわかるように、その時刻のTV成分に対するUD成分の加速度は、表-5に示す原地盤のそれより大きく、同時刻に水平成分と同じ程度の加速度が、上下成分に発生することもあり得るようである。このような結果は、改良地盤の他の測点(St. 6, 8)においても認められており、水平成分の加速度に対する上下成分の加速度の比は、多小のばらつきはあるものの1.0程度である。この結果は、改良地盤の最大加速度が16 Galであった地震によるものであるが、更に大きな地震においても同様な傾向を浮き型改良地盤が示すかについては、今後の地震観測結果を待つ必要がある。

(2) 同一時刻の加速度による検討

前項において、浮き型改良地盤の振動性状を最大加速度によって明らかにした。しかし、最大加速度の発生時刻を無視している。そこで、原地盤および改良地盤の各点の加速度が最大となる時刻の他地点の加速度を調べ、同一時刻における原地盤および改良地盤の挙動を把握することにする。このように、両地盤の挙動を最大加速度

とともに、同一時刻における加速度分布で検討することは、改良地盤の耐震設計のための有用な基礎資料を得ることになる。

解析に用いた地震動は、YDN-3である。最初に加速度の時刻歴波形で検討する。YDN-3の各点の加速度波形は、図-17~22に示したとおりである。まず、各測点の加速度波形の比較を容易にするため、各測点の加速度波形を重ね書きして検討する。

図-41~43は、原地盤と改良地盤の加速度波形を深度別、観測成分別に示したものである。各図とも観測地震波の主要動10秒間(8~18秒)の加速度波形である。図-41は法線直角方向(TV成分)、図-42は法線方向(LG成分)、図-43は上下方向(UD成分)の加速度波形である。各図とも、最上段が深度-15.1mの原地盤(St.1, 実線)と改良地盤(St. 5, 点線)、2段目が深度-47mの原地盤(St. 3, 実線)と改良地盤(St. 6), 3段目が深度-47mの原地盤(47m, 実線)と改良地盤の下端から5m下方の粘土層(St. 7, 点線)、最下段が3段目に示した改良地盤下端から5m下方の粘土層(St. 7, 実線)と改良地盤下層(St.6, 点線)の加速度波形である。

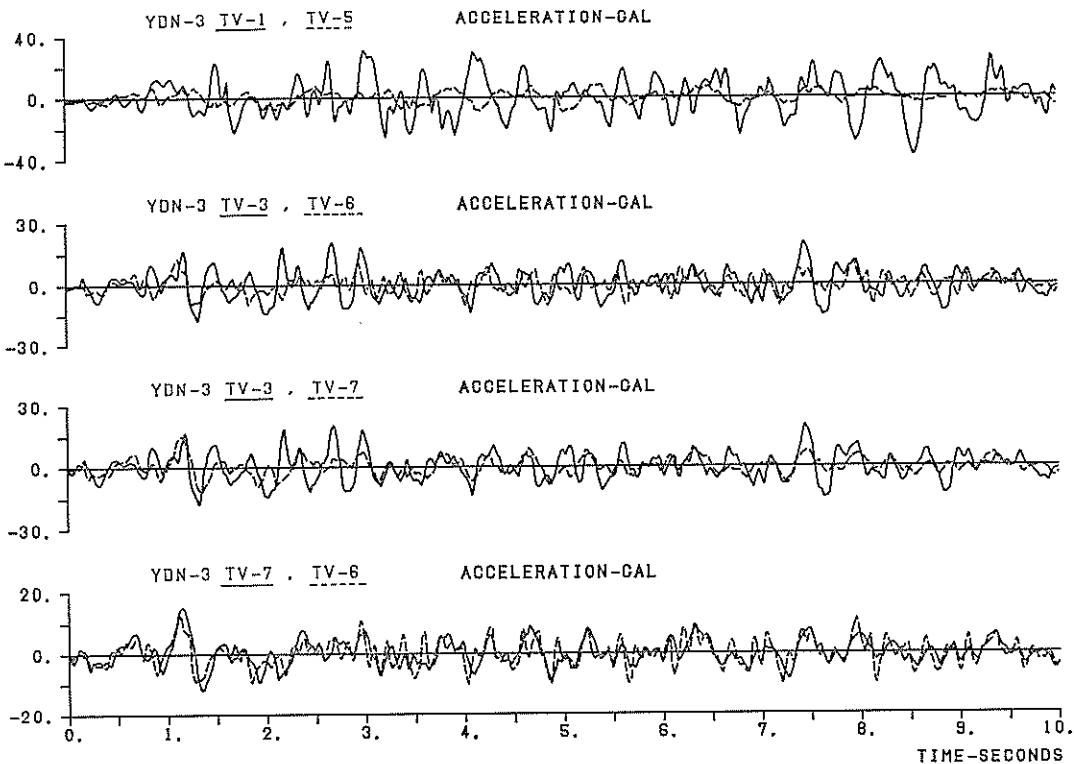


図-41 原地盤と改良地盤の加速度波形の比較 (TV成分)

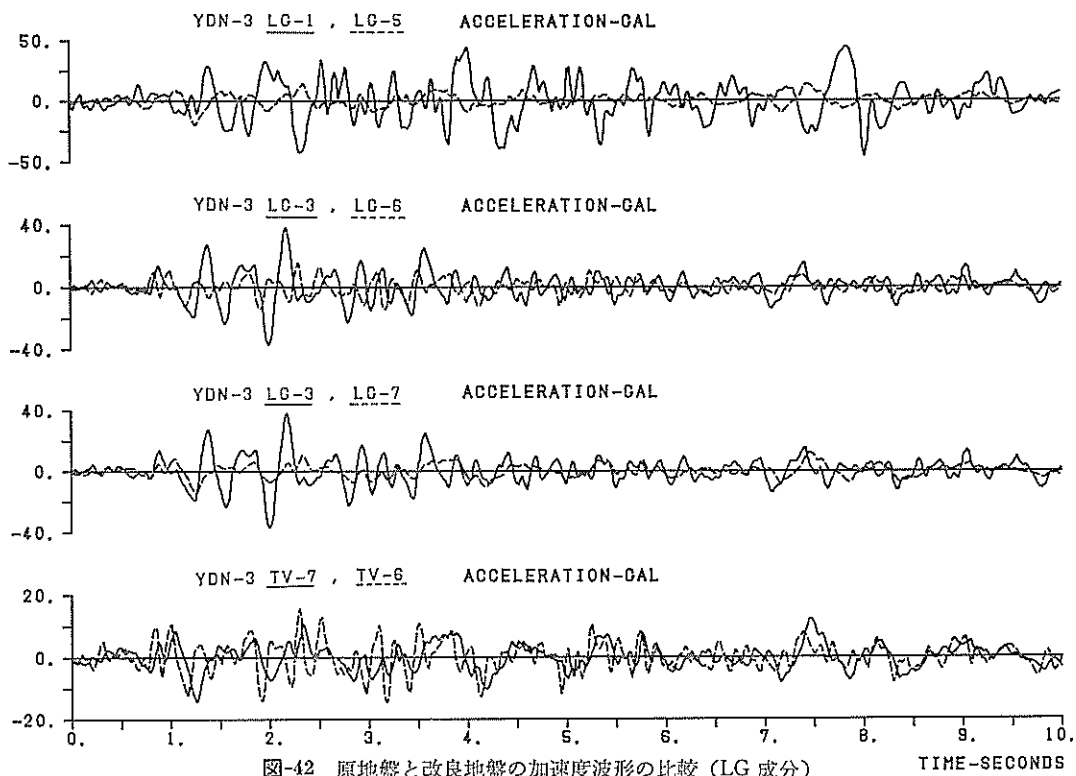


図-42 原地盤と改良地盤の加速度波形の比較 (LG 成分)

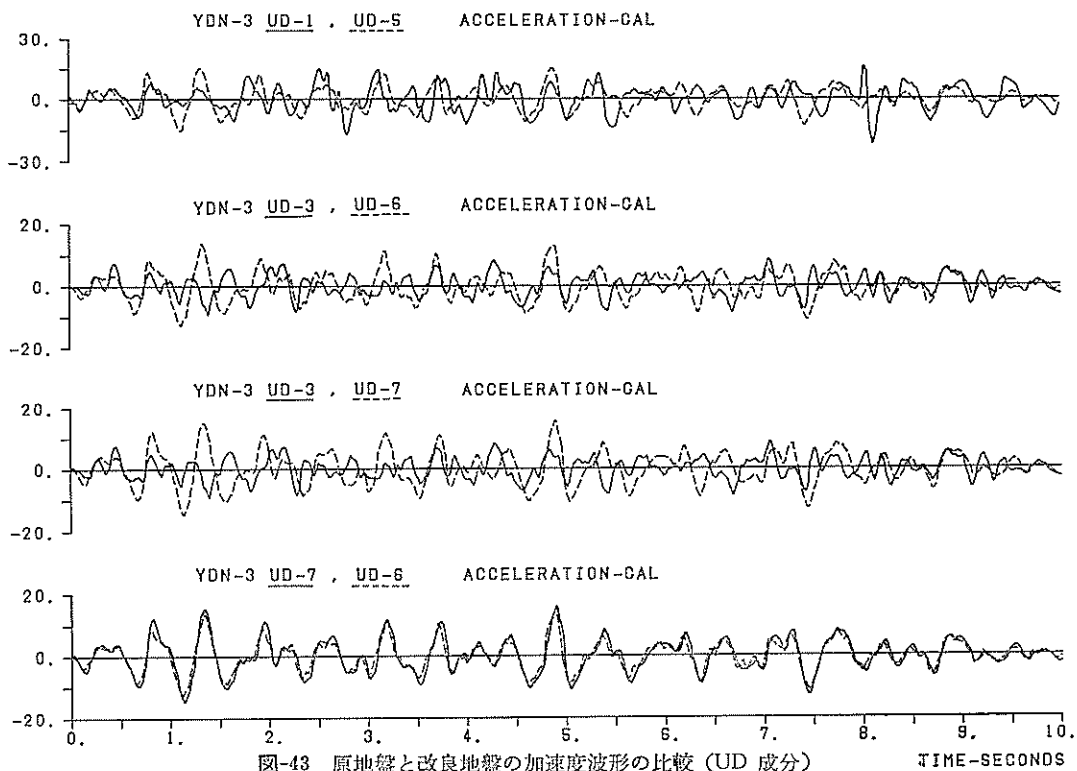


図-43 原地盤と改良地盤の加速度波形の比較 (UD 成分)

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

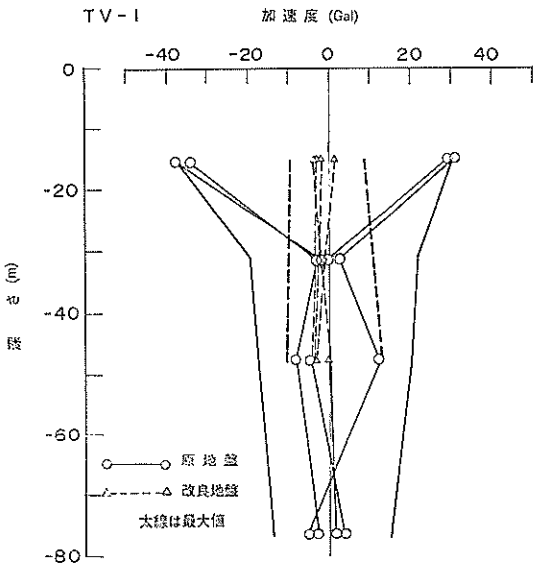


図-44 原地盤（-15.1m）の加速度が卓越する時の加速度分布（TV成分）

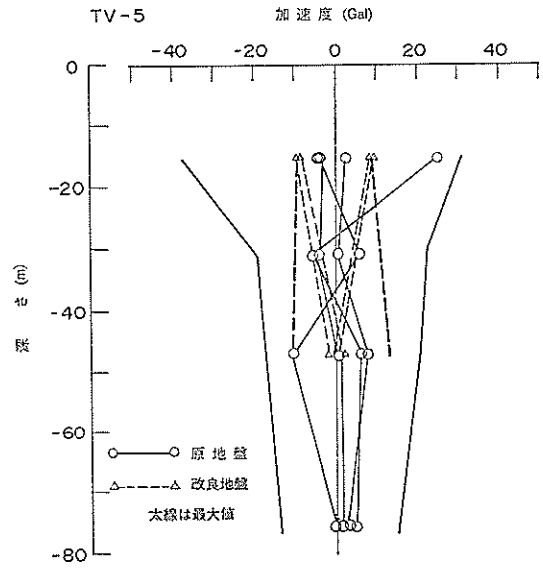


図-46 改良地盤（-15.1m）の加速度が卓越する時の加速度分布（TV成分）

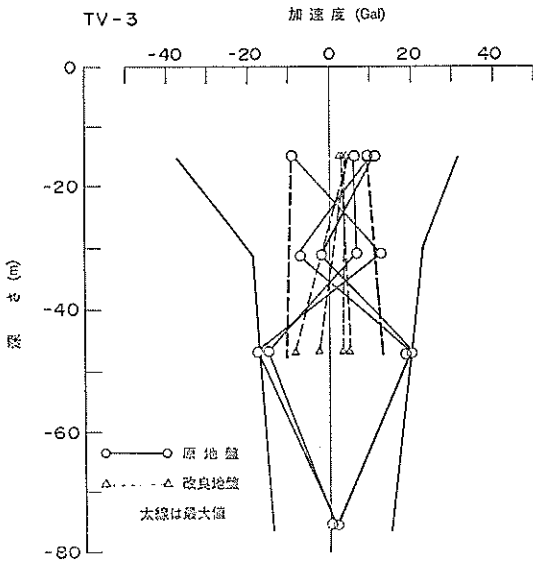


図-45 原地盤（-47m）の加速度が卓越する時の加速度分布（TV成分）

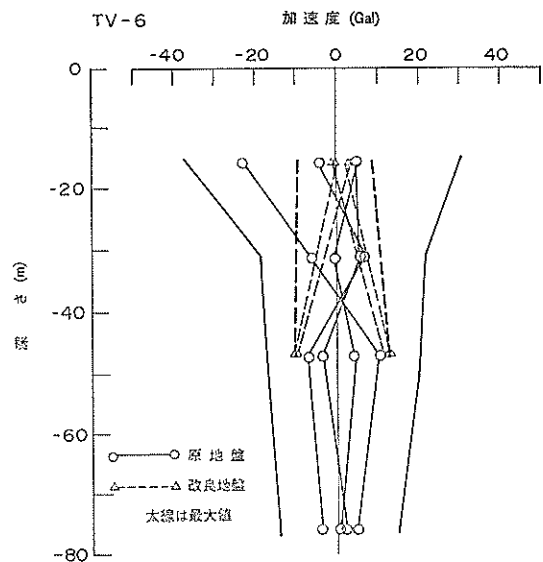


図-47 改良地盤（-47m）の加速度が卓越する時の加速度分布（TV成分）

まず、図-41、42に示す水平動の場合を検討する。最上段に示す改良地盤表層の深度（-15.1m）に対応する原地盤の加速度波形（実線）は、改良地盤のそれ（点線）より大きく、両波形に位相差がみられる。一方、2段目の改良地盤下層（-47m）の深度の原地盤および改

良地盤の加速度波形を比較すると砂層上にある着底型改良地盤のように完全に同一振幅、同一位相ではなく、若干位相のずれがみられる。3段目は、深度的に7mの差はあるが、改良地盤直下の粘土層の加速度波形（点線）は、改良地盤の影響がないと考えられる粘土層のそれ

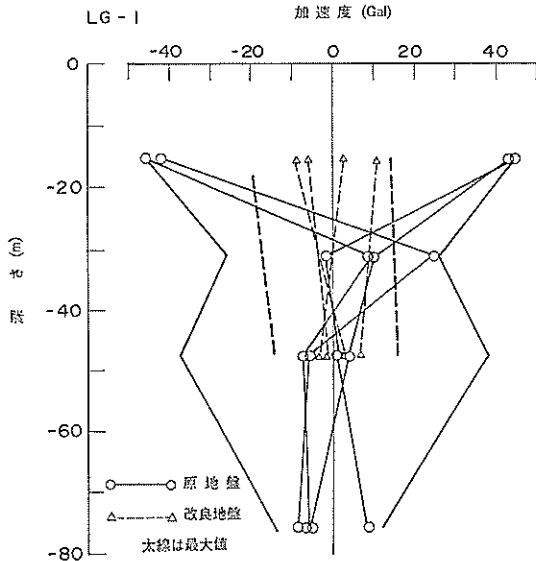


図-48 原地盤 (-15.1m) の加速度が卓越する時の加速度分布 (LG 成分)

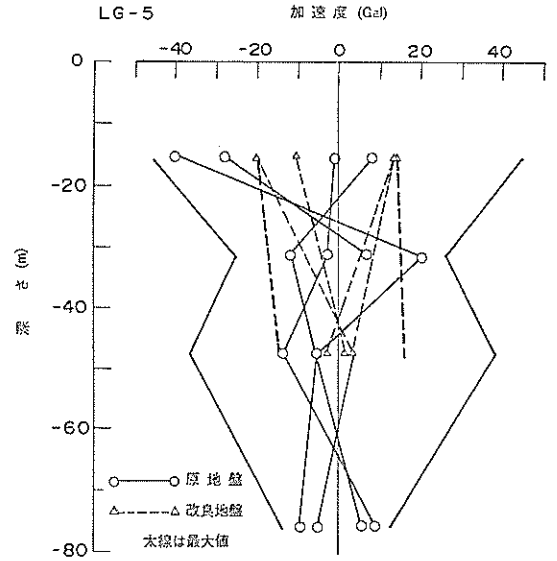


図-50 改良地盤 (-15.1m) の加速度が卓越する時の加速度分布 (LG 成分)

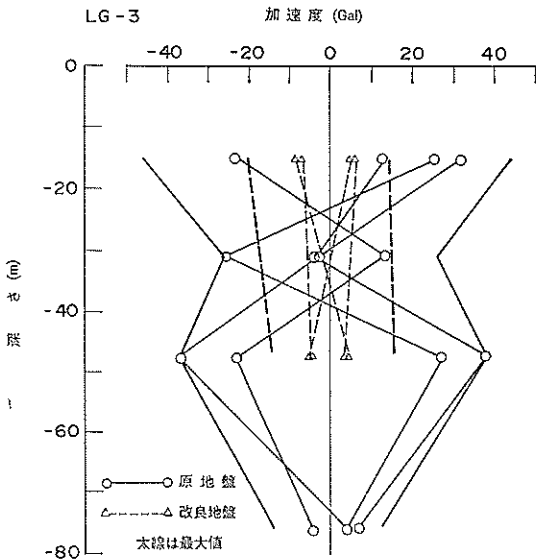


図-49 原地盤 (-47m) の加速度が卓越する時の加速度分布 (LG 成分)

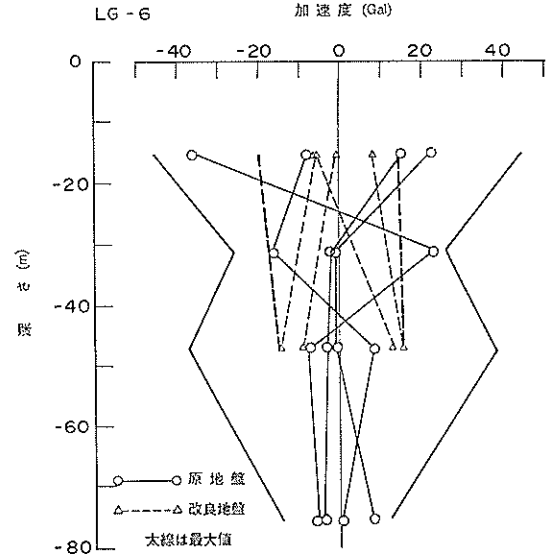


図-51 改良地盤 (-47m) の加速度が卓越する時の加速度分布 (LG 成分)

(実線)に比較し、振幅が小さく、改良地盤の影響を受けていることがわかる。この結果は、最下段に示す改良地盤(点線)との比較で容易に理解される。上下方向の加速度波形についても、図-43から水平動の場合と同様な結論がえられる。

以上は、加速度波形の時刻歴で改良地盤の挙動を原地盤のそれと比較した。次に、原地盤あるいは改良地盤の加速度が卓越する時刻における加速度分布で、両地盤の挙動を検討する。図-44~55に YDN-3の検討結果を示す。図-44~47は法線直角方向(TV成分)、図-48~51

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

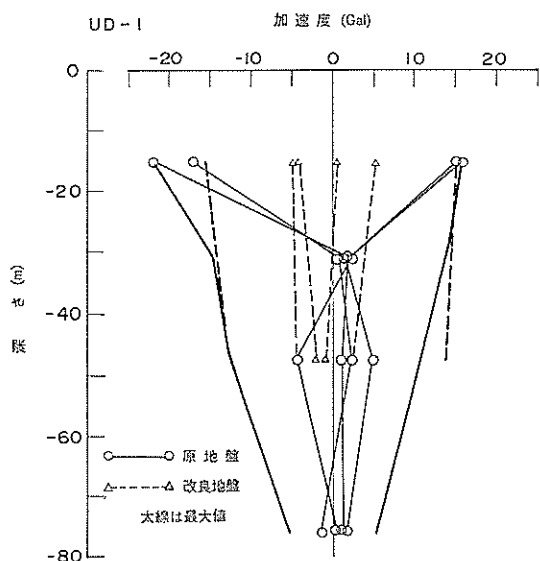


図-52 原地盤（-15.1m）の加速度が卓越する時の加速度分布（UD成分）

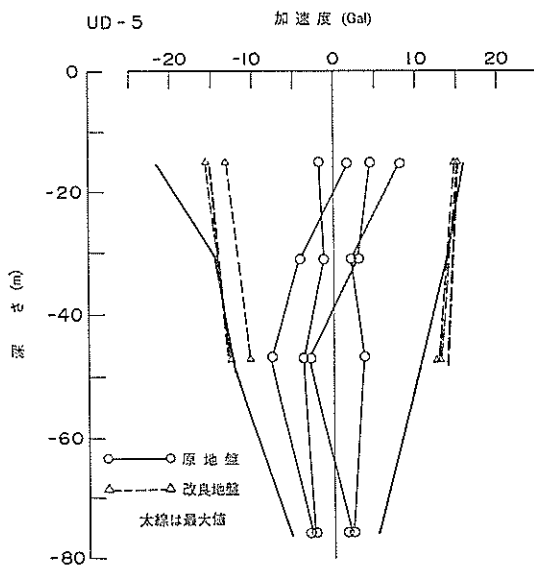


図-54 改良地盤（-15.1m）の加速度が卓越する時の加速度分布（UD成分）

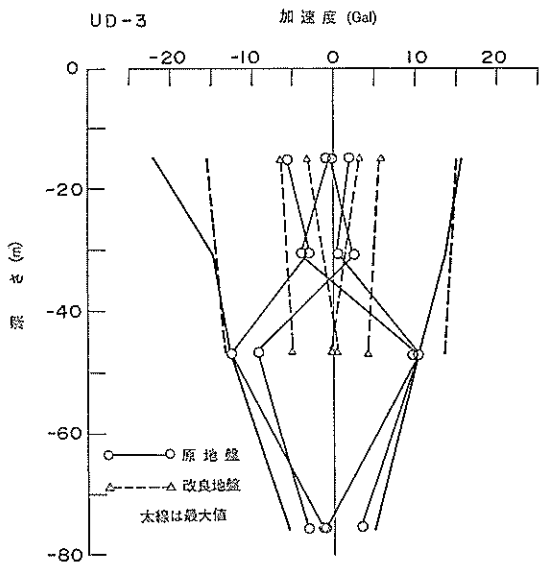


図-53 原地盤（-47m）の加速度が卓越する時の加速度分布（UD成分）

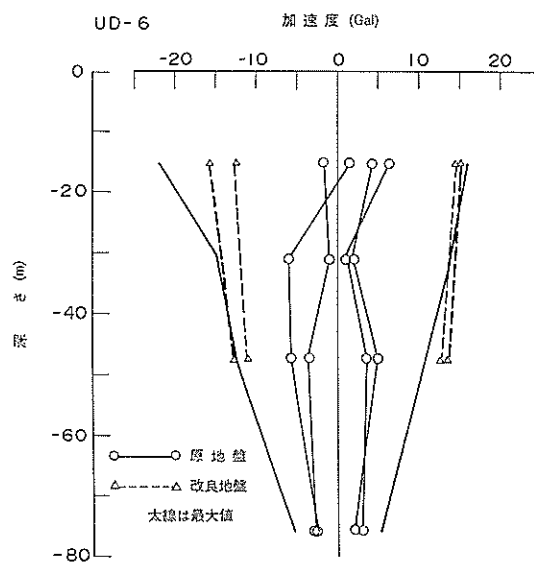


図-55 改良地盤（-47m）の加速度が卓越する時の加速度分布（UD成分）

は法線方向（LG成分）、図-52～55は上下方向（UD成分）の加速度分布を示す。各成分とも原地盤のSt.1（深さ-15.1m）とSt.3（深さ-47m）および改良地盤のSt.5（-15.1m）とSt.6（-47m）の加速度が正および負で最大値ならびに2番目に大きな値を示す時刻の他

の測点の加速度を示したものである。同時に、図には正および負の最大値分布（太線）も示した。実線が原地盤、点線が改良地盤の加速度を表す。

図-44は、粘土層表面（St.1, -15.1m）の加速度が卓越する時刻の加速度分布を示すが、原地盤の他の測点

の加速度は、太い実線で示す最大加速度と比較し、小さいことがわかる。また、改良地盤の加速度も各測点の最大加速度より小さく、粘土表層の加速度が卓越する³⁾とき、改良地盤の加速度は、最大値となっていないことがわかる。これは、改良地盤が周辺粘土層によりその挙動を抑制されているということを示している。なお、着底型改良地盤の場合、粘土表層の挙動が卓越する時刻の改良地盤の加速度は、改良地盤と接する支持砂層と同じであったが、浮き型改良地盤の場合、改良地盤の下端と同一深度の粘土層の加速度と同じではないようである。

図-45は、改良地盤下層 (St. 6, -47m) と同一深度の粘土層 (St. 3) の加速度が卓越する時刻の加速度分布である。原地盤の加速度分布は、2次または3次の振動形を示している。このように、原地盤の加速度分布が、2次または3次の振動形を示すことは、原地盤に、剛な改良地盤の動きを抑制する効果、すなわち原地盤に制震効果があることを示している。同時刻に粘土表層の加速度は、最大とはなっていない。一方、改良地盤の深さ方向の加速度をみると、-47m地点の加速度が-15.1mのそれより大きな加速度を示している。これは、同時刻の原地盤の振動形の影響と考えられる。同時に、改良地盤の加速度も改良地盤に発生する最大加速度より小さいこともわかる。

次に、改良地盤表層 (St. 5, -15.1m) の加速度が卓越する時刻の加速度分布は、図-46に示しているが、原地盤の加速度分布は、図-45に示した振動形ほど明瞭ではないが、やはり2次あるいは3次の振動形を示している。その加速度は、原地盤の最大加速度に比較して小さい。一方、改良地盤下層 (St. 6, -47m) の加速度は、改良地盤表層の加速度が卓越するときに卓越していないようである。同様に、改良地盤下層の加速度が卓越する時刻においても、図-47からわかるように改良地盤表層の加速度もその地点の最大加速度に比較し、小さな値を示している。これから、浮き型改良地盤の表層および下層の加速度は、同一時刻に最大となっていないことがわかる。このような現象は、着底型改良地盤にはみられなかった。加速度が水平に並進振動を示すとすれば、改良地盤の加速度は、深さ方向に同じと考えられる。以上のように、深さ方向の水平加速度の大きさに差がある理由として、改良地盤に作用する原地盤の地震動の大きさが深さ方向に異なっている。更に改良地盤が浮き型であるため、改良地盤にロッキング振動が卓越したことなどによると考えられる。改良地盤のロッキング振動については、4. 改良地盤の並進運動と回転運動に関する考察において述べる。

次に、岸壁法線方向 (LG 成分) の加速度分布について述べる。図-48~51は、図-44~47に示した法線直角方向 (TV) 成分と同じ測点の加速度が正、負の最大および2番目に大きな加速度を示す時刻の加速度分布を示したものである。原地盤および改良地盤の加速度分布形に、TV 成分の場合と多少の差はあるものの、原地盤と改良地盤の加速度の大きさの関係は、TV 成分の結果と同じようである。すなわち、改良地盤の挙動は、原地盤の振動形に依存し、原地盤と改良地盤の同一深度の加速度は、同一時刻に最大となっていない。法線方向は、図-8からわかるように改良地盤の長手方向になる。このような観測成分において、図-50および図-51に示されるようなロッキング振動的な観測結果が得られるのは考えにくい。しかしながら、上記の現象を、次のように考えることもできる。改良地盤には、施工上、法線方向に20~30mの間隔で施工目次を設けている。改良地盤の法線方向の観測結果は、延長の長い (例えば、1バースの場合、250m) 改良地盤のそれではなく、施工目次によって挟まれた比較的短い20~30m程度の長さの改良地盤の挙動を表し、そのため、改良地盤のLG成分にもロッキング振動が発生したと考えるわけである。

最後に、上下方向 (UD 成分) の観測結果について述べる。原地盤の加速度が卓越する時刻における改良地盤の加速度は、図-52, 53からその最大値 (太い点線) に比較して小さく、前述の水平2成分の観測結果と同じであることがわかる。一方、改良地盤の表層および下層の上下動は、図-54, 55にわかるように同時刻に卓越している。また、その加速度の大きさを、同一深度の原地盤のそれと比較すると、改良地盤の加速度の方が大きくなっている。これは、浮き型改良地盤の上下動には、原地盤の上下動の影響と共に、改良地盤のロッキング振動による上下動が大きな比重を持っていると考えられる。

以上の観測結果から、浮き型改良地盤の加速度応答は、原地盤の振動形の影響を受け、同一深度における改良地盤と原地盤の加速度は、同一時刻に最大値を示さない。この現象は、浮き型改良地盤の場合、改良地盤の最大地震力と改良地盤に作用する最大動土圧には位相のずれがあることを示している。また、改良地盤の深さ方向の水平加速度は、同一時刻に最大とならない。これは、原地盤の振動形の影響とともに、改良地盤が軟弱な粘土層と接する浮き型であるため、改良地盤にロッキング振動が卓越したためと考えられる。

3.2 改良地盤の周波数応答特性

(1) 変位応答

3.1では、改良地盤の挙動を加速度によって検討し、

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

改良地盤の地震時挙動を把握した。本項では、改良地盤の挙動を加速度記録を2回積分して求められる変位記録によって検討する。加速度記録を2回積分して求められる変位波形は、加速度波形を積分するときに生じる低振動数成分の誤差を取り除くフィルターのシャ断振動数によって変化する。本報告では、各測点間の変位の大きさの比較が目的であるため、港湾地域の地震観測で使用されている固定フィルター法（6秒フィルター）を用いて変位波形を求めた¹⁶⁾。図-56～58は、YDN-3の法線直角方向（TV成分）、法線方向（LG成分）、上下方向（UD成分）の変位波形である。各図とも、第1段目が-15.1m、第2段目が-31m、第3段目が-47mの深度における原地盤の変位波形（実線）と改良地盤の変位波形（点線）を重ね書きして示したものである。ただし、改良地盤には、各図の中段の実線で示す原地盤（St. 2, -31m）と同じ深度に地震計が設置されていないので、点線で示す改良地盤の変位波形は、各図とも第1段目の点線で示す St. 5（-15.1m）の変位波形とした。

原地盤の改良地盤の変位波形の比較は、図-41～43に示した加速度波形の場合と異なり地震記録の50秒間にわ

たっている。変位記録によると、改良地盤の動きは、原地盤とほぼ同じで、改良地盤固有の振動がみられない。このような現象は、加速度波形にはみられなかったことである。原地盤および改良地盤の各深度の変位振幅を比較すると、各成分とも、わずかではあるが浅いと原地盤の方が改良地盤より大きく、深いと両者は近くなるようである。このような浮き型改良地盤の変位応答特性は、埋立地などの比較的軟弱な地盤に建設される大型地下タンクの変位応答特性とよく似ている¹⁷⁾。なお、大型地下タンクの場合、変位とともに加速度の卓越振動数も、その周辺地盤のそれと一致するといわれている。改良地盤の場合は、本項においてわかるように変位の卓越振動数は、原地盤のそれと一致するようであるが、加速度の卓越振動数は、前項にて述べたように必ずしも一致せずに改良地盤固有の振動がみられた。これは、大型地下タンクの質量は、周辺地盤のそれに比較して小さく、地盤によって地下タンクが動振しにくいためと考えられる。一方、質量が原地盤とほぼ同じである改良地盤の場合、加速度波形にみられたように比較的高い振動数に対しては、改良地盤固有の応答もみられたと考えられる。改良

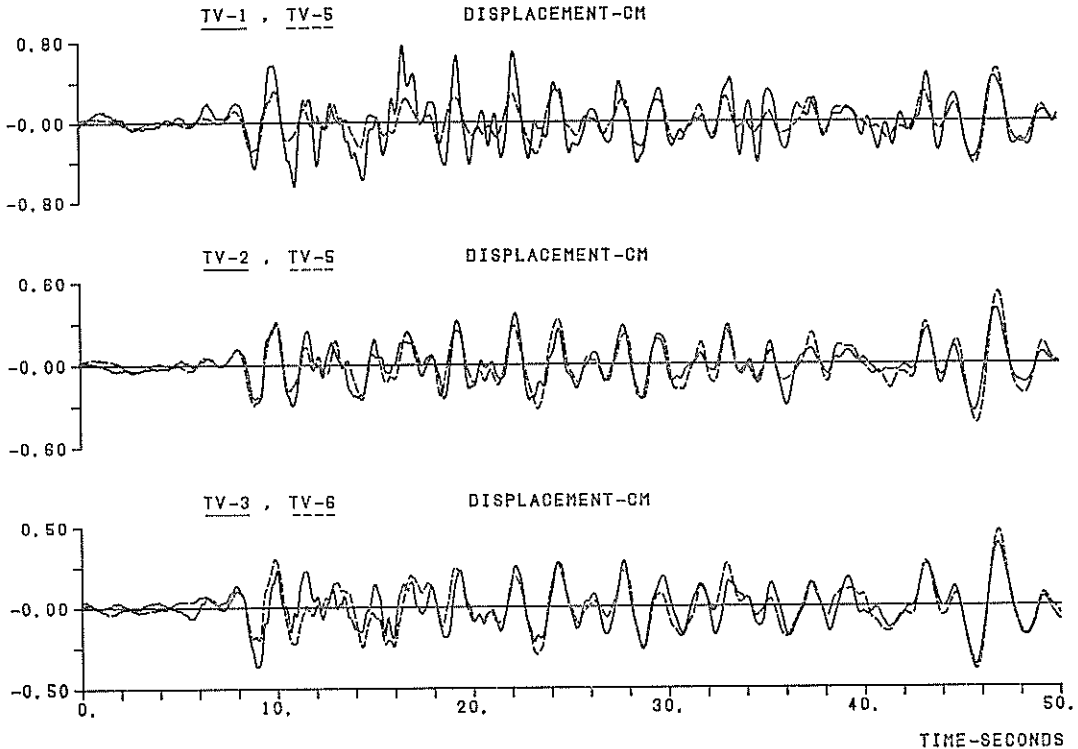


図-56 原地盤と改良地盤の変位波形の比較（TV成分）

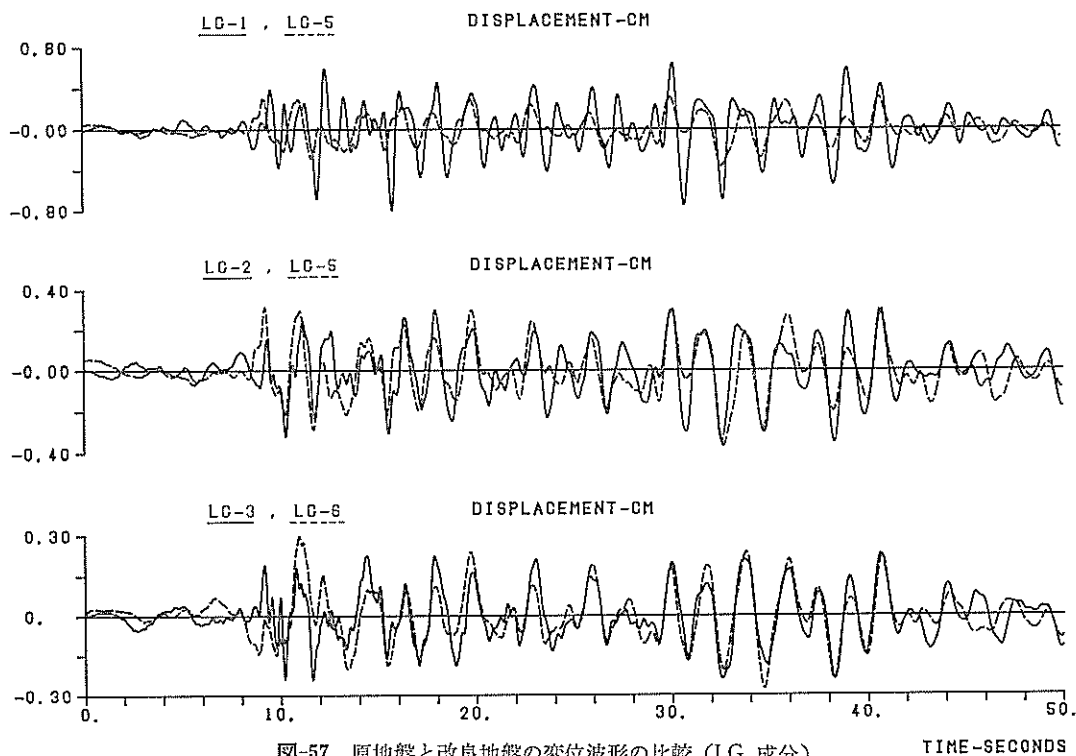


図-57 原地盤と改良地盤の変位波形の比較 (LG 成分)

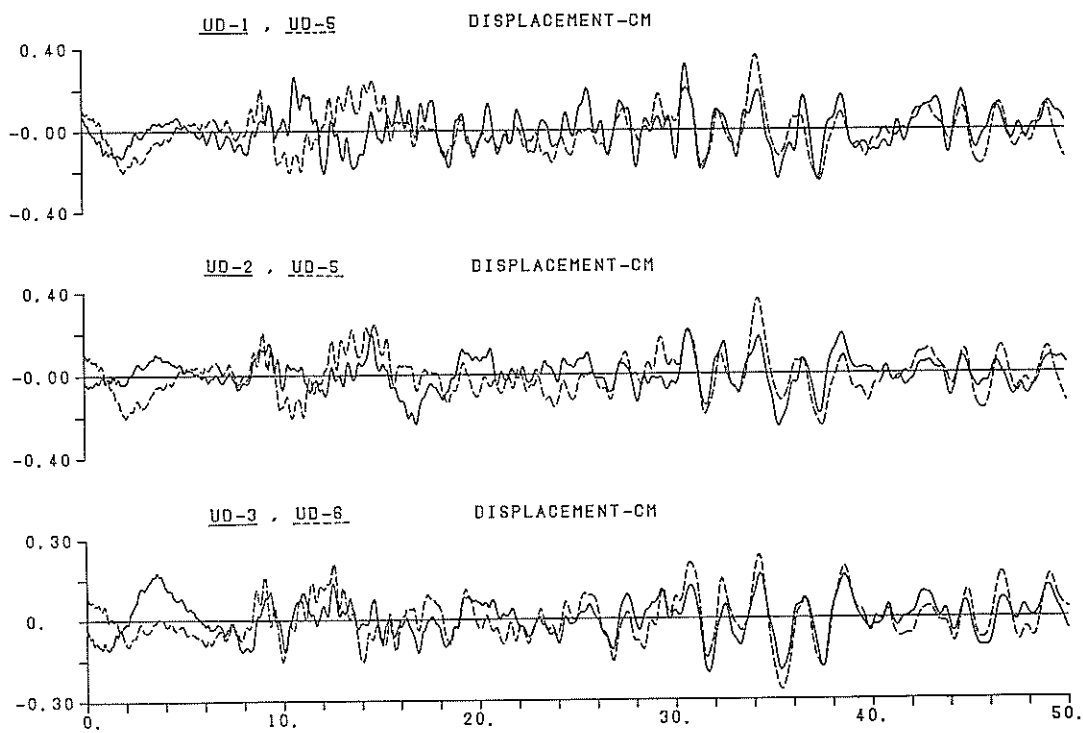


図-58 原地盤と改良地盤の変位波形の比較 (UD 成分)

地盤の周波数領域でみた地震応答特性は、次項で述べる。

(2) 周波数伝達関数による検討

原地盤および改良地盤の地震時挙動を地震動の加速度記録および変位記録の波形あるいは振幅の大きさによって検討し、その特性を把握した。一般に、地震動の特性は、加速度波形や最大加速度の大きさによって異なることが知られている。本報告でもいろいろな地震で観測された地震動の最大加速度で検討を試み、また、波形による検討も、観測地震波の中で最大加速度が最も大きかった地震波によって行った。地震波は、種々の振動周期の波の合成波と考えられる。このような地震波のエネルギーは、地震の規模、震央距離、また検討地盤の振動特性などによって異なる。したがって、3.1 (2)同一時刻の加速度による検討にて述べた改良地盤の挙動は、単にYDN-3 という地震波に対する結果とも考えられる。そこで、YDN-3 を含む複数の代表的な地震波によって加

速度記録の周波数特性および原地盤および改良地盤の周波数伝達特性を検討してみる。検討に用いた観測成分は、法線直角方向 (TV 成分) である。

図-59 (1)~(7) は、各測点で得られた複数の地震動の加速度のパワースペクトルを重ね書きしたものである。各測点の位置は、図中の黒丸で示す。パワースペクトルの形状は、地震によって異なっている。特に、図-59 (4) に示す基盤でのパワースペクトルにその差が顕著である。これは、地震の規模、震央距離などが異なっているためである。一方、地震は異なっても振動する地盤は同じである。したがって、基盤に入射した地震波が、基盤上の表層地盤を伝播する基本的な特性は、地震が異なっても大きく変わらないと考えられる。そこで、図-59 に示したパワースペクトルを持つ地震の基盤 (St.4) に対する各測点の周波数伝達特性を検討してみる。その結果を図-60 (1)~(6) に示す。図中、例えば、図-60 (1) に示す TV-1/TV-4 は、観測成分が TV 成分で基盤 (St.4) に対す

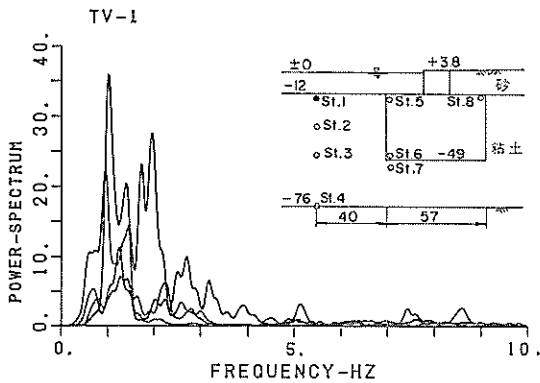


図-59-1 現地盤のパワースペクトル (TV-1)

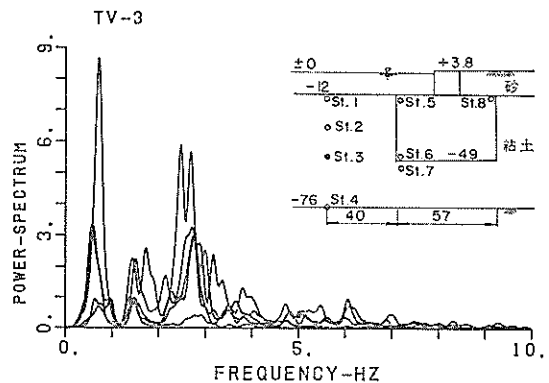


図-59-3 現地盤のパワースペクトル (TV-3)

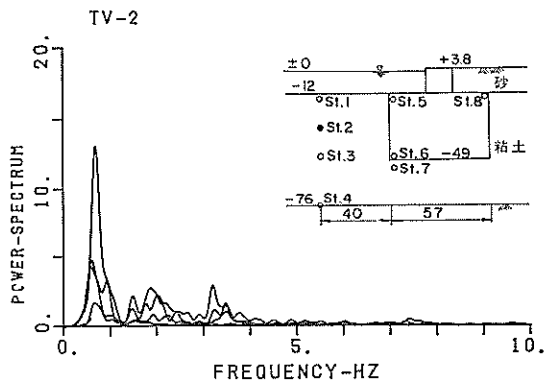


図-59-2 現地盤のパワースペクトル (TV-2)

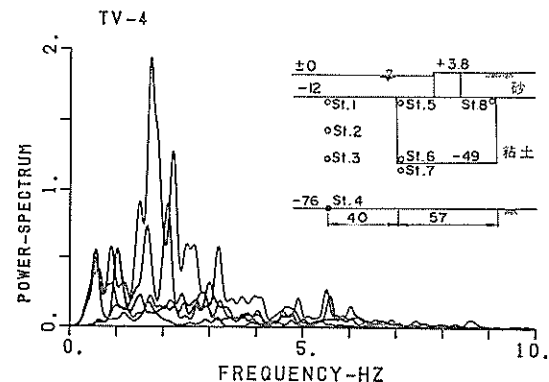


図-59-4 現地盤のパワースペクトル (TV-4)

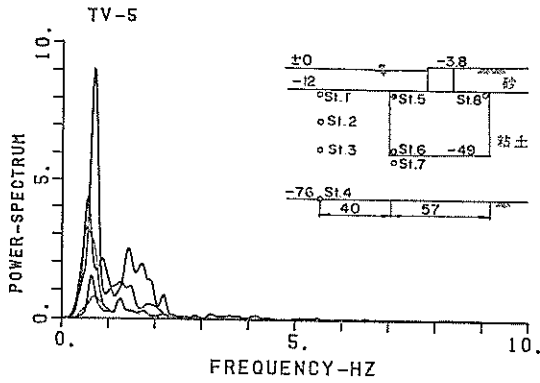


図-59-5 改良地盤のパワースペクトル (TV-5)

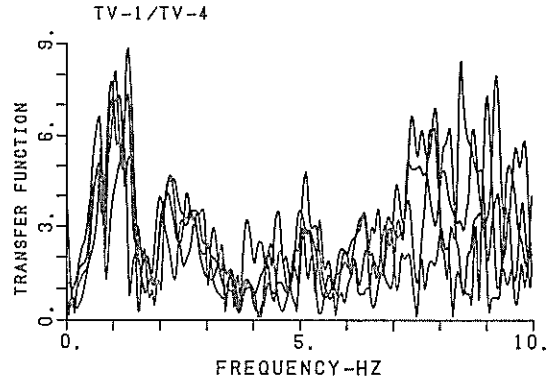


図-60-1 基盤加速度に対する現地盤の周波数伝達関数 (TV-1/TV-4)

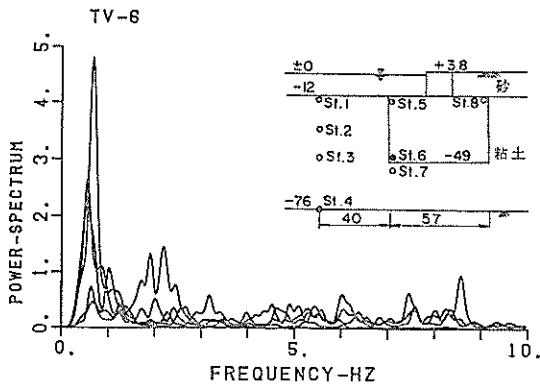


図-59-6 改良地盤のパワースペクトル (TV-6)

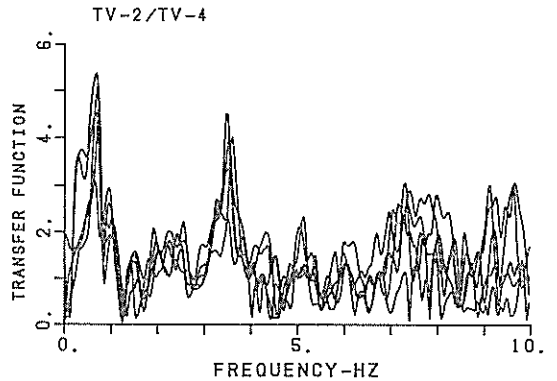


図-60-2 基盤加速度に対する現地盤の周波数伝達関数 (TV-2/TV-4)

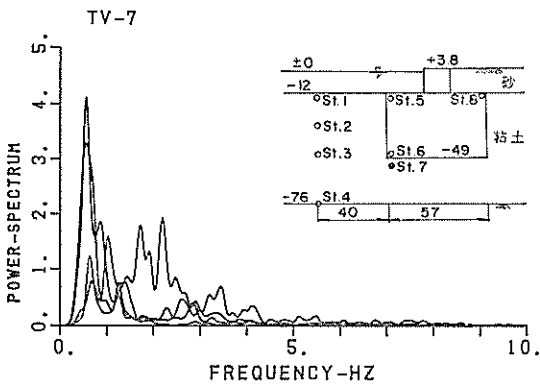


図-59-7 改良地盤下の粘土層のパワースペクトル (TV-7)

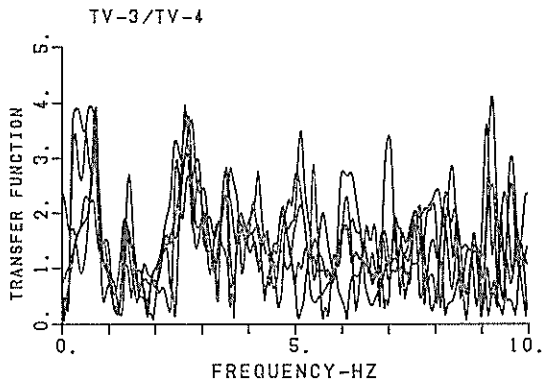


図-60-3 基盤加速度に対する現地盤の周波数伝達関数 (TV-3/TV-4)

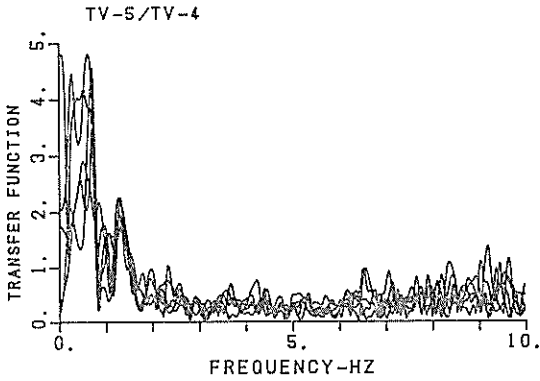


図-60-4 基盤加速度に対する改良地盤の周波数伝達関数 (TV-5/TV-4)

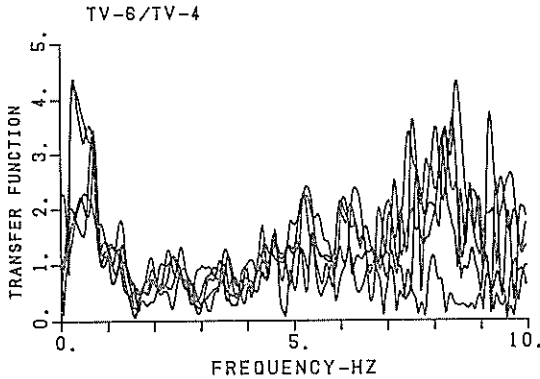


図-60-5 基盤加速度に対する改良地盤の周波数伝達関数 (TV-6/TV-4)

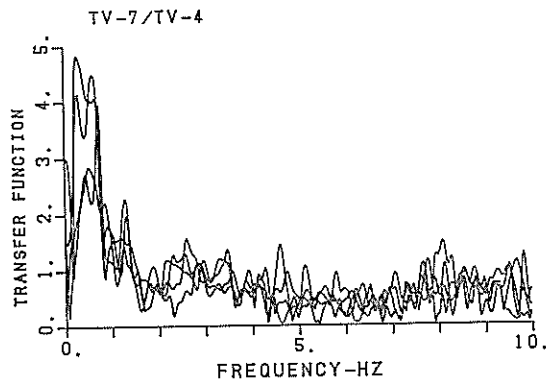


図-60-6 基盤加速度に対する改良地盤下の粘土層の周波数伝達関数 (TV-7/TV-4)

る原地盤 (St.1) の伝達関数を表す。原地盤の伝達関数 (図-60(1)~(3), (6)) および改良地盤のそれ (図-60(4), (5)) は、卓越振動数を持っており、その卓越振動数は、地震によって余り差がないことがわかる。また、伝達関数の分布形状も地震によって大きく変っていない。したがって、図-59 に示した各測点 (基盤 (St.4) は除く) のスペクトルの差は、基盤に入射した地震波の振動数特性の違いによるものであることがわかる。そこで、本項では、原地盤および改良地盤の振動特性を基盤 (St.4, -76m) に対する各測点の周波数伝達関数を検討することによって明らかにしてみる。検討は、図-60 に示したように各地震波の伝達関数を用いて行うのがよいと考えられるが、複数の地震波の伝達関数を用いると図が煩雑

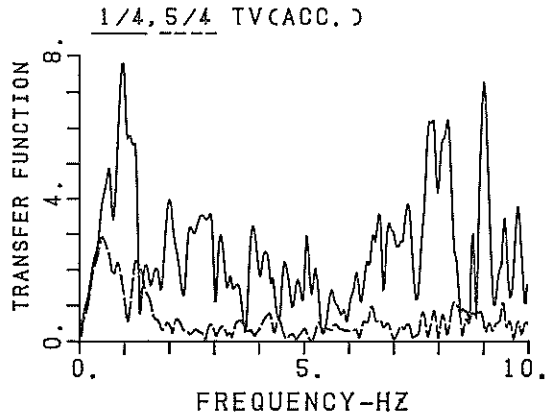


図-61-1 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (TV 成分, -15.1m)

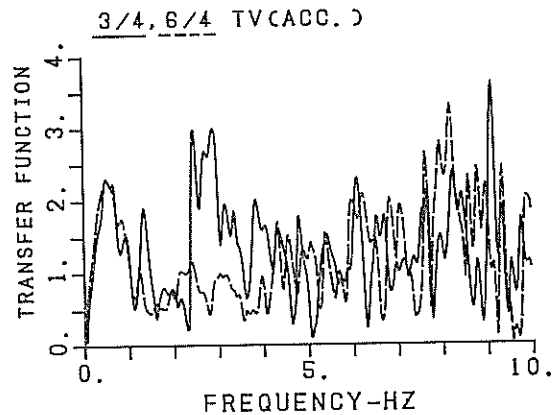


図-61-2 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (TV 成分, -47m)

になること、ならびに各測点間の伝達関数が地震によって大きく変わっていないことから、今までと同じく YDN-3 の地震によって行った。

図-61 (1), (2) は、同一深度の原地盤と改良地盤の基盤に対する周波数伝達関数である。図-61 (1) が深度-15.1 m の結果で、実線が原地盤、点線が改良地盤を表す。図中の 1/4, 5/4 TV (ACC.) は、観測成分が TV 成分で、St. 4 に対する St. 1 および St. 5 の加速度の周波数伝達関数を意味する。同様に、図-61 (2) は、深度-47m の結果である。図-61(1)から、改良地盤表層 (-15.1m) の伝達関数 (点線) は、0.5, 1.2Hz 付近に卓越振動数がみられるのみで、高い振動数の伝達関数の値は小さいことがわかる。したがって、浮き型改良地盤は、低い振動数の地震波にตอบสนองする傾向があると考えられる。一方、実線で示す原地盤の伝達関数には、1.0, 2.0 2.7 Hz 付近に卓越振動数がみられ その関数の値は改良地盤より大きい。図-61 (2) は 改良地盤下層と同じ深度-47m の原地盤に対する結果である。原地盤と改良地盤の 1 次固有振動数は、共に 0.5Hz で、振幅もほぼ等しい。振動数が、1 次固有振動数以上になると、実線で示す原

地盤の伝達関数が大きくなる振動数がある。特に、2.7 ~ 3 Hz にそれが顕著である。これら図から、以下のことがわかる。0 ~ 1 Hz の低振動数領域における改良地盤の挙動は、原地盤とほぼ同じであるが、振動数が 1 Hz 以上になると改良地盤の応答は、原地盤より小さくなる。これから、0 ~ 1 Hz の振動数が卓越する波形は、変位波形、2.7 ~ 3 Hz の振動数が卓越する波形は、加速度波形であることが推察される。そこで、これら振動数領域における基盤での加速度のパワースペクトルを検討してみる。TV 成分の基盤でのパワースペクトルは、図-59 (4) に示したとおりである。この図からわかるように、基盤における加速度の卓越した振動数領域は、2 Hz 前後にある。したがって、改良地盤の加速度応答は、この振動数領域において原地盤と異なっている。次に、振動数領域が 1 Hz 以下について検討する。基盤における変位波形を 図-62 に示すが、1 段目に示す TV 成分の変位波形からその卓越振動数は 1 Hz 以下のようである。したがって、同一深度の改良地盤と原地盤の変位は、図-61 に示した伝達関数からほぼ一致することが予想される。この結果は、図-56 に示した同一深度の変位波形の

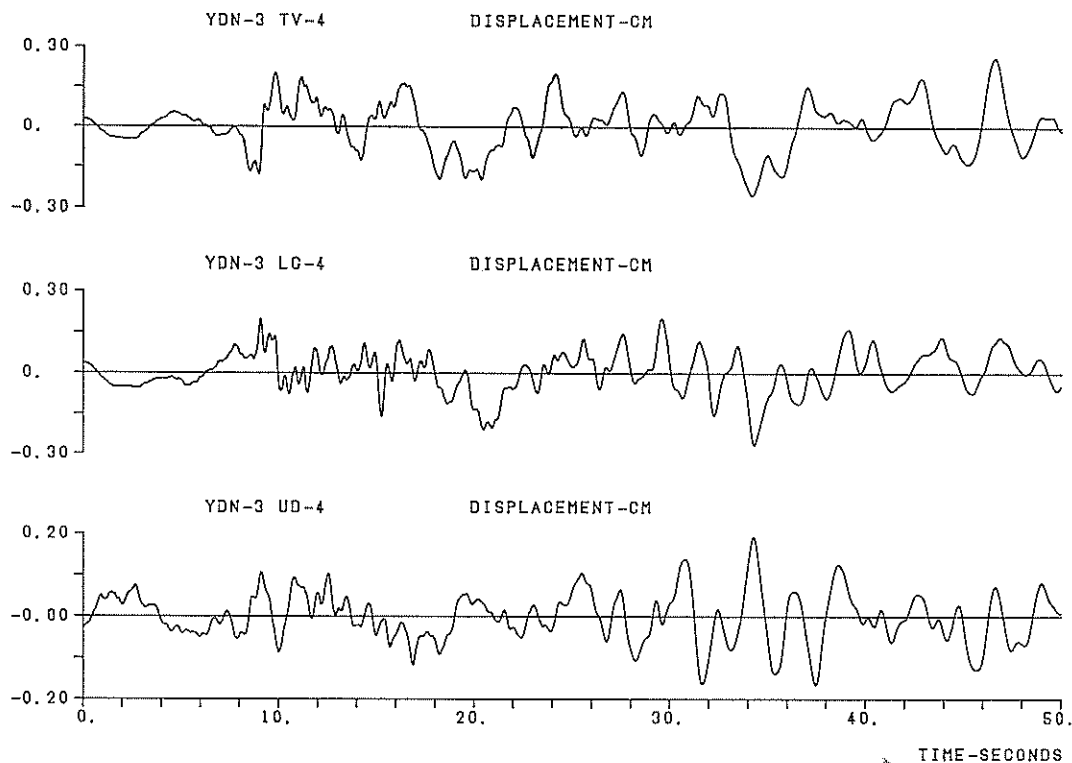


図-62 同一深度の原地盤と改良地盤の変位波形の比較 (YDN-3, TV 成分)

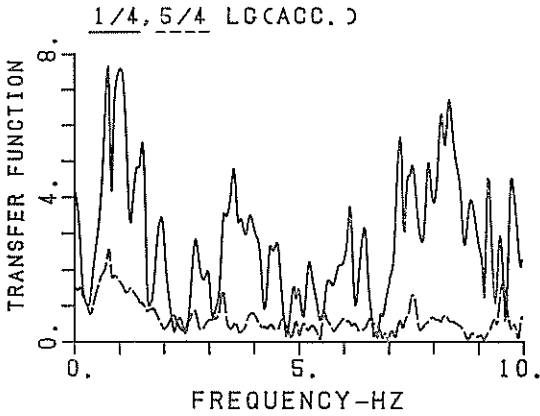


図-63-1 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (LG成分, -15.1m)

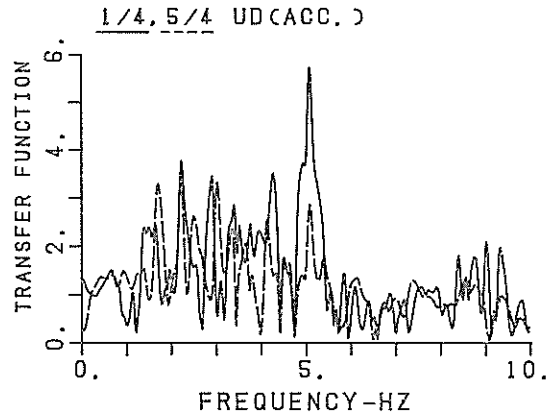


図-63-3 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (UD成分, -15.1m)

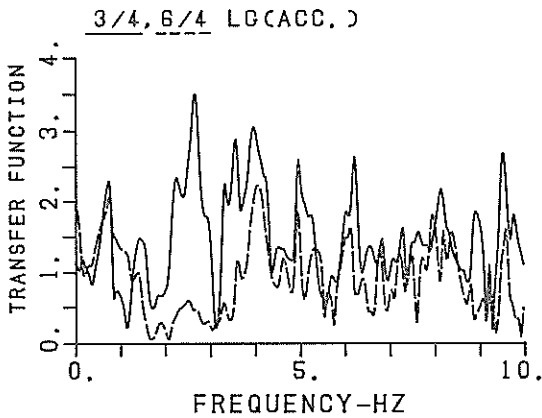


図-63-2 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (LG成分, -47m)

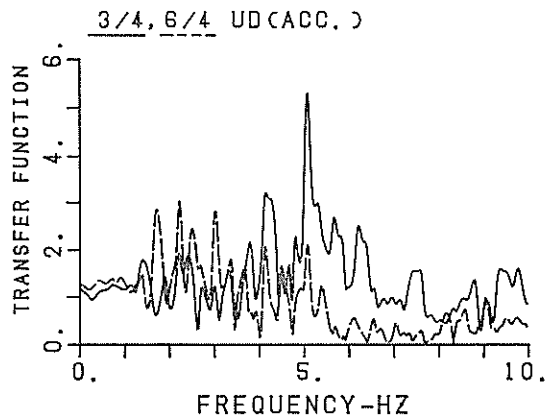


図-63-4 同一深度の原地盤と改良地盤の伝達関数の比較 (UD成分, -47m)

比較結果からも明らかである。以上は、観測成分が法線直角方向 (TV 成分) の場合の周波数伝達関数の特性に関する結果であったが、観測成分が法線方向 (LG 成分)、上下方向 (UD 成分) の場合も、多少の差はあるものの、図-63 (1)~(4) の伝達関数ならびに図-57, 58 に示す同一深度の変位波形から、TV 成分と同様な結論を得ることができる。

浮き型改良地盤の挙動を振動数領域で分類すると、低振動数領域では原地盤と同一挙動を示すが、振動数領域が高くなると原地盤と異なった挙動を示す。この現象は、前者が変位波形、後者が加速度波形にみることができる。したがって、改良地盤の耐震性を検討する場合、周辺地盤の変形による動的土圧の他に改良地盤の慣性力

も無視できないと考えられる。

3.3 改良地盤の剛体運動特性

改良地盤の原地盤に対する振動性状は、前項までに報告した。本項では、改良地盤の剛体としての振動を考察してみる。改良地盤内には、図-6に示したように3個の地震計が同一深度、同一鉛直線上に配置されている。この3個の地震計で観測された加速度記録から、改良地盤の剛体運動を考察してみる。地震記録は、YDN-3である。

図-64は、同一鉛直線上の St.5 (-15.1m) と St.6 (-47m) の加速度波形を重ね書きしたものである。加速度記録は、主要動の10秒間で、上段から法線直角方向 (TV 成分)、法線方向 (LG 成分)、上下方向 (UD 成

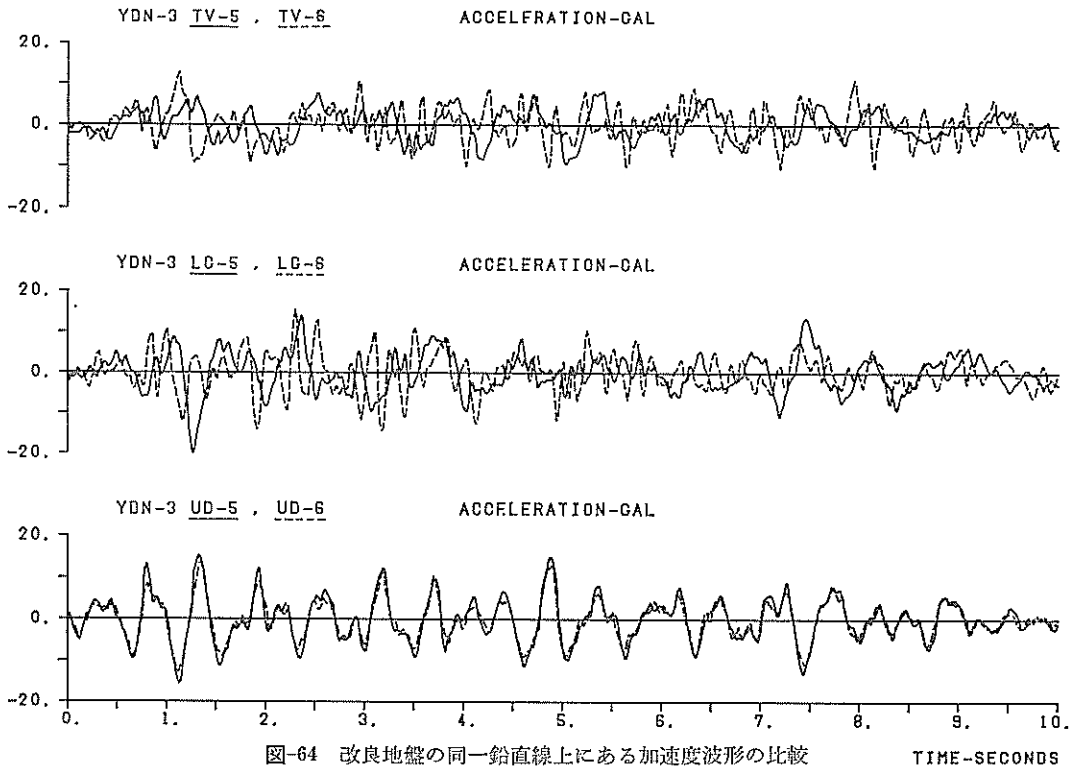


図-64 改良地盤の同一鉛直線上にある加速度波形の比較

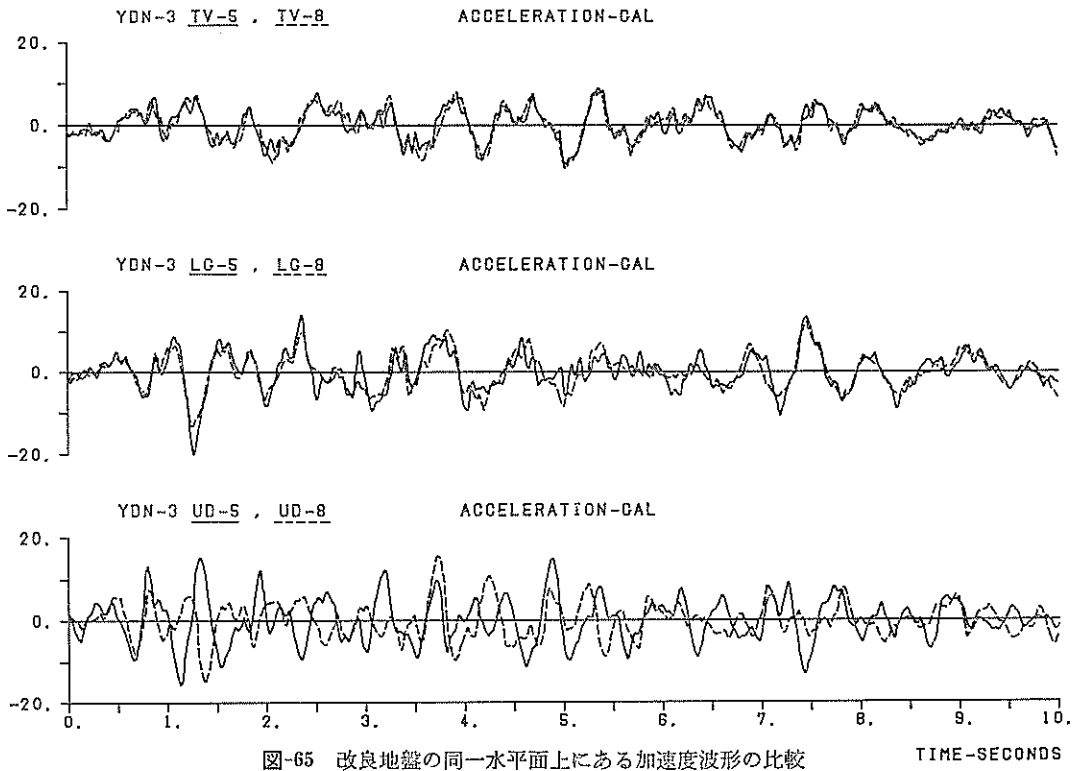


図-65 改良地盤の同一水平面上にある加速度波形の比較

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

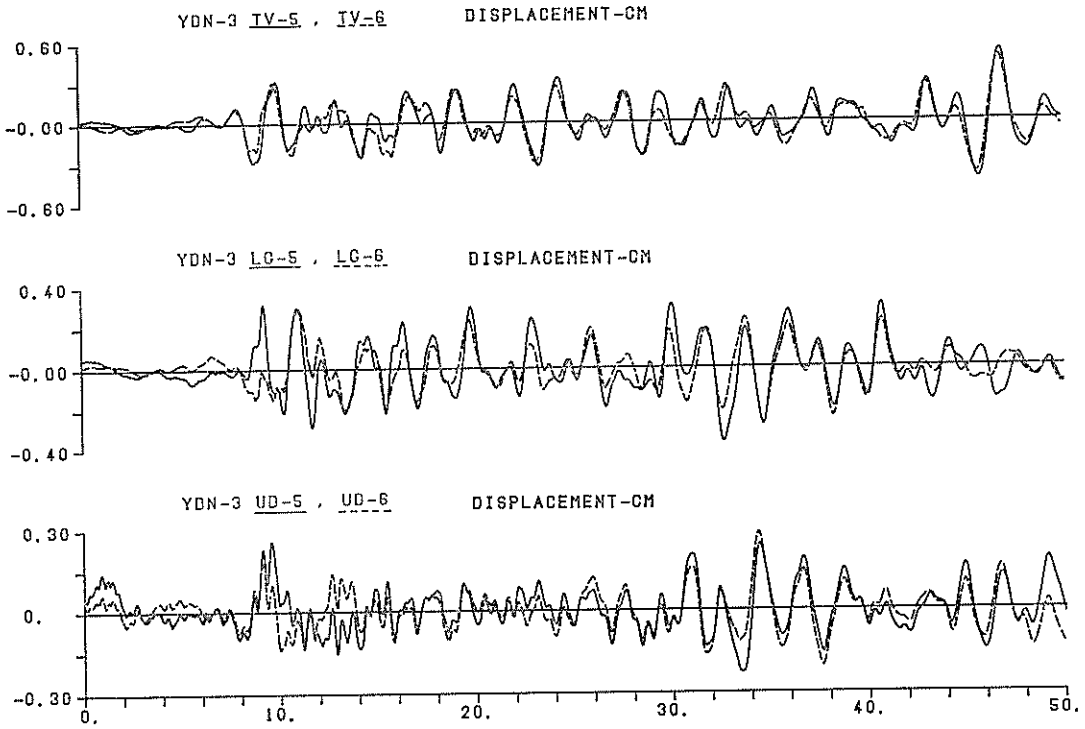


図-66 改良地盤の同一鉛直線上にある変位波形の比較

TIME-SECONDS

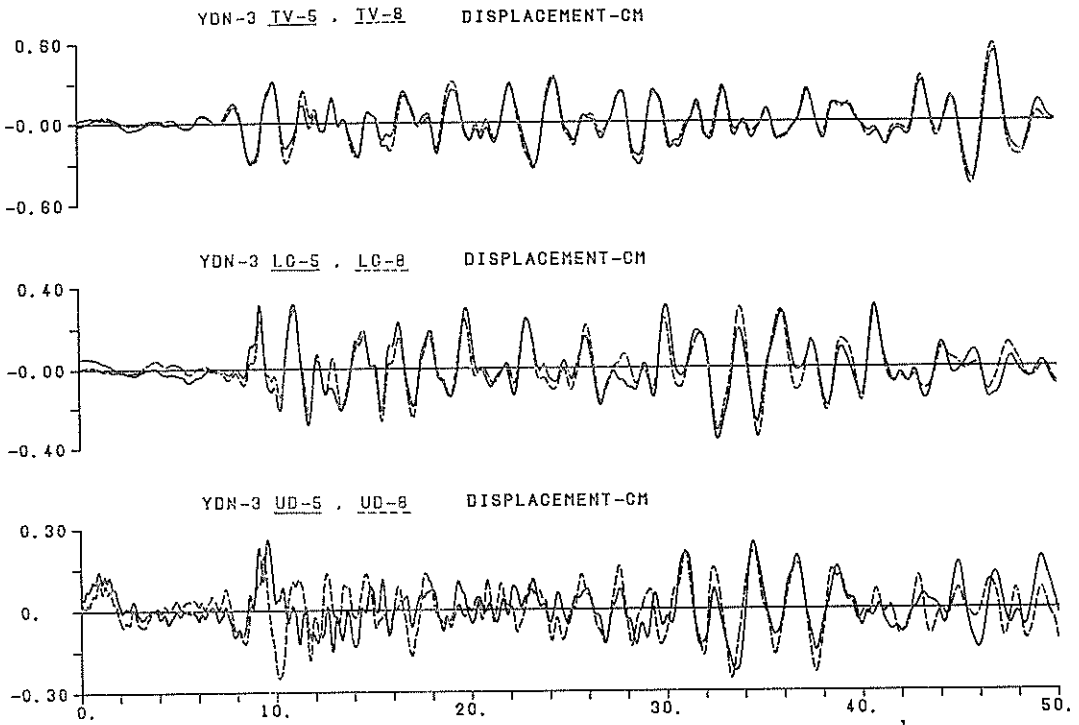


図-67 改良地盤の同一水平面上にある変位波形の比較

TIME-SECONDS

分)を表し、実線が St.5, 点線が St.6 の波形である。図-65は、同一深度(-15.1m)の St.5 と St.8 の加速度波形を比較したものである。図の見方は、図-64 と同じである。この2つの図から、次のことがわかる。図-64 に示す同一鉛直線上にある St.5 と St.6 の水平成分の加速度波形(1段目および2段目)には位相差をみることができるが、3段目の上下方向の加速度波形には位相差がほとんどない。一方、図-65 に示す同一深度にある St.5 と St.8 の水平成分の加速度波形(1段目および2段目)には逆に位相差がほとんどないが、上下方向の加速度波形に位相差をみることができる。これら観測結果から、改良地盤にはロッキング振動が発生し、その回転中心が改良地盤内にあることを示している。

以上は、加速度波形によって改良地盤本体の挙動を考察してみたが、次に、変位波形によって同様の検討を行ってみる。

図-66は、図-64 に示した同一鉛直線上の加速度波形に対応する変位波形である。変位波形による検討は、50秒間の記録で行った。図-67は、同様に図-65 に示した同一深度の加速度波形に対応する変位波形である。変位波形からは、加速度波形にみられたような明りょうな改良地盤のロッキング運動はみられない。すなわち、変位からみると、改良地盤は、ロッキング振動より並進運動が卓越しているということを示している。

以上、改良地盤本体の挙動を加速度波形および変位波形から考察してみたが、図-64, 65 の加速度波形と図-66, 67 の変位波形を比較すると明らかに加速度波形の振動周期の方が小さいことがわかる。すなわち、ロッキング振動は短周期の加速度波形に、並進運動は比較的長周期の変位波形において卓越するということがわかる。

4. 改良地盤の並進運動と回転運動に関する考察

剛体化した改良地盤の挙動を加速度記録および変位記録から検討し、改良地盤の原地盤に対する動的特性を考察するとともに、改良地盤にはロッキング振動(回転運動)が発生していることを確認した。しかしながら、剛体化した改良地盤内の地震計によって記録される水平成分および上下成分の加速度記録には、改良地盤の水平および上下方向の並進運動にともなう加速度の他に、改良地盤がロッキング振動することによって発生する水平および上下方向の加速度も含まれている。本章では、改良地盤で観測された加速度記録を、改良地盤の並進運動とロッキング振動に分離し、各々の振動特性を考察してみる。

4.1 並進運動と回転運動²⁰⁾

ここでいう剛体運動とは、図-68 に示されるようにその運動を並進運動と回転運動に分離できる運動を言う。図中の点線が振動前、実線が振動後の剛体の位置を表す。剛体運動は、図に示されるように、剛体が移動した場合、その移動量は、並進運動の図に示される u_G (X成分) と v_G (Y成分) の移動量と回転運動の図に示される剛体中心回りの回転角 θ によって表現することができる。今、振動前の剛体の重心が座標原点(0, 0)にあり、剛体内の任意点 P が (x_P, y_P) にあるものとする。

(1) 剛体の並進運動

時刻 t における剛体の重点 G の位置が、 (u_G, v_G) にあるとすれば任意点 P は、 $P'(x_P + u_G, y_P + v_G)$ にある。

振動前の位置に対する変位ベクトル \overline{PP}' は、

$$\overline{PP}' = (u_G, v_G) \quad (1)$$

となる。

(2) 剛体の回転

運動時刻 t において、剛体が重心回りに θ だけ回転すると剛体の任意点 P (x_P, y_P) は、 $P''(X, Y)$ に移動する。

ここに、 (X, Y) は次のとおりである。

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\theta & -\sin\theta \\ \sin\theta & \cos\theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_P \\ y_P \end{pmatrix} \quad (2)$$

振動前の位置に対する変位ベクトル \overline{PP}'' は、

$$\overline{PP}'' = ((\cos\theta - 1) \cdot x_P - y_P \cdot \sin\theta, x_P \cdot \sin\theta + y_P \cdot (\cos\theta - 1)) \quad (3)$$

となる。ここで、剛体の回転角 θ が微小であると仮定すると、 \overline{PP}'' にて示される変位ベクトルは

$$\overline{PP}'' = (-y_P \cdot \theta, x_P \cdot \theta) \quad (4)$$

と書きかえることができる。

(3) 剛体運動

剛体運動は、並進運動と回転運動の和と定義される。したがって、剛体内の任意点 P の振動前に対する振動後の変位ベクトルは、前述の並進運動および回転運動にともなう変位ベクトルの和から求めることができる。すなわち、

$$\begin{aligned} \overline{PP}' + \overline{PP}'' &= (U_P, V_P) \\ &= (u_G - y_P \cdot \theta, v_G + x_P \cdot \theta) \end{aligned} \quad (5)$$

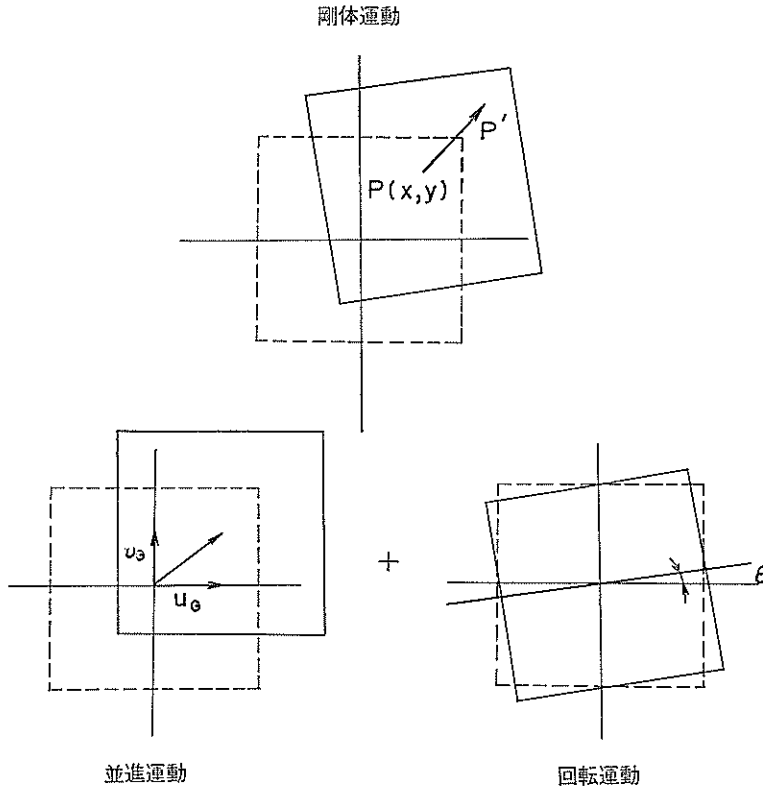


図-68 剛体運動の定義

である。ここに、 (U_p, V_p) は、剛体内の任意点 P の振動後の X 成分および Y 成分の位置を表す。

以上が剛体運動に関する一般式であるが、一般に、地震動記録は加速度記録によって表示されることが多い。そこで、任意点 P の変位ベクトルを加速度ベクトルで表示しておく。加速度ベクトルは以下のようになる。

$$(\dot{U}_p, \dot{V}_p) = (\dot{u}_G - y_p \cdot \ddot{\theta}, \dot{v}_G + x_p \cdot \ddot{\theta}) \quad (6)$$

この式により、地震観測で得られる改良地盤の水平加速度 (\dot{U}_p) と上下加速度 (\dot{V}_p) は、並進運動による加速度 (\dot{u}_G, \dot{v}_G) と回転運動による加速度 $(-y_p \cdot \ddot{\theta}, x_p \cdot \ddot{\theta})$ に分離することができる。

4) 計算式

式-(6)を用いて剛体の並進運動と回転運動による加速度を推定する場合、既知数が 2、未知数が 3 であるため一義的に決定できない。そこで、剛体中にある N か所の加速度記録を用いて、最小二乗法によって求めた。 N か所 ($N \geq 2$) 中の n 番目の観測点の水平および上下方向の加速度 (\dot{U}_n, \dot{V}_n) は、並進加速度 (\dot{u}_G, \dot{v}_G) と回転加

速度 $(-y_n \cdot \ddot{\theta}, x_n \cdot \ddot{\theta})$ を用いて、次式で表される。

$$\begin{aligned} \dot{U}_n &= \dot{u}_G - y_n \cdot \ddot{\theta} + r_{un} \\ \dot{V}_n &= \dot{v}_G + x_n \cdot \ddot{\theta} + r_{vn} \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 r_{un}, r_{vn} は誤差項を表す。式-(7)に含まれる誤差は、地震観測の加速度記録に含まれるデータのばらつきによる誤差の他に、改良地盤が完全な剛体運動をしなかった場合などに生ずるものと考えられる。

並進および回転運動の各時刻の加速度は、式-(7)を各時刻ごとに最小二乗法を適用して求める。なお、本報における、剛体すなわち改良地盤内の観測点 N は、 $N = 3$ である。

4.2 解析結果

解析に用いた改良地盤の断面は、図-69 に示すように改良地盤の底面と改良地盤の両側面で囲まれた範囲で、改良地盤上のケーソンおよび裏埋土を含む。振動時には、この範囲(改良地盤系という)が剛体的に挙動すると仮定している。計算に先だち、この改良地盤系の重心位置および各地震計の重心に対する座標値を算定した。

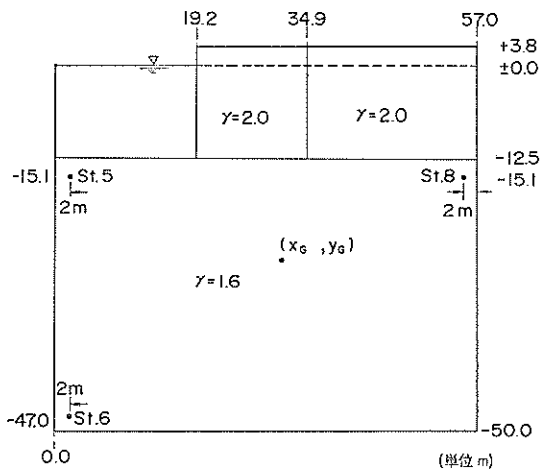


図-69 改良地盤系の範囲

解析に用いた地震は、YDN-3である。以下に計算結果を述べる。

図-70は、St.5(-15.1m)の法線直角方向(TV成分)と上下方向(UD成分)の観測加速度波形から得られた並進運動および回転運動の加速度波形である。図中の2段目と3段目の加速度波形は、1段目のTV成分の観測加速度波形を並進運動の水平成分と回転運動に伴う水平成分に分離した加速度波形である。同様に、5段目と6段目は、4段目に示すUD成分の観測加速度波形を並進運動の上下成分と回転運動の上下成分に分離したものである。図-70から改良地盤の回転運動にともなう水平および上下成分の加速度は、並進運動によるそれと比較して小さくないことがわかる。特に、回転運動にともなう上下方向の加速度(6段目)は、5段目に示す並進運動の上下方向の加速度とほぼ等しく、ロッキング振動の影響が大きい。

図-71は、改良地盤内のSt.5, 6, 8の観測地震波のパワースペクトルならびに並進運動と回転運動に分離した加速度波形のパワースペクトルである。

図-71に示す \ddot{U} , \ddot{V} は、水平および上下方向の観測加

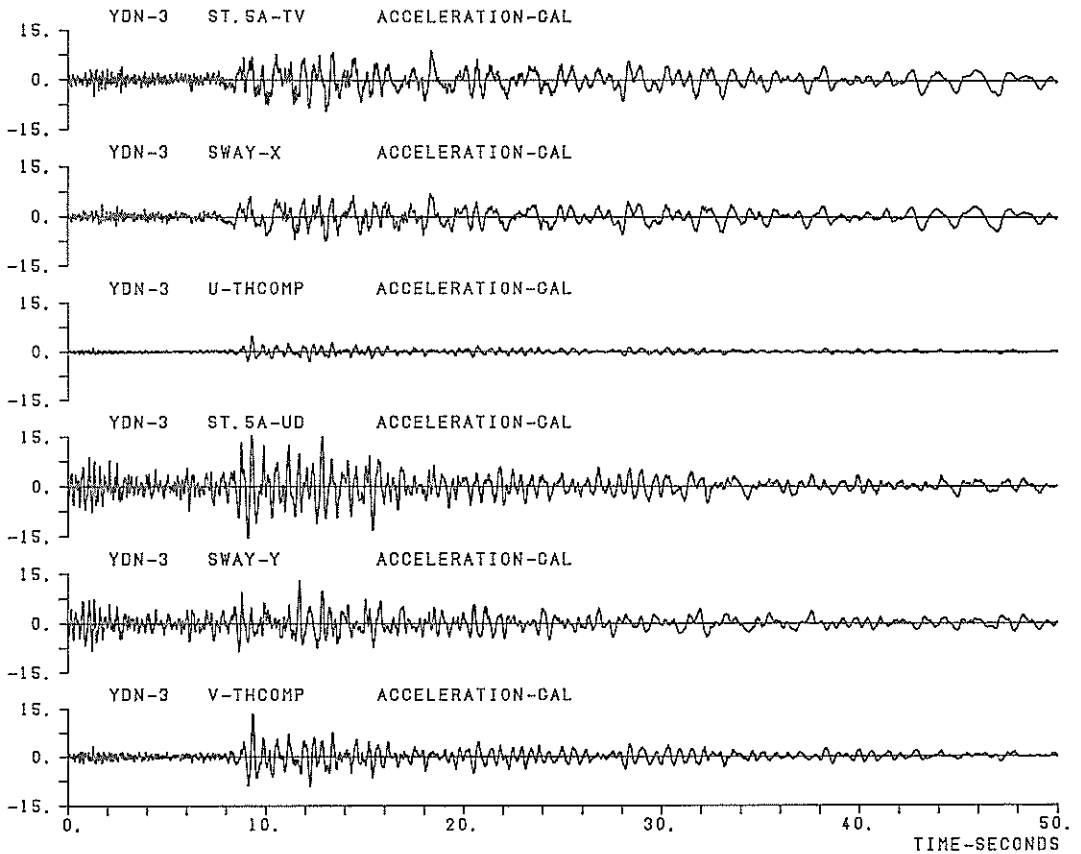


図-70 改良地盤の観測加速度波形および観測波形に占める並進、回転成分の加速度波形

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動

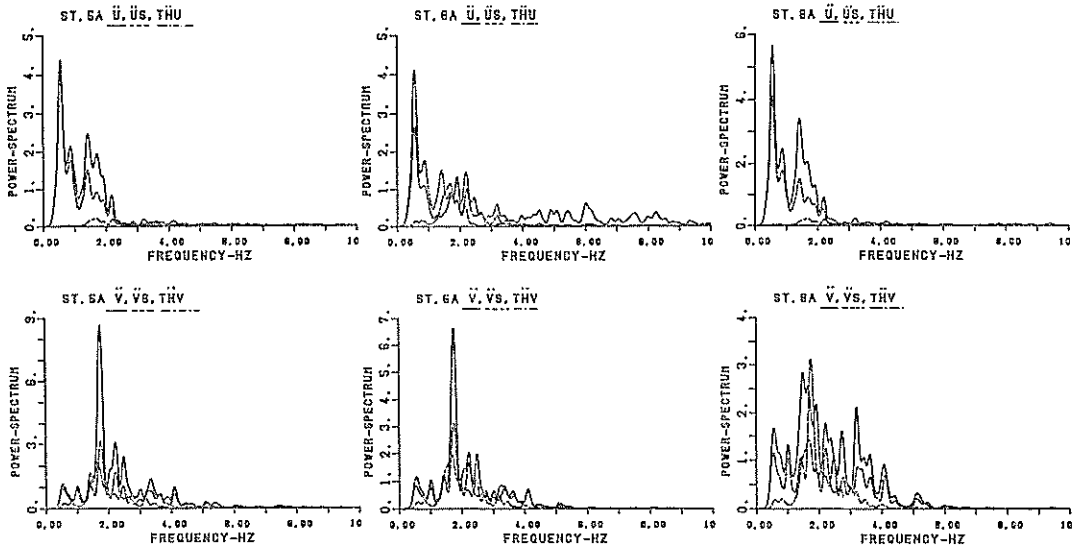


図-71 改良地盤の観測加速度波形および観測波形に占める並進、回転成分のパワースペクトル

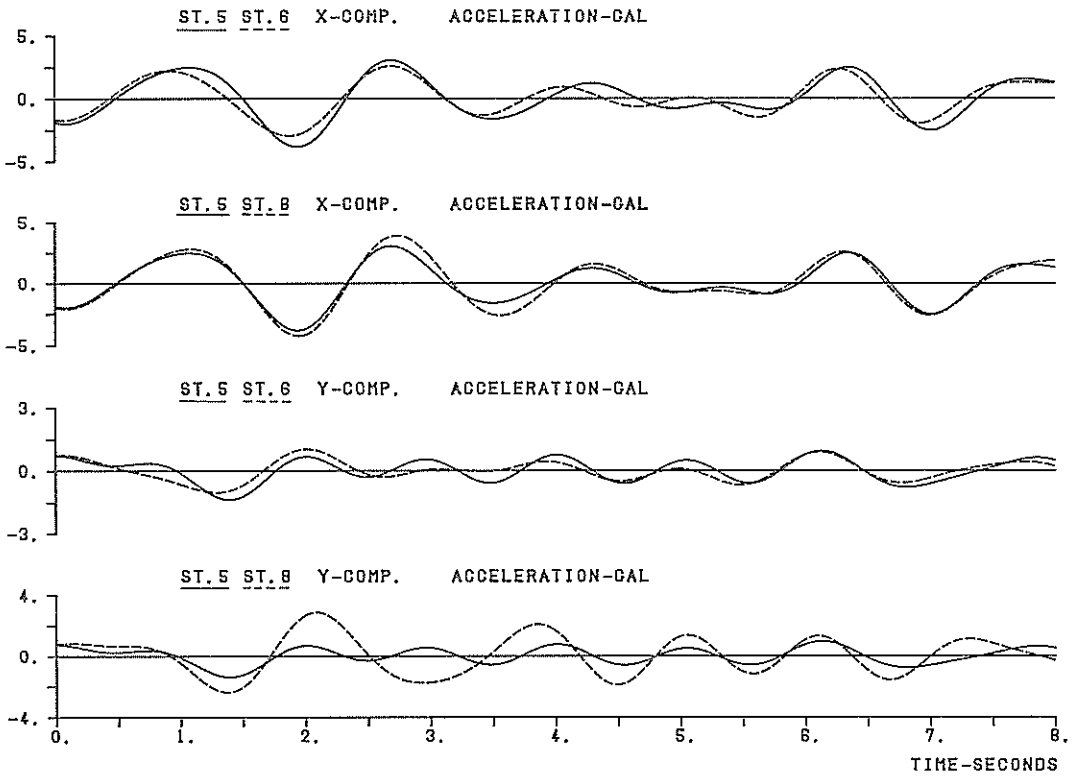


図-72 0~1.0Hz成分の改良地盤の加速度波形

速度、 \ddot{U}_s, \ddot{V}_s は、同様に水平および上下方向の並進加速度、 $TH\ddot{U}, TH\ddot{V}$ は、回転運動にともなう角加速度を表す。振動成分が同じであれば観測加速度波形の卓越振動数と並進運動のそれはほぼ同じであることがわかる。一方、回転運動による加速度波形の卓越振動数は、水平成分のそれより高く、上下成分のそれとほぼ同じである。このスペクトル図から、改良地盤の運動は、おおむね並進運動によって占められているが、上下成分に関しては回転運動による影響も無視できないことがわかる。

次に、観測波形から分離した並進および回転運動の特性を時刻歴で明らかにするため、観測加速度波形にバンドパス（帯域）フィルターを通して、それぞれの帯域の周波数成分における改良地盤の挙動を検討した。バンドパスフィルターを通さない改良地盤の観測加速度波形は、すでに図-64, 65に示している。フィルターの帯域は、図-71のスペクトルの結果から以下のように設定した。

- イ) 0~1.0Hz ……水平方向の並進運動が卓越すると考えられる領域
- ロ) 1.0~2.0Hz ……上下方向の並進運動と回転運動が

卓越すると考えられる領域

- ハ) 2.0~10Hz ……回転成分が卓越すると考えられる領域

図-72は、0~1.0Hzのバンドパスフィルターを通して各測点の加速度波形である。図に示される1段目と2段目が水平成分（TV成分、X-COMP.）、3段目と4段目が上下成分（UD成分、Y-COMP.）の加速度波形である。また、1段目と3段目が同一鉛直線上にあるSt. 5とSt. 6、2段目と4段目が同一深度のSt. 5とSt. 8の加速度波形を重ね書きしたものである。St. 5の加速度波形が実線、St. 6とSt. 8のそれは点線で示されている。同様に、図-73が1.0~2.0Hzのバンドパスフィルター、図-74が2.0~10.0Hzのバンドパスフィルターを通した加速度波形である。

これらバンドパスフィルターを通した加速度波形から、次のようなことがわかる。帯域0~1.0Hzのフィルターを通した場合、測点間の加速度波形には位相差がほとんどない。この帯域の地震波は、図-66, 67に示した変位波形に相当するものであることがわかる。帯域1.0~2.0Hzのフィルターを通した場合、同一鉛直線上（St. 5

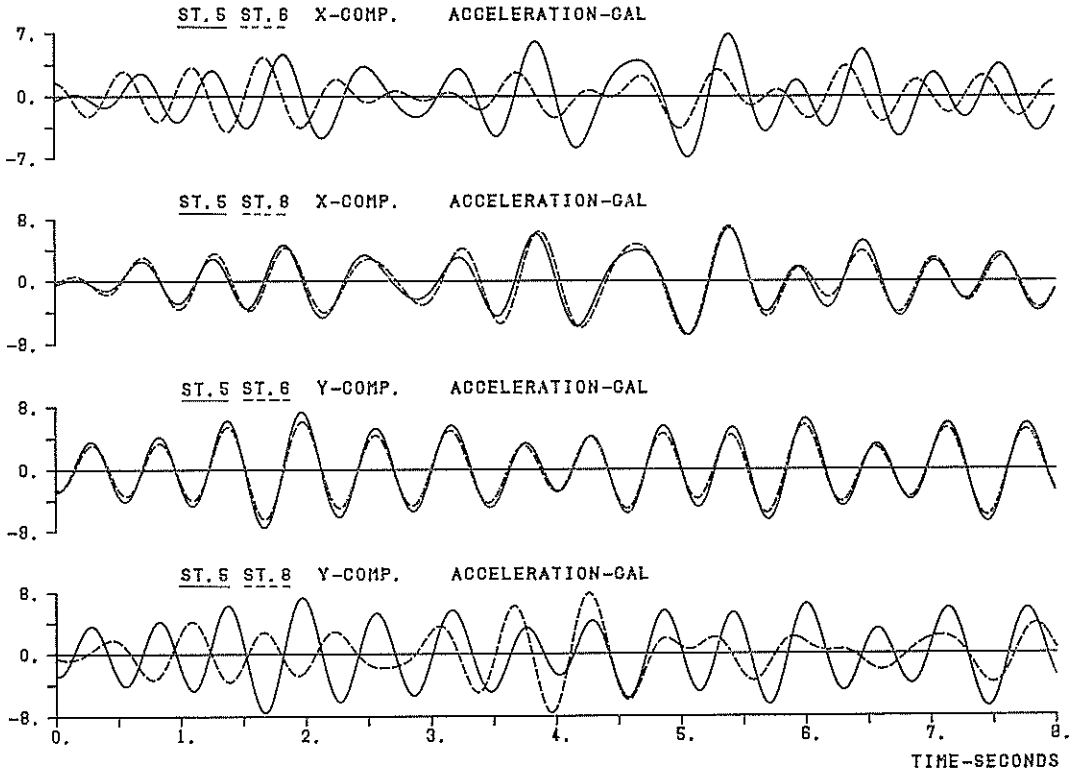


図-73 1.0~2.0Hz成分の改良地盤の加速度波形

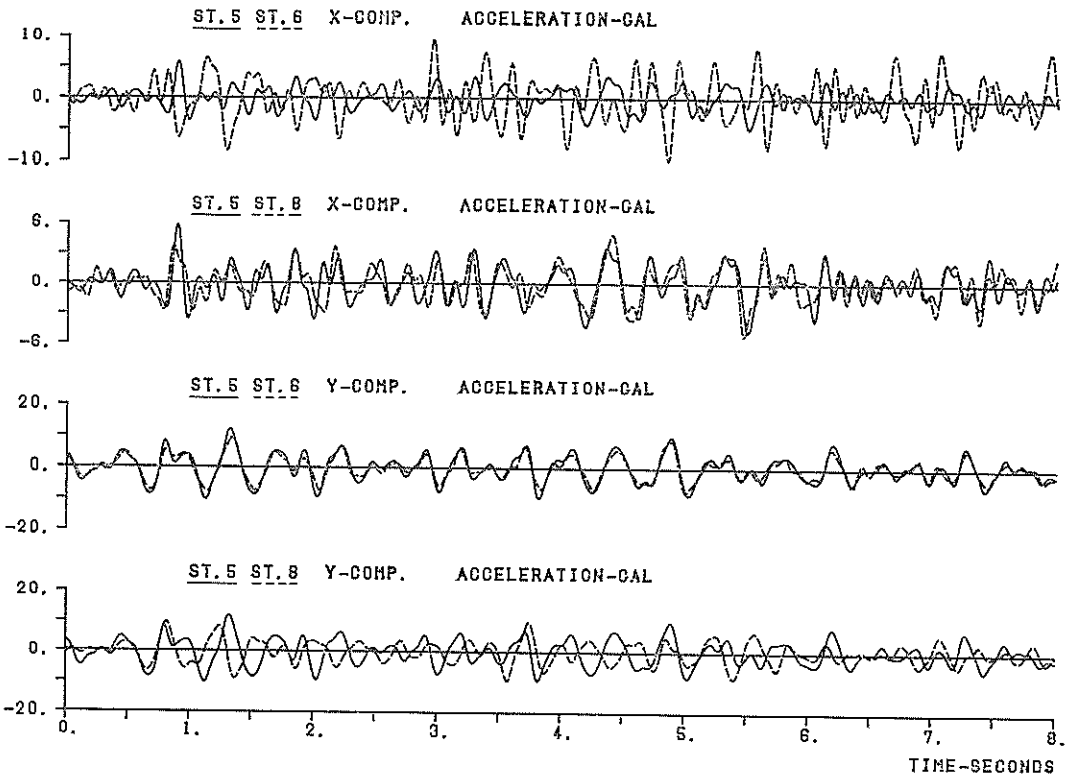


図-74 2.0~10.0Hz成分の改良地盤の加速度波形

とSt.6)の水平成分(X-COMP.)と同一深度(St.5とSt.8)の上下成分(Y-COMP.)の加速度波形に位相差(90°~180°)が生じ、回転運動(ロッキング振動)が卓越してきている。更に、帯域フィルターが2.0~10Hzの場合、図-74に示されるように加速度波形に明瞭な位相差が現れ、ロッキング振動をはっきり見ることが出来る。

以上の加速度波形の周波数特性は、観測加速度を並進運動と回転運動に分離した加速度のパワースペクトルから推定した帯域フィルターを用いて検討したものであるが、その周波数特性から得られた改良地盤の挙動は、本解析結果の妥当性を示すものと考えられる。

5. 改良地盤の地震応答解析

5.1 地震応答解析法

一般に、地震などの振動を受ける地盤は、土に発生するせん断ひずみの大きさによって、その動的変形特性が異なってくることはよく知られていることである。すでに、2.3 観測地盤の動力学特性において、粘土地盤の動的変形特性のひずみ依存性を明らかにした。地震応答計

算は、この土の材料非線形特性を考慮する必要がある。現在、この土の非線形性を応力・ひずみの履歴曲線で数式化、表示することも試みられているが、本報告では、土の応力、ひずみの関係を等価線形化手法によって表示した。等価線形化手法では、非線形な応力、ひずみの関係を発生するひずみの大きさに対応させた等価せん断変形係数 G と等価減衰係数 h で表すことになる。

改良地盤の地震応答計算は、上述の等価せん断変形係数および等価減衰係数を取り入れた有限要素法プログラム FLUSH²¹⁾を用いて行った。計算の対象とする空間的範囲は、できるだけ広くとることが理想的であるが、計算機の容量、計算時間などの制約により限界がある。そのため、本プログラムには、構造物からの波動を地盤の境界で吸収し、構造物からの波動が計算結果に複雑な影響を及ぼさないようにするための伝達境界が設けられている。FLUSH プログラムのオリジナル版の伝達境界は、左右の地盤境界要素が同じでなければならない。しかし、港湾構造物をとりまく地盤は、構造物の海側と埋立側でその地盤厚さおよび物性が異なることが多い。そこで、左右の地盤境界要素が異なっても伝達境界の効果

が取入れられるよう FLUSH プログラムを改良している。更に、土と構造物の動的相互作用を有限要素法で解くとき、モデル上の基盤面（ここでは、地震波を与える基盤面をいう）において地震動を規定するのが一般的である。この取扱いは、基盤面下の土が無限の剛性を有していると仮定するものであり、基盤面下には波動エネルギーの透過を許さないということである。このような仮定の妥当性は、基盤面の境界に接する土の剛性の差とモデル地盤内での波動エネルギーの消散度合によって決まる。地盤の内部減衰が小さく、かつ境界面でのインピーダンス比も大きい場合には、無限の剛性を有しているという境界条件の仮定には問題があると考えられる。そこで、前述の左右対象地盤の伝達境界要素の導入の他に、基盤面下への波動の逸散を考慮した地下逸散減衰機能（粘性境界要素）も付加している。このように地下逸散減衰機能を有した基盤を弾性基盤と定義した。なお、この弾性基盤への入射波は、等価線形手法を用いた一次元重複反射理論による地震応答解析プログラム SHAKE²³⁾によって求めることができる。

5.2 改良地盤のモデル化

改良地盤の地震応答を計算するため、図-2に示した標準断面図、地震計の設置位置および観測地盤（原地盤および改良地盤）の動力的特性を考慮して、改良地盤および原地盤等を図-75に示すようモデル化した。

地震応答計算に用いる土材料などの物質定数は、単位体積重量 γ_i 、ポアソン比 ν 、微小せん断ひずみ時のせん断変形係数 G_0 、各せん断ひずみ時における等価せん断変形係数 G を G_0 で除した G/G_0 と等価減衰定数 h である。

図-76は、計算に使用した γ_i 、 ν 、 G_0 の値を示したものである。原地盤および改良地盤の諸定数は、図-4、5および図-10に示した調査結果を用いて求めた。 G_0 は、

S波速度 V_s から次式で求めた。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (\rho: \text{密度}) \quad (8)$$

ケーソン、裏込め石および埋立て地盤の諸定数については、実測値がないので前例等を参考に決めた。ケーソンの γ_i は、コンクリートおよび中詰め材料の γ_i を考慮して 2.0tf/m^3 、ポアソン比は、コンクリートのポアソン比から 0.17 、 G_0 は、コンクリートのヤング係数を参考にして、 $860,000 \text{tf/m}^2$ とした。裏込め石の γ_i は、砂材料と同じで空中で 1.8tf/m^3 、水中で 2.0tf/m^3 、ポアソン比は、非排水状態を想定して 0.48 、 G_0 は、粗粒材の試験結果から求めた次式で算定した²³⁾。

$$G_0 = 1,300 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_v)^{0.55} \quad (9)$$

ここに、 σ'_v : 有効拘束圧

e : 間げき比 ($e = 0.5$ と仮定した)

埋立て地盤の材料は、山土である。この土についても、物性試験が行われていないので、経験式を用いて求めた。 G_0 については、まず、次式から地盤の標準貫入試験の N 値を用いて、せん断波速度 V_s を推定した²⁴⁾。

$$V_s (\text{m/s}) = 89.8 \cdot N^{0.341} \quad (10)$$

ここに、埋立て地盤の N 値は、今までの経験から $N = 8$ とした。 G_0 は、式 (8) に V_s を代入して求めた。なお、埋立て地盤の γ_i は、空中で 1.8tf/m^3 、水中で 2.0tf/m^3 、ポアソン比 ν は、 0.48 とした。

次に、土材料の動変形係数（せん断変形係数、減衰定数）のひずみ依存性について述べる。計算に用いるせん断変形係数のひずみ依存性は微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 に対する G/G_0 で表される。原地盤におけるせん断ひずみ γ に対する G/G_0 の関係は、すでに図-15に示した。しかし、動的土質試験は、原地盤の代表深さ

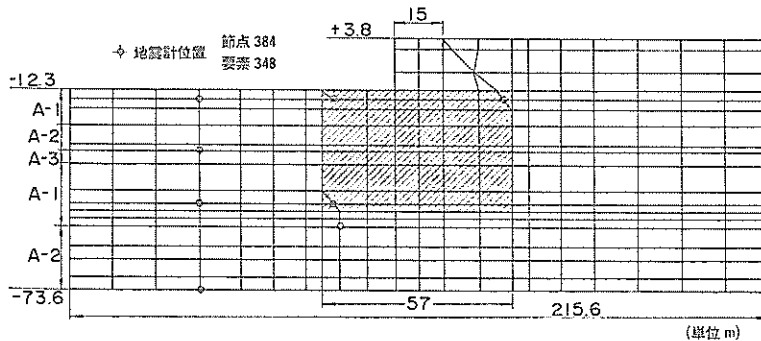
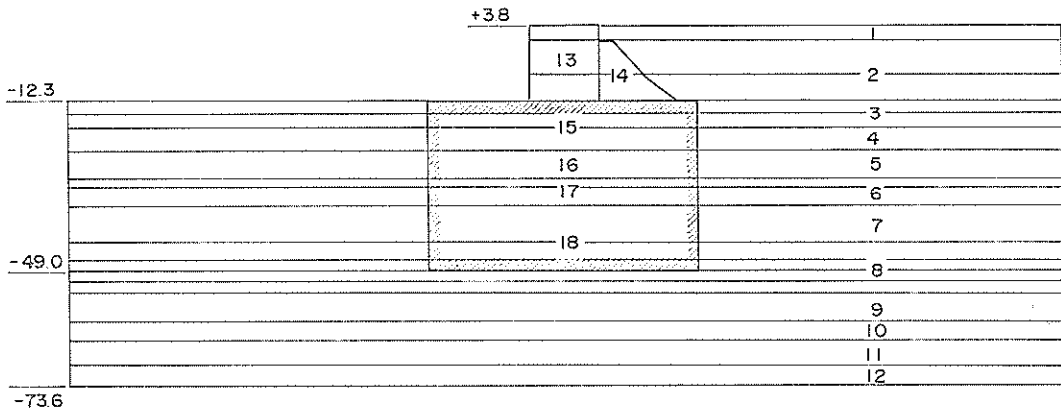


図-75 地震応答計算用メッシュ図

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動



番号	G (tf/m ²)	γ _t (tf/m ³)	ν	番号	G (tf/m ²)	γ _t (tf/m ³)	ν
1	5,600	1.8	0.48	13	860,000	2.0	0.17
2	6,200	2.0	0.48	14	21,400	2.0	0.48
3	310	1.5	0.48	15	128,000	1.55	0.22
4	647	1.5	0.48	16	140,500	1.7	0.41
5	2,420	1.65	0.48	17	191,300	1.7	0.38
6	3,590	1.65	0.48	18	180,000	1.6	0.38
7	3,010	1.55	0.48				
8	3,560	1.55	0.48	1, 2	埋立地盤		
9	5,270	1.65	0.48	3~12	原地盤		
10	6,120	1.5	0.48	13	ケーソン		
11	14,590	1.7	0.48	14	裏込め石		
12	27,240	1.95	0.48	15~18	改良地盤		

図-76 物性定数

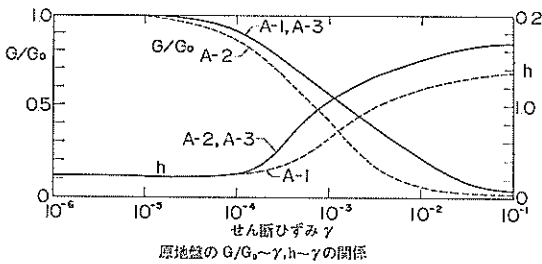


図-77 現地盤の $G/G_0 \sim h \sim \gamma$ 曲線

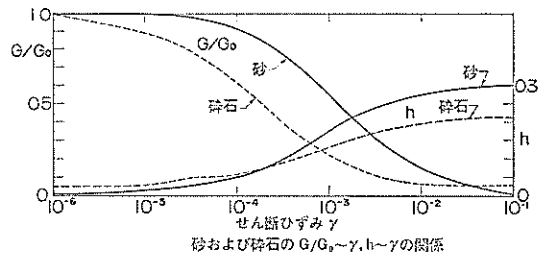


図-78 砂、砕石の $G/G_0 \sim h \sim \gamma$ 曲線

の土に対して実施している。そこで粘性土のせん断変形係数のひずみ依存性は、土の拘束圧より塑性指数に依存することが室内試験により明らかにされているので、各深さの地盤の $G/G_0 \sim \gamma$ の関係は、図-14に示した各地盤の塑性指数を参考に決めた。図-77に計算に用いた $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線を示す。図中の記号A-1~3は、図-14に示すA-1~3に対応する。減衰定数 h のひずみ依存性も同様にして求め、図-77に示した。埋立て地盤の動的変形特性のひずみ依存性については、乱さない土を用いた室内動的試験を実施していないので明らかでない。そこで、過去の研究成果を比較、整理し、求めた砂の平

均的な動的変形特性のひずみ依存曲線を用いた²⁵⁾。この曲線は、有効拘束圧が 1.0 kgf/cm^2 程度の試験結果である。砕石についても、室内試験を実施していないので、粗粒材で実施された試験結果を整理して使用した²³⁾。これらの曲線を図-78に示す。剛性が極めて大きい改良地盤の動的変形特性は、改良土に対する動的試験結果²⁶⁾から、そのひずみ依存性は小さいと考えられるので、改良地盤は、弾性体として取扱った。改良地盤の減衰定数 h も、室内試験結果²⁶⁾および前例等から0.03とした。ケーソンも改良地盤と同じく弾性体として扱い、減衰定数も前例等を参考に0.03とした。

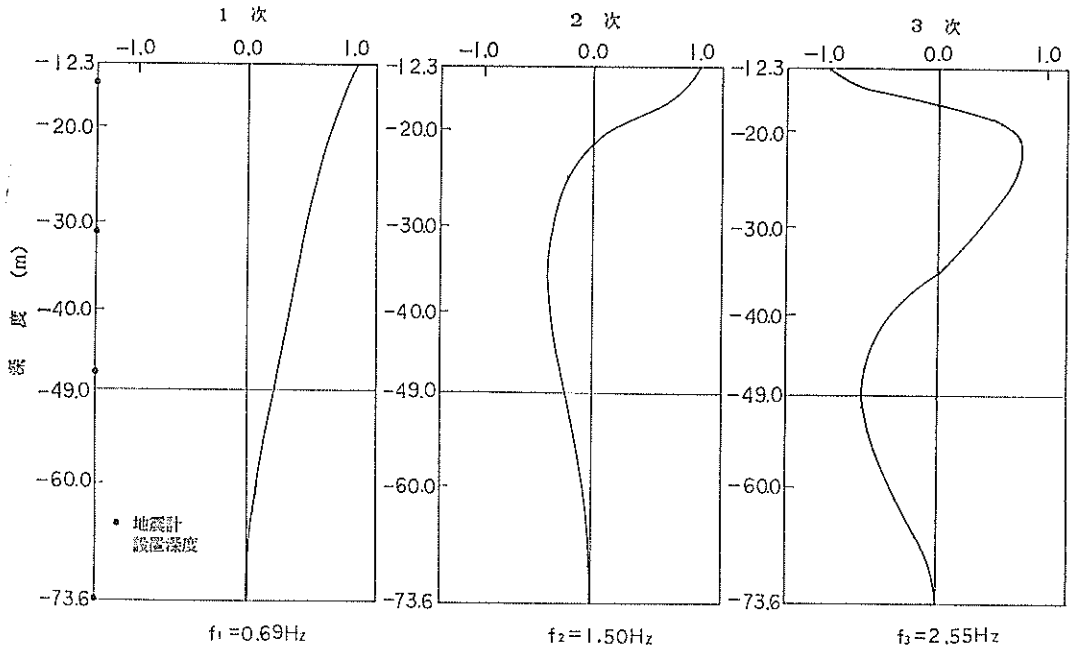


図-79 原地盤の振動形

5.3 実測記録との比較

(1) 固有値解析からみた現地盤の挙動

改良地盤の挙動は、周辺地盤の動的応答特性に影響されることが前述の地震観測結果から明らかにされた。本項では、改良地盤の挙動を左右する周辺地盤の振動形を解析し、観測結果と比較してみる。

図-79は、図-76に示した原地盤の初期剛性Gを用いて固有値解析を行った結果である。図中には、1次から3次の固有振動形と固有振動数 $f_1 \sim f_3$ が示されている。また、改良地盤の下面深度(-49.0m)も示した。図-59(4)からわかるように基盤(-75.6m)に入射する地震波の卓越振動数は0.5~3Hzにある。すなわち、このような振動数を有する地震波が原地盤に入力すると、図-79からわかるように原地盤は、1~3次の振動形で振動することになる。この傾向は、図-44, 45に示した原地盤の加速度分布と一致する。次に、図-79を図-60(1)~(3)と比較する。図-60(1)~(3)は基盤(TV-4)に対する各深さの周波数伝達関数およびその卓越振動数を示したものであるが、3Hz以下の卓越振動数は、図-79に示す1次から3次の固有振動数とよく対応していることがわかる。

次に、原地盤に生じるこのような振動形に対する改良地盤の応答を検討する。図-80は改良地盤の下層(St.6, -47m)に対する上層(St.5およびSt.8, -15.1m)

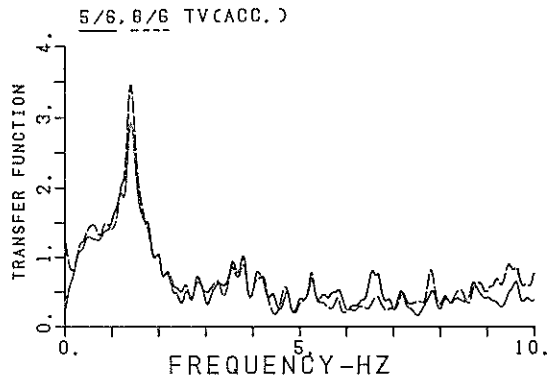


図-80 改良地盤内の伝達関数

の周波数伝達関数を示したものである。観測成分は、岸壁法線直角方向(TV成分)である。1.4Hzに顕著な卓越振動数があり、その振動数より低い振動数領域の伝達関数は1.0程度、逆に高い振動数領域では0.5以下の小さな値を示している。この観測結果は、図-79の振動形から次のように理解できる。すなわち、実測値の1.4Hzとは若干異なるが、2次固有振動数(1.5Hz)で振動する原地盤は改良地盤の深さ方向に対し、逆向きの力を与えている。その結果、図-80に示すように改良地盤の下

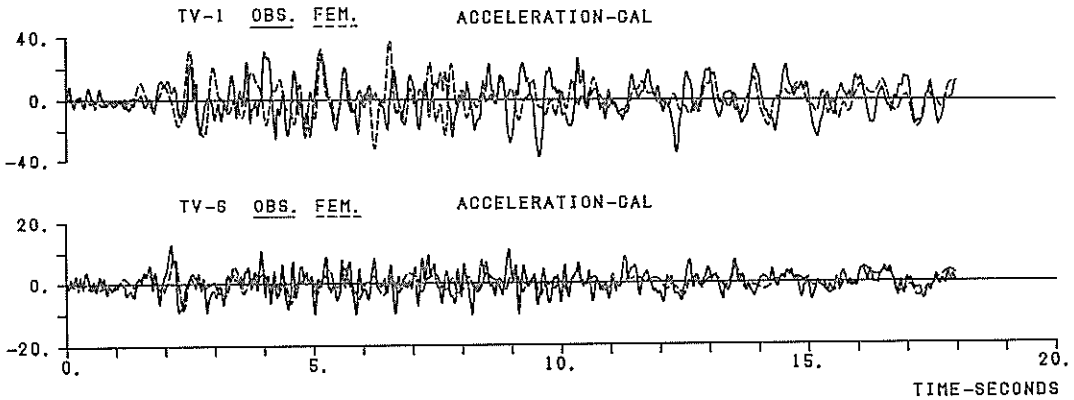


図-81 計算波形と実測波形の比較

層に対する上層の伝達関数がこの振動数において卓越したと考えられる。一方、観測値の1.4Hzより低い振動数領域における改良地盤の挙動は、図-79から原地盤の挙動が深さ方向に同位相であるため、改良地盤の深さ方向の伝達関数は、1.0程度である。逆に、1.4Hz以上の改良地盤の深さ方向の伝達関数は、図-79に示した原地盤の3次振動形からわかるように原地盤が改良地盤を制震するため、その値は小さくなっていると考えられる。

以上のように、改良地盤の挙動は、周辺地盤の振動形に大きく左右されることがわかる。

(2) 計算波形およびスペクトルによる比較

計算に用いた地震波は、表-2に示したYDN-3で観測成分は岸壁法線直角方向である。モデルの基盤は、弾性基盤である。この弾性基盤への入射波は、粘土表層で観測された加速度記録を、一次元地震応答解析プログラムSHAKEにより逆計算して求めた。以下に、計算波形と観測波形の比較結果を述べる。

図-81は、原地盤(TV-1, -15.1m)と改良地盤(TV-6, -47m)の地震観測地点における計算波形を観測波形と比較したものである。また、図-82は、図-81に示した波形のパワースペクトルである。若干の差は見られるものの計算結果は、観測結果の全体的な特徴を表しており、かつ、周波数特性も比較的良好一致を示している。以上から、本プログラムは、改良地盤の振動性状を解析できる有用なプログラムであることがわかる。

図-83は、地震計が設置されている改良地盤の同一深度の測点の変位波形を重ね書きしたものである。図-83に示す上下方向(UD成分)の変位波形は、180°の位相差、また水平成分(TV成分)のそれは、同位相、同一振幅を示しており、改良地盤がロッキング振動を示していることを示している。なお、図示していないが、同一

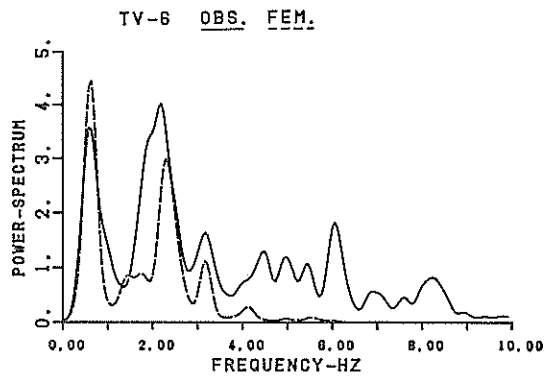
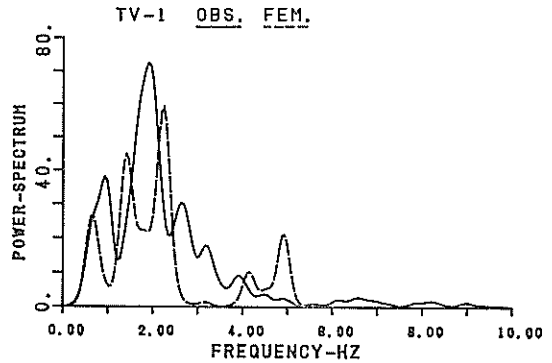


図-82 パワースペクトルの比較

鉛直線にあるSt.5とSt.6の上下成分の変位波形は、同位相、同一振幅を示していたが、水平成分の変位波形は、逆位相ではなく同位相を示し、若干St.5の変位が大きくなっていた。これは、改良地盤のロッキング振動に伴う改良地盤の水平変位量より改良地盤が水平方向に並進振動する量の方が大きいためと考えられる。このよ

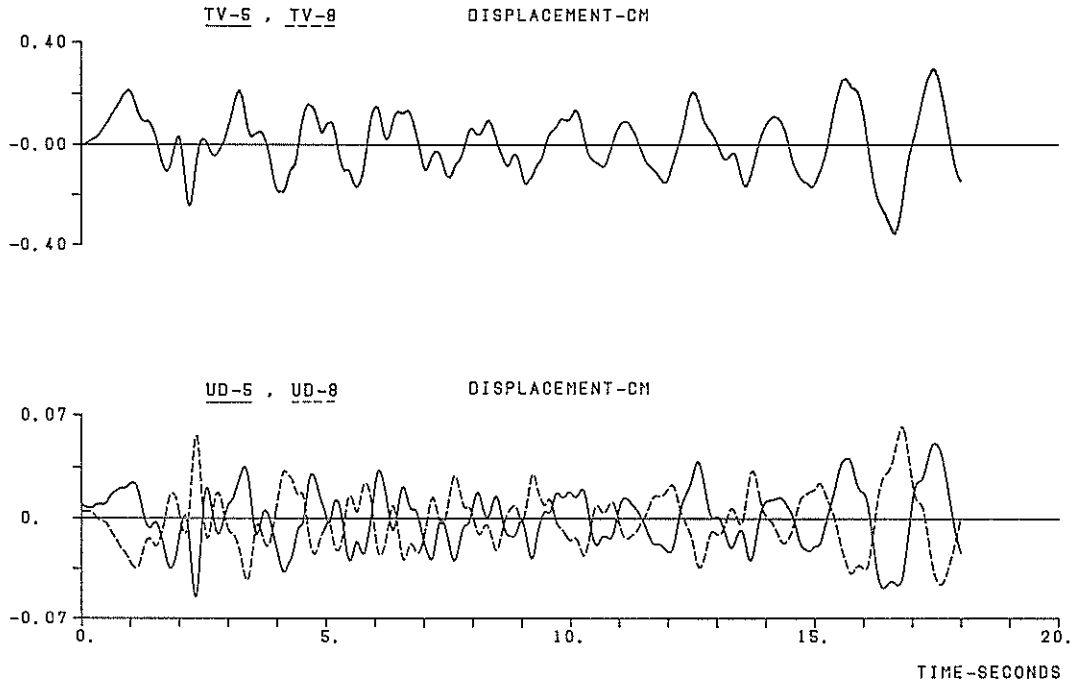


図-83 改良地盤内の変位波形

うな現象は、観測結果と一致する。

6. 結 論

深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動を明らかにする目的をもって、横浜港において地震観測を実施している。地震観測で得られた加速度記録は、小さなものではあったが、改良地盤の振動特性が明らかにされた。結論は、横浜港の浮き型改良地盤に対するものであるが、通常の港湾で設計される浮き型改良地盤についても適用できるものと考えられる。

地震観測結果等から得られた知見は以下のとおりである。

(1) 地震観測に先立ち原地盤および改良地盤の物理・動力学的性質を調査した。各深さの改良土の単位体積重量は、改良前のそれとほとんど同じであった。改良地盤のS波速度は、約1,000m/sで、極めて大きな剛性を持つ改良地盤となった。クロスホール法による原地盤のS波速度には、拘束圧の影響がみられ、地盤が深くなるに従って大きくなる。原地盤から採取した乱さない粘性土の動的変形係数は、塑性指数に依存する。

(2) 改良地盤の加速度は、改良地盤から遠く離れた原地盤のそれに比較して小さい。浮き型改良地盤に発生する最大地震力と周辺地盤の加速度分布から予測される最

大動土圧の間には位相差があった。

(3) 改良地盤の水平方向の最大加速度は、表層より下層のほうが大きかった。これは、深さ方向に位相差のある原地盤の地震動が、改良地盤表層部の挙動を抑制したためと考えられる。

(4) 改良地盤は、改良地盤から5m程度の範囲の粘土層と一体となって挙動していることが加速度波形から確認された。

(5) 改良地盤の上下最大加速度は、同地盤の水平最大加速度とほぼ同じであった。着底型改良地盤における観測結果および港湾地域の強震観測結果では、上下最大加速度は水平最大加速度の1/2程度であった。ただし、水平および上下方向の最大加速度は、同一時刻には発生していなかった。

(6) 原地盤の各深さの最大加速度は、同一時刻に発生していない。特に、改良地盤下層と同一深度の原地盤の加速度が最大値を示すときの原地盤の加速度分布は、2, 3次の振動形分布を示していた。これは、原地盤に、改良地盤の挙動を制震する効果があることを示している。

(7) 改良地盤の表層および下層の最大加速度も、同一時刻に発生していない。改良地盤の表層(下層)の加速度が最大値を示すとき下層(上層)の加速度は下層(上

層)の最大加速度に比較し小さい。改良地盤の表層あるいは下層の加速度が最大値を示すとき、原地盤の加速度は、深さ方向に2次あるいは3次の振動形を示していた。この現象からも、原地盤は、(6)に述べたと同じ制震作用をもっていることが分かる。

(8) 変位波形によると、浮き型改良地盤と原地盤は同一挙動を示していた。なお、すでに報告した着底型改良地盤の変位応答は、改良地盤と接する支持砂層と同じ挙動を示し、周辺地盤の変位応答とは異なったものであった。

(9) 浮き型改良地盤の地震時挙動を振動数領域でみると、低振動数領域では、原地盤と同一挙動を示すが、振動数領域が高くなると原地盤と異なった挙動を示す。この現象は、前者が変位波形、後者が加速度波形に顕著にみることができる。

(10) 改良地盤内の3つの加速度記録から、改良地盤には、ロッキング振動が発生していることを確認した。また、改良地盤の運動を、水平および上下方向の並進運動と回転運動(ロッキング振動)に分離した。その結果、改良地盤の運動は、おおむね、並進運動によって占められているが、上下成分に関しては、回転運動による影響もある。

(11) 土の非線形性を等価線形化手法で表す有限要素法プログラムで地震応答計算を行った。計算は、海底面付近の最大加速度が46 Galの地震に対して行ったが、少なくとも加速度振幅の小さい範囲では、浮き型改良地盤の地震時挙動は、同プログラムで評価できることが明らかにされた。

(12) 以上の地震観測結果等から、浮き型改良地盤の耐震設計は、改良地盤の地震力と周辺地盤からの動土圧の関係および周辺地盤の浮き型改良地盤に対する制震作用機構等を適切に評価して行うことが必要である。

7. あとがき

本研究によって得られた浮き型改良地盤の地震時挙動は、横浜の浮き型改良地盤に対するものであるが、本結果は、通常の港湾で設計される浮き型改良地盤についても適用できるものと考えられる。なお、改良地盤の振動特性を十分に検討するためには、できるだけ大きな加速度記録の取得が望まれる。しかし、本報告に取得された加速度記録を用いて解析された改良地盤の振動特性に関する結果も、今後の改良地盤の合理的な耐震設計法を提案するための有用な資料となる。

土の材料非線形性を等価線形化手法で表す有限要素法プログラムで地震応答計算を行い、その有用性を確認し

た。しかし、改良地盤の安定性は、地震時とともに地震終了後でも検討する必要がある。地震終了後の改良地盤の残留変位の大きさが、改良地盤の機能、あるいは改良地盤上の岸壁等の機能を損なっていないかを検討することも重要である。この問題は、今回使用した計算手法では不可能で、今後解決していかなければならない課題である。なお、定量的な適用範囲や観測結果を反映した設計法の提示は、追って報告する。

本報告を取りまとめるにあたって、地震観測および原位置試験は、運輸省第二港湾建設局が担当し、地震記録の読み取りは、港湾技術研究所構造部耐震構造研究室、粘性土の動的性質に関する室内試験は、同所土質部動土質研究室に御協力をいただきました。ここに、関係各位に謝意を表する次第である。

(1986年9月30日受付)

参考文献

- 1) 寺師昌明・奥村一郎・光木 司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 16, No. 1, 1977年3月，pp. 3~28.
- 2) 寺師昌明・田中洋行・光木 司・新留雄二・本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報)，港湾技術研究所報告，Vol. 19, No. 1, 1980年3月，pp. 33~62.
- 3) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔I〕—横浜港大黒ふ頭—12m岸壁における試験工事と設計について，一，埋立と浚渫，No. 78, 1978年，pp. 23~38.
- 4) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔II〕—横浜港大黒ふ頭—12m岸壁における試験工事と設計について一，埋立と浚渫，No. 79, 1978年，pp. 23~38.
- 5) 奥山文雄・鈴木庄二・広本文泰：深層混合処理工法による横浜港大黒ふ頭岸壁工事，土木学会誌，Vol. 67, 1982年12月，pp. 37~42.
- 6) 曾我部隆久・荘司喜博・南兼一郎・村田 進：広島港(廿日市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良工，土と基礎，Vol. 129, No. 4, 1981年4月，pp. 11~18.
- 7) 稲富隆昌：深層混合処理工法による改良地盤の耐震設計について，昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集，1984年12月，pp. 135~196.
- 8) 土木学会：地下貯油施設技術指針(案)，土木学会，昭和55年5月，pp. 36~46.
- 9) 液化天然ガス用貯槽保安調査委員会：LNG地下式貯槽指針，日本瓦斯協会，昭和54年3月，pp. 36~41, pp. 97~100.
- 10) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，土木学会，昭和50年3月，pp. 22~52.
- 11) 土木研究所：新耐震設計法(案)，建設省土木研究所資料，No. 1185, 昭和52年3月，pp. 216~228.

- 12) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による壁状改良地盤の耐震性に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 3, 1983年9月，pp. 207～251.
- 13) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol. 21, No. 4, 1982年12月，pp. 83～129.
- 14) 風間基樹・稲富隆昌・今村俊博：深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 4, 1983年12月，pp. 141～179.
- 15) 稲富隆昌・風間基樹・今村俊博：改良地盤の振動性状に関する模型振動実験，港湾技研資料，No. 520, 1985年6月，38p.
- 16) 井合 進・倉田栄一・土田 肇：強震記録のデジタル化と補正，港湾技研資料，No. 286, 1978年3月，56p.
- 17) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文集，No. 273, 1978年5月，pp. 1～14.
- 18) 善 功企・梅原靖文・大根田秀明・樋口嘉章：共振振動三軸試験装置の開発と混合土の動的変形特性，港湾技術研究所報告，Vol. 23, No. 3, 1984年9月，pp. 101～126.
- 19) 上部達生・野田節男・倉田栄一：強震記録の上下動成分の解析と重力式岸壁の安定性に関する事例研究，港湾技術研究所報告，Vol. 15, No. 1, 1976年6月，pp. 289～317.
- 20) 風間基樹・今村俊博・稲富隆昌：地震時の地中埋設剛体構造物の回転運動に関する一考察，第40回土木学会年次学術講演会（第一部門），1985年9月，pp. 677～678.
- 21) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F., and Seed, H. B. : FLUSH-a computer program of approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC 75-30, Univ. of Calif., Berkeley, 1975.
- 22) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE-a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Site, Report No. EERC 72-12, Univ. of California, 1972.
- 23) 国正剛治・江刺靖行・桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒土の動的変形特性と減衰特性，電力中央研究所報告，研究報告No. 380002, 1980年6月.
- 24) 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回日本地震工学シンポジウム（1978年）講演集，1978年11月，pp. 89～96.
- 25) 北沢壮介・檜垣典弘・野田節男：沖縄県および奄美大島諸島の大地震における地盤加速度，港湾技研資料，No. 396, 1981年9月，pp. 23～25.
- 26) 寺師昌明・田中洋行・光本 司・本間定吉・大橋照美：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第3報），港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 1, 1983年3月，pp. 69～96.