

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

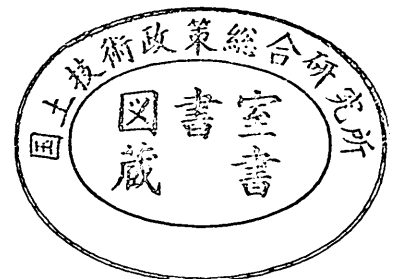
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 22

NO. 4

DEC. 1983

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第22巻第4号 (Vol. 22, No. 4), 1983年12月 (Dec. 1983)

目 次 (CONTENTS)

1. 直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構に関する一考察
.....高橋重雄・谷本勝利・鈴木諭司..... 3
(Generation Mechanism of Impulsive Pressure by Breaking Wave on a
Vertical Wall
.....Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi TANIMOTO and Satoshi SUZUMURA)
2. 矢板壁の控え直杭に関する実験的研究
.....高橋邦夫・荘司喜博.....33
(Experimental Study on Vertical Anchor Piles of Sheet Pile Wall
.....Kunio TAKAHASHI and Yoshihiro SHOJI)
3. 大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察
.....荘司喜博.....59
(Study on Shearing Properties of Rubbles with Large Scale Triaxial
Compression Test
.....Yoshihiro SHOJI)
4. コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げの荷重分散効果とかさ上げ厚算定法
.....八谷好高・福手 勤・佐藤勝久・林 洋介..... 121
(Structural Evaluation of Asphalt Concrete Overlays on Concrete
Pavements and Calculation Methods of Overlay Thicknesses
.....Yoshitaka HACHIYA, Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO and Yosuke HAYASHI)
5. 深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動
.....風間基樹・稲富隆昌・今村俊博..... 141
(Observation and Analysis of Seismic Response of Grid Type Improved
Ground by Deep Mixing Method
.....Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI and Toshihiro IMAMURA)
6. 係留船舶の動揺計算法とその評価
.....上田 茂・白石 悟..... 181
(Method and its Evaluation for Computation of Moored Ship's Motions
.....Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI)

5. 深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

風 間 基 樹*
稲 富 隆 昌**
今 村 俊 博*

要 旨

軟弱な粘性土地盤を改良する工法として、深層混合処理工法がある。従来からの置換工法・サンドドレーン工法・サンドコンパクション工法などに比べて、自然環境の保全・公害防止などの点から優れた工法として施工実績を積んで来ている。しかし、改良工法の歴史が浅く大地震に襲われた経験もないために、改良地盤の地震時の挙動は十分に解明されているとは言えないのが現状である。そこで、改良地盤に対する現行耐震設計法をより合理的なものにするため、深層混合処理工法で改良された広島港廿日市地区分離堤の格子式改良地盤に地震計を設置し、地震観測を行い、格子式改良地盤および周辺粘性土の地震時挙動を検討した。なお、地震観測は昭和55年度から開始し、現在に至っているが、この間に観測された地震は3本でいずれも小規模な地震である。更に土の材料非線形特性を等価線形化手法で表した地震応答計算プログラムで改良地盤の地震応答計算を行い、計算値と観測値の比較を行った。以上の結果をとりまとめると以下のとおりである。

- 1) 格子式改良地盤は格子状改良土に囲まれた未改良土部も含めて、剛体として挙動している。
- 2) 改良地盤の水平方向の最大加速度・変位は改良地盤が着底している砂地盤の最大加速度・変位とほぼ同じである。
- 3) 改良地盤の最大加速度は、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の最大加速度に比較して小さい。
- 4) 改良地盤と周辺粘性土地盤の挙動には明確な位相差が確認された。改良地盤の加速度が最大になる時刻には、周辺粘性土地盤には改良地盤と同一方向に大きな加速度が発生していない。
- 5) 地下逸散減衰を考慮した地震応答計算結果と観測結果はよい一致を示した。

* 構造部 振動研究室

** 構造部 振動研究室長

5. Observation and Analysis of Seismic Response of Grid Type Improved Ground by Deep Mixing Method.

Motoki KAZAMA*

Takamasa INATOMI**

Toshihiro IMAMURA*

Synopsis

A new soil improvement method called Deep Mixing Method (D.M.M.) was developed and has been widely applied to construction work on soft ground. However, since there is not a long period after the birth of D.M.M., moreover it has not experienced a large earthquake, the seismic response of the improved ground by D.M.M. has not been sufficiently made clear. In order to propose more rational seismic design method of the improved ground than that of present, the earthquake observation has been carried out by setting seismograph and the authors investigated behavior of the grid type improved ground and surrounding soft clay layer during earthquakes, and seismic response of improved ground computed by Finite Element Method using the equivalent linear method is compared with the records observed.

The results are summarized as follows;

- (1) The grid type improved ground involving a part of original soft ground surrounded by improved ground behaves like a rigid body.
- (2) The maximum acceleration and dynamic displacement of the improved ground are almost equal to those of the sand layer under the improved ground.
- (3) The maximum accelerations of the improved ground are smaller than those of soft clay around the improved ground.
- (4) There is a obvious phase difference between the acceleration of the improved ground and that of the soft clay around the improved ground.
- (5) The computer program considering the energy dissipation into the underlying medium has been proved to be useful for analysing the seismic response of the improved ground.

* Members of Vibration Laboratory, Structures Division.

** Chief of Vibration Laboratory, Structures Division.

目 次

要 旨	141
1. ま え が き	145
2. 対象改良地盤	145
2.1 概 要	145
2.2 地盤条件	145
2.3 施工断面	147
3. 地中地震動観測	147
3.1 観測方法	147
3.2 地震動の加速度記録	150
4. 改良地盤および周辺粘性土地盤の振動特性	150
4.1 最大加速度による検討	154
4.2 位相差を考慮した加速度および変位の検討	155
4.3 周波数伝達関数による検討	157
5. 地震応答計算	164
5.1 計算手法	164
5.2 観測結果との比較	170
6. 結 論	174
7. あとがき	177
参考文献	178

1. まえがき

近年、港湾構造物を軟弱な粘土地盤上に建設することの要請が多くなり、地盤改良が港湾構造物の建設におけるひとつの大きな技術的課題となっている。軟弱な粘土地盤上に構造物を建設するときは、多くの場合、何らかの方法で地盤を改良することが必要となる。地盤改良工法は、対象とする軟弱地盤の性質、構造物の種類、施工の難易、工費などを考慮して適切に選ぶ必要がある。代表的な改良工法としては、置換工法、サンドドレーン工法、サンドコンパクション工法などがある。しかし、これらの工法には社会情勢の変化にともなって適用上の限界や問題点があることが明らかになってきた。すなわち、良質の砂の確保、浚渫による海水の汚濁、浚渫土の投棄の規制、改良中の騒音や振動による公害、隣接構造物への影響などがそれである。これらの限界や問題点を背景にして、新しい地盤改良工法として石灰系またはセメント系の安定材を軟弱な粘性土地盤中で直接粘性土と攪拌、混合して粘性土の強度を原位置において増加させる深層混合処理工法(D. M. M.)が開発^{1),2)}され、実用化された³⁾⁻⁶⁾。

深層混合処理工法の特長としては次のものが挙げられる。

- (1) 厚い軟弱粘土地盤を改良できる。
- (2) 無公害である。
- (3) 硬化剤の添加率を変化させることにより、改良土の強度を所定の強度に調整することが可能である。
- (4) 砂置換法などの様に多量の土砂を必要としない。
- (5) 工期の短縮が可能である。

深層混合処理工法による軟弱地盤の改良形式には、所定の範囲を全面的に改良するブロック形式、あるいは所定の範囲の中に一部未改良土部分を残す壁形式、格子形式、パイル形式などがある。深層混合処理工法によって出来上がる改良地盤は、極めて剛性の大きなものとなる。このため、現在では改良地盤を地中の構造物と考え、構造物全体の安定の検討と外力により改良土に生ずる内部応力の検討をそれぞれ行っている。

この工法によって出来上がる改良土の工学的な性質は各方面の機関において室内及び現場試験からしだいに明らかにされてきている。しかし、周辺粘性土地盤との動的相互作用を含めた改良地盤の地震時の挙動は、本工法の歴史が浅く大地震に襲われた経験もないために、十分に解明されているとは言えないのが現状である。改良地盤の改良形式は、前述のようにブロック式、壁式、格子式等があり、おのおの改良形式の改良地盤の地震時挙

動を明らかにし、現在提案されている改良地盤の現行耐震設計法⁷⁾の妥当性を検討する必要がある。著者らは、すでに改良形式がブロック式(一部分壁式)である横浜港大黒埠頭の改良地盤の地震観測結果を取りまとめ、ブロック式(一部分壁式)改良地盤の振動特性を検討した⁸⁾。本報告は、改良形式が格子式である広島港廿日市地区分離堤の改良地盤において観測された地震加速度記録をもとにして、格子式改良地盤と周辺粘性土地盤の地震時挙動を検討し、更に、計算モデルを用いて地震応答計算を行い計算手法の妥当性を検討したものである。

2. 対象改良地盤

2.1 概要

地中地震動観測は、図-1に示す広島港廿日市地区の分離堤において実施されている。本地区は、廿日市町廿日市地先で国鉄「廿日市駅」の南東約2km 付近の海上に位置している。本地区においては、木材埠頭の整備が進められており、投下水面と一般水面を分離する目的で分離堤が計画された。当該地区の地盤には後述のように厚さ約13mの軟弱な粘土層があるため、種々の軟弱地盤改良工法が検討された。床掘置換砂工法は既設堤体の一部撤去が必要になること、サンドコンパクション工法は既設堤体に沈下あるいは水平方向変位を生じさせる恐れがあることなど、それぞれ難点があるのに対して、DMMは既設堤体の基礎捨石の一部を撤去するだけで施工可能であり、施工時における既設堤体への影響もほとんどないことがわかった。その結果、深層混合処理工法による格子式地盤改良が採用された。

2.2 地盤条件

図-2に、施工地点の改良前の地盤の土質試験結果を示す。粒度組成に示したように、海底からDL(工事用基

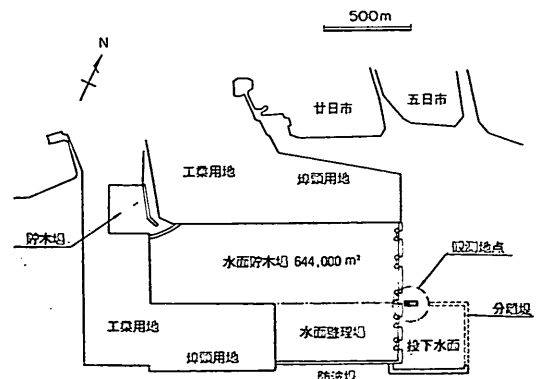


図-1 観測地点位置図

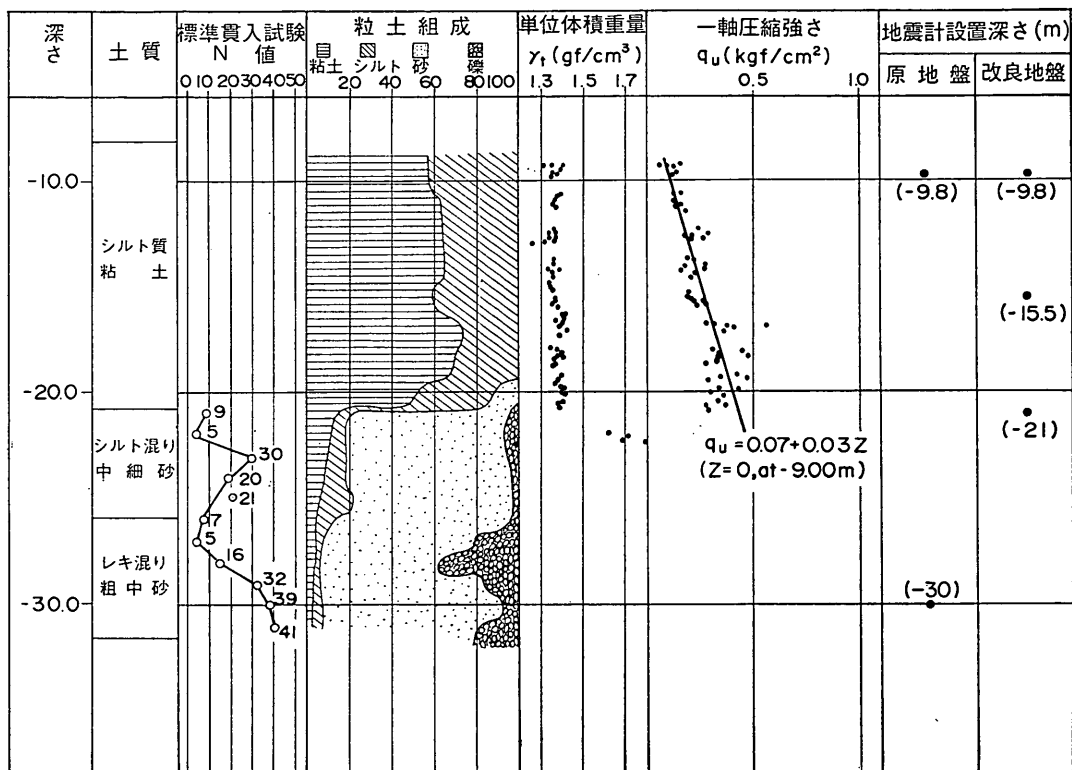


図-2 土質試験結果 (改良前)

準面) -21m付近までは粘性土層があり、-21m~-30m付近には砂質土層がほぼ水平に分布している。粘性土は沖積粘土層で砂分がほとんどなく、粘土、シルト分が全体を占めている。粘性土は液性限界が120~130%、塑性限界が約45%、含水比が120~130%で非常に軟弱である。砂層の-21.0m~-26.0mはシルト分を混入する中細砂であるが、-26m以深は深くなるにしたがってレキ径5~15mmの小レキを混入する粗中砂である。単位体積重量は、粘性土地盤で約1.35~1.40tf/m³、砂地盤で約1.7tf/m³である。粘性土の一軸圧縮強さは、深さ方向に0.07kgf/cm²から0.50kgf/cm²と変化している。砂質土地盤のN値は5~41を示し、極くゆるいものから、かなり密なものまで変化が大きい。

図-3にセメントスラリーによって改良された材令28日の改良土の一軸圧縮強さを示す。その平均一軸圧縮強さは48.8kgf/cm²、標準偏差は11.5kgf/cm²である。なお、材令がのびるにつれ、この強さはさらに増すと考えられるが、この時点において図-2に示した改良前の粘性土の一軸圧縮強さである0.07~0.5kgf/cm²と比較して、約100倍も強い改良土ができたことがわかる。また、改良

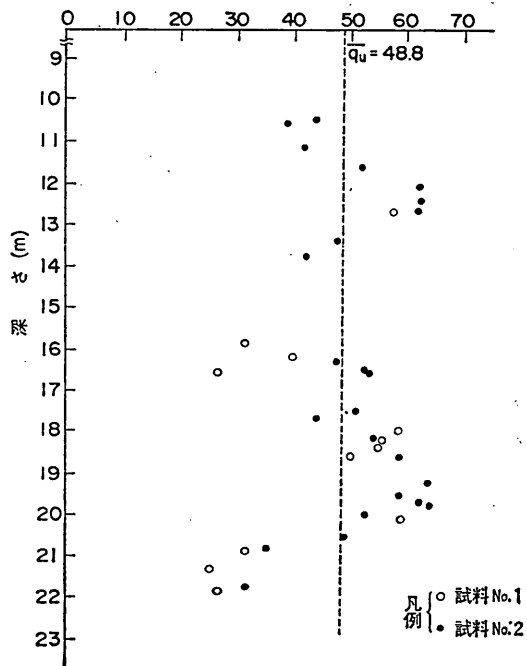


図-3 改良土の一軸圧縮強さ (kgf/cm²)

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

表-1 PS 検層結果

	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)
粘性土	1,800	110
砂質土	1,800	260
改良土	1,950	880

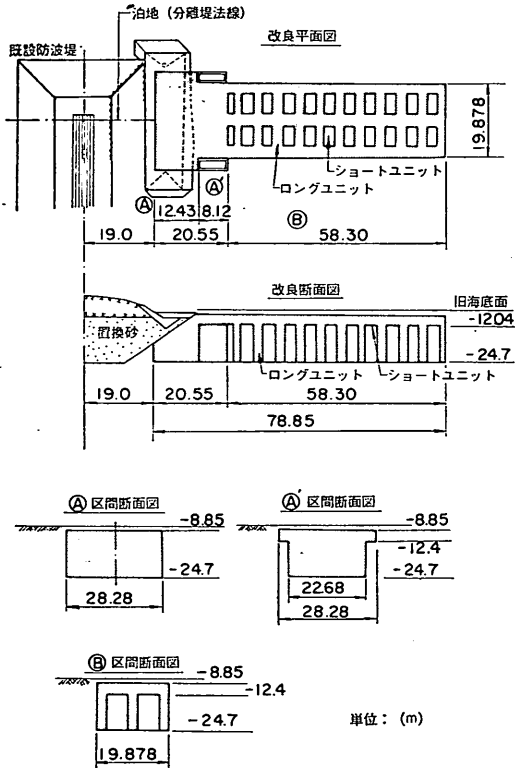


図-4 改良平面図・改良断面図・区間断面図

土の単位体積重量は 1.51tf/m^3 であった。これは改良前の粘性土の単位体積重量である $1.35\sim 1.40\text{tf/m}^3$ と比較して $0.11\sim 0.16\text{tf/m}^3$ の増加である。

表-1に、原地盤の粘性土と砂質土、および改良土のPS 検層の結果を示す。原地盤のPS 検層は分離堤の設計・施工に先立って土質調査の際に、また、改良土のPS 検層は地震計の設置時に行われたものである。

2.3 施工断面

図-4に、改良平面図・改良断面図・区間断面図を示す。図のA区間およびA'区間は原地盤をブロック形式に改良をした部分である。

図-5に、B区間の堤体本体を含めた施工断面図を示

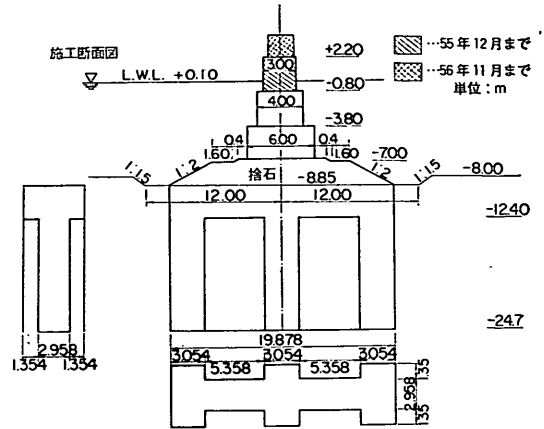


図-5 施工断面図

す。地盤改良はDL-24.7mまで行われており、図-2からもわかる通り、砂質土部分にまで及んでいる。なお、本構造物の設計についての詳細は文献6を参照されたい。

ここで、以下の説明のために語句の定義をしておく。安定材と攪拌、混合されて出来上がった改良土に囲まれた改良されていない部分は未改良土部と称し、改良地盤の周辺の改良されていない原地盤と区別する。また、以下で使用する改良地盤とは、未改良土部を含めた方形の領域全体を意味する。

3. 地中地震動観測

3.1 観測方法

地震観測は、図-4におけるB区間の格子式の改良地盤において行われている。地震計の配置および地震計の性能等について説明する。

(1) 地震計の配置

地震計は表-2および図-6,7に示すように、原地盤と改良地盤に合計7台設置されている。原地盤における地震計は、改良部端から約30m離れた地点の深さ-30mの地点(St.1)と改良部端から約27m離れた地点の深さ-9.8mの地点(St.7)の2点に設置されている。図-2からわかるように、St.1は改良地盤が着底している砂質土の地震動を、また、St.7は原地盤の粘性土の地震動を観測する目的で設置したものである。

改良地盤には図-7に示すように、St.2からSt.6までの5つの地点に地震計が設置されている。St.2,3,4,6が改良土部に、St.5が改良土で囲まれた未改良土部に設置されており、その設置深さは、St.2が-9.8m, St.3,

表-2 地震計位置

地震計 St. No.	設置高 (m)	備 考
1	-30.0	原 地 盤 (支持砂層)
2	-9.8	改良土部ロングユニット(上)
3	-15.5	改良土部ロングユニット(中)
4	-21.0	改良土部ロングユニット(下)
5	-15.5	未改良土部ショートユニット(下)
6	-15.5	改良土部ロングユニット(中)
7	-9.8	原 地 盤 (粘性土層)

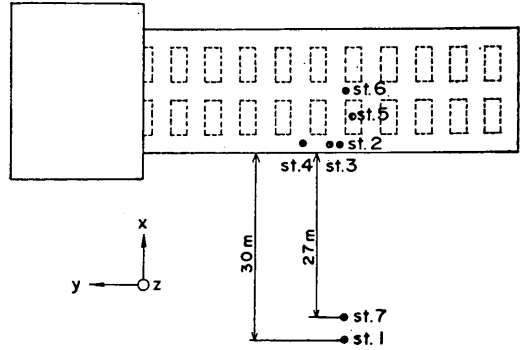


図-6 地震計設置平面図

5,6が-15.5m, St. 4が-21.0mである。

地震計の感振方向は、水平2成分と上下1成分の合計3成分であり、水平2成分は堤体法線直角方向(TV成分)と堤体法線平行方向(LG成分)である。

(2) 地震計の性能および地震記録の取得方法

地震計には、TUSS-S型(振動技研 K. K. 製)を使用した。表-3に記録部の性能も合わせて地震計の性能を

示した。TUSS 地中加速度計は、元来、地中強震計用ピックアップとして開発されたもので一般の電磁型ピックアップに比べて次のような特徴がある。

- 1) 大きな加速度まで観測できる。

シリコンオイルの粘性を適当に選ぶことによって最大500Gal または1,000Gal まで観測できる。

- 2) 直線性がよい。

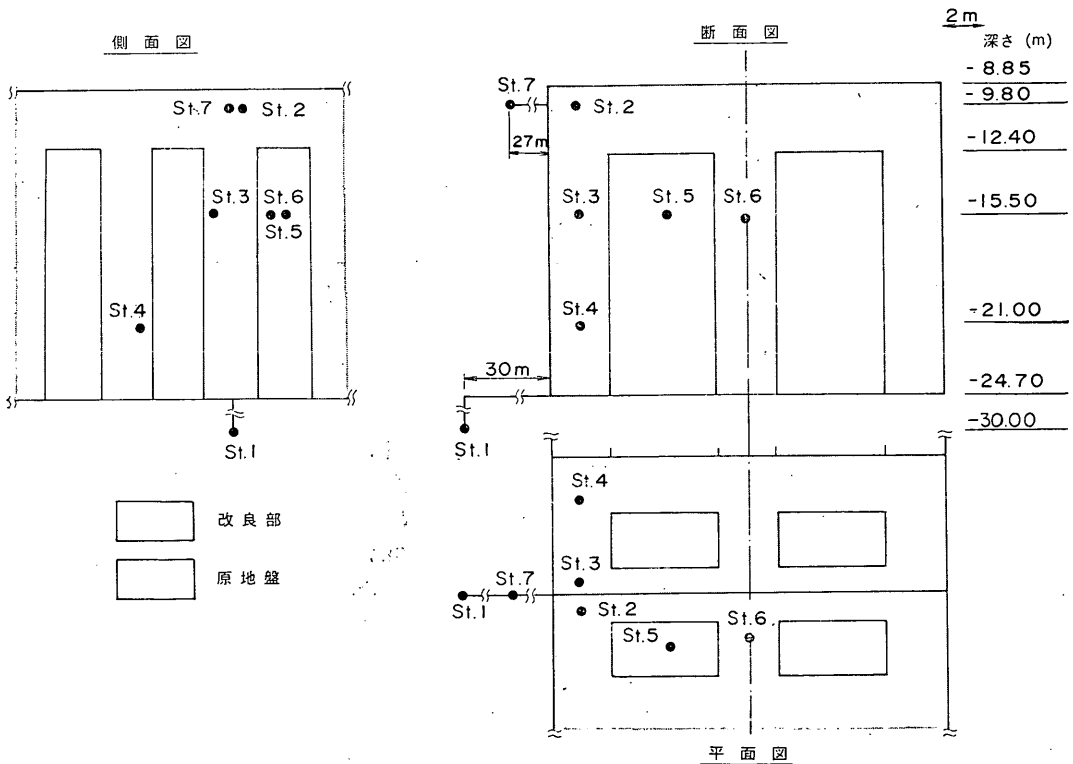


図-7 地震計設置位置図

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

表-3 観測機器等性能

1. 換振器

型 式	TUSS-S
成 分	3 成分 (水平 2 成分と上下成分)
固有周波数	5 Hz
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	10以上 (シリコンオイルによる)
感 度	総合で約1.6mm/Gal以上
外径寸法	約870×90φmm
重 量	約21kgf

2. 記録器

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47Hz, 電磁制動方式
記録器起動方式	スターター振子及び地中地震計からの信号
記録器起動加速度	1, 3, 5, 10, 20 Gal いずれかに任意設定

大きな地動加速度を正確に記録するためには、地動加速度に対する出力電圧の直線性が良好でなければならぬ。そのためピックアップの変換部はコイルおよびマグネットをそれぞれ2組備え、いわゆるプッシュプル方式を採用した特殊構造になっている。

3) 長期安定性に優れている。

強震観測用のピックアップとしては少なくとも10年以上の安定動作が要求されるが TUSS ピックアップは単純な構造を採用しているとともに、振子の対称性によって特にバネ系の永年変形がはじこりにくいという点で優れている。

7 台の地震計によって取得される21成分の地震波を記録する記録器は、地上に設置されているスターター振子と St.1 の地震計 (TV成分) によって感知された地震加速度が所定のレベルに達したら作動するようになっている。スターターからの信号による起動加速度レベルは 0.5~5 Gal の間で任意にセットすることができ、同時に地震計からの起動加速度レベルも 1, 3, 5, 10, 20Gal の 5 段階に設定できる。地震観測は昭和55年4月から行なわれているが、当時からスターター振子と St.1 の地震計がそれぞれ同時に 2.5Gal および 1 Gal に達したら作動するようにセットされている。

取得された地震動の加速度記録は、当研究所の ERS 強震計のためのデジタル化装置によりデジタル化され⁹⁾、その後、大型計算機を用いて解析した。図-8に観測デー

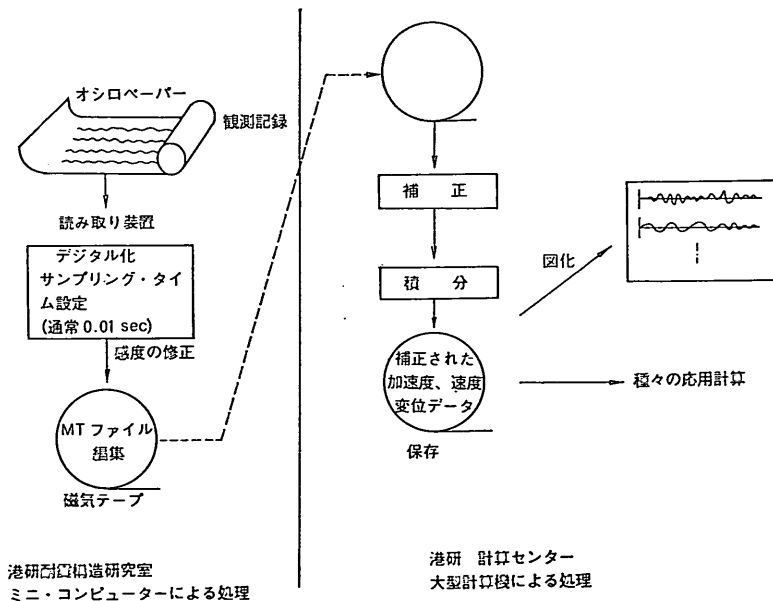


図-8 観測データ解析フロー

表-4 強震観測表

記録番号	発震年月日時刻	震 央			震源深さ (km)	マグニチ ュード	震央距離 (km)	広島 の 震 度
	年 月 日 時 分	地 名	緯 度	経 度				
HB-1	1980. 12. 21. 22. 54.	WESTERN CHUGOKU	34°51'	132°25'	10	4.6	58	II
HB-2	1981. 7. 17. 00. 46.	W. SETONAIKAI REGION	33°23'	132°13'	60	5.0	107	—
HB-3	1982. 12. 10. 09. 32.	W. SETONAIKAI REGION	33°55'	132°41'	50	4.9	50	III

タの解析フローを示す。なお、図中の補正とは、記録紙の送りむら、記録紙の蛇行、記録紙のセッティングにおいて発生する誤差、区分的ゼロ線補正、地震計の計器特性等の補正である。また、3.2地震動の加速度記録以降に述べられている変位は、直接に観測されたものではなく、加速度波形を二回積分して得られたものである。これらの補正方法や積分方法の詳細は文献9を参照されたい。

3.2 地震動の加速度記録

(1) 観測地震

地震観測は昭和55年4月から開始された。本報告では昭和58年3月までの3年間に取得された3本の観測波形について整理、解析を行った。観測された3回の地震の発震年月日、震央、マグニチュードなどの諸元を表-4に示す(本表は気象庁地震月報を基に作成したものである)。3回の地震はいずれも小規模で、支持砂層(St.1)における最大加速度は10Gal以下である。図-9に震央を示すが、3つの地震とも経度が132度30分付近にある。なお、図-4からもわかるように、昭和55年12月の末までは+2.2mまでのコンクリートブロックが据え付け完了し、昭和56年11月の末に全断面が施工完了している。つまり、HB-1(地震記録番号)発震時にはDL-0.8mまでの断面、HB-2発震時にはDL+2.2mまでの断面、HB-3発震時には全断面がそれぞれ施工完了していたことになる。また、St.7については地震計の設置時期の関係で、HB-2の地震から記録がとれている。

(2) 記録波形

HB-1, 2, 3の地震における原地盤-30m(St.1)の地震動の記録波形を図-10~12に示す。各図の上段から観測成分が堤体法線直角方向(TV成分)、堤体法線平行方向(LG成分)、鉛直方向(UD成分)のものである。HB-1の記録が比較的小さい微動が続いたのち振幅の大きい波形が観測されているのに対し、HB-2, 3の記録では最初から比較的大きな振幅の大きい記録が得られている。

図-13に、St.1における記録波形のパワースペクトルを示す。図中の上段はHB-1の地震によるもので、左から、TV方向、LG方向、UD方向のパワースペクトル

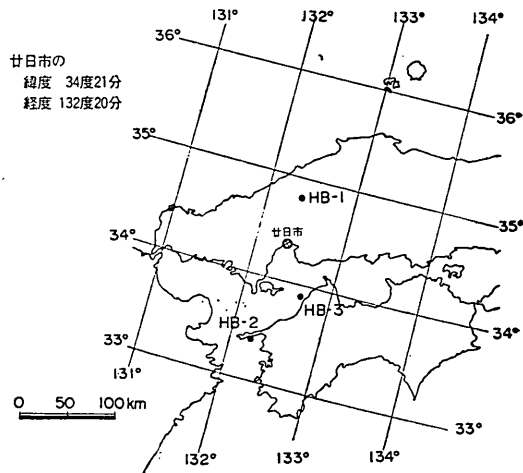


図-9 震央位置

ルを表わす。同様に中段、下段がHB-2およびHB-3のパワースペクトルを表している。パワースペクトルは、その波形がどの周波数成分の波を多く含んでいるかを示す指標であるが、図を見ると水平2方向はどの地震も1~5Hzの波の成分を多く含み、上下方向はHB-3の他は8Hz程度までの振動数成分が含まれていることがわかる。また、各成分ごとに卓越する周波数が地震に関係なくほぼ一定していることから、St.1における波形は個々の地震の特徴よりもむしろ、観測地点における地盤の性質をより反映している可能性が高いと考えられる。

HB-1, 2, 3の地震のSt.1における加速度および変位の水平面内の軌跡を図-14に示す。これから、水平面で砂地盤に到達した地震動には特に卓越した方向性はなく、ランダムであることがわかる。

4. 改良地盤および周辺粘性土地盤の振動特性

本章では、砂地盤に着底した改良地盤および周辺粘性土地盤の地震時の挙動を、観測された地震加速度記録をもとにして検討する。

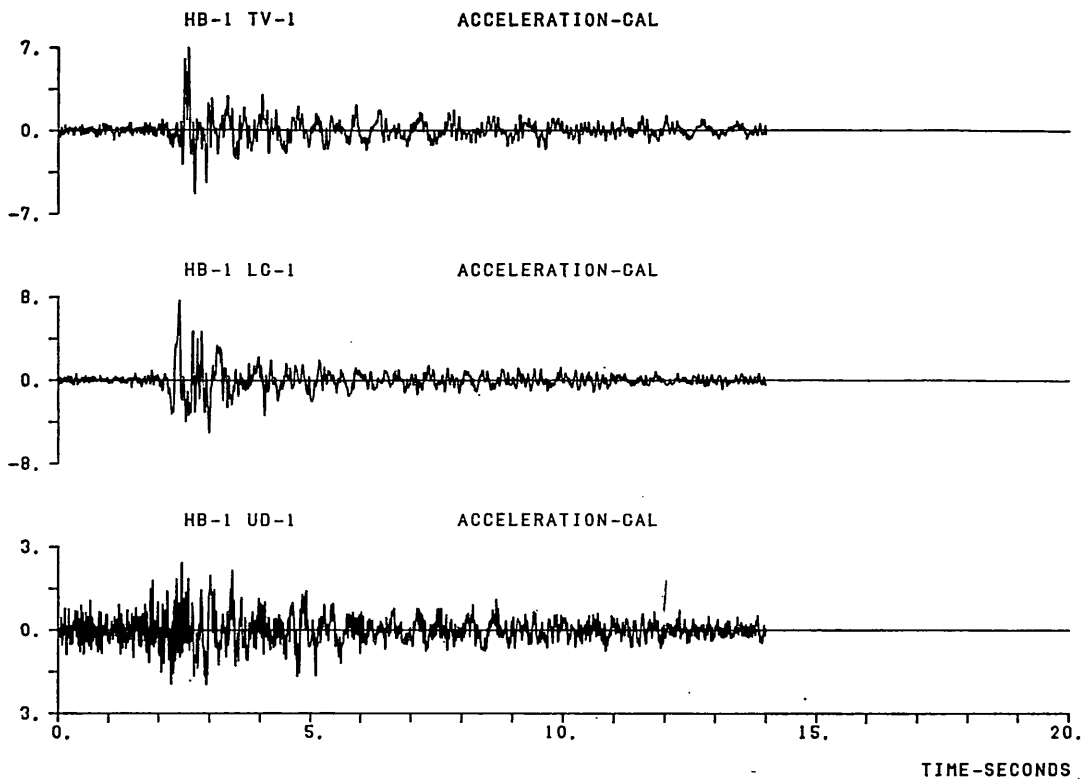


图-10 加速度波形 (HB-1, St. 1)

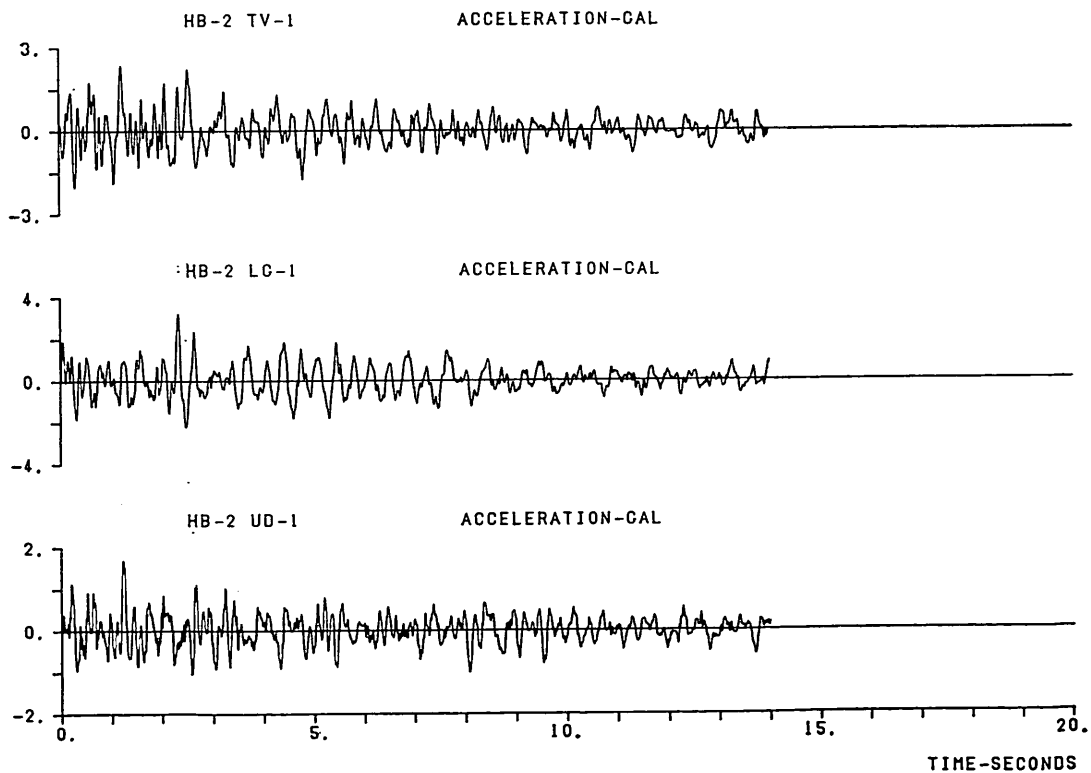


图-11 加速度波形 (HB-2, St. 1)

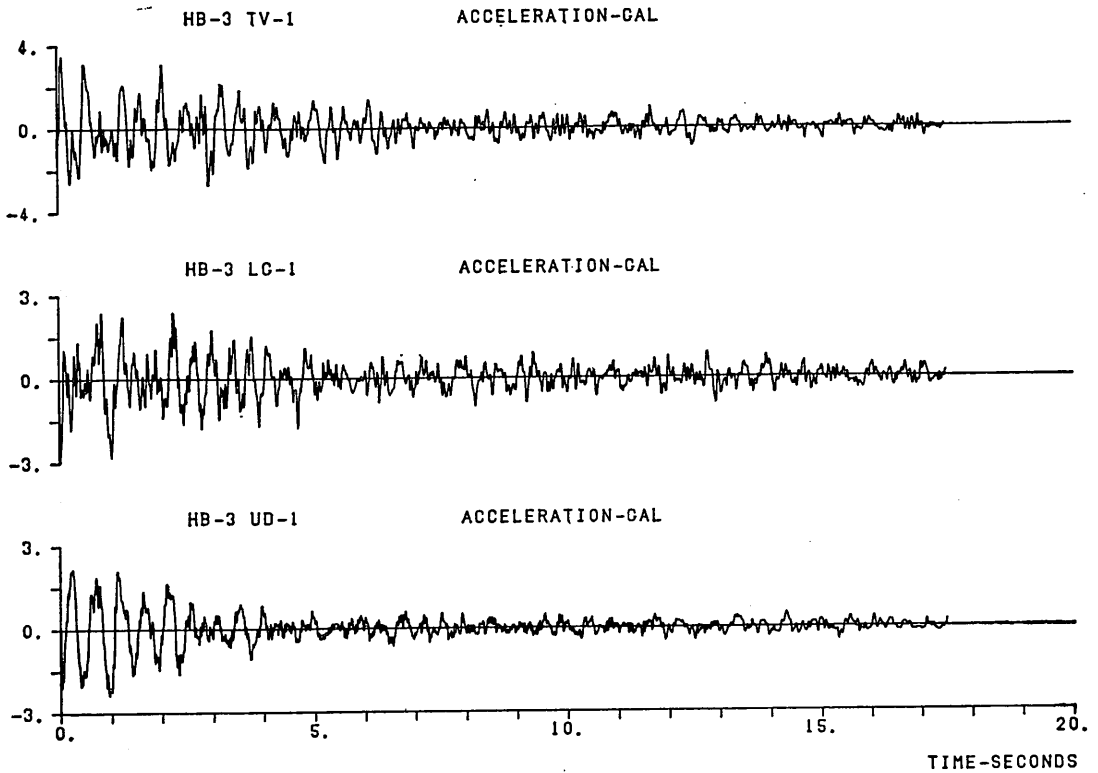


図-12 加速度波形 (HB-3, St.1)

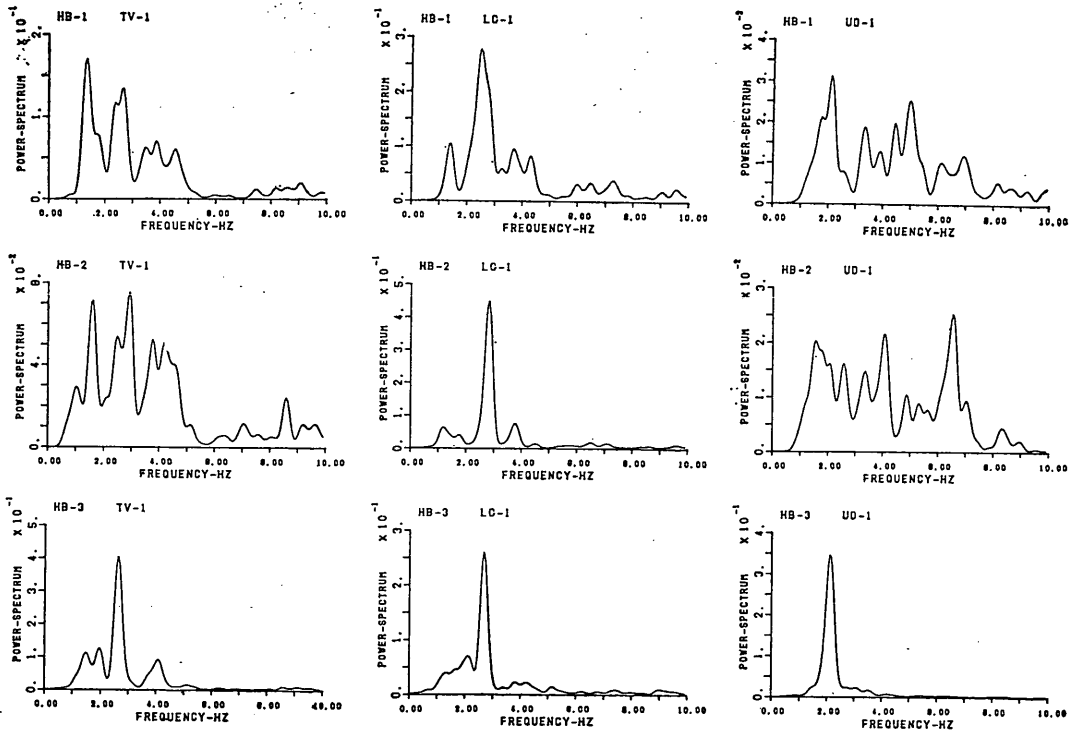
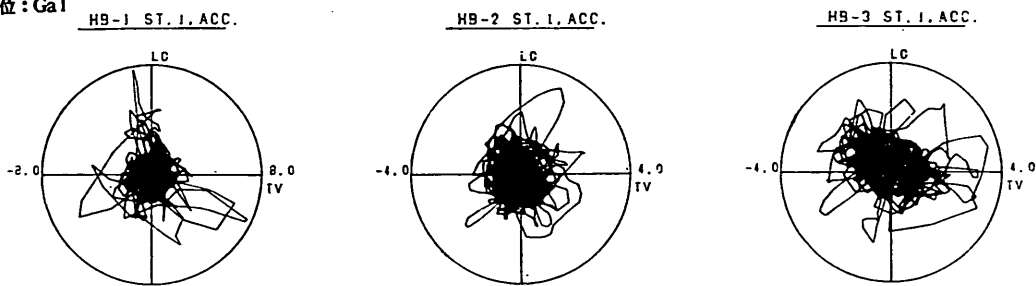


図-13 原地盤 (St.1) の加速度パワースペクトル

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

単位：Gal



単位：cm

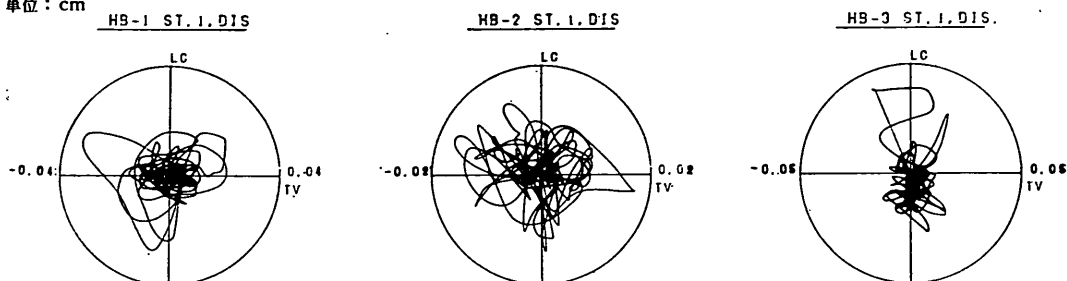


図-14 水平面内の加速度及び変位の軌跡図

表-5 各測点の最大加速度と St. 1 に対する加速度応答倍率

(i) TV方向				(ii) LG方向				(iii) UD方向			
地震 St. No.	HB-1	HB-2	HB-3	地震 St. No.	HB-1	HB-2	HB-3	地震 St. No.	HB-1	HB-2	HB-3
1	6.91	2.36	3.49	1	7.68	3.23	2.97	1	2.44	1.69	2.36
2	8.46	3.35	4.75	2	9.22	2.79	3.15	2	4.72	2.20	4.98
	1.22	1.42	1.36		1.20	0.86	1.06		1.93	1.30	2.11
3	7.37	2.69	4.36	3	8.92	1.95	2.86	3	4.05	2.36	4.76
	1.07	1.14	1.25		1.16	6.60	0.96		1.66	1.40	1.19
4	8.71	2.68	3.19	4	9.38	2.73	2.77	4	3.80	2.35	4.02
	1.26	1.14	0.92		1.22	0.85	0.93		1.56	1.39	1.70
5	10.31	3.75	5.26	5	7.92	2.58	2.94	5	5.37	2.43	3.97
	1.49	1.59	1.51		1.03	0.80	0.99		2.20	1.44	1.68
6	7.76	2.99	4.20	6	8.80	2.16	2.84	6	6.05	2.08	2.74
	1.12	1.27	1.20		1.15	0.67	0.96		2.48	1.23	1.16
7		10.33	19.2	7		5.97	11.70	7		5.53	7.91
		4.38	5.50			1.85	3.94			3.27	3.35

上段—最大加速度 (Gal) 下段—St. 1 に対する加速度応答倍率

まず最初に、改良地盤の地震時挙動を各測点の最大加速度をもとにして、支持砂層に対する改良地盤の応答倍率およびその方向性で検討し、次に位相を考えた加速度・変位で検討を行い、さらに、パワースペクトル、周波数伝達関数を用いて周波数領域で検討する。

4.1 最大加速度による検討

(1) 支持砂層に対する改良地盤の応答倍率

表-5に各測点で観測された最大加速度を示す。更にSt.1の最大加速度に対する各測点の加速度応答倍率を表-5の下段に示す。また、図-15~17はその応答倍率を各方向別に図示したものである。まず、図を大まかに見て、各方向とも改良地盤(St.2~6)の応答倍率はほぼ同程度であり、周辺粘性土地盤(St.7)の応答倍率に比べて明確に小さいことがわかる。すなわち、比較的硬い砂地盤(支持砂層)上に着底した改良地盤においては、支持砂層に到達した地震動は周辺粘性土地盤のように大きく増幅されることなしに、改良地盤内を伝播していると言える。次に、地震動増幅の程度を詳しく見てみると、改良地盤においては法線平行方向(LG方向)の増幅が各測点ともほとんどないのに対して、法線直角方向(TV方向)では、格子状改良土に囲まれた未改良土部の測点であるSt.5の応答倍率が約1.5、改良地盤の最上部の測点であるSt.2の応答倍率が約1.3とその値が他の測点に比較して大きい。また、鉛直方向(UD方向)の応答倍率は約1.5であり、水平二方向に比較して増幅の程度が大きくかつバラツキも大きい。

St.3,4,6では水平二成分の応答倍率はほぼ等しいが、St.2とSt.5では法線平行方向に比べて法線直角方向の

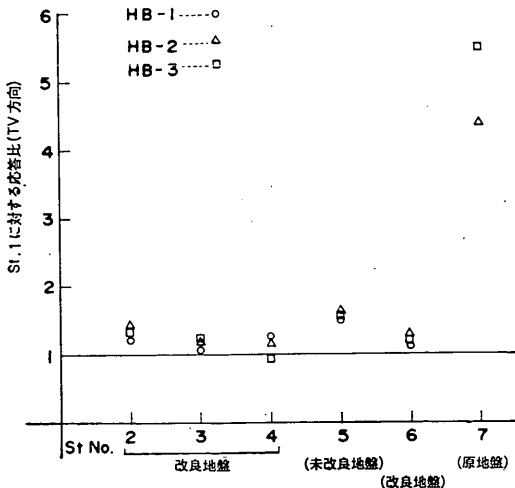


図-15 St.1に対する最大加速度応答比(TV方向)

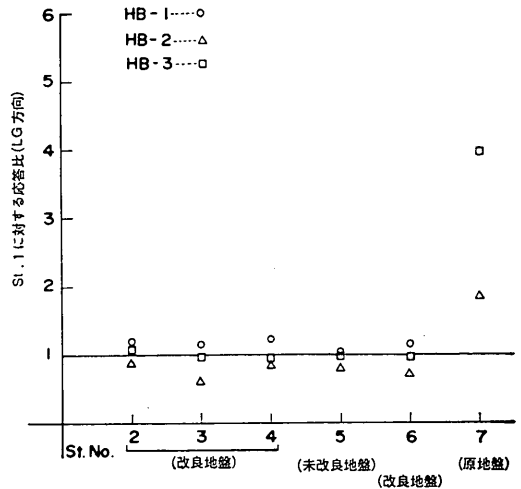


図-16 St.1に対する最大加速度応答比(LG方向)

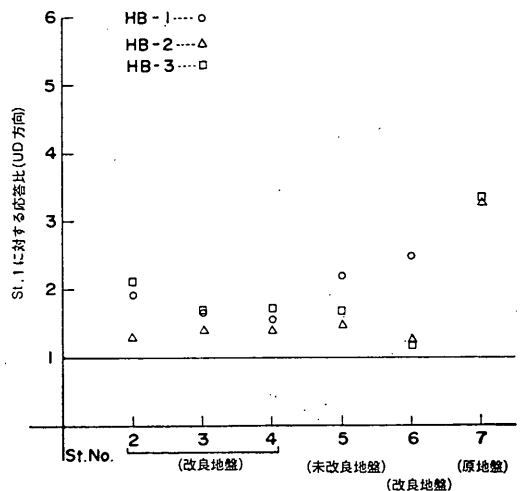


図-17 St.1に対する最大加速度応答比(UD方向)

応答倍率が大きくなっているのはなぜか考察を加える。改良地盤中の最上部の測点であるSt.2は、法線直角方向の方がその形状からロッキング的な振動をしやすいたことがその原因と考えられる。後述の図-26,27,30,31にはSt.2が最大加速度を生じた時刻の加速度および変位の分布パターンが示されているが、図ではロッキング的な振動が卓越していることがわかる。また、格子状の改良土部に囲まれた未改良土部の測点であるSt.5が法線直角方向に大きな最大加速度を記録している原因としては、未改良土部の大きさや形状が関係していると考えられる(図-7改良平面図参照)。このことを簡単に説明す

ると以下のとおりとなる。今、仮に、軟弱な粘土全体をブロック形式で改良した状態から、正方形に残された未改良土部を少しずつ増していくことを考える。すると、未改良土部分がある程度の大きさになるまでは、地震時に未改良土部は周囲の改良土部とほとんど等しい運動をするが、ある大きさ以上になると未改良土部は徐々に周囲の改良土部の影響を受けなくなり、独自に運動するようになるであろう。つまり、未改良土部の地震時の挙動は未改良土部の大きさに左右される。次に、未改良土部の体積を一定にしたままで、未改良部分の形状を変化させていくことを考えると、未改良土部と改良土部との接する面積が大きくなるほど両者は一体化して挙動するであろう。つまり、未改良土部の地震時の挙動は未改良土部の形状にも関係すると言える。すなわち、本報告で対象とする未改良土部の形状は、TV方向の方がLG方向よりも長くなっているために、TV方向で本来の粘性土地盤としての挙動が表われた結果、最大加速度が少し大きくなったと考える。しかし、後述図-20に示す加速度の時刻歴からもわかるとおり、St.5とSt.6の間にはほとんど位相差がなく、St.5の振幅のピークのみが少し大きくなっているだけであり、改良地盤で囲まれた未改良土がその中で独自に応答しているのではないことに注意されたい。

なお、横浜港大黒埠頭の場合には、今回のように改良地盤の上部の測点や改良土にはさまれた壁間未改良土部の測点における加速度の増幅が大きいということはなかった。これは、大黒埠頭の改良地盤の形状、更に未改良土部の大きさや形状から今回と同様にしてその現象を説明することができる。なお、改良地盤の建設において、経済性を重視する場合は未改良土部を多く残す場合が多くなると考えられる。この場合、未改良土の大きさや形状をどの様にして決定すべきなのか、また、改良土部と未改良土部が一体となって挙動する限界は何かなどが問題となってくる。

(2) 最大加速度の方向性

各測点の水平2方向の最大加速度の関係を図示したのが図-18である。○印が改良地盤(St.2~6)、△印が原地盤-30m(St.1)、□印が周辺粘性土地盤(St.7)に対する結果である。法線平行方向の最大加速度は法線直角方向の最大加速度に比して0.5~1.5倍の範囲に入っておおむね同程度と言える。また、同様にして各測点の法線直角方向と鉛直方向の最大加速度の関係を図示したのが図-19である。中には、鉛直方向の最大加速度が大きい測点も数点あるが、全体的に鉛直方向の最大加速度の方が法線直角方向より小さい。改良地盤が堤体法線直

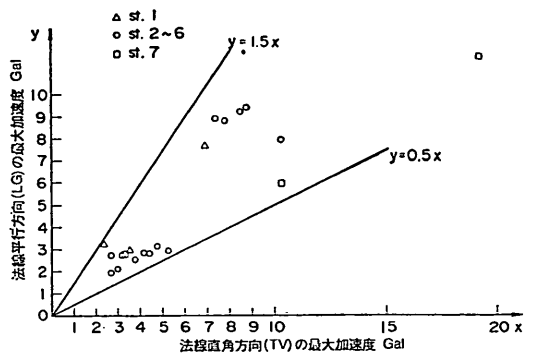


図-18 水平2方向の最大加速度の関係

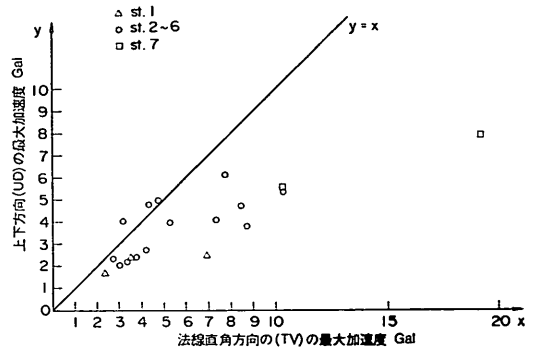


図-19 法線直角方向と鉛直方向の最大加速度の関係

角方向に振動しやすいのか、それとも堤体法線平行方向に振動しやすいのかは更にデータの蓄積をはかり大きな加速度レベルまで含めて検討する必要があると考える。

4.2 位相差を考慮した加速度および変位の検討

4.1 最大加速度による検討において最大加速度についての検討を行ったが、本項においては位相差を考慮した検討を行う。すなわち、改良地盤の地震時挙動をより忠実に評価するためには、地震の最中に刻々と変化する外力(例えば、改良地盤や堤体の慣性力、周辺粘性土地盤の地震時土圧)を時刻歴で検討する必要があると考える。そこで、改良地盤および周辺粘性土地盤に生じている加速度や変位のある時刻における分布パターンと時刻歴波形を用いて改良地盤と周辺地盤の挙動を検討する。

(1) 改良土部に囲まれた未改良土部の挙動

4.1最大加速度による検討において、改良地盤内(St.2~St.6)の最大加速度は法線直角方向、法線平行方向、上下方向とも同一振動方向においては同程度であったが、時刻歴で見るとどうであろうか。図-20~22は未改良土(St.5)と改良地盤の中央(St.6)の加速度と変位

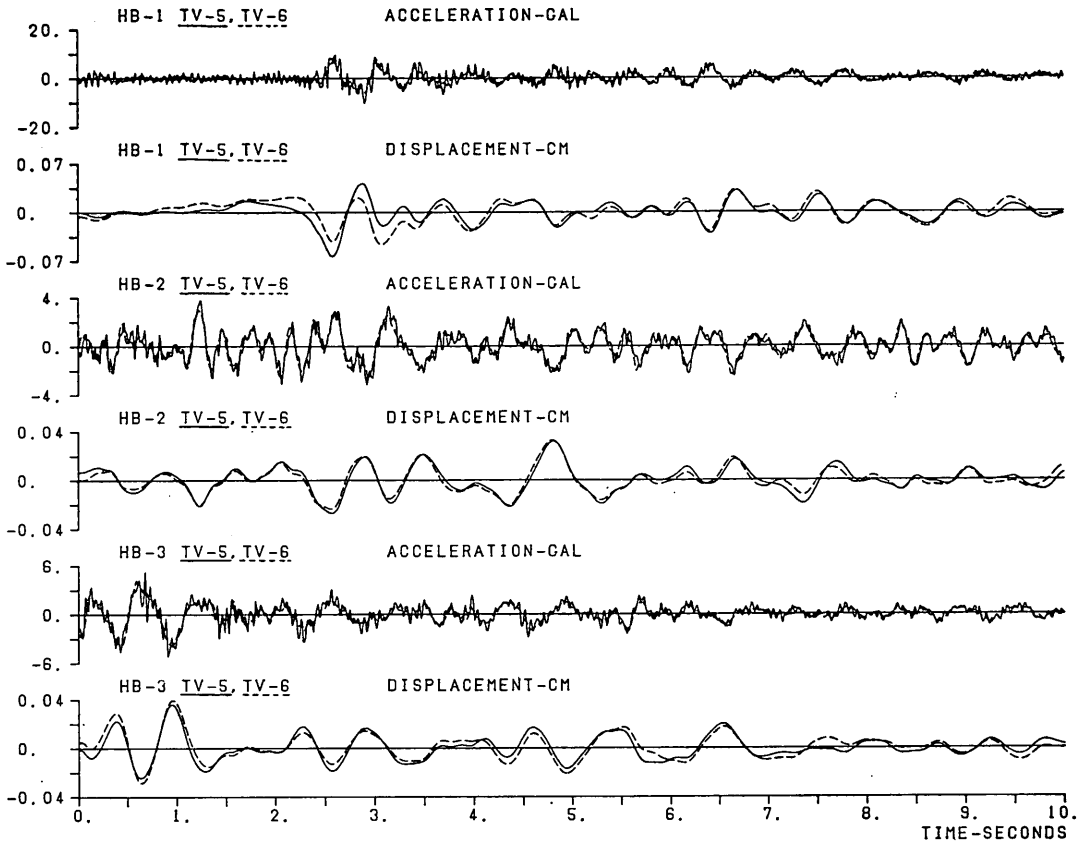


図-20 St. 5 と St. 6 の加速度・変位波形 (TV 方向)

の時刻歴を重ねて描いたものである。図中の実線が St. 5 の波形、点線が St. 6 の波形を表している。図から、各方向ともに St. 5 の加速度と変位の最大値の方が St. 6 のそれよりも少し大きいものの顕著な違いもなく位相差もほとんどないことがわかる。

(2) 改良地盤の挙動

HB-1 の地震における改良土部 (St. 2, 3, 4, 6) の法線直角方向の加速度波形と変位波形を 図-23, 24 に示す。St. 5 と St. 6 の場合と同様に、St. 2, 3, 4, 6 は位相差もなくほぼ同じ振動をしていることがわかる。なお、ここには示さなかったが、法線平行方向および鉛直方向の加速度および変位の波形も同様の傾向を示した。また 図-25 に HB-1 の地震における改良地盤 (St. 2~6) の加速度パワースペクトルを振動方向別に重ね書きしたものを示す。図のように、パワースペクトルからも改良地盤の各測点がほぼ同じ動きをしていることがわかる。以上のことは、HB-1 の地震における結果であるが、HB-2, 3 の地震についても同じことが確認されている。

以上のことから、未改良土を含めた改良地盤は剛体的挙動をしていることがわかる。この結果は、横浜港大黒埠頭における壁式改良地盤²⁾と同じであるが、今回の地震で対象とした3つの地震はいずれも小規模であるので、これらより大きな地震が発生したとき、今回と同様の結果になるかどうかは、今後更に詳細な検討が必要であると考える。

(3) 改良地盤と周辺粘性土地盤の挙動

各測点の加速度および変位の時刻歴から、改良地盤及び原地盤の加速度と変位の分布パターンを調べてみる。ここでは、特に法線直角方向に着目する。改良地盤の地震時の安定計算においては、地震時に生じる外力として改良地盤そのものに作用する慣性力と周辺粘性土により改良地盤に作用する地震時土圧を考える。そこで、改良地盤 (St. 2) に最大加速度が生じた時刻と、周辺粘性土地盤 (St. 7) に最大加速度が生じた時刻に着目し、加速度と変位の分布パターンを描くと 図-26~32 のようになる。図-26~29 が HB-2 の、図-30~32 が HB-3 の地震

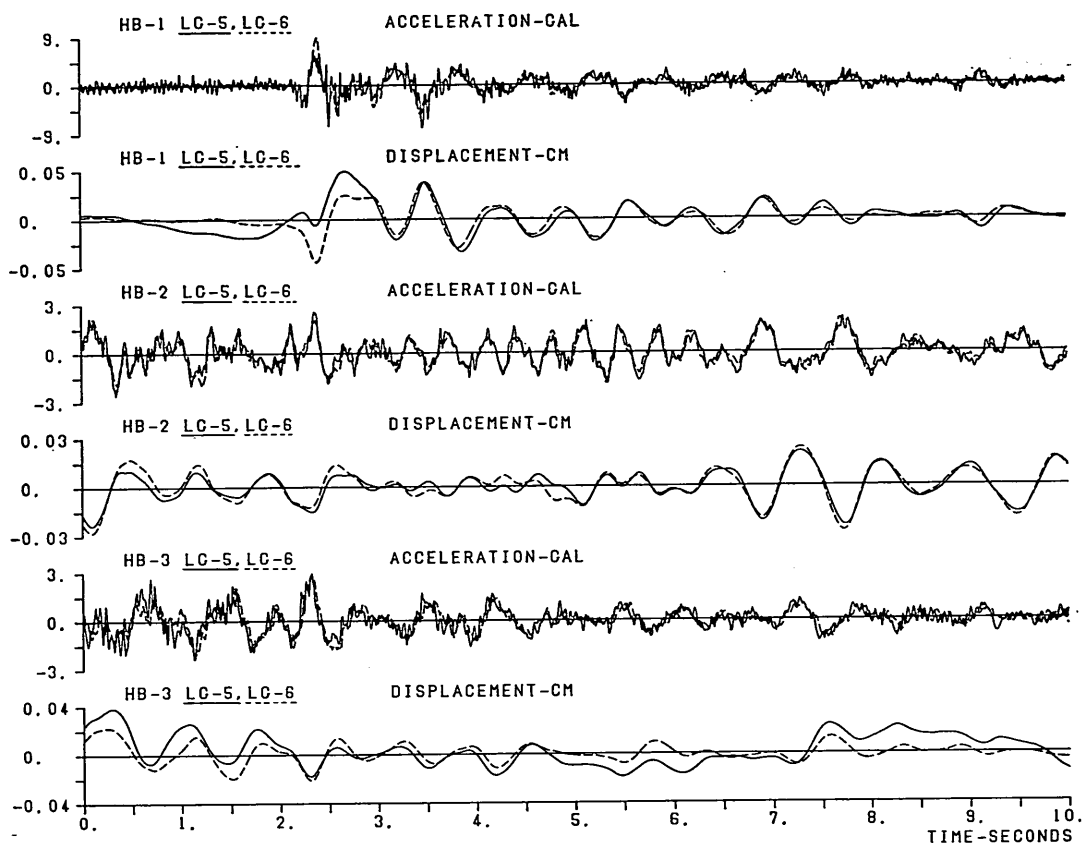


図-21 St. 5 と St. 6 の加速度・変位波形 (LG 方向)

についての観測結果であり、実線が加速度ベクトル、点線が変位ベクトルを表している。図中では、加速度、変位とも右方向が正の向きとしている。なお、HB-1の地震については、St. 7の記録がないので検討の対象から除外している。

図-26, 27, 30, 31は改良地盤 (St. 2) に最大加速度が作用するときの加速度と変位の分布パターンが示しているが、このうち、図-26, 30, 31に示す改良地盤と周辺粘性土の運動は逆向きになっている。なお、図-27に示した両者の運動は同じ向きになっているが、周辺粘性土には大きな加速度が発生していない。図-28, 29, 31, 32からは、粘性土地盤に最大加速度が作用しているとき、改良地盤には同じ向きに大きな加速度が作用していないことがわかる。すなわち、改良地盤とそれから離れた原地盤の粘性土とが同時に同一方向の最大加速度が発生することは無いようである。

改良地盤 (St. 2) と周辺粘性土地盤 (St. 7) の間の距離が縮まる時、改良地盤に作用する土圧が増加し、距

離が広がる時、土圧は減少すると考えられる。したがって、観測結果では改良地盤に大きな慣性力が作用するとき、土圧はそれに抵抗する方向に働き、逆に改良地盤に作用する土圧が大きくなる時、改良地盤にはそれほど大きな慣性力が生じていないことになる。しかし、改良地盤に外力として作用する地震時土圧は、改良地盤の近傍の周辺粘性土と改良地盤の動的相互作用の結果として生ずるものであり、現状では土圧に影響する周辺地盤の範囲がどの程度なのか明確に把握されていないことを考えると、慣性力と土圧の位相についての一般的な結論は、今後さらに実験や研究を行った上で導くことにしたい。

4.3 周波数伝達関数による検討

改良地盤で観測された地震動は改良地盤と周辺地盤が相互作用を行った結果としての地震動である。改良地盤や原地盤の地震動の増幅特性や改良地盤と周辺粘性土の位相特性を周波数伝達関数によって検討する。

周波数伝達関数を簡単に説明すると次の様になる。一

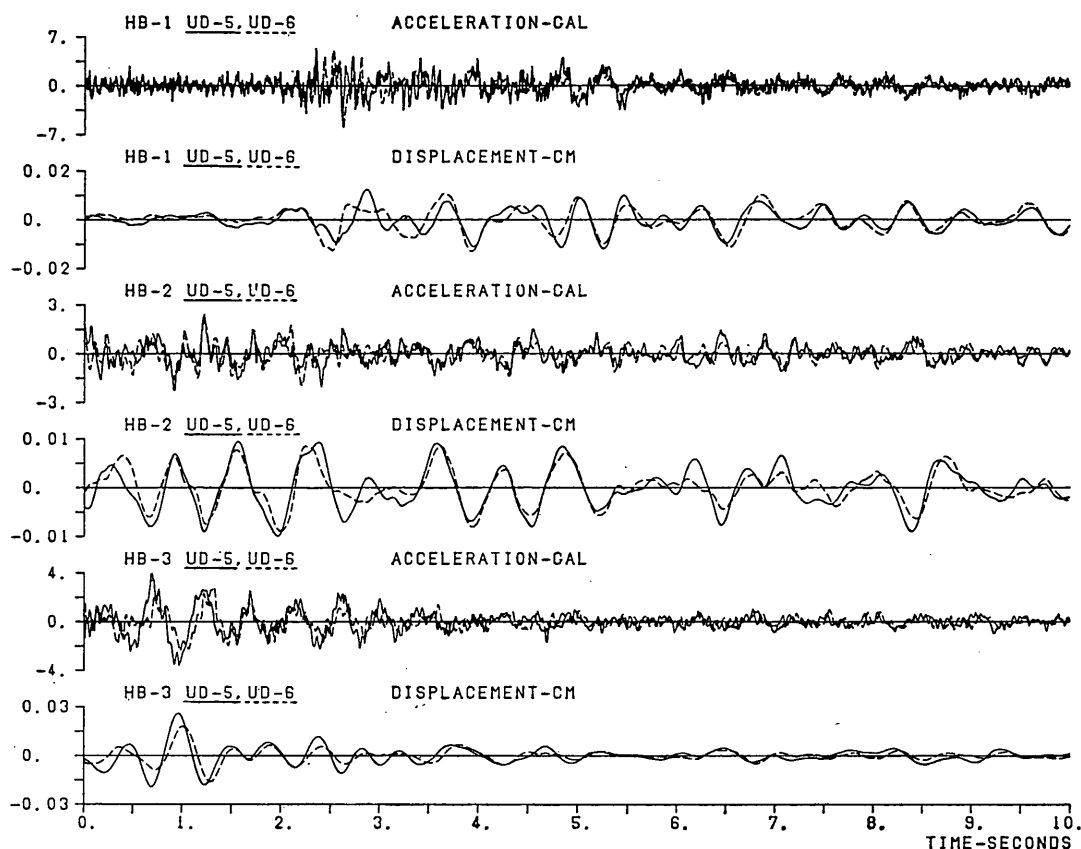


図-22 St. 5 と St. 6 の加速度・変位波形 (UD 方向)

般に、構造物の基礎面に到達した地震波と構造物の応答を模式的に描くと図-33の様になる。図中の①が地震波であり、②が応答である。つまり、ある地震波入力とその構造物特有の伝達機構を通じて構造物の応答として出力されるというフローである。今、地震観測により①の波形と②の波形が観測されると周波数伝達関数を求めることができる。すなわち、周波数伝達関数は波形①と波形②をフーリエ変換し周波数領域の関数に直して計算されたそれぞれの周波数における応答倍率と位相差のことである。

(1) 支持砂層と改良地盤の周波数伝達特性

図-34に各地震ごとに、改良地盤 (St. 2~6) の支持砂層 (St. 1) に対する伝達関数を重ねて描いたものを示す。図中の上段は HB-1 の地震によるもので、左から TV 方向, LG 方向, UD 方向の伝達関数である。同様に、中段, 下段が HB-2 および HB-3 の伝達関数である。この図から、TV 方向に 2.1Hz 付近と 5.8Hz 付近, LG 方向に 1.5Hz, 2.1Hz, 3.2Hz, 5.0Hz 付近, UD 方

向に 1.5Hz, 2.4~2.7Hz, 7.5~7.6Hz 付近にそれぞれピークがあることがわかる。これらの振動数は、改良地盤の各方向の固有振動数に相当するものであると考えられる。

ここで、水平 2 成分の 1 次固有振動数を比較してみると、TV 成分が 2.1Hz 付近, LG 成分が 1.5Hz 付近であり、法線平行方向の方が法線直角方向に比べて、長周期側にその固有振動数がある。この傾向は、横浜港大黒埠頭における裏埋め土が無い場合の法線直角方向と法線平行方向の固有振動数の関係と同じである。

(2) 支持砂層と周辺粘性土地盤の周波数伝達特性

図-35に周辺粘性土地盤 (St. 7) と支持砂層 (St. 1) の伝達関数を示す。上側が、HB-2、下側が HB-3 であり、左から TV, LG, UD 方向の伝達関数である。どちらの地震についても 1.0~1.3Hz 付近の振動数に顕著な増幅があり、改良地盤の固有振動数よりも低い振動数である。また、水平 2 成分の固有振動数は同じようである。これは、原地盤においては水平面内でその増幅特性

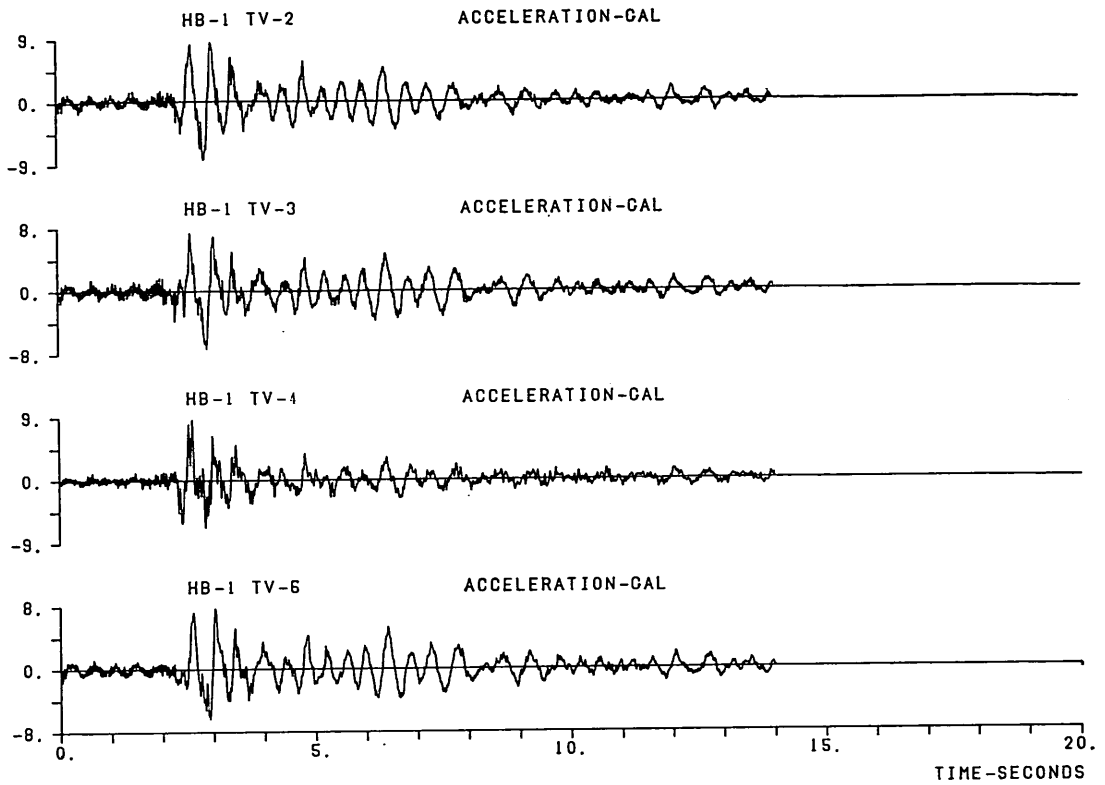


図-23 St. 2, 3, 4, 6の加速度波形 (HB-1, TV 方向)

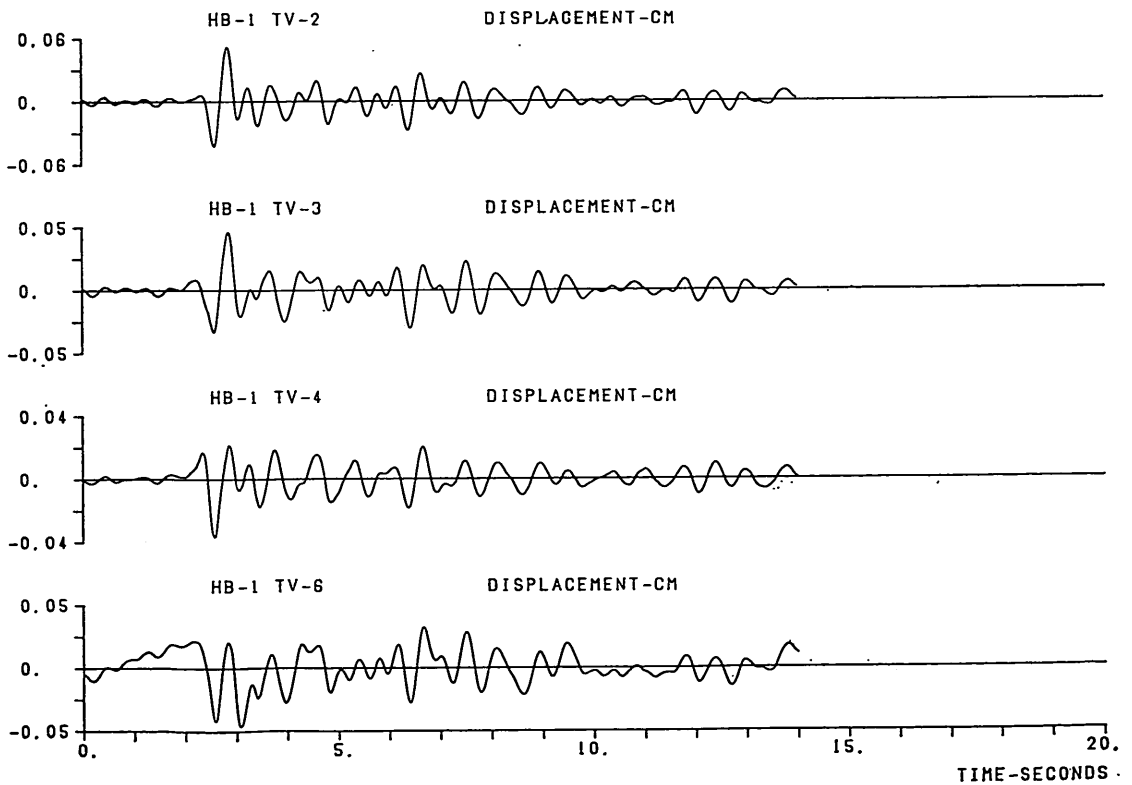


図-24 St. 2, 3, 4, 6の変位波形 (HB-1, TV 方向)

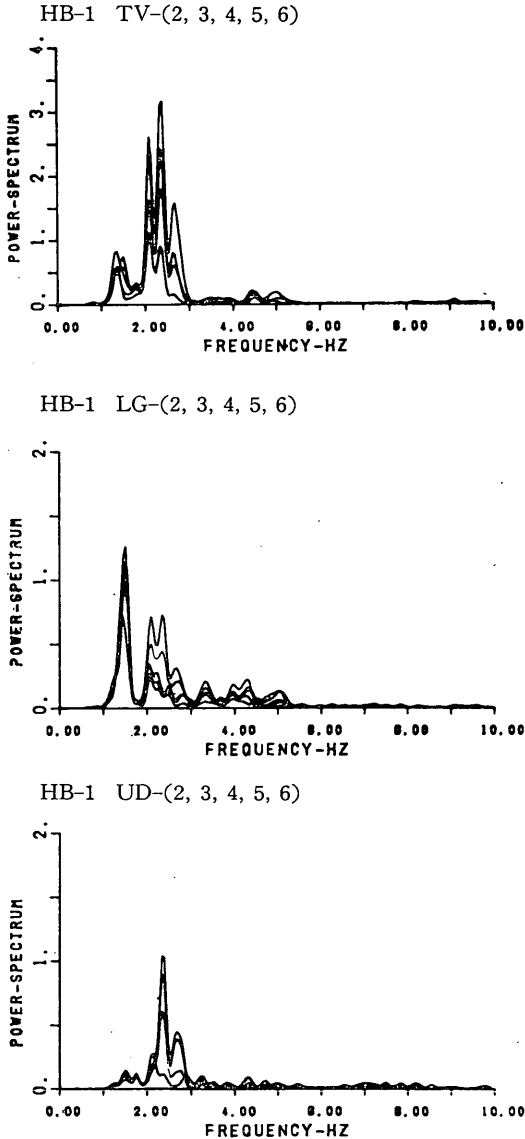


図-25 改良地盤 (St. 2~6) のパワースペクトル (HB-1)

が等しいと考えられるので妥当な結果であると考え。なお、それに加えて、上下方向の固有振動数も一致しているが上下成分は物理的に一致する必然性はないので偶然である可能性が高い。

(3) 改良地盤と周辺粘性土地盤の位相特性

4.2(3)改良地盤と周辺粘性土地盤の挙動における時刻歴の検討で、加速度と変位について、改良地盤と周辺粘性土地盤の間に位相差が認められた。ここでは、改良地

盤 (St. 2) と周辺粘性土地盤 (St. 7) の法線直角成分の周波数伝達関数を求めることにより、両者の位相特性を検討する。

図-36, 37に St. 2 および St. 7 のパワースペクトルと両者の伝達関数を示す。図-36 に示す HB-2 の地震の場合、パワースペクトルから改良地盤 (St. 2) には 1 Hz~3 Hz の波の成分が多く含まれており、特に 1.4~1.5 Hz, 2.1 Hz 付近の波が卓越していることがわかる。また、周辺粘性土地盤 (St. 7) においては 1.4~1.5 Hz の波が卓越している。これは、改良地盤 (St. 2) においては 1.4~1.5, 2.1 Hz 付近の波の成分が、また、周辺粘性土地盤 (St. 7) においては 1.4~1.5 Hz の波の成分が大きいエネルギーを持っていることを意味している。このことを、時間領域の言葉に直せば、地震動の主要動部分 (大きい振幅の記録されている領域) はこれらの成分の波で構成されていると言える。以上のことを考慮して改良地盤と周辺粘性土地盤の位相特性を調べると以下のとおりとなる。1.4~1.5 Hz の波の成分で改良地盤 (St. 2) と周辺粘性土地盤 (St. 7) は共に大きく振動しているが、その周波数の波の両者の位相差は図から 60°~110° である。また、改良地盤 (St. 2) は 2.1 Hz の波の成分も多く含み、その時の位相差は 170° 前後である。同様に、図-37 で HB-3 の地震についても調べると、St. 2 で卓越する周波数 2.1 Hz 付近での位相差が 170° 前後、St. 7 で卓越する周波数 1.5 Hz 付近での位相差が 60°~130° である。この様にどちらの地震についても改良地盤と周辺粘性土地盤の間には主要動付近で明確な位相差があることが確認される。すなわち、4.2(3) 改良地盤と周辺粘性土地盤の挙動では、特定の時刻のみの加速度と変位の分布パターンを示し、両者の間に位相差があることを述べたが、本項の検討から、改良地盤と周辺粘性土地盤の間の位相差は今回の地震においては、両地盤の周波数伝達特性から必然的に現れた現象であることがわかる。

(4) 改良地盤内の周波数伝達特性

ここでは、未改良土部 (St. 5, -15.5m) と改良土部の中央 (St. 6, -15.5m) および改良土上部 (St. 2, -9.8m) と改良土下部 (St. 4, -21m) に着目して、改良地盤内の周波数伝達特性を検討する。

図-38は HB-2 の地震における同一深さの未改良土部 (St. 5) と改良土部 (St. 6) の伝達関数を法線直角方向 (TV 方向) と法線平行方向 (LG 方向) について示したものである。この伝達関数から未改良土部 (St. 5) は改良土部 (St. 6) に対して増幅も位相差も無いことがわかり、4.2(1) 改良土に囲まれた未改良土の挙動の時刻歴で示された結果を周波数領域で確認することができた。なお、

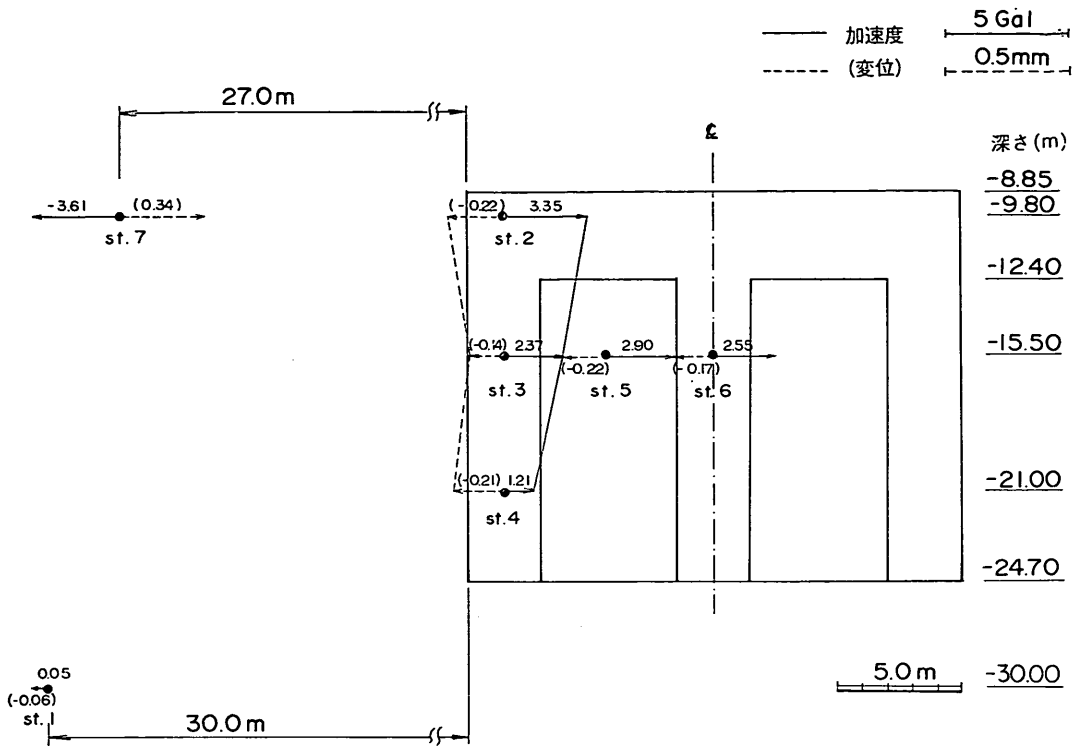


図-26 加速度・変位の分布パターン (HB-2, St. 2 が正の最大加速度を記録した時刻)

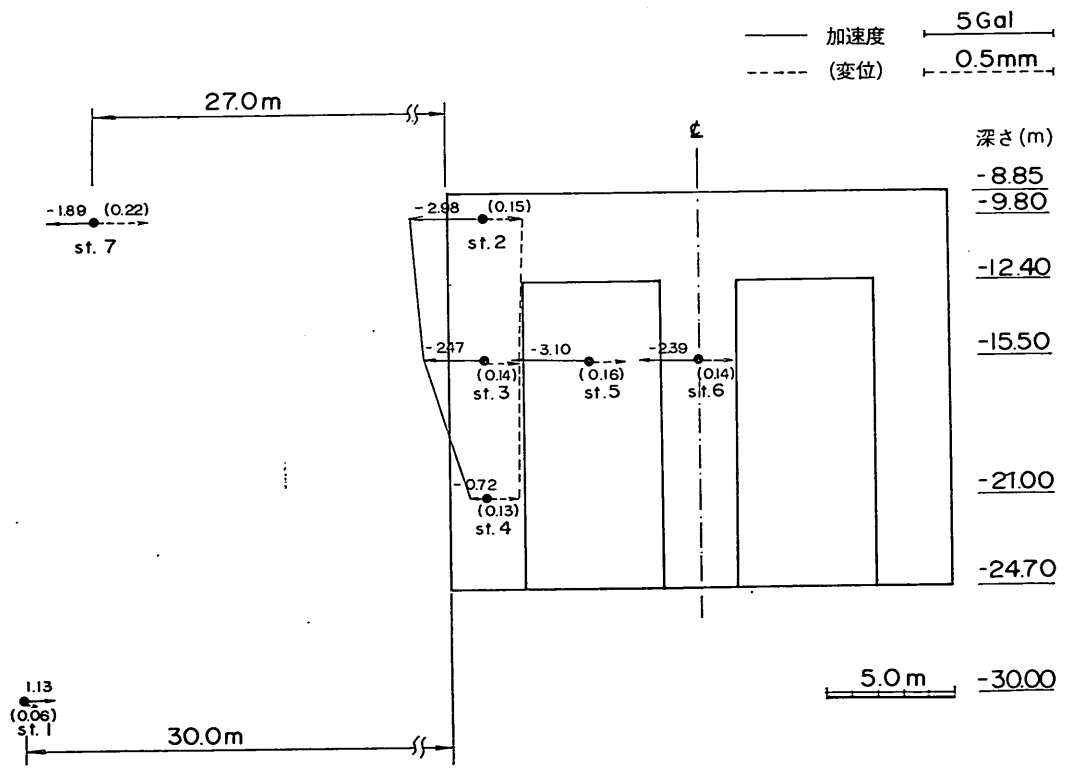


図-27 加速度・変位の分布パターン (HB-2, St. 2 が負の最大加速度を記録した時刻)

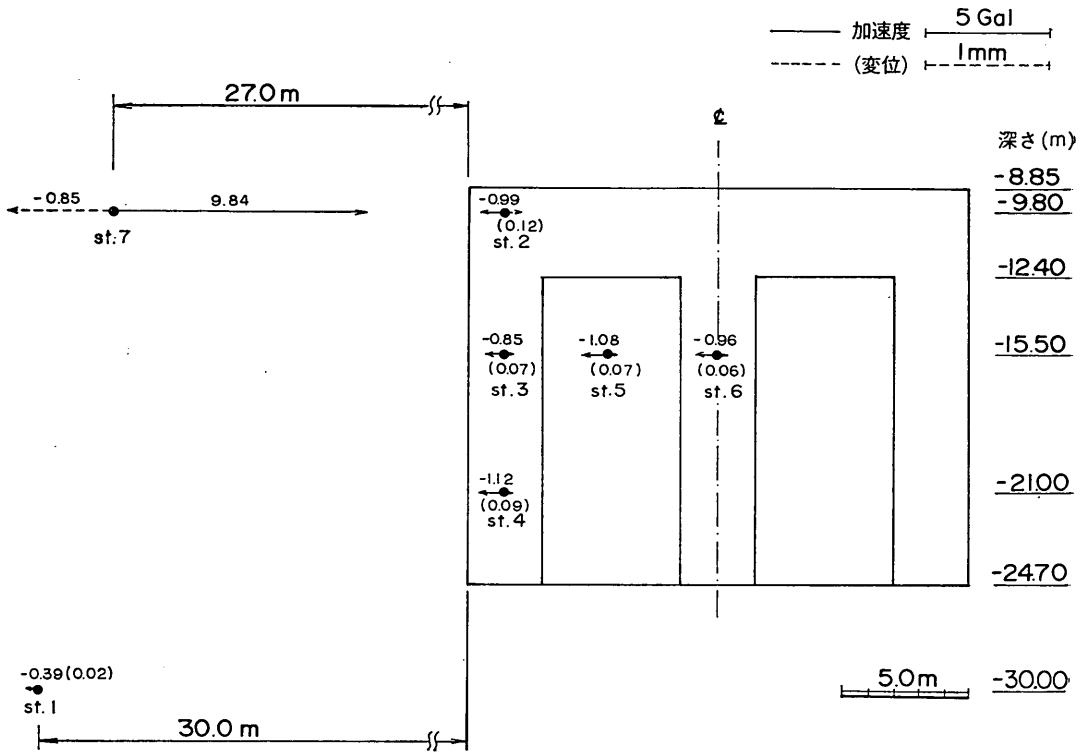


図-28 加速度・変位の分布パターン (HB-2, St. 7が正の最大加速度を記録した時刻)

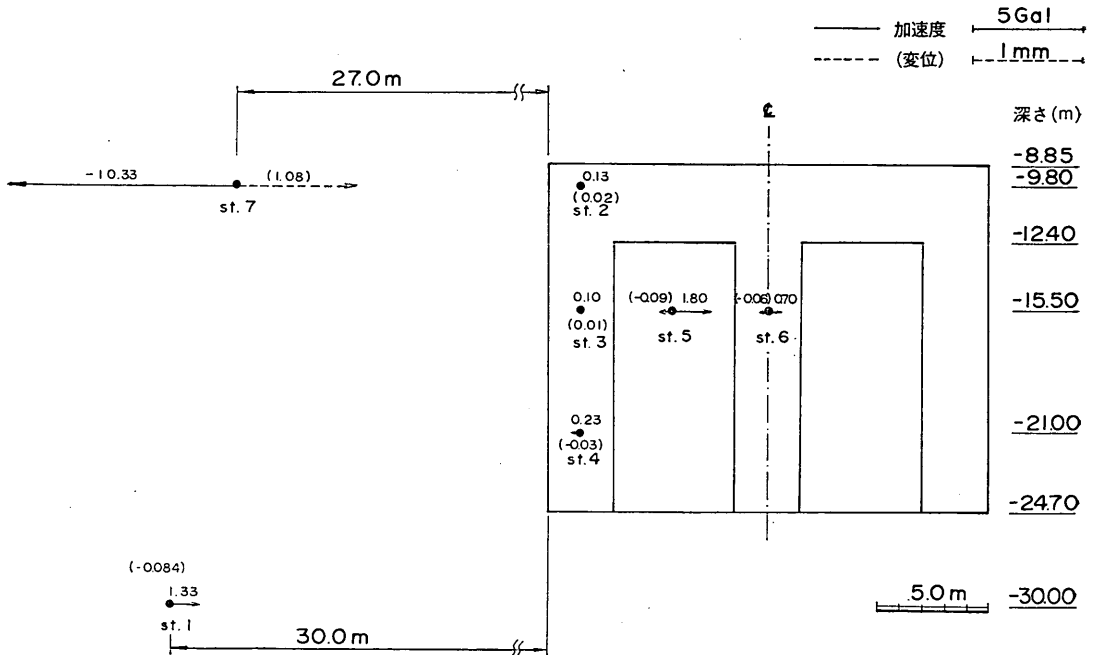


図-29 加速度・変位の分布パターン (HB-2, St. 7が負の最大加速度を記録した時刻)

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

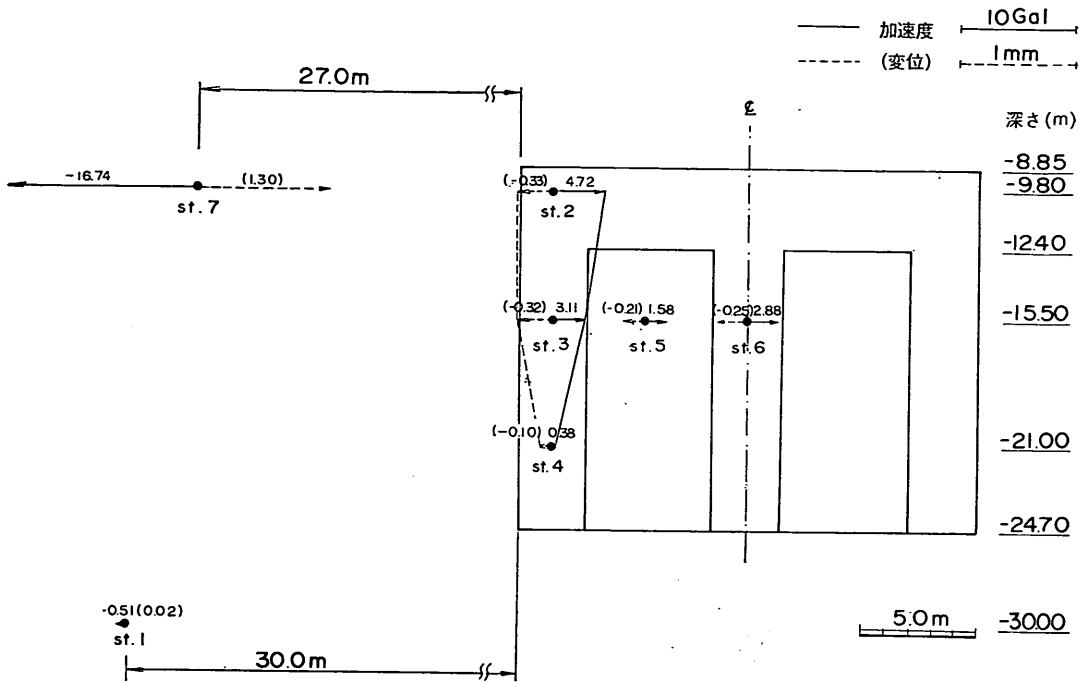


図-30 加速度・変位の分布パターン (HB-3, St. 2 が正の最大加速度を記録した時刻)
(HB-3, St. 7 が負の最大加速度を記録した時刻)

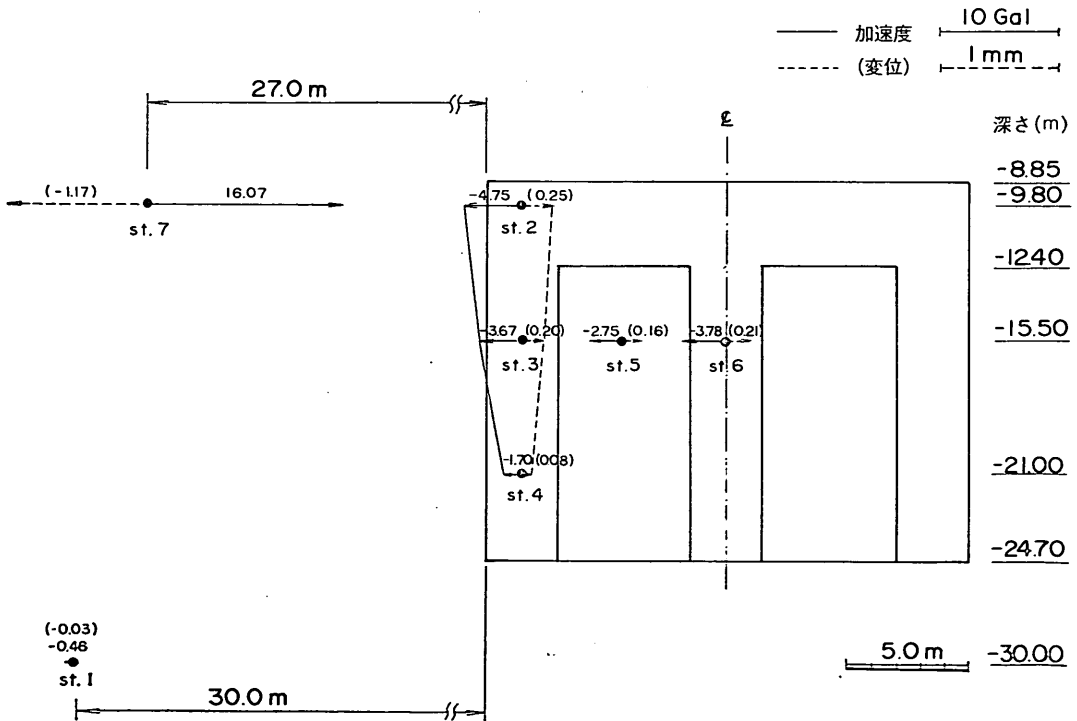


図-31 加速度・変位の分布パターン (HB-3, St. 2 が負の最大加速度を記録した時刻)

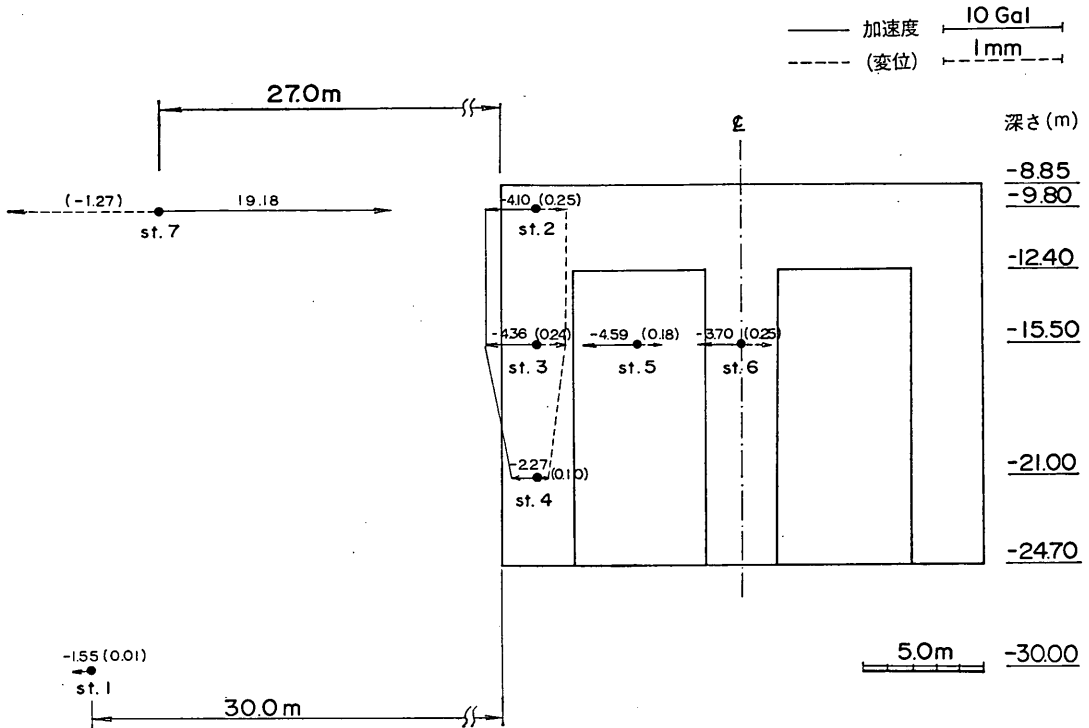


図-32 加速度・変位の分布パターン (HB-3, St.7が正の最大加速度を記録した時刻)

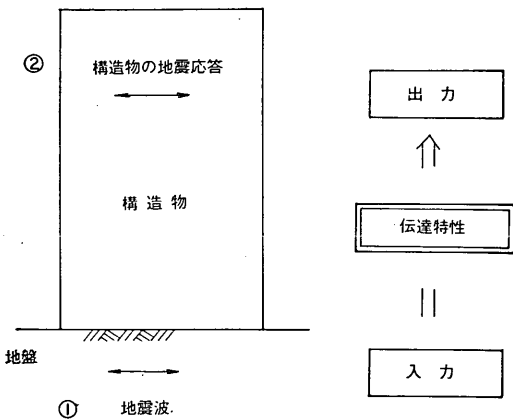


図-33 入力地震波と構造物の応答模式図

ここでは上下方向 (UD 方向) について伝達関数を示していないが、この方向についても増幅と位相差が無いことがわかっている。また HB-1, HB-3 の地震についても HB-2 の地震と同じ結果が得られている。

図-39に HB-2 の St.2 と St.4 の伝達関数を水平 2 方向について示す。St.2 と St.4 は改良土部中の上部と下

部の測点であるので、この伝達関数は改良土中を深さ方向に伝播する地震波の増幅特性と位相を表わしている。LG 方向の増幅度は振動数に関係なくほぼ 1 であり、顕著な位相差もないのに対して、TV 方向の伝達関数には 2.4Hz 付近と 5.1Hz 付近に増幅のピークがある。これは、TV 方向に関しては 2.4Hz, 5.1Hz 付近の波に対して増幅しやすいことを示している。この傾向は HB-1, 3 においても同じであった。St.5 と St.6 がほとんど同じ動きをしていること、LG 方向にはなく TV 方向のみみられることから、この振動数は改良地盤のロックインの固有振動数に対応していると考えられる。

5. 地震応答計算

前章において、深層混合処理工法による改良地盤の地震時の挙動を観測された地震動の加速度記録から検討を行った。本章では、有限要素法による地震応答計算を行い、その計算結果と観測結果を比較し、計算手法等の妥当性を検討する。

5.1 計算手法

計算によって、地盤や土構造物に関する動的問題を取扱う際、特に考慮することは土の材料非線形特性であ

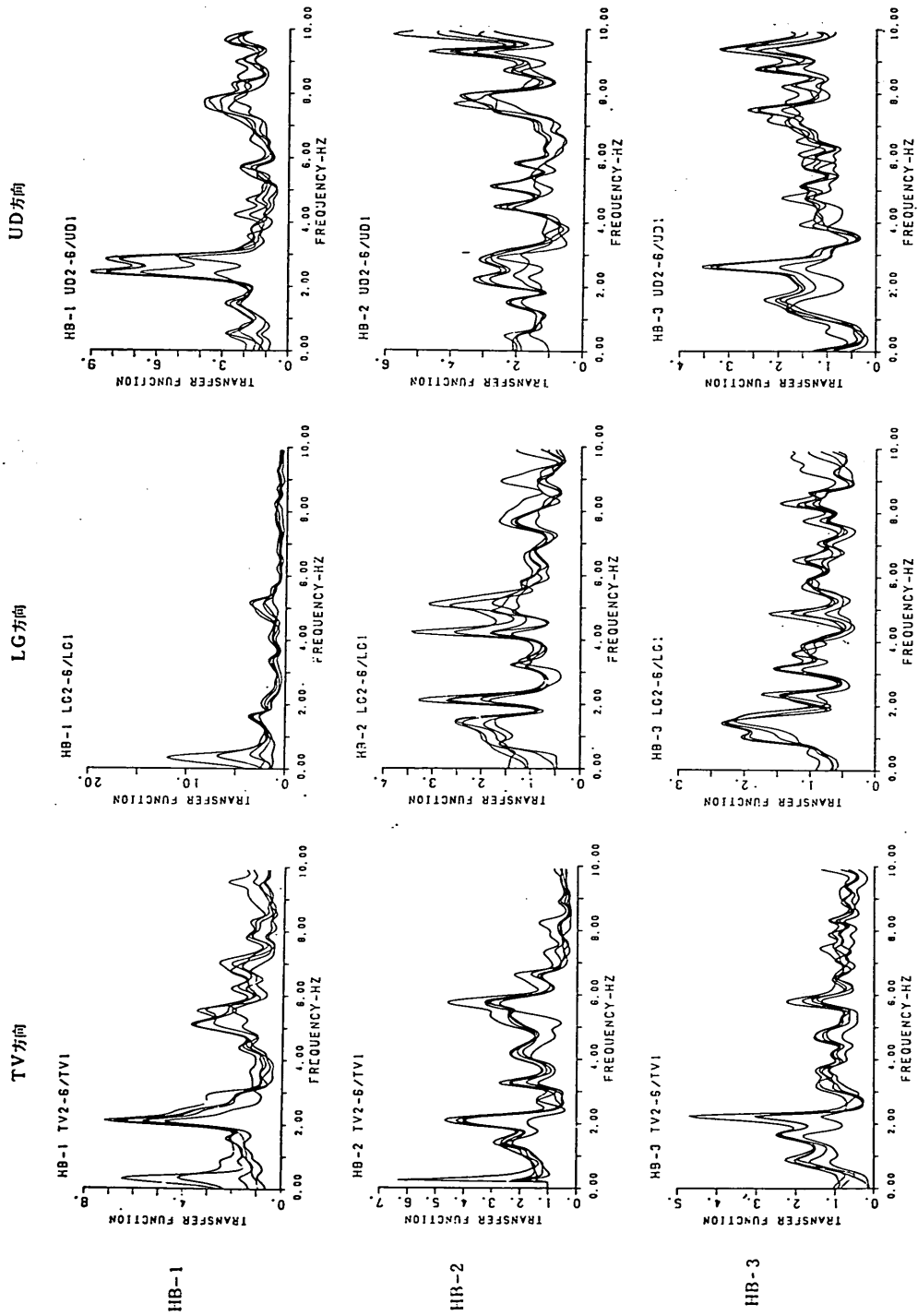


図-34 原地盤 (St.1) と改良地盤 (St.2~6) の伝達関数

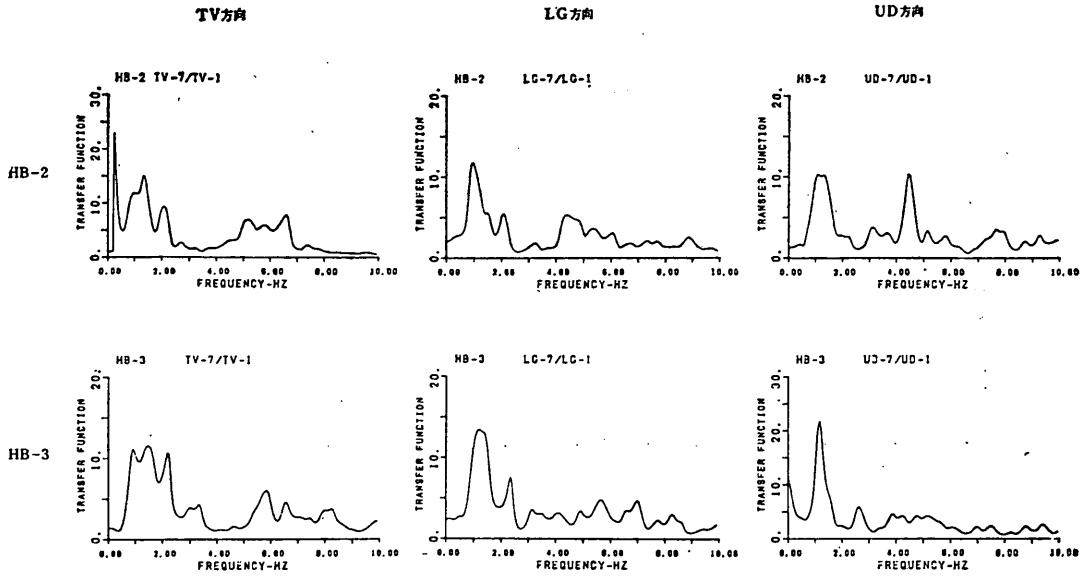


図-35 St. 1 と St. 7 の伝達関数 (HB-2, 3)

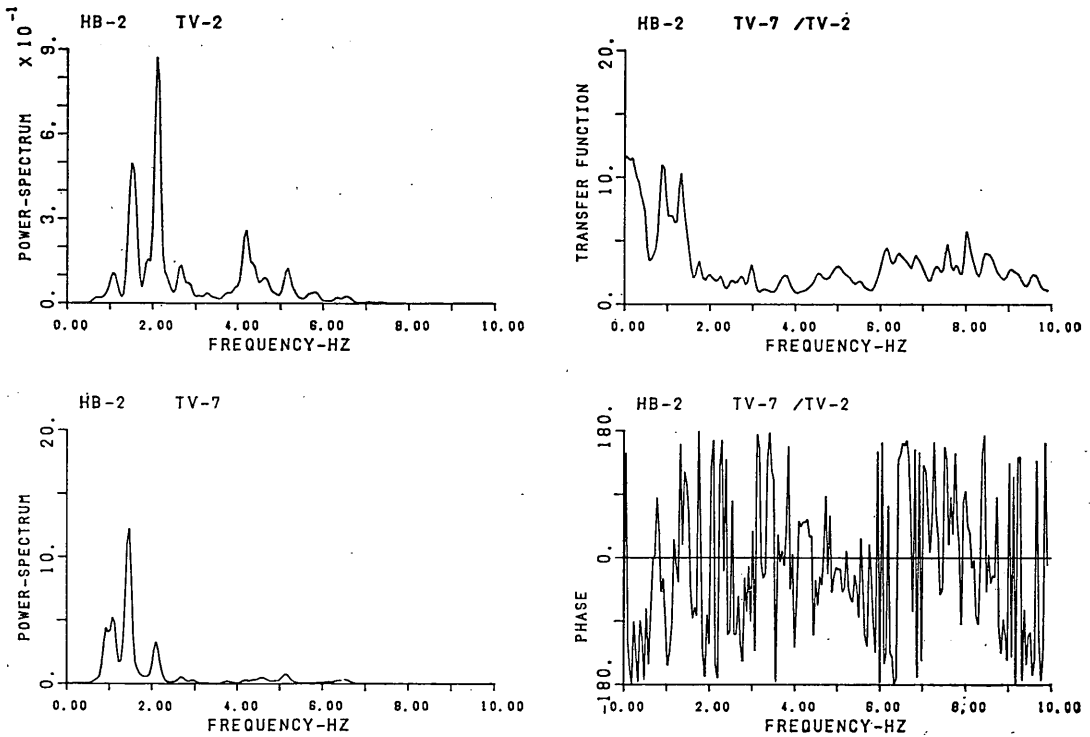


図-36 St. 2 と St. 7 のパワースペクトル, 伝達関数 (HB-2)

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

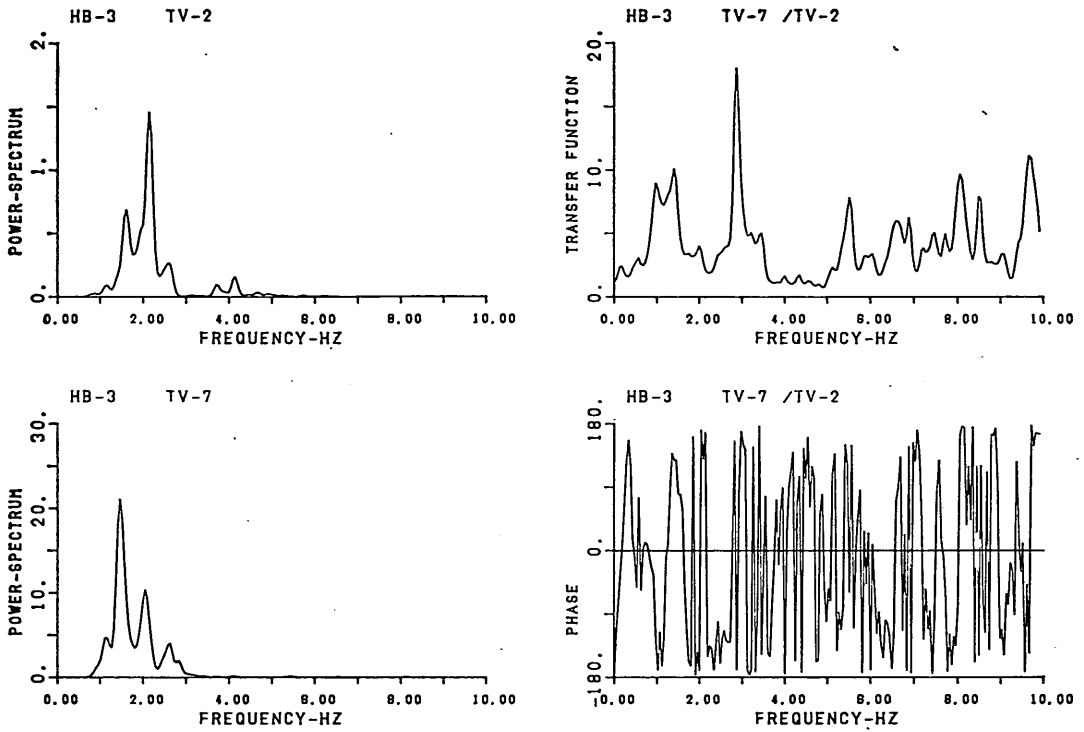


図-37 St. 2 と St. 7 のパワースペクトル, 伝達関数 (HB-3)

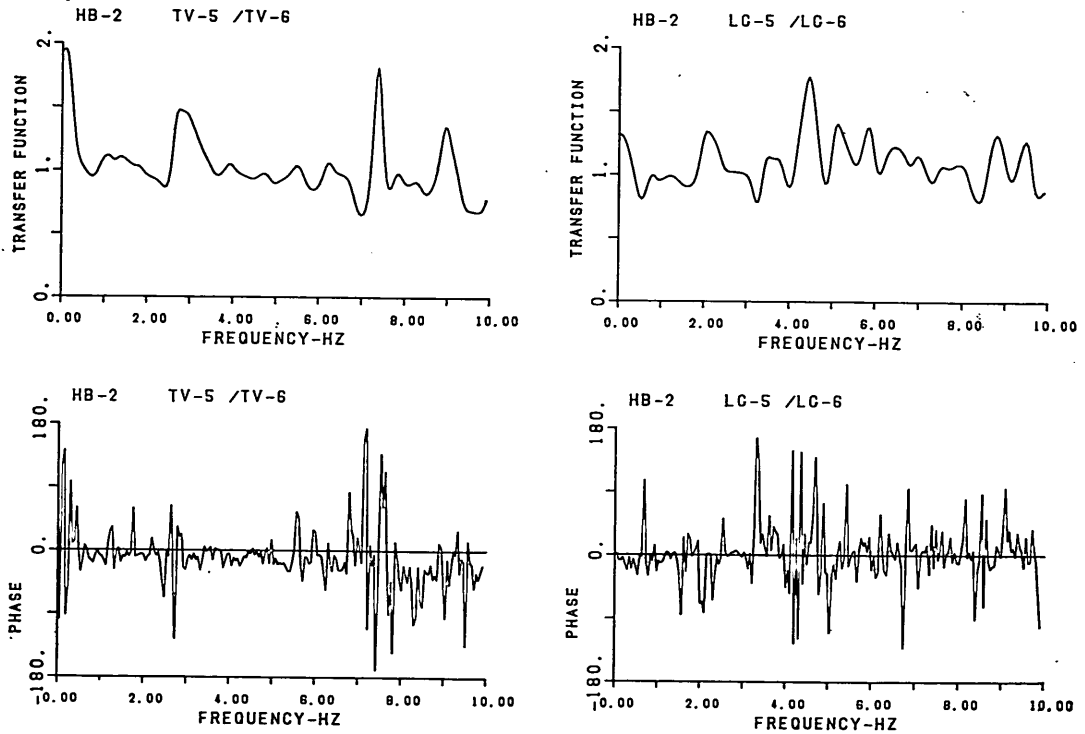


図-38 St. 5 と St. 6 の伝達関数 (HB-2)

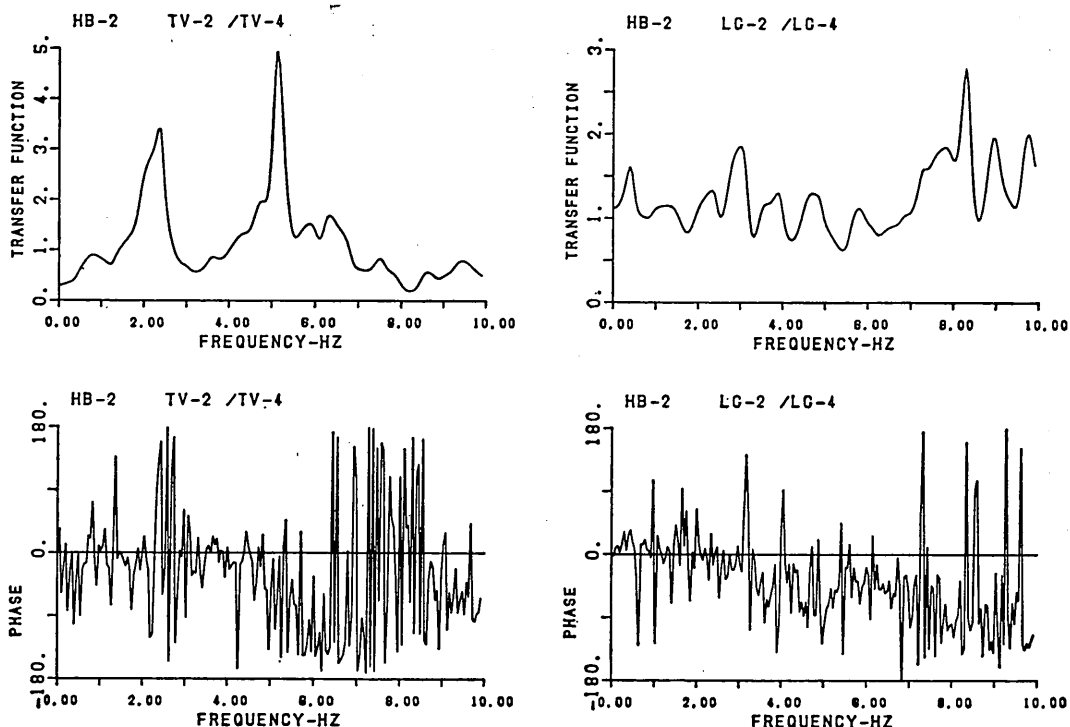


図-39 St. 2 と St. 4 の伝達関数 (HB-2)

る。土の材料非線形特性はせん断変形係数 G や減衰定数 h という形で表現される。また、これらの定数は土が受けるひずみの大きさに依存することがわかっている。土の受けるひずみの大きさが 10^{-5} 以下のひずみに対しては、土は弾性的性質を示す。 $10^{-4} \sim 5 \times 10^{-2}$ 程度の領域においては、土は塑性的な性質を示し、除荷後には残留変位が残り、動的載荷時の減衰定数も大きくなる。更にひずみが大きくなると土はせん断破壊を生ずる。この様に、地震時に土のせん断変形係数 G や減衰定数 h は土に発生するひずみの大きさによって刻々と変化するので、計算モデルにおいてもその特性を何らかの形で取り入れる必要がある。計算モデルにおいては、材料非線形特性を土の応力とひずみの関係を履歴曲線によって表現する方法が一般的である。その方法には、(a) 応力-ひずみの関係を具体的に与える方法^{10,11)}、(b) 応力-ひずみの関係を等価線形化手法であらわす方法¹²⁾ などがある。前者の方法は、土の動力学的性質を説明でき、破壊が予想されるような大きなひずみが土に受けるような場合でも、応力やひずみの履歴を追求するので土の変形問題まで取り扱いが可能であるが、計算手法としては複雑かつ現在の電子計算機の性能等を考えると、計算容量、計算時間の点で問題があり実用的でないと言われている。

後者の手法は、土の材料非線形特性を近似的に表した方法であるが工学的に用いられ、その有用性が確められている。つまり、地震時において刻々と変化すべきせん断変形係数 G と減衰定数 h を等価せん断定数と等価減衰定数によって表現したものである。

また、本報告で解析する格子式改良地盤はその形状から3次元解析が理想的な構造物であると考えられる。しかし、土の材料非線形特性を考慮した計算で、かつ、3次元に解析することは現時点においては材料非線形特性を忠実に考慮する場合と同様に実用的でないと考えられる。

以上の事を考慮して、平面ひずみ2次元有限要素法を用いて改良地盤の地震応答計算を行った。なお、計算は地震波入力基盤が無限の剛性を有するとした計算と、波動エネルギーの地下逸散を考慮した計算の2ケースを行った。

(1) 等価線形2次元有限要素法 (FLUSH)¹³⁾

このプログラムは、カリフォルニア大学バークレー分校によって開発された土と構造物の動的相互作用を解析するための複素応答解析有限要素プログラムである。その計算手法の特徴としては次のものが挙げられる。

- (a) 変位適合アイソパラメトリック4角形 (または3

角形)要素, 線型曲げ要素(ビーム), ボイド要素の3タイプの要素から成る。また, モデルの下部の境界は剛であり, その境界面に任意の加速度時系列を水平または鉛直に与えることができる。

(b) 構造物とその周辺の地盤をモデル化するとき, モデル化の範囲としてはなるべく広範囲にモデル化することが理想であるが, その範囲にはおのずと限界がありモデルには仮定の境界が存在することになる。そこで, モデルの鉛直な仮想境界にそれよりも外側の半無限領域の剛性を等価に集約する伝達境界を考えている。すなわち, 構造物から放射された波動エネルギーの水平方向の伝播を吸収してしまうものである。

(c) 土に繰り返し荷重を与えた時, 土の応力とひずみの関係は非線形となり, 履歴曲線を描くが, この複雑な特性を理想化する方法として等価線形化手法を使用している。まず, 土の種類ごとに, せん断変形係数 G と減衰定数 h のひずみ依存性を表す曲線を与える。一般には, せん断変形係数のこの曲線は, 微小ひずみ時 (10^{-6} 程度)のせん断変形係数の値 G_0 に対するひずみ増大時の低下率として表現されている。次に, 要素ごとに与えられた初期のせん断変形係数と減衰定数を用いて応答計算を行う。応答計算を行うと各要素に発生した最大せん断ひずみが定まり, その値をもとにして有効せん断ひずみ(最大せん断ひずみの65%)が計算される。すると先に与えた曲線から, この有効せん断ひずみに対する新しいせん断変形係数と減衰定数が求められる。これらの値を用いて再度応答計算を実施する。このようにして計算に使用したせん断変形係数, 減衰定数と計算の結果得られたこれらの定数とを比較し, その比が一定値(一般には5%を用いている)以下に収束するまで計算をくり返し, 最終結果を解とするものである。

以上が FLUSH の特徴の概略であるが, その他, 更に詳細なプログラムの内容は文献13を参照されたい。なお, 解析対象となる改良地盤及び堤体は左右対称の構造物であるので図-5に示す断面図中央より左だけをモデル化した。

(2) 地下逸散減衰を考慮した2次元有限要素法

土と構造物の動的相互作用を有限要素法で解くときには, (1)の計算法のように, モデル上の基礎面(ここでは地震波を与える基盤面を意味する)において, 地震動を規定するのが一般的である。(1)の計算法では, St.1において観測された地震波を基盤における加速度と考えて, これをSt.1の地震計の設置してある深さの地盤に一樣に与えて計算を行っている。この取扱いは, 基礎面下の土が無限の剛性を有していると仮定するもので, 基礎面

表-6 境界面のインピーダンス比と内部減衰の組合せ

		境界面のインピーダンス比	
		大	小
内部減衰	大	A	C
	小	B	D

下には波動エネルギーの透過は許さないという事と等価である。このような仮定の妥当性は, 基礎面の境界に接する土の剛性の差異とモデル土層内の波動エネルギーの消散によって決まる。境界面に接する土の剛性の差異は, 波動インピーダンス比によって表現される基礎の方へ向って逃げて行く波動エネルギーの逸散の度合いを表す。また, モデル土層内の波動エネルギーの消散とは, 土の内部減衰によるエネルギーの消散を意味している。ここで, 境界面のインピーダンス比と土の内部減衰をそれぞれ大と小に分けて組合せを考えると表-6のように4通りの組合せができる。ここで, (1)のように地下へ逸散する波動エネルギーを考慮しないとする計算の妥当性を組合せごとに評価すると以下のとおりとなる。

A, B) 境界面についての仮定と現実が一致しているので妥当な計算結果が得られるはずである。

C) 境界面についての仮定は正しくないが, 内部減衰が大きいので, 地盤から基盤へ向う波動の伝播は無視できる。結果として, 境界面の仮定の誤差は地震波が入射するときに影響するのみであるので, 実用上支障のない計算結果が得られるはずである。

D) 境界面の仮定は正しくない。内部減衰が小さいので, 地盤から基盤へ向う波動が無視できない。しかるにモデルでは, 基盤面に達した波動は全反射されると仮定しているので, 誤差が大きい。このため, 時には, モデル内で共振現象が発生し, 非常に大きな加速度が計算されることもあると考えられる。

以上のことから, 地盤の内部減衰が小さく, かつ境界面のインピーダンス比も小さい場合には, (1)の計算法のような境界条件の仮定には問題があると考えられる。

さて, ここで本計算の場合を考えてみると, 本観測地点の土質調査結果(図-2)からわかるように, モデル上の基礎面と考えている砂層のせん断波速度 V_s が260m/sとそれほど大きくないために, 基礎面におけるインピーダンス比も小さいと考えられる。つまり, 本計算では地下へ逸散する波動エネルギーを考慮した方がより現実に近い計算結果を得ることができると言える。地下逸散減衰を考慮した計算が現実の観測結果をどの程度説明できるのか, また, 地下逸散減衰を考慮していない計算とど

の程度違うのかを調べることは、数値計算手法の妥当性を評価する上で非常に重要である。以上のことから、(1)の FLUSH プログラムに地下逸散減衰機能を付加した¹⁴⁾。以下にその地下逸散減衰機能を説明する。

地下逸散減衰機能を付加するということは、基礎面において上方から反射してくる波動エネルギーを吸収するような境界条件を導入することにある。そのためには、**図-40**に示すように境界面で与えられる垂直応力 σ とせん断応力 τ を次式で表現し、この式の

$$\sigma = a\rho V_P \dot{w}$$

$$\tau = b\rho V_S \dot{u}$$

- ここで
- ρ : 密度
 - V_P : P波速度
 - V_S : S波速度
 - \dot{w} : 垂直速度
 - \dot{u} : 水平速度

未定係数 a, b を最適なエネルギー吸収を与えるように決定してやればよい。実際には、 $a=b=1.0$ の条件によってほぼ完全なエネルギー吸収が満足されることが確かめられている。したがって、本報告でも反射エネルギーを吸収してしまいうような境界応力条件としてこの条件を用いている。

5.2 観測結果との比較

(1) 計算モデル

地震応答計算は、HB-1, 2, 3 の地震に対して行った。**図-41**は地震応答計算に用いた計算モデルである。先に説明したとおり、HB-1 の地震が観測された時の改良地盤上のコンクリートブロックは2段積み状態、HB-2

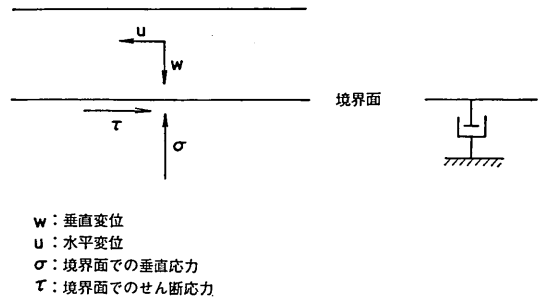


図-40 境界条件の模式図

の場合はコンクリートブロックが3段積み状態、HB-3の場合はコンクリートブロックが4段積みの完成断面がその解析断面である。

(2) 物質定数

地震応答計算に用いる土材料などの物質定数は、1) 単位体積重量 γ 、2) ポアソン比 ν 、3) 微小ひずみ時 (10^{-6} 程度) のせん断変形係数 G_0 でせん断変形係数 G を規準化した G/G_0 とひずみの関係、および等価減衰定数 h とひずみの関係である。**図-42**に計算に用いた物質定数を示す。以下にその決め方について述べる。

(a) 原地盤および改良地盤の物質定数

原地盤および改良地盤の微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 は、PS 検層の S 波速度を弾性波動理論より誘導される式(1)に代入して求めた。

$$G = \rho V_S^2 \quad (1)$$

ここに、 G : せん断変形係数

ρ : 密度

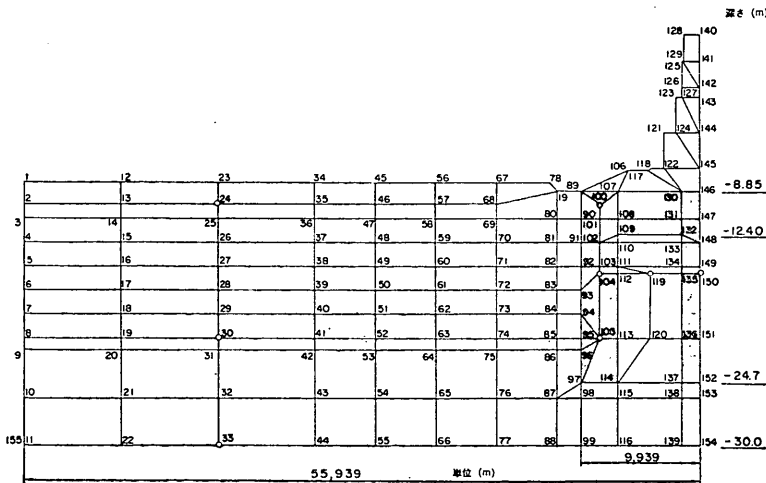


図-41 計算モデル

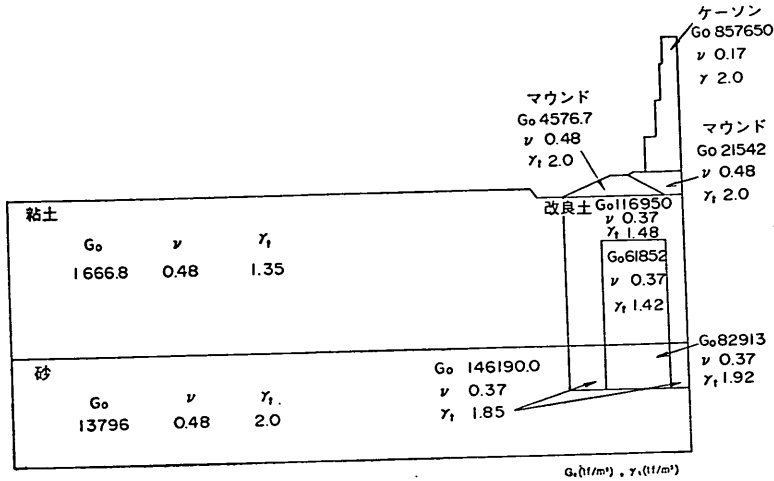


図-42 計算に用いた物質定数

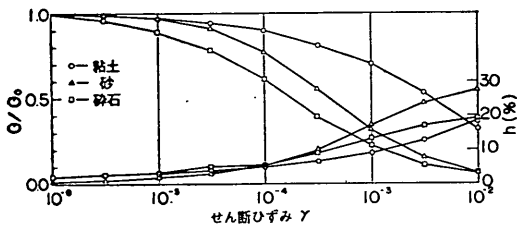


図-43 G/G_0 および h のひずみ依存曲線

V_s : S波速度

粘土地盤および砂地盤の G/G_0 および h のひずみ依存性を、図-43に示す。粘性土の G/G_0 とひずみ γ の関係曲線については室内試験データがなかったため、梅原らが提案している塑性指数に基づく $G/G_0 \sim \gamma$ の関係曲線のうち本計算の粘性土地盤の塑性指数に対応する $G/G_0 \sim \gamma$ の関係曲線を用いた¹⁵⁾。粘性土の h と γ の関係曲線については既応の粘性土に対する実験結果から、その平均的なものを用いた。また、砂質土についても実験ができなかったため、いろいろな試験データを整理して発表されている平均的なデータを用いた¹⁶⁾。

改良土の G/G_0 と h についても実内試験が実施されていないが、改良土はS波速度が大きく（すなわち、剛性が大きく）、かつ減衰定数 h も小さいと考えられるので線形材料として取り扱った。また、減衰定数 h については前例¹³⁾を参考として0.03を用いた。

原地盤および改良地盤の単位体積重量 γ_t は、土質調査結果から粘性土地盤で1.35、砂地盤で2.0、改良地盤で1.48とした。またポアソン比 ν はPS検層結果から原地

盤で0.48、改良地盤で0.37を与えた。なお、モデルの奥行き方向に改良土部と未改良土部が混在する部分は線形材料として取扱い、ポアソン比 ν は0.37、減衰定数0.03とし、せん断変形係数 G_0 と単位体積重量 γ_t については、奥行き方向の材料の構成比の重みをつけて決定した。すなわち、せん断変形係数 G_0 は次式によって計算した。

$$G_0 = \alpha \cdot G_0 \text{ 改} + (1 - \alpha) \cdot G_0 \text{ 未}$$

ここで G_0 : 計算に用いるせん断変形係数

$G_0 \text{ 改}$: 改良土のせん断変形係数

$G_0 \text{ 未}$: 未改良土のせん断変形係数

α : 改良土の奥行き方向の構成比率

γ_t についても同様の手法で求めた。

(b) マウンドの物質定数

マウンドは碎石によって構成されているが、大きな碎石に対する物性試験は実施例がなく、その動的特性は明らかでない。しかし、粗粒材についてはいくつかの物性試験が行われている。本報告では、碎石の物質定数を、粗粒材の試験結果で代用できると仮定して、国生らが提案している次式により微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 を求めた¹⁷⁾。

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

ここに、 G_0 : 微小ひずみ時のせん断変形係数

(kgf/cm²)

σ'_c : 有効拘束圧 (kgf/cm²)

e : 間げき比 ($e=0.5$ とした。)

本式は、岩盤の発破掘削によって生じた碎石（最大粒径は、64mmである。）を用いて求めたものである。更

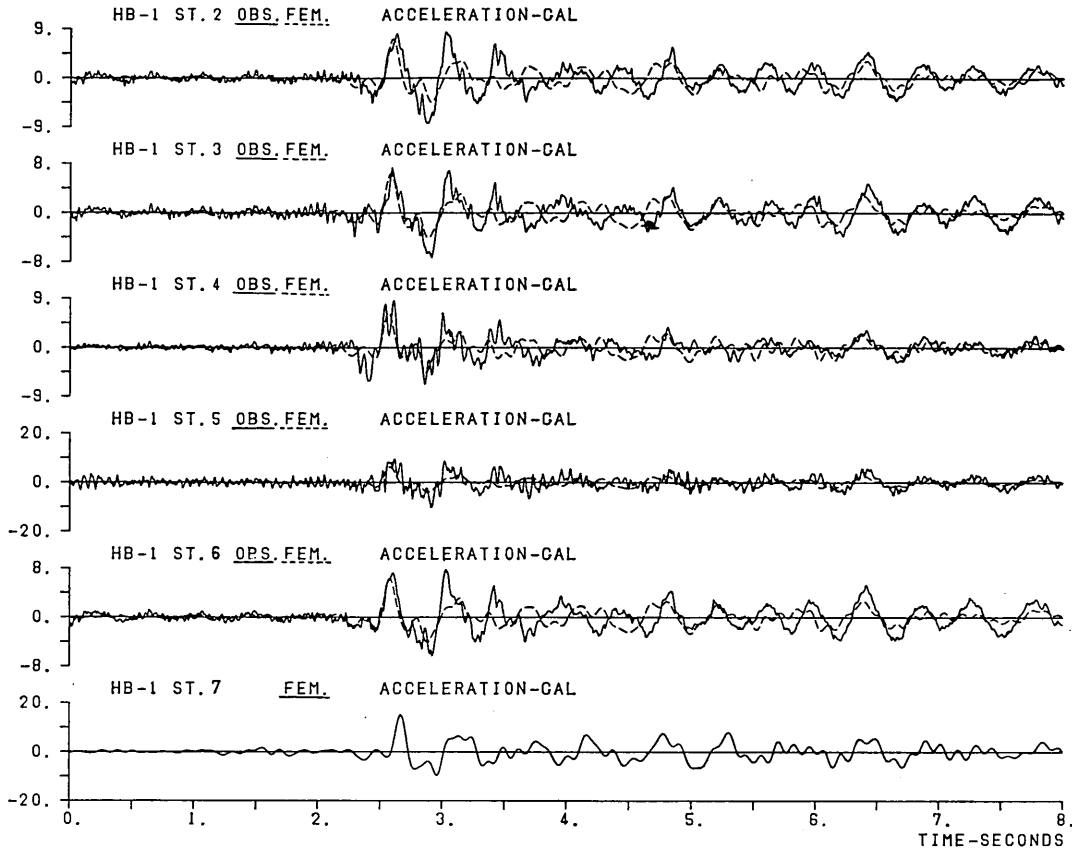


図-44 地下逸散減衰を考慮した計算波形と観測波形 (HB-1)

に国生らは、せん断変形係数 G のひずみ依存性を微小ひずみ時のせん断変形係数 G_0 に対する低下率 G/G_0 で示している。国生らは、種々の粗粒材に対して G/G_0 と h のひずみ依存曲線を示した。そこで、本報告ではそれらの平均曲線を求めて計算に使用した。図-43 に使用した G/G_0 と h のひずみ依存曲線を示す。

また、碎石の単位体積重量 γ_s は 2.0 tf/m^3 、ポアソン比 ν は 0.48 とした。

(c) コンクリートブロックの物質定数

コンクリートブロックの物質定数についても実測値はないが、コンクリートは剛性がきわめて大きく、減衰も小さい。また、土と比較すれば材料の非線形性も著しく小さいと言えるので線形材料として取扱った。また、コンクリートの単位体積重量 γ_c は、完成したコンクリートブロックの体積と重量から計算して 2.24 tf/m^3 、ポアソン比 ν は 0.17 とした。せん断変形係数 G_0 はコンクリートのヤング係数とポアソン比から計算して $860,000$

tf/m^2 とした。更に、減衰定数 h は前例を参考にして 0.03 とした。

(3) 入力地震波

地下逸散減衰を考慮した計算においては、St.1 の砂層において観測された加速度記録を一次元の等価線形モデルを用いた重複反射理論のプログラム (SHAKE)¹³⁾ によって St.1 における深さの入射波と反射波に分離し、入射波のみを取り出して入力地震波とした。

一方、地下逸散減衰を考慮せず地震波入力面を剛な基盤と考えた計算においては St.1 の観測波形をそのまま入力地震波とした。また、両者ともその計算時間は、主要な部分を含む 8 秒間とした。

(4) 観測結果と計算結果の比較

図-44~46 は地下逸散減衰を考慮した 2 次元有限要素モデルによる計算波形 (点線) と観測波形 (実線) を比較したものである。両波形の比較を容易にするため同一軸に重ね書きして示した。図-44~46 がそれぞれ HB-1, 2,

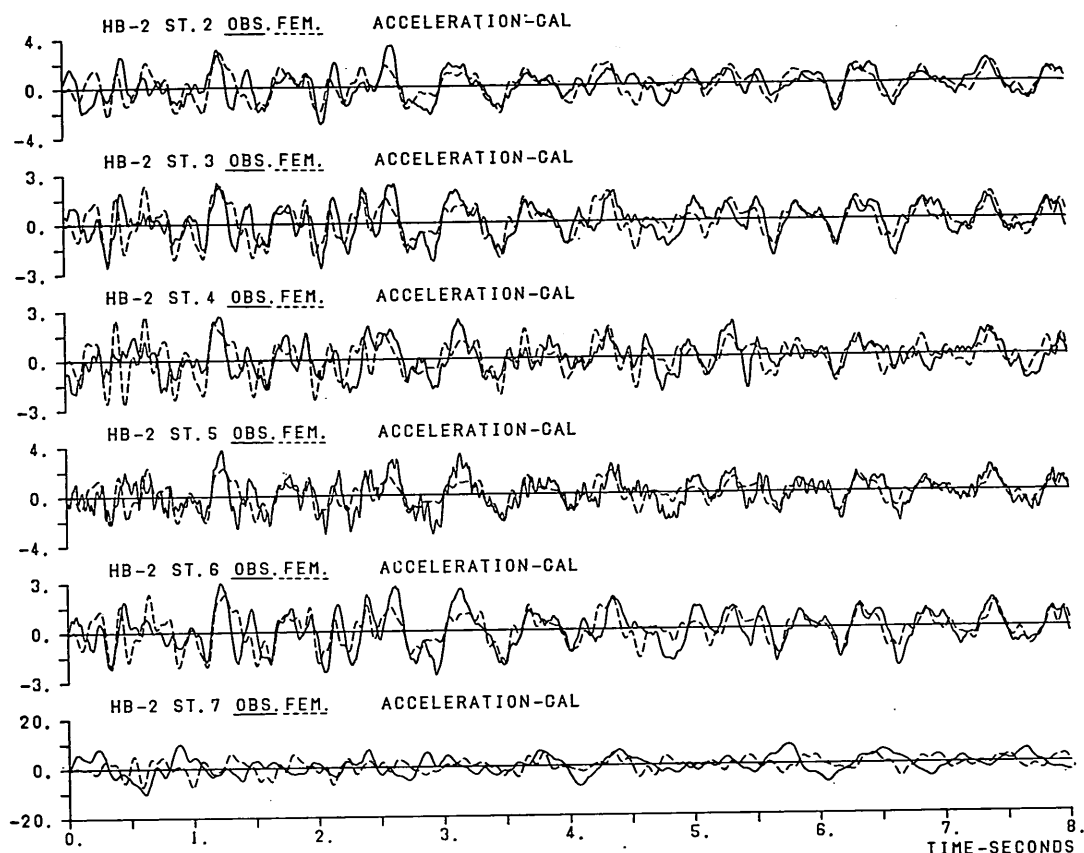


図-45 地下逸散減衰を考慮した計算波形と観測波形 (HB-2)

3の地震に対応している。図から HB-1, 2, 3ともその最大加速度の対応のみならず、計算結果は時刻歴全体から観測結果をよく説明していることがわかる。特に、改良地盤中の測点である St. 2~6 においてその結果をよく説明している。粘性土地盤中の測点 St. 7 においては、位相が大きくずれているところもある。また、地震別に見ると HB-1 の波形の対応が一番よい。これは、HB-1 の波形が初期の加速度レベルの低い部分から記録されているためであろうと考える。

一方、地下逸散減衰を考慮しない場合の計算波形(点線)と観測波形(実線)を重ね書きしたものを図-47, 48 に示す。図-47, 48 がそれぞれ HB-2, 3 の地震に対応したものである。HB-2, 3 ともその最大加速度は対応しているが、時刻歴波形は全く違ったものになっていて、特に高い振動数成分の波がのっているのが特徴である。

また、HB-2 の地震の計算波形と観測波形のパワースペクトルを重ねて描いたのが図-49 である。図中の実線が観測波形、点線が地下逸散減衰を考慮した計算波形、

一点鎖線が考慮しない計算波形のパワースペクトルである。周波数領域においても、地下逸散減衰を考慮した計算結果は観測結果とよい一致を示している。これに対し地下逸散減衰を考慮しない計算結果は観測結果と一致していないことがわかる。

この様に、剛性のそれほど大きくない地盤から上をモデル化して地震応答計算を行う場合、地下に逸散する波動を考慮しないと、その計算結果に大きな誤差が含まれる場合があることがわかった。また、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もわかった。

さらに、支持砂層 (St. 1) と改良地盤下部 (St. 4) の伝達関数を観測波形 (実線) と計算波形 (点線、地下逸散減衰を考慮したもの) で比べたのが図-50 である。図から、計算波形のスペクトルと観測波形のスペクトルの卓越振動数がよく一致していることがわかる。このように、計算結果と観測結果は周波数伝達関数についてもよい一致を示すことが確認される。ここでは、HB-1 の地震の

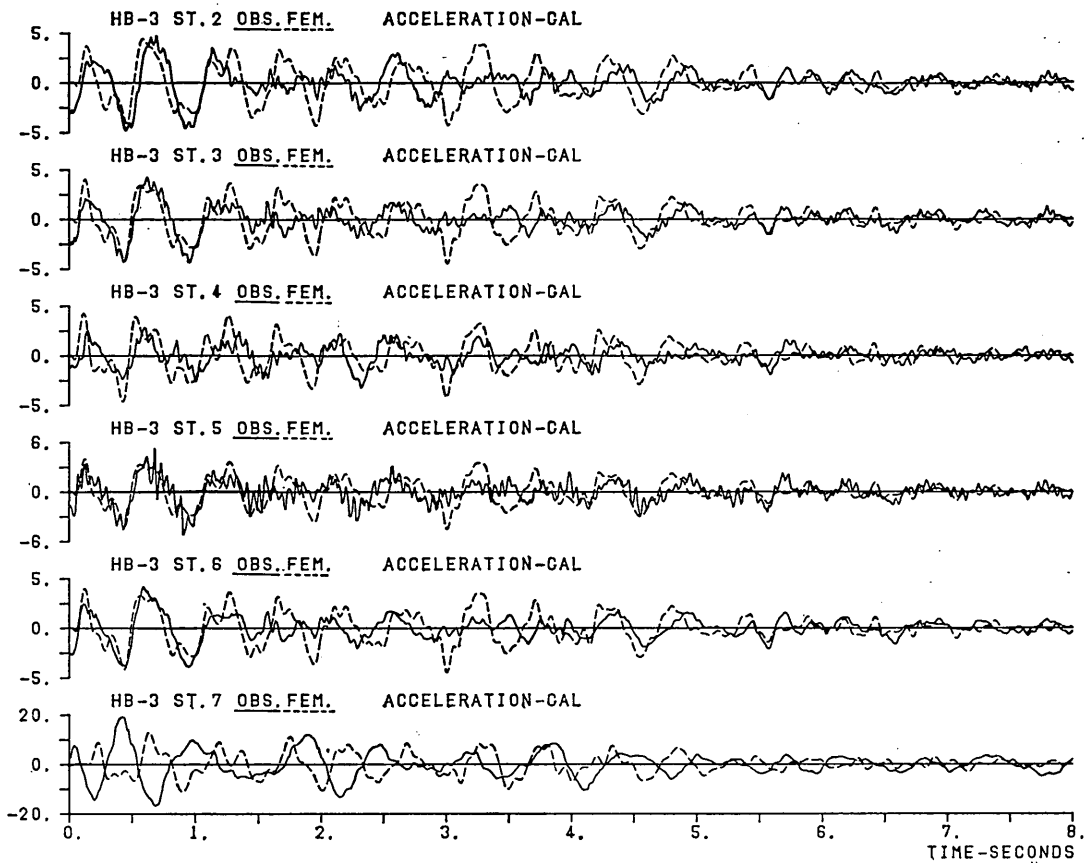


図-46 地下逸散減衰を考慮した計算波形と観測波形 (HB-3)

TV 方向のみを示すが他の地震の場合も同じ結果であった。

横浜港大黒埠頭における地震観測では、改良地盤が着底している砂層と改良地盤がほぼ等しい動きをしていることが観測されている。しかし、本報告における観測アレーでは、改良地盤直下の砂地盤での動きが観測されていないために、大黒埠頭の場合と同じ結果を得るかどうかを観測結果をもとに調べることができない。すなわち、概略的に原地盤-30m(St.1)の地点の振動を改良地盤が着底している地点の振動と考えることができるが、厳密には St.1 と改良地盤の振動を比較する場合、St.1 と改良地盤の間の砂層の増幅特性が含まれることに注意する必要がある。そこで、今回の計算結果から改良地盤下部-21mの地点である節点 105 (St.4) と同一深さの原地盤-21mの節点 30 (図-41の FEM メッシュ図を参照) を比較してみる。図-51は HB-1 の地震における両者の伝達関数である。この図から、伝達関数の値は図-50に示した St.1 と St.4 の伝達関数に比較して 1 に近く平坦になり、かつ位相の差もあまりないことがわかる。

以上のことから、本報告で対象とした廿日市地区の場合における結果が大黒埠頭における結果と矛盾するものではないと言える。

6. 結論

軟弱な粘性土地盤を改良する工法として、深層混合処理工法がある。従来からの工法の欠点を補える有力な地盤改良工法として注目されている。改良地盤の改良土の工学的性質は、各方面において室内試験あるいは現場試験によってしだいに明らかにされつつある。しかし、改良地盤の現行設計法、特に耐震設計法は改良地盤の施工実績も多くなく、大地震に襲われた経験もないために、十分に検証されたものであるとは言えない。

そこで、改良地盤の振動特性を把握するために、すでに施工された広島港廿日市地区分離堤における格子式改良地盤で地震観測を行い、改良地盤の地震時挙動を検討した。また、地震動の地下逸散減衰を考慮した等価線形 2次元有限要素法を用いて地震応答計算を行い、その手

深層混合処理工法による格子状改良地盤の地震時挙動

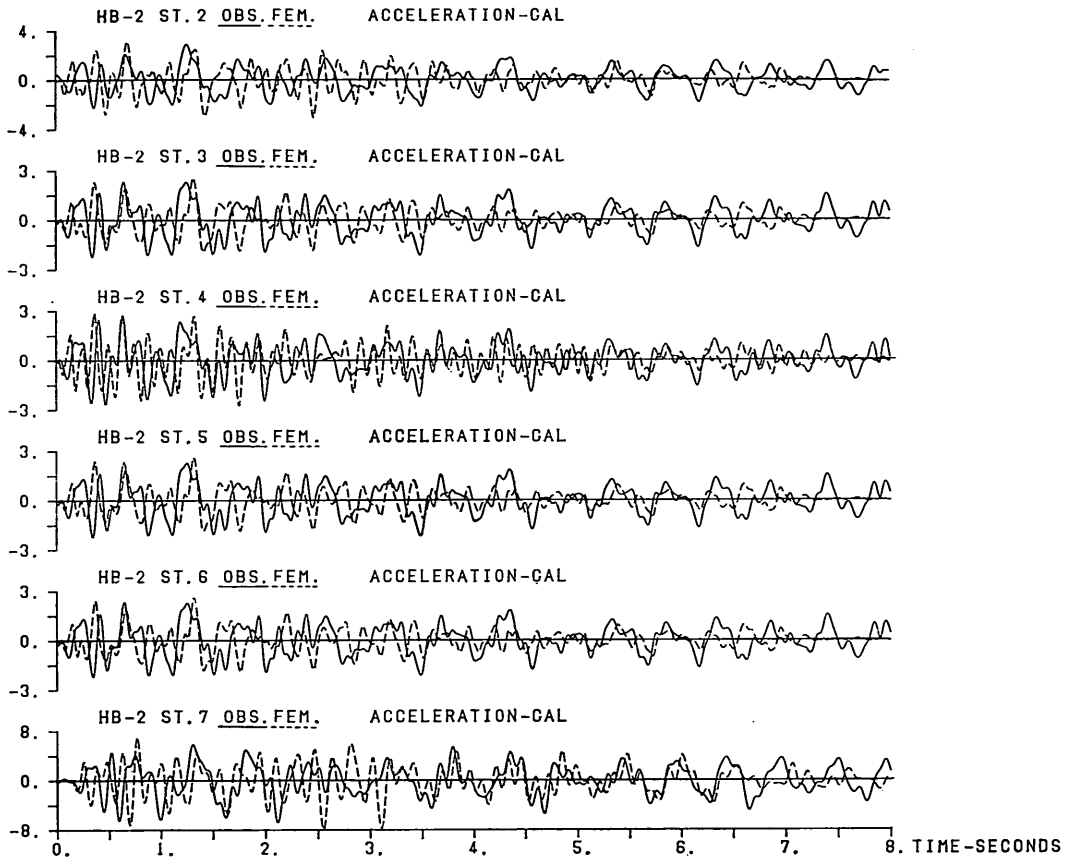


図-47 地下逸散減衰を考慮しない計算波形と観測波形 (HB-2)

法の信頼性等を検討した。

本報告で得られた結果をとりまとめると以下のとおりである。

地震観測結果について

(1) 改良地盤の最大加速度は、原地盤の粘土層の最大加速度に比べて小さい。(図-15, 16, 17)

(2) 改良地盤の法線平行方向 (LG 方向) の最大加速度は、支持砂層の最大加速度と同程度である。(図-16)

(3) 改良地盤の法線直角方向 (TV 方向) の最大加速度は支持砂層の最大加速度とほとんど同程度であるが、格子状改良土部に囲まれた未改良土部 (St. 5) と改良地盤の最上部 (St. 2) の応答は、他の測点 (St. 3, 4, 6) に比較して少し大きい。St. 2 については、改良地盤の形状から TV 方向にロッキングの振動をしやすいことが原因と考えられる。St. 5 については、未改良土部の形状がその原因と考えられる。しかし、未改良土部と改良土部の挙動には位相差がなく、改良土に囲まれた未改良土がその中で独自に応答しているのではない。(図-15)

(4) 改良地盤の鉛直方向 (UD 方向) の最大加速度の支持砂層に対する応答倍率は、水平 2 方向の応答倍率より大きく、その値は約 1.5 である。(図-17)

(5) 水平 2 成分の最大加速度に差はみられなかった。(図-18)

(6) 原地盤及び改良地盤の鉛直方向の最大加速度は、法線直角方向の最大加速度より小さい、この傾向は、強震記録に基づく在来地盤の結果と同じである。(図-19)

(7) 改良地盤中の改良土部 (St. 2, 3, 4, 6) と格子状改良土に囲まれた未改良土部 (St. 5) の加速度・変位の時刻歴は、各振動方向とも顕著な違いもなく位相差もほとんどない。(図-20, 21, 22, 37)

(8) 改良地盤中の改良土部の測点 (St. 2, 3, 4, 6) の振動は位相差もなく、ほとんど同じ振動をしている。先の結論(7)と加えて、改良地盤は未改良土部を含めて全体として剛体的挙動をしていると考えられる。しかし、対象とした地震の加速度はいずれも小さなものであるため、これらより大きな地震動の場合、今回と同様な結果とな

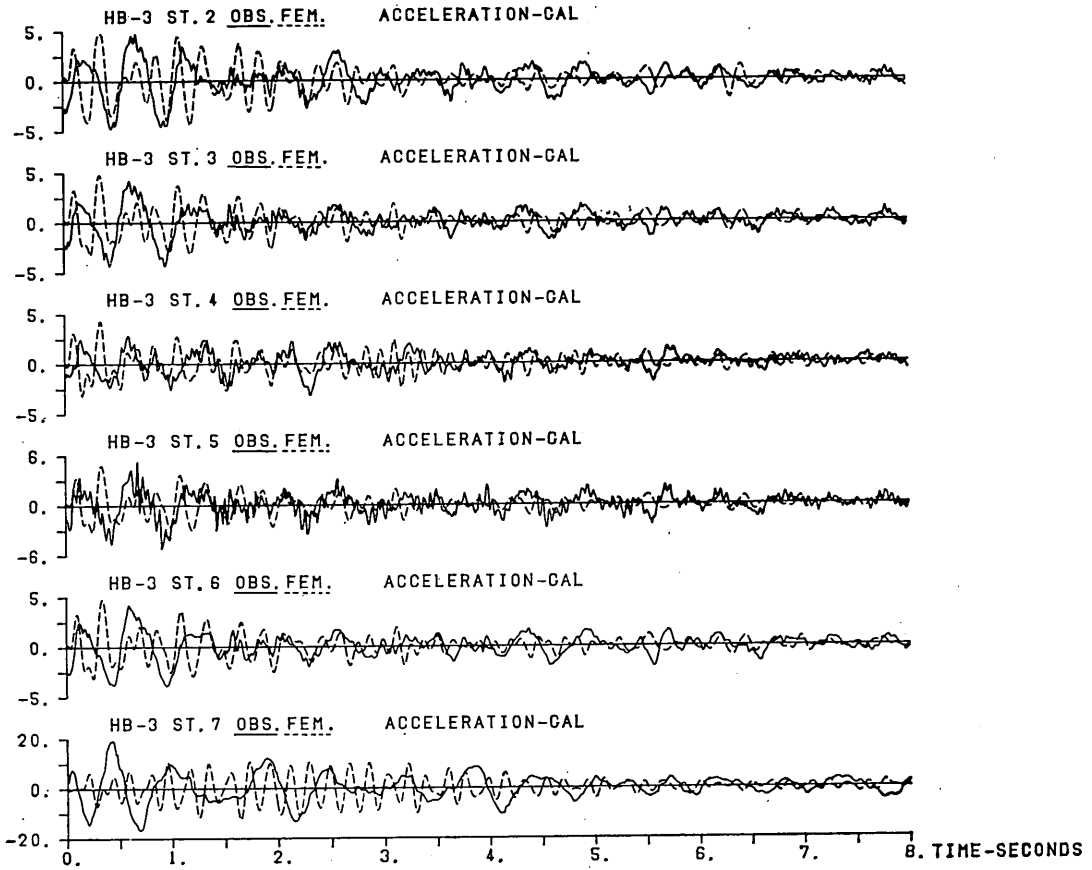


図-48 地下逸散減衰を考慮しない計算波形と観測波形 (HB-3)

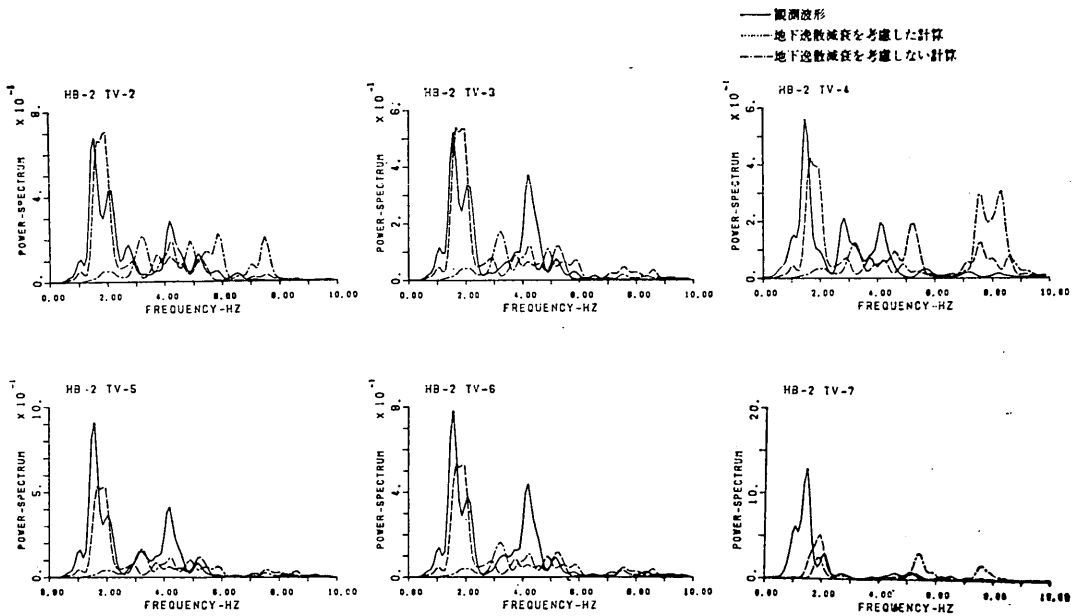


図-49 計算波形と観測波形のパワースペクトル

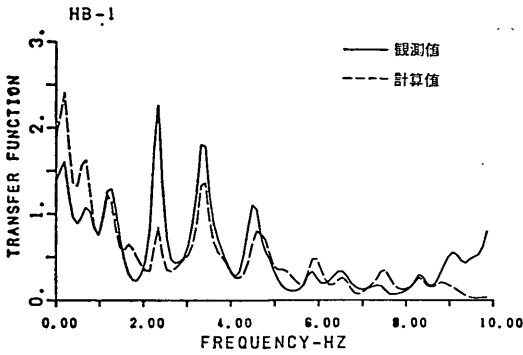


図-50 St. 1 と St. 4 の伝達関数 (HB-1)

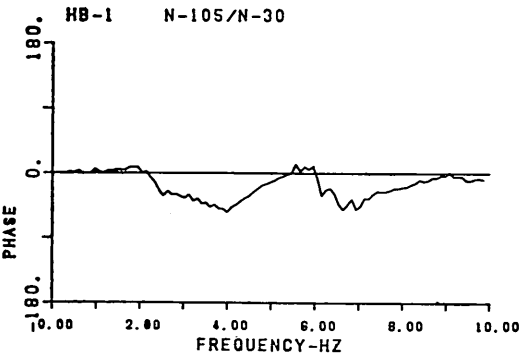
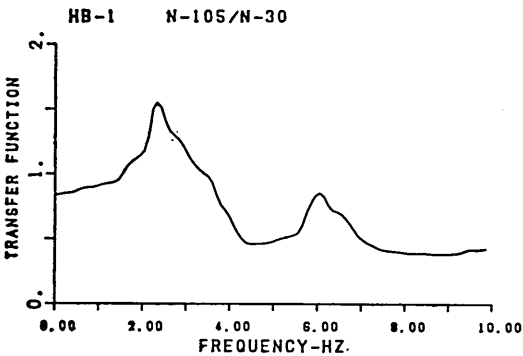


図-51 節点30と節点105の伝達関数 (HB-1)

るかどうかは今後更に詳細な検討が必要であると考え
る。(図-23~25)

(9) 改良地盤と周辺粘性土地盤の挙動には明確な位相
差が見られる。改良地盤 (St. 2) の加速度が最大になる
時刻には、周辺粘性土地盤には改良地盤と同一方向に大
きな加速度が発生していない。(図-26~32)

(10) 改良地盤は TV 方向に 2.1Hz, 5.8Hz 付近, LG
方向に 1.5Hz, 2.1Hz, 3.2Hz, 5.0Hz 付近, UD 方向

に 1.5Hz, 2.4~2.7Hz, 7.5~7.6Hz 付近にそれぞれ固
有振動数を持つ。(図-34)

(11) 粘性土地盤は 1.0~1.3Hz 付近の波に対して振動
しやすく、水平二成分の周波数増幅特性は同じであっ
た。(図-35)

(12) 改良地盤と周辺粘性土地盤の加速度の間には、そ
の周波数伝達関数からも、主要動部分で明確な位相差が
あることが確認された。(図-36, 37)

(13) 改良地盤の底部から上部への加速度増幅特性は、
法線平行方向 (LG 方向) にはほとんどないのに対して
法線直角方向 (TV 方向) には 2.4Hz, 5.1Hz 付近の波
に対して増幅特性がある。これは、ロッキングの固有振
動数に対応するものと考えられる。(図-39)

地震応答計算について

(14) 土の材料非線形特性を等価線形化手法で表現した
有限要素プログラムで地震応答計算を行った。計算によ
る改良地盤の応答加速度波形は観測波形とよく一致して
いた。原地盤の粘性土上の計算波形は改良地盤の場合ほ
ど対応がよくなく位相が違っていた。(図-44, 45, 46)

(15) 計算波形の最大加速度は観測波形の最大加速度と
よく一致した。(図-44, 45, 46)

(16) 応答計算をするとき、地震入力基盤が十分な剛性
を有していない場合、地震動の地下逸散減衰を考慮して
計算をしないと、計算結果に大きな誤差が生じることが
ある。(図-47, 48, 49)

(17) 改良地盤の振動は改良地盤が着底している直下の
砂層の振動とほぼ同じである。(図-51)

7. あとがき

軟弱な粘性土地盤の有効な改良工法として深層混合処
理工法が登場して来た。従来からの置換工法・サンド
レーン工法等に比較して自然環境の保全・公害防止など
の点から優れた工法として施工実績を積んで来ている。
しかし、改良工法の歴史が浅く大地震に襲われた経験も
ないために、改良地盤の地震時の挙動は十分に解明され
ているとは言えないのが現状である。そこで、本工法で施
工された広島港廿日市地区分離堤の格子式改良地盤にお
いて地震観測を行い、改良地盤の振動特性を検討した。
本報告は、昭和55年4月から昭和58年3月までに取得さ
れた3本の地震加速度記録をとりまとめたものである。
解析対象となった3本の地震はいずれもマグニチュード
が 5.0 以下と小規模なものであり、広島における震度も
小さいものであった。改良地盤の地震時の安全性を考察
するためには、できるだけ大きな加速度記録の取得が望
まれるが、今回の報告の基となるデータも、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になると考える。

土の材料非線形性を等化線形化手法で表した2次元有限要素プログラム(FLUSH)に地震動の地下逸散減衰機能を付加して地震応答計算を行った。計算値と観測値の比較から応答計算の有用性が確認された。しかし、本プログラムでは、格子状改良地盤を3次元構造として解析できないこと、また、地震終了後の改良地盤の残留変形の定量的解析ができないことなどの問題があり、今後新たな地震応答解析手法の開発が望まれる。

また、今回の地震観測の解析結果から改良地盤の耐震設計法に関する二つの問題点が示唆された。その1つは、地震時における改良地盤の慣性力と周辺粘性土から改良地盤に作用する地震時土圧の位相差である。現在は改良地盤を地中に構築された重力式構造物と考えて震度法によって改良地盤の耐震性を評価している。震度法においては、慣性力を等価な静的水平外力に置き換え、土圧については現行の地震時土圧算定式を用いている。改良地盤の耐震設計法を合理化するためには、周辺地盤との動的相互作用を考慮して改良地盤の振動性状の一般的結論を導く必要がある。もう1つの問題点とは、改良地盤中に未改良土を残す場合、どの程度の大きさにどのような形状で未改良土を残すかということである。今回の改良地盤の場合には、未改良土部分が周囲の改良土部とほとんど同じ動きをすることが確認されたが、今回の場合よりも未改良土部分を多く残したり、今回よりも大きな地震動を被むる場合には今回の解析と同じことが言えるかどうかわからない。更に、種々の改良形式の改良地盤の振動性状についても今後、調査研究して行かねばならない課題である。

(1983年9月30日受付)

謝 辞

本報告は、深層混合処理工法によって改良された広島港廿日市地区分離堤の格子状改良地盤における地中地震観測の観測結果と、地震応答計算結果をとりまとめたものである。本報告書は、著者らによってとりまとめられているが、地震観測の計画、実施にあたっては、運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所、同広島港工事事務所およびその担当者の絶大な御協力を得ている。また、強震記録の読み取り、解析作業については構造部耐震構造研究室倉田栄一技官の多大なる御協力を得、更に、本報告のとりまとめにあたっては、土田肇構造部長より貴重な御助言をいただきました。ここに、これら関係各位の方々に厚く感謝します。

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明・奥村樹郎・光本司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究，港湾技術研究報告，Vol. 16, No. 1, 1977年3月，pp. 3~28.
- 2) 寺師昌明・田中洋行・光本司・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〕—横浜港大黒埠頭-12m岸壁に於ける試験工事と設計について—，埋立と浚渫，No. 78, 1978年 pp. 32~55.
- 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〕—横浜港大黒埠頭-12m岸壁に於ける試験工事と設計について—，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埠頭工事，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，土と基礎，Vol. 29, No. 4. 1981年4月，pp. 11~18.
- 7) 寺師昌明・布施谷寛・能登繁幸：深い地盤改良の実際と問題点を考える10，深層混合処理工法の実践と問題点—深層混合処理工法の概要—，土と基礎，Vol. 31, No. 6, 1983年6月，pp. 57~64.
- 8) 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.
- 9) 井合進・倉田栄一・土田肇：強震記録の数字化と補正，港湾技研資料 No. 286, 1978年3月 56p.
- 10) Jennings, P.C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol. 90, EM 2, pp. 131~166, 1964.
- 11) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM. 7, pp. 667~692, 1972.
- 12) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Influence of Soil Conditions on Ground Motion during Earthquakes, JSMFD, ASCE, Vol. 94, No. SM 1, 1969, pp. 99~137.
- 13) 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.
- 14) J. Lysmer and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, Proc. ASCE, 95, EM 4, 1969, pp. 859~877.
- 15) Umehara Y., Zen, K., Higuchi, Y., Ohneda, H.: Laboratory tests and In-Situ Seismic survey on vibratory shear moduli of cohesive soils, 第6回地震工学シンポジウム(1982), 1982. 12.

深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動

- 16) 北沢壮介・楢垣典弘・野田節男：沖縄県および奄美諸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 pp. 25～31.
- 17) 国生剛治・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，
- 18) Schnabel, P.B., Seed, H.B., and Lysmer, J.: Modification of Seismograph Records for Effects of Local Soil Conditions, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 62, No. 6, 1972, pp. 1649～1664.