

土 木 研 究 所 資 料

第 2 0 1 5 号

昭和57年度振動研究室調査試験研究
成果概要報告書

昭和58年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

Copyright © 57年度 by P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長
の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

この報告書は昭和57年度に振動研究室が実施した調査試験研究の概要をとりまとめたものである。
当研究室の昭和57年度における課題数は16課題で、その内容は強震観測、地震動強度、地盤と構造物
の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定等多岐にわたっている。

本試料が広く活用され、我国の地震防災対策の一助となれば幸いである。

昭和58年7月

地震防災部振動研究室	室 長	荒川 直士
	主任研究員	川島 一彦
	研 究 員	木全 俊雄
	"	田村 敬一
	技 官	近藤 益央
	"	相沢 興
	"	高橋 和之
	事 務 官	佐藤たか子

目 次

（部費，一般研究）

（１）４．災害の防除に関する研究

４－１ 地震災害の防除に関する研究

４－１－１ 地震動の地盤による増幅作用に関する研究 1

（部費，一般研究）

（２）強震観測網の整備ならびに強震記録の解析 7

（強震観測経費）

（３）１．高密度強震観測 12

（河 川 総 合）

（４）５．ダムの耐震設計法に関する調査

５－３ ダムの耐震設計に用いる設計地震動に関する調査

５－３－１ ダムの耐震設計に用いる入力加速度に関する調査 17

（道路事業調査費，試験調査）

（５）５．土工及び土工構造物に関する試験調査

５－２ 道路盛土の耐震性に関する調査

５－２－２ 道路盛土の地震荷重に関する試験調査 23

（道路事業調査費，試験調査）

（６）８．道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

８－４ 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

８－４－１ 地震動強度に関する試験調査 26

（１）最大地震動の推定法の開発 26

（２）加速度応答スペクトルの推定法 28

（３）道路施設の強震観測網の整備 30

（道路事業調査費，試験調査）

（７）８．道路災害防止と道路施設の耐震性に関する調査試験

８－４ 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

８－４－２ 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査 32

(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)

(8) 1. 自然条件に関する試験調査

1-2 地震動に関する試験調査

1-2-1 地震動に関する試験調査 34

(1) 地震動強度期待値の解析手法の開発 34

(2) 三湾岸地域における地中地震動特性の調査 36

(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)

(9) 1. 自然条件に関する試験調査

1-3 地盤の耐震調査

1-3-1 地盤の耐震調査 38

(1) 液状化が杭の動的バネ特性に及ぼす影響に関する模型振動実験 38

(2) 排水条件を考慮した砂質土の液状化強度 40

(地方建設局依頼調査)

(10) 1-11 ダムの強震計の点検調査 42

(地方建設局依頼調査)

(11) 2-22 三郷インターチェンジにおける調査試験 43

(地方建設局依頼調査)

(12) 9-2 一般国道235号静内町地先静内橋地震災害調査 49

——入力地震動の推定調査——

(受託研究, 本州四国連絡橋公団)

(13) 1. 本州四国連絡橋に関する調査試験

1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験 55

(受託研究, 日本道路公団)

(14) 2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験

2-4 地震動および地盤の動的特性に関する調査 61

(総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発)

(15) 2. 構造物の復旧技術の開発

2-1 土木構造物等の復旧技術の開発

2-1-1 橋梁等構造物 67

—— 地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発 ——

(総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発)

(16) 3. 復旧技術の評価手法の開発

3-1 評価項目の設定

3-1-1 土木構造物等 69

—— 余震の頻度および強度の評価手法の開発 ——

(共同研究、日本道路公団)

(17) 盛土の地震荷重に関する共同研究 71

(部費, 一般研究)

(1) 4. 災害の防除に関する研究

4-1 地震災害の防除に関する研究

4-1-1 地震動の地盤による増幅作用に関する研究

振動研究室	室 長	荒川直士
〃	主任研究員	川島一彦
〃	研 究 員	田村敬一
〃		相沢 興
〃		高橋和久

1. まえがき

既往の震災経験によれば、地震被害は、地上の構造物、地中の構造物を問わず、地形・地盤条件に大きく影響されることがわかっており、地形・地盤条件を含めた地震動の地盤による増幅特性の解明が求められている。本課題は昭和53年度以後継続実施し、本年度が最終年度に相当している。本課題のもとに、昭和53年度には、広範囲な地域の地震動の増幅特性を地盤条件から簡便に求める手法を開発し、これをサイスミック・マイクロゾーニング(地震動の詳細地域区分)に適用してその有効性を検討した。昭和54年度には、地形条件が地震動に及ぼす影響を検討するため、1978年伊豆大島近海地震により斜面崩壊を起こした自然斜面を対象として地震応答解析を実施し、斜面形状が大きく地震動特性に影響することを示した。また、昭和55年度～本年度までの3箇年間は、応答変位法による地中構造物の耐震設計上重要な地震時地盤ひずみに着目し、これに対する地盤の増幅作用を検討するとともに、地震時地盤ひずみの推定法の開発にあたった。本年度分を除き、これらの成果は個々にとりまとめられているが、⁽¹⁾⁽²⁾ここでは、これらの概要と本年度分のまとめとを⁽³⁾⁽⁴⁾示し、本課題のとりまとめとすることとする。

2. 研究目的

- (1) 地震動に及ぼす地盤条件の影響を検討し、サイスミック・マイクロゾーニングに適用することを目的とした地表面の最大加速度の簡易算定法を開発する。
- (2) 地震動に及ぼす地形条件の影響を検討する。
- (3) 応答変位法による地中構造物の耐震設計に用いる地震時地盤ひずみの推定法を開発する。

3. 地表面最大加速度の簡易算定法の開発(昭和53年度)

構造物に被害を与えるような強震動は大部分がせん断波によるものである。せん断波の伝播による表層地盤の振動は、せん断波の多重反射理論によりよく説明することが出来る。この方法では、地盤の層順、剛性、減衰特性といった地盤の性質と地盤内の任意の一点における地震動が与えられれば、他の全ての点の地震応答を計算することが出来る。一般には、地盤を耐震設計上の基盤とその上の表層地盤に二分し、基盤面における地震動を与えて表層地盤の地震応答を求める場合が多い。しかし、

広範囲の地域の地震応答を、この方法により個々の点ごとに地震応答解析を実施して求めることは大変な計算時間と費用を要し、簡単には実行できない。そこで、表層地盤の条件と基盤に与える地震動加速度をもとに、もっと簡単に地表面の地震動を計算し得る手法の開発が必要とされる。このために、地表面の地震動としては一般に利用される事例の多い最大加速度 A_g 、表層地盤の諸特性としてこれら条件を包含した表層地盤の伝達関数 $A(T)$ 、基盤における入力地震動の特性としては減衰定数 γ の加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T)$ と、それぞれを、応答スペクトルの形と与えられる任意の地震動入力に対して地表の最大加速度 A_g と推定する手法を検討した。

いま、地表での地震動加速度の最大値を A_g [gal]、基盤面での最大加速度を A_b [gal]とし、表層地盤の加速度応答倍率 γ と次式で定義する。

$$\gamma = A_g / A_b \quad (1)$$

いま、表層地盤の増幅率 $A(T)$ が一番大きくなる周期 T (= 表層地盤の一次固有周期)、および、入力地震動の加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T)$ が最大となる周期 (入力地震動の卓越周期) とそれぞれ T_0, T_1 とし、図1に示すように、増幅率の最大値 A_{max} および加速度応答スペクトル倍率の最大値 β_{max} と次のように定義する。

$$A_{max} = A(T_0), \quad \beta_{max} = \beta(T_1) \quad (2)$$

$T_0, T_1, A_{max}, \beta_{max}$ を用いて、応答倍率 γ と次のように5種類の関係式で近似した。

$$\gamma = \begin{cases} C_1 A_{max} + C_2 & (\text{ケース1}) \\ C_1 A(T_1) + C_2 & (\text{ケース2}) \\ C_1 \beta(T_0) + C_2 & (\text{ケース3}) \\ C_1 A_{max} \times \beta(T_0) + C_2 & (\text{ケース4}) \\ C_1 [A_{max} \times \beta(T_0) + A(T_1) \times \beta_{max}] + C_2 & (\text{ケース5}) \end{cases} \quad (3)$$

一方、地盤構成が詳細に調査されている6地点に合計36種類の入力地震動を作用させに一次元波動論による等価線形化地震応答解析を行い、式(1)の γ と入力地震動の加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T)$ 、表層地盤の増幅率 $A(T)$ の関係を求めた。

このようにして地震応答解析から求めた $\gamma \sim \beta(T) \sim A(T)$ の関係を式(3)の5種類の推定式で回帰した結果、図2に示すようにケース5が最も高い相関を示すことがわかった。この場合の回帰式は、

$$\gamma = 0.0596 \times [A_{max} \times \beta(T_0) + A(T_1) \times \beta_{max}] + 0.905 \quad (4)$$

となる。この式の信頼性を検討するため、真の応答倍率 γ に対する式(4)の応答倍率 γ の比 γ/γ の相対頻度を求めると図3のようになる。 γ/γ から土20%の範囲に収まる確率は80%であり式(4)が実用上充分な精度を持つ、ということがわかる。

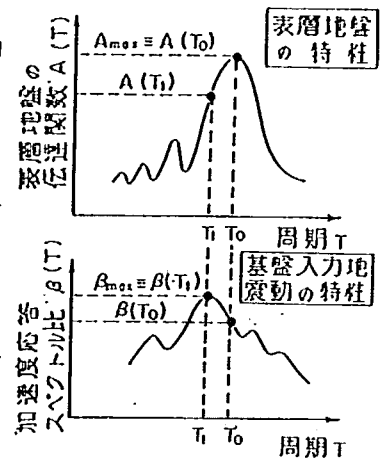


図1 基盤入力地震動および表層地盤の特性の模式化

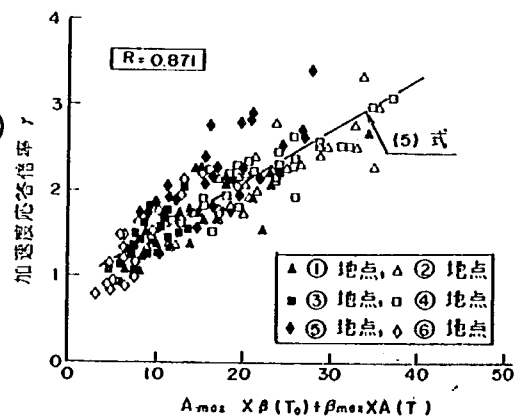


図2 ケース5の場合の回帰式A-致度

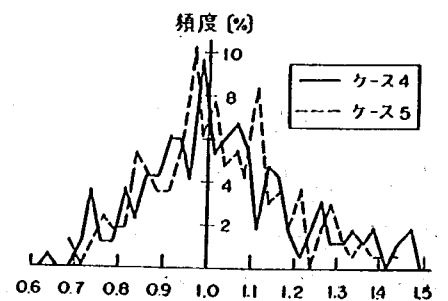
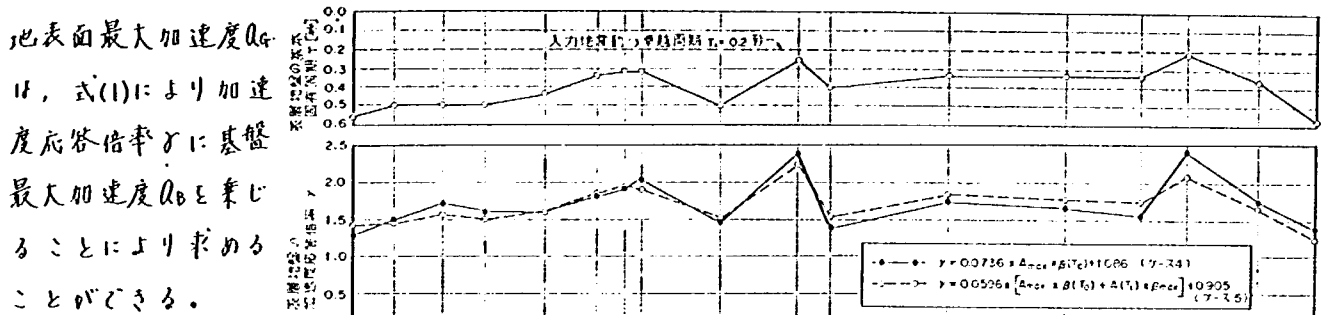


図3 式(4)による適中率

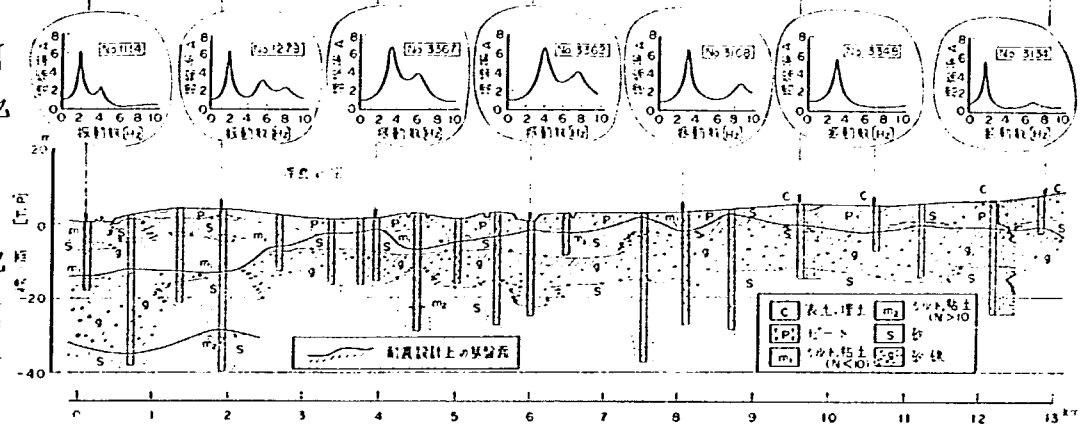
上述した表層地盤の加速度応答倍率推定法の計算例として、静岡県沼津市から富士市に至る約13kmの直線区間を対象として、基礎に図4の平均応答スペクトル曲線と作用させた場合の地表面の最大相速度の分布と計算した。対象として地質縦断図は図5に示す通りであり、ボーリング柱状図をもとに表層地盤とモデル化し、図5の中段に示すような伝達関数(増幅率)を求めた。また、表層地盤の基本固有周期の分布は図5の上段に示す通りである。

これによれば、入力地震動の卓越周期 T_0 が0.2秒であることから、表層地盤の固有周期が0.2秒に近い所で加速度応答倍率が大きくなり、という様子図4計算に用いた基礎入力スペクトル倍率がよくわかる。なお、



4. 地震応答解析による沿道斜面の地震応答特性の解析(昭和54年度)

地震動に及ぼす地形条件の影響を検討するため、1978年伊豆大島近海地震によ



り被害と受りに静岡 図5 表層地盤の加速度応答倍率の計算例(静岡県沼津市～富士市の例) 県修善寺下田線梨木地区から図6に示す斜面(以下、斜面-1と呼ぶ)を取り挙げた。解析には、斜面-1に隣接しながら、崩壊しつゝに斜面(以下、斜面-2と呼ぶ)を対象としたが、ここでは紙面の都合で斜面-1の結果のみを示す。両斜面とは、土木研究所急傾斜地崩壊研究室により地震後にPが検層、弾性波探査が行われており、これらの結果に基づいて、図6の斜面と二次元平面ひずみ有限要素法によりモデル化した。地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性は等価線形化法により近似的に取り入れた。解析の方向は、代表的な位置における斜面の法線方向とした。しに、本来的地山が持つ、という三次元的な形状のうち、斜面の法線に直角方向の形状は計算には取り入れられていない。

基礎入力加速度波形は、i)1978年伊豆大島近海地震による新有川変電所の記録、ii)1978年伊豆大島近海地震による東京湾観音崎の記録、iii)1978年岩城県沖地震による関北橋周辺地盤上の記録、の3種類とし、これらと基礎は作用させた。このうち、伊豆大島近海地震時に新有川記録が解析斜面から最も近くで得られたものがあるため、斜面の安定性の検討は、この記録による結果に重点を置いた。

が、最大加速度は基礎を 100gal とした。

図7は、新荷川記録と作用させに場合の水平方向の最大加速度の分布を示したものである。他の入力地震動の場合も総合すると、水平方向の最大加速度に関しては、以下の特徴が指摘される。

- i) 地山内の増幅は小さく、地表付近の風化層および崖錐堆積層内において増幅の度合いが大きい。
- ii) 形状としては、大きくみればゆるやかにふくらんだ斜面が他よりも加速度が大きい。
- iii) さらに、その中でも小さく出っっぱ、凸部において著しく加速度が増幅される。
- iv) 上下方向に入力加速度を作用させていまいにかかわらず、形状の影響で、上下方向にも大きな加速度が生じる。

次に、常時の状態（自重のみ作用した状態）および地震時の状態（自重+動的）に対し、すべり係数 S_e を次式で定義した。

$$S_e = \frac{\text{土に生じる最大せん断主応力}}{\text{土のせん断強度}} \quad (5)$$

図8は、斜面-1および2に対する地震時のすべり係数 S_e の分布を示したものである。他のケースとも総合すると、i) 常時の状態では、 S_e は斜面-1、斜面-2ともに小さく（最大で1.5程度）、また、両斜面間で著しい違いは無いこと、また、ii) 地震時には、崩壊の生じた斜面-1の S_e が最大で2.5程度であるのに対し、崩壊の生じなかった斜面-2では1.5程度であり、 S_e は相対的に斜面-1の方が斜面-2よりも大きいことがわかった。このような傾向は、振替状況とも一致するものであり、上記の解析結果が地震時の斜面の振動特性とある程度表わしていることを示していると考えられる。

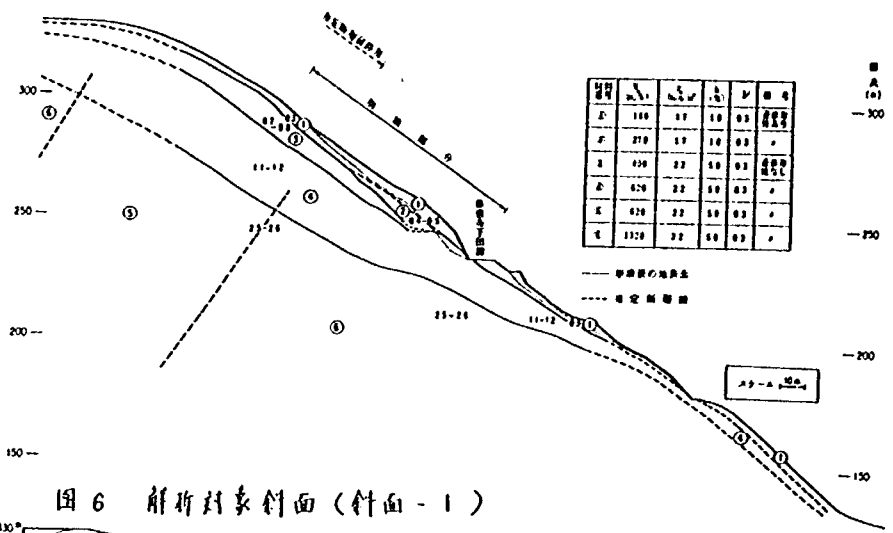


図6 解析対象斜面（斜面-1）

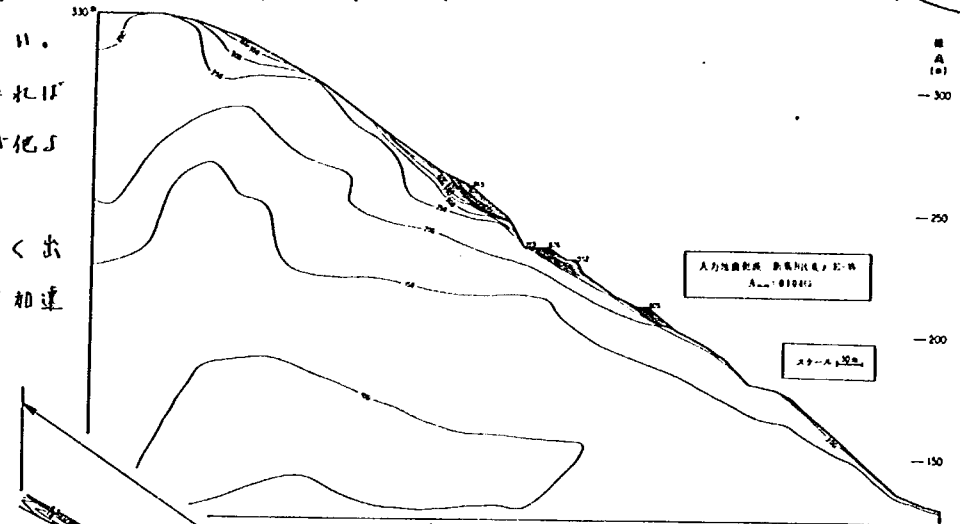


図7 新荷川記録を基礎に作用させに場合の水平方向最大加速度の分布（基礎最大加速度 = 100gal）

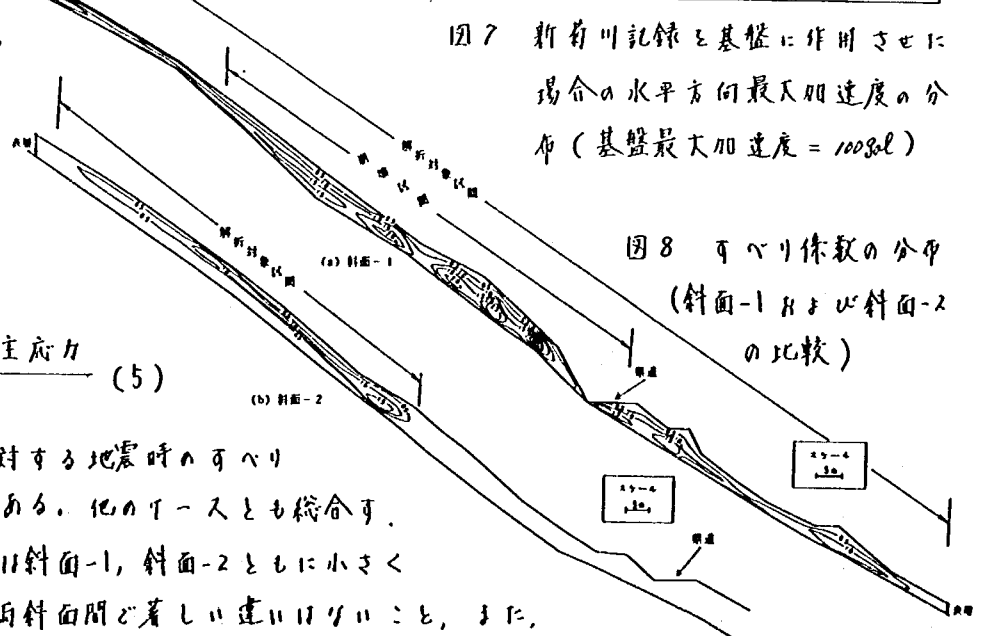


図8 すべり係数の分布（斜面-1および斜面-2の比較）

5. 地震時地盤ひずみの解析 (昭和55~57年度)

従来、地震動の特性は相速度と中心として、その特性および強度の変化が研究されてきたが、地盤条件および地形条件が異なった場合の地震動の増幅作用が主要な検討項目となっていた。一方、このような地盤条件および地形条件が異なることにより地震動が増幅され、箇所別に地震動が異なることにより地盤中には複雑なひずみが生じる。設計震度に基づく力のつり合いと中心とした震度法による設計では、加速度の増幅特性が重要となるが、地下埋設物、泥埋トンネル等の地中構造物に対する応答変位法による耐震設計では、地震時に地盤に生じるひずみが重要となる。このような観点から、昭和55年度には、高震度強震観測記録に基づく地盤ひずみの解析法を開発し、昭和56年度には土木研究所構内の三次元同時地震観測による記録をもとに、地盤ひずみの計算を行った。本年度は、昨年度に引き続き、現在までに得られている合計28回の記録をもとに、地盤ひずみを計算し、これと地盤の速度との関連をつらねることにより、地盤ひずみの予測式を開発した。以下、これについて示す。

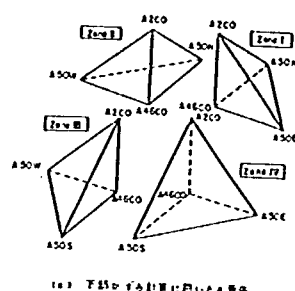


図10 下盤ひずみ計算に用いた4面体

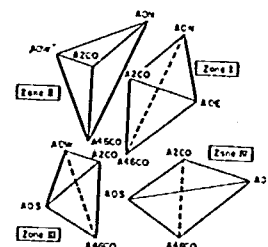


図11 上盤ひずみ計算に用いた4面体

三次元同時地震観測記録(加速度)を $1/2 \sim 5$ 秒の範囲で数値積分することにより、地震動変位を求めた。地盤ひずみ(正確には、ある有限の区間内の相対変位を距離で割ったもの)であり、*finite ground strain*である)を計算するにあたり、図9に示すように、4個の観測点から構成される四面体を設け、この中では、変位は線形1次式で与えられる(ひずみは一定とする)ものとして、観測点の変位(節点変位)より、四面体内のひずみ $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ を求めた。ここで、四面体を構成するに際しては、地表面付近の地盤ひずみの計算と目的とした場合(上部ひずみ計算用)と地表面下50mの地盤ひずみの計算と目的とした場合(下部ひずみ計算用)の2種類とした。

図9 地盤ひずみ計算用の四面体

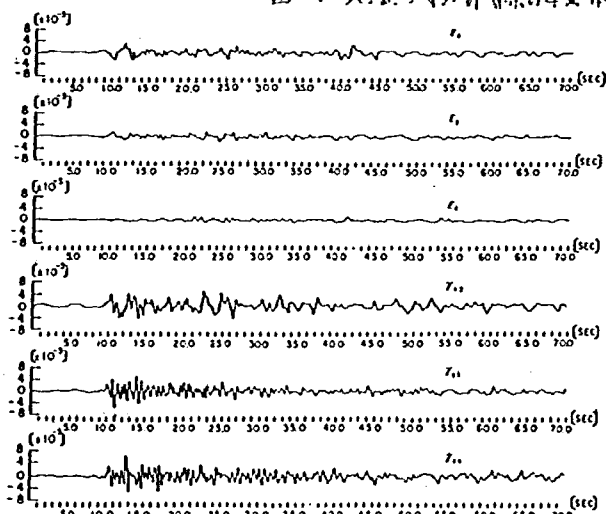


図10 上部ひずみの計算例(EQ-13の場合)

計算の一例として、昭和55年9月25日に千葉県中部で発生した地震(M=6.1, 震央距離 $\Delta=71$ km)による地盤ひずみ(上部ひずみ)を図10に示す。また、このもととなった加速度記録の一例(A2CO点)を図11に示す。これによれば、地盤ひずみの最大値は、東西方向および南北方向の伸縮ひずみ(それぞれ、 ϵ_x, ϵ_y)では、 27.2×10^{-6} 、 15.4×10^{-6} であり、また、水平面内のせん断ひずみ γ_{xy} では 46.4×10^{-6} である。これらの値は必ずしも大きいものではないが、最大相速度が図11に示したように40gal程度の小さい記録に相当するひずみ値であること、また、地形、地盤条件の変化の少ない上構構内のひずみであること、に注意し得られ

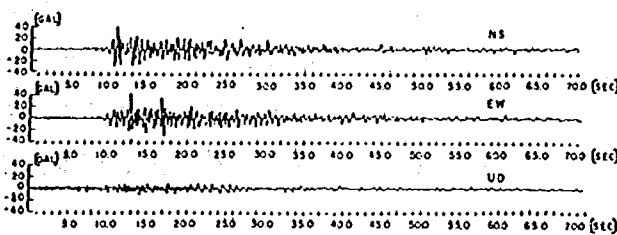


図11 図10のもととなったA2CO点の加速度

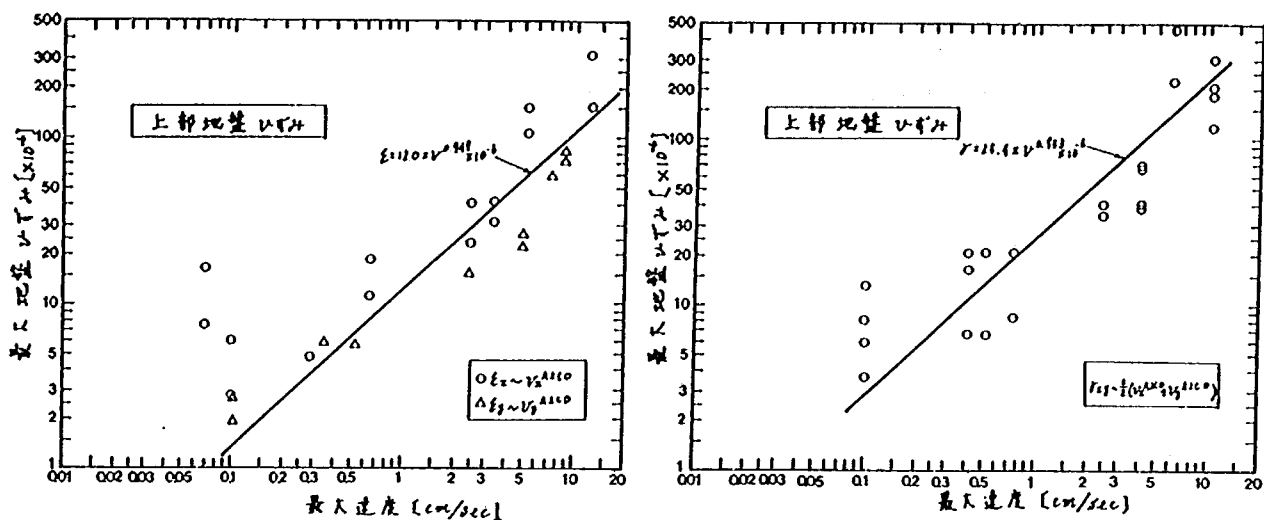


図12 水平面内の地盤ひずみ E_x, E_y, δ_{xy} と地盤の最大速度の関連 (上部ひずみの場合)

ばりやすい。

応答変位法による耐震計算と重なりが、水平面内のひずみ E_x, E_y, δ_{xy} であるので、これらに着目して、地盤の最大速度 V との関係を示したのが図12 (上部ひずみの場合) である。これによれば、多少のばらつきはあるが、両者には次の関係が認められる。

$$E = 12.0 \times V^{0.949} \times 10^{-6}, \quad \delta_{xy} = 25.4 \times V^{0.933} \times 10^{-6} \quad (6)$$

このように、地震時の地盤ひずみの大きさと地震動の最大速度の関係が求められれば、既往の強震観測記録の統計解析から、地震動の最大速度を求める式を結びつけることにより、地盤のひずみレベルを推定することが可能となる。現状では、ひずみレベルの小さい記録をもととして求めているため、今後の観測により、ひずみレベルの大きい記録の蓄積が必要であるが、式(6)は応答変位法による地中埋設管の耐震設計で想定すべき地盤の変化量を定める重要な資料となると考えられる。

6. 本課題に関連して取りよめた報告書

- 1) 応答スペクトルを用いた地盤相速度の簡易算定法, 土木技術資料, Vol. 21-5, 昭和54年
- 2) 根入れのある円筒基礎の加振実験, 土研資料, 第1735号, 昭和56年
- 3) 地震応答解析による浴槽斜面の耐震性の検討——1978年伊豆大島近海地震による梨木地区の斜面崩壊の解析, 土研資料, 第1800号, 昭和55年
- 4) 斜面の地震応答解析の解析, 土木技術資料, Vol. 23-4, 昭和56年
- 5) 地震応答解析による浴槽斜面の耐震性の検討——国道52号線芝川町地区の斜面の解析——土研資料, 第1706号, 昭和56年
- 6) 斜面の耐震性の検討, 土木技術資料, Vol. 24-3, 昭和57年
- 7) 線形地中構造物の耐震設計に用いる地震時地盤ひずみの解析, 土研資料第1991号, 昭和58年
- 8) 地震時の地盤ひずみの解析, 土木技術資料, Vol. 24-11, 昭和57年
- 9) 地震動の箇所別の違いが構造物の地震応答に及ぼす影響, 土木技術資料, Vol. 24-10, 昭和57年

(部費，一般研究)

(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析

振動研究室	室 長	荒川 直士
"	主任研究員	川島 一彦
"	研 究 員	田村 敬一
"		相沢 興
"		高橋 和之

1. まえがき

建設省では、公共土木施設の強震観測は土木研究所が、建築関係の強震観測は建築研究所が、それぞれ分掌して推進している。昭和58年3月末現在には、公共土木施設に設置されているSMAC型強震計は151箇所306台(表-2)、電磁式強震計は56箇所515成分(表-3)となっている。これらの強震計の設置台数を構造物の種類ごとに分類すると表-4の通りである。

本年度はこれら既存の強震観測網の維持点検を行うとともに、観測記録の収集、数値化、とりまとめを行った。

2. 調査目的

土木構造物ならびに、その近傍地盤における強震観測網を整備、強化することにより、実地震動記録を収集し、これにより各種構造物の耐震基準の合理化を図るとともに、地震防災対策立案の基礎資料を充実し、もって公共事業における各種構造物の安全性と経済性に資することを目的とする。

3. 調査方法

- (1) 強震観測網の整備
- (2) 強震観測網の維持点検
- (3) 強震記録の収集および公刊

4. 調査結果

4.1 強震観測網の維持点検

今年度は、SMAC型強震計については68地点、135台、電磁式強震計については17地点、140成分の定期点検を実施した。また、静岡県沼津市愛鷹地区のデジタルカセット強震計5台の定期点検も実施した。これらの点検補正を実施することにより、多数の消耗部品、腐蝕等が発見され、これらを適正に修理することにより正常な強震観測網の維持を図ることができた。なお、この点検業務は、道路事業調査費(道路施設関係の強震観測)、河川総合開発事業調査費(ダム施設関係の強震観測)と合併して実施した。

4.2 強震記録の収集および公刊

本年度は、表-1に示すように、17地震により46本の強震記録を収集することができた。また、既往の記録の中から合計206成分の記録の数値化を行ない、土木研究所の地震動記録総合検索システムに収録した。

また、本年度は、1976年1月から1977年12月および1979年1月から1980年12月までの強震記録93成分を、土木研究所彙報No41(土木構造物における加速度強震記録(No8))としてとりまとめた。これには、数値記録の値、応答スペクトル、波形、その他関連事項が含まれている。

表-1 1982年1月から1982年12月の間に土木研究所の強震観測網により得られた強震記録の一覧表

No	観測所No	観測所名	設置機名		最大加速度 (gal)			地震No
			機名	設置地	HA	U-D	HB	
1	112	紀ノ川大橋	GR-1	39	6.5	5.0	8.0	82001
2			PI-1	12	15.5	2.5	17.0	
3			GR-1	18	—	0.0	65.0	
4	206	小見川大橋	PI-1	12	40.0	8.0	35.0	82002
5			GR-1	125	18.0	5.0	11.0	
6			BIF-1	2	20.0	8.0	20.0	
7	312	赤木橋	GR-1	5	28.0	4.0	18.0	82003
8			AB-1	5	18.0	3.0	18.0	
9			GR-1	38	10.0	7.0	8.0	
10	302	関北橋	PI-1	41	24.0	3.0	22.0	82004
11			GR-1	5	3.0	0.0	4.0	
12			DA-1	2	20.0	4.0	25.0	
13	204	新八幡橋	GR-1	37	6.0	5.0	7.0	82005
14			GR-1	6	12.0	3.0	22.5	
15			AB-1	6	4.0	2.0	16.0	
16	104	新利根川橋	GR-1	40	32.5	7.5	25.0	82006
17			PI-1	28	23.8	5.3	22.5	
18			GR-1	41	24.0	8.9	24.0	
19	106	中加島架橋	PI-1	40	34.5	5.0	32.5	82007
20			GR-1	20	65.0	15.0	93.0	
21			PI-1	13	100.0	15.0	85.0	
22	332	関北橋	GR-1	39	3.4	0.0	5.0	82008
23			GR-1	43	31.3	15.0	28.8	
24			PI-1	46	87.5	17.5	63.8	
25	607	勝永ダム	GR-1	6	3.0	0.0	3.0	82009
26			DA-1	3	25.0	7.0	25.0	
27			GR-1	126	37.5	25.0	40.6	
28	907	平大橋	AB-1	48	28.1	15.6	28.1	82010
29			BIF-1	3	25.0	3.0	30.0	
30			GR-1	44	6.3	0.0	5.0	
31	304	伊達橋	GR-1	127	11.0	3.0	9.0	82011
32			GR-1	1	50.0	0.0	28.0	
33			GR-1	123	10.0	3.0	6.0	
34	907	平大橋	GR-1	129	20.0	5.0	12.0	82012
35			PI-1	49	10.0	3.0	9.0	
36			GR-1	40	8.0	6.0	7.0	
37	607	勝永ダム	GR-1	7	0.0	0.0	0.0	82013
38			DA-1	4	10.0	0.0	15.0	
39			GR-1	130	8.8	5.0	5.0	
40	302	河北橋	GR-1	40	5.0	3.0	5.0	82014
41			GR-1	131	16.0	8.8	16.0	
42			GR-1	132	32.5	18.0	27.5	
43	907	平大橋	GR-1	133	7.0	3.0	5.0	82015
44			DA-1	5	20.0	0.0	35.0	
45			DA-1	6	5.0	0.0	8.0	
46	204	新八幡橋	GR-1	39	8.0	4.0	6.0	82016

(b) 地震諸元の一覧表

地震No	地震名	地震諸元			
		年、月、日、時：分	経度	緯度	J (km)
82001	紀伊半島南岸	1982. 2.18. 0:57	135°10'	34°10'	0
82002	関東地方東部	1982. 3. 7. 08:14	140°39'	36°28'	60
82003	紀伊半島南岸	1982. 5.11. 04:19	135°37'	33°29'	30
82004	東北地方中部東部	1982. 6. 1. 05:13	142°20'	38°41'	40
82005	中部地方南岸	1982. 6.21. 09:24	137°03'	34°41'	40
82006	関東地方東部	1982. 7.23. 23:24	141°57'	36°11'	30
82007	関東地方東部	1982. 7.23. 17:01	141°56'	36°20'	10
82008	福島県北	1982. 8.14. 04:35	136°24'	36°06'	10
82009	茨城県北	1982. 8.14. 06:15	141°13'	36°30'	30
82010	茨城県北	1982. 8.16. 01:58	141°04'	36°30'	40
82011	福島県北	1982. 8.23. 14:50	141°35'	37°41'	60
82012	茨城県北	1982. 8.24. 01:40	141°28'	36°23'	30
82013	福島県北	1982. 8.28. 21:12	141°07'	37°04'	60
82014	福島県南岸	1982. 9. 6. 10:48	141°02'	29°30'	190
82015	福島県北	1982. 9.14. 03:03	141°24'	37°31'	60
82016	茨城県北	1982. 11.10. 09:37	140°39'	36°35'	100
82017	伊勢湾北	1982. 12.20. 17:23	136°48'	35°01'	10

表-2 SMAC型強度計設置一覽表(昭和58年3月末現在)

建設省土木研究所(1983.3.31現在)

No	観測所名	型式	設置箇所	観測項目	維持管理	設置月	No	観測所名	型式	設置箇所	観測項目	維持管理	設置月
101	国道一環	B2	地盤・橋脚	千代田区	国土交通省	41-3	801	海防	B2	地盤	佐賀県	現用	40-8
102	新米山	-	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	41-3	802	海防	-	-	-	-	-
103	安南川	-	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	36-3	803	海防	-	-	-	-	-
104	新米山	-	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-2	804	海防	-	-	-	-	-
105	新米山	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	46-2	805	海防	-	-	-	-	-
106	新米山	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	43-3	901	土木研究所	(S.51.3)	観測終了	-	-	-
107	新米山	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	47-11	902	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	37-3
108	新米山	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	49-3	903	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	40-1
109	新米山	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	49-3	904	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	39-12
110	新米山	-	-	-	-	-	905	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	40-12
111	新米山	-	-	-	-	-	906	土木研究所	(S.51.3)	観測終了	-	-	-
112	新米山	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-3	907	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	41-1
113	新米山	B2.D	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-3	908	土木研究所	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	42-3
114	新米山	B2.C	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	38-3	909	土木研究所	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	43-3
115	新米山	-	-	-	-	-	910	土木研究所	-	-	-	-	-
201	国道二環	B2	地盤・橋脚	新潟県	国土交通省	40-3	911	土木研究所	-	-	-	-	-
202	国道二環	-	-	-	-	-	912	土木研究所	-	-	-	-	-
203	国道二環	-	-	-	-	-	913	土木研究所	Q.B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	43-9
204	国道二環	-	-	-	-	-	914	土木研究所	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	54-11
205	国道二環	-	-	-	-	-	915	土木研究所	B1F	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	55-8
206	国道二環	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-3	1001	土木研究所	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	43-1
207	国道二環	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	48-3	1002	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	42-3
208	国道二環	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1003	土木研究所	D	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	42-3
209	国道二環	-	-	-	-	-	1004	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	42-3
210	国道二環	-	-	-	-	-	1005	土木研究所	-	-	-	-	-
301	地方道	B2	地盤・橋脚	新潟県	国土交通省	41-12	1006	土木研究所	-	-	-	-	-
302	地方道	B2.Q	地盤・橋脚	新潟県	国土交通省	41-3	1007	土木研究所	-	-	-	-	-
303	地方道	-	-	-	-	-	1008	土木研究所	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	46-3
304	地方道	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	40-10	1009	土木研究所	D	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	41-3
305	地方道	-	-	-	-	-	1010	土木研究所	T	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	51-7
306	地方道	-	-	-	-	-	1011	土木研究所	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	53-8
307	地方道	-	-	-	-	-	1012	土木研究所	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	54-3
308	地方道	-	-	-	-	-	1013	土木研究所	-	-	-	-	-
309	地方道	-	-	-	-	-	1014	土木研究所	-	-	-	-	-
310	地方道	-	-	-	-	-	1015	土木研究所	-	-	-	-	-
311	地方道	-	-	-	-	-	1101	土木研究所	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	47-1
312	地方道	-	-	-	-	-	1102	土木研究所	-	-	-	-	-
313	地方道	-	-	-	-	-	1103	土木研究所	-	-	-	-	-
314	地方道	(S.56.8)	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-10	1104	土木研究所	-	-	-	-	-
315	地方道	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-10	1105	土木研究所	-	-	-	-	-
316	地方道	-	-	-	-	-	1106	土木研究所	-	-	-	-	-
317	地方道	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-3	1107	土木研究所	-	-	-	-	-
318	地方道	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	42-3	1108	土木研究所	-	-	-	-	-
319	地方道	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	41-12	1109	土木研究所	-	-	-	-	-
320	地方道	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	46-11	1110	土木研究所	-	-	-	-	-
321	地方道	-	-	-	-	-	1201	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	40-5
322	地方道	-	-	-	-	-	1202	土木研究所	-	-	-	-	-
323	地方道	-	-	-	-	-	1203	土木研究所	-	-	-	-	-
324	地方道	-	-	-	-	-	1204	土木研究所	-	-	-	-	-
325	地方道	-	-	-	-	-	1205	土木研究所	-	-	-	-	-
326	地方道	-	-	-	-	-	1301	土木研究所	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	53-2
327	地方道	-	-	-	-	-	1302	土木研究所	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	現用	41-11
328	地方道	-	-	-	-	-	1303	土木研究所	-	-	-	-	-
329	地方道	-	-	-	-	-	1304	土木研究所	-	-	-	-	-
330	地方道	-	-	-	-	-	1305	土木研究所	-	-	-	-	-
401	有林道路	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	39-9	1306	土木研究所	-	-	-	-	-
402	有林道路	-	-	-	-	-	1307	土木研究所	-	-	-	-	-
403	有林道路	-	-	-	-	-	1308	土木研究所	-	-	-	-	-
501	東京湾(高津町)	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	40-10	1309	土木研究所	-	-	-	-	-
502	東京湾(高津町)	-	-	-	-	-	1310	土木研究所	-	-	-	-	-
503	東京湾(高津町)	-	-	-	-	-	1311	土木研究所	-	-	-	-	-
504	東京湾(高津町)	-	-	-	-	-	1312	土木研究所	-	-	-	-	-
505	東京湾(高津町)	-	-	-	-	-	1313	土木研究所	-	-	-	-	-
601	山形県	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	36-8	1314	土木研究所	-	-	-	-	-
602	山形県	B2.Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	33-3	1315	土木研究所	-	-	-	-	-
603	山形県	A	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	39-8	1316	土木研究所	-	-	-	-	-
604	山形県	B2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	41-12	1317	土木研究所	-	-	-	-	-
605	山形県	B2.D	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	41-12	1318	土木研究所	-	-	-	-	-
606	山形県	D	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	50-12	1319	土木研究所	-	-	-	-	-
607	山形県	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	48-10	1320	土木研究所	-	-	-	-	-
608	山形県	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	49-5	1401	土木研究所	-	-	-	-	-
609	山形県	-	-	-	-	-	1402	土木研究所	-	-	-	-	-
610	山形県	(S.56.9)	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	54-2	1403	土木研究所	-	-	-	-	-
611	山形県	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	54-12	1404	土木研究所	-	-	-	-	-
612	山形県	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1501	土木研究所	-	-	-	-	-
613	山形県	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1502	土木研究所	-	-	-	-	-
614	山形県	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1503	土木研究所	-	-	-	-	-
615	山形県	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1504	土木研究所	-	-	-	-	-
616	山形県	Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1505	土木研究所	-	-	-	-	-
617	山形県	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	55-3	1506	土木研究所	-	-	-	-	-
618	山形県	-	-	-	-	-	1507	土木研究所	-	-	-	-	-
619	山形県	-	-	-	-	-	1508	土木研究所	-	-	-	-	-
620	山形県	-	-	-	-	-	1509	土木研究所	-	-	-	-	-
701	治水	D.Q	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	41-3	1510	土木研究所	-	-	-	-	-
702	治水	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	46-11	1601	土木研究所	-	-	-	-	-
703	治水	E2	地盤・基礎・橋脚	新潟県	国土交通省	50-3	1602	土木研究所	-	-	-	-	-
704	治水	-	-	-	-	-	1603	土木研究所	-	-	-	-	-
705	治水	-	-	-	-	-	1604	土木研究所	-	-	-	-	-
706	治水	-	-	-	-	-	1605	土木研究所	-	-	-	-	-
707	治水	-	-	-	-	-	1606	土木研究所	-	-	-	-	-
708	治水	-	-	-	-	-	1607	土木研究所	-	-	-	-	-
709	治水	-	-	-	-	-	1608	土木研究所	-	-	-	-	-
710	治水	-	-	-	-	-	1609	土木研究所	-	-	-	-	-
711	治水	-	-	-	-	-	1610	土木研究所	-	-	-	-	-
712	治水	-	-	-	-	-	1611	土木研究所	-	-	-	-	-
713	治水	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
714	治水	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
715	治水	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

表-3 電磁式強度計設置一覧表(昭和58年3月末現在)

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道一環							
5101	新大阪野川橋	電磁式	12	橋脚(12)	宮城	仙台工事事務所	48-12
2. 国道二環							
3. 地方道環							
5301	岸大橋	電磁式	10		北海道	北海道庁	46-12
4. 有料道路環							
5401	琵琶湖大橋	電磁式	6	橋脚(4), 地盤(2)	滋賀	大津土木事務所	38-12
5. 道路企画環							
5501	富津峠	地中式	9	0 m(3), -70 m(3), -110 m(3)	千葉	東京湾岸道路調査事務所	45-12
5502	厚島公園	"	12	0 m(3), -27 m(3), -67 m(3), -127 m(3)	神奈川	"	45-12
5503	観音橋	"	9	0 m(3), -80 m(3), -120 m(3)	"	"	46-12
5504	山崎	"	12	0 m(3), -22 m(3), -43 m(3), -83 m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	49-3
5505	船場	"	12	0 m(3), -15 m(3), -38 m(3), -150 m(3)	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	49-3
5506	金城京橋	"	9	0 m(3), -45 m(3), -114 m(3)	愛知	名古屋国道工事事務所	
5507	深江	"	15	0 m(3), -28 m(3), -61 m(3), -71 m(3), -120 m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	
6. 開発環							
5601	湖田ダム	電磁式	6	天端(3), 岩盤(3)	岩手	管理事務所(建)	40-12
5602	皆瀬ダム	"	6	堤体(3), 監査(3)	秋田	管理事務所(建)	38-12
5603	鳴子ダム	"	8	天端(2), 岩盤(3), 監査(3)	宮城	管理事務所(建)	48-12
5604	川保ダム	"	13	支持体(3), ゲート(7), 監査(3)	新潟	"	49-12
5605	室牧ダム	"	9	岩盤(3), 堤体(6)	新潟	管理事務所(建)	36-12
5606	横山ダム	"	12	岩盤(5), 天端(5), B1F(2)	岐阜	管理事務所(建)	37-12
5607	天ヶ瀬ダム	"	12	岩盤(3), 堤体(9)	京都	管理事務所(建)	39-12
5608	島谷ダム	"	5	堤体(5)	奈良	管理事務所(建)	32-12
5609	四十四田ダム	"	12	監査(3), 堤体(3), マンホール(6)	岩手	"	32-12
5610	岸川ダム	"	10	監査(5), 堤体(5)	石川	管理事務所(建)	43-12
5611	矢作ダム	"	14	天端(3), 堤体(8), 天端(3)	愛知	管理事務所(建)	45-12
5612	釜房ダム	"	6	岩盤(3), 天端(3)	宮城	"	45-12
5613	郡山ダム	地中式	6	-5 m(3), 天端(3)	千葉	千葉開発庁	48-12
5614	松原下釜ダム	電磁式	8	地盤(4), 天端(4)	大分	管理事務所(建)	46-12
5615	藤原ダム	"	3	監査(4)	群馬	"	48-12
5616	阿蘇立野	"	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	50-12
5617	白川ダム	"	12	監査(3), 天端(3), 法面(3), 橋脚(3)	山形	管理事務所(建)	54-12
5618	舞所ダム	"	27	監査(3), 天端(3), 法面(3), コア内(3), 地盤(6)	岩手	"	55-10
5619	石淵ダム	"	6	岩盤(3), 天端(3)	"	"	(建) 55-2
5620	田瀬ダム	"	6	監査(3), 天端(3)	"	"	(建) 55-3
5621	野村ダム	"	6	岩盤(3), 天端(3)	愛媛	ダム工事事務所	55-3
5622	美和ダム	"	3	堤体内(3)	長野	管理事務所(建)	53-8
5623	小沢ダム	"	6	堤体内(3), 岩盤(3)	"	"	(建) 53-8
5624	石手川ダム	"	3	監査(3)	愛媛	管理支所(建)	56-3
5625	五十里ダム	"	3	監査(3)	新潟	"	(建) 55-3
7. 治水環							
5701	豊川放水路堤防	電磁式	4	上手土(2), 上手下(2)	愛知	豊橋工事事務所	41-12
8. 海岸環							
5801	大矢野島	電磁式	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	48-12
9. 土木研究所							
5901	利根川堤防	電磁式	8	地盤(2), 堤体(4)	千葉	土木研究所	43-12
5902	荒川堤防	"	9	堤防上部(3), 中部(3), 下部(3)	東京	"	48-12
5903	淀川堤防	"	9	"	大阪	"	49-12
10. 日本道路公団							
6001	尾道大橋	電磁式	11	地盤(3), 主塔(2), 主桁(6)	広島	日本道路公団	43-4
6002	境水通大橋	"	11	地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)	鳥取	"	47-7
6003	関門橋	"	31	地中, 主塔	福岡	"	49-3
6004	広島大橋	"	10	地盤(2), 橋脚(2), ケーソン(6)	広島	"	49-5
13. 北海道開発局							
6301	別海橋	地中式	4	-2 m(2), -40 m(2)	北海道	北海道開発局	46-12
6302	静内橋	"	4	-2 m(2), -40 m(2)	"	"	46-12
6303	網走(網走跨線橋)	電磁式	9	地盤(3), -53 m(3), 橋台(3)	"	"	48-11
6304	豊平峡ダム	"	15	ギタラー内(3×3), ダム法面(2×3)	"	"	47-9
6305	大管ダム	"	12	ギタラー内(6), 天端(4), 堤体内(2)	"	"	49-11
6306	奥川ダム	電磁式	12	本体(底, 中, 頂), 法面土	北海道	北海道開発局	54-11
6307	島松沢橋	地中式	3	-40 m(3)	"	"	54-12
14. 水資源開発公団							
6401	阿木川ダム	電磁式	3		岐阜	水資源開発公団	47-12
15. 本州四国連絡橋公団							
6501	垂水(本州四国)	地中式	16	-5 m(6), -20 m(4), -60 m(3), -250 m(3)	兵庫	本州四国連絡橋公団	47-12
6502	坂出(")	"	15	-5 m(6), -20 m(3), -35 m(3), -55 m	香川	"	48-12
6503	今治(")	"	12	-5 m(6), -20 m(3), -40 m(3)	愛媛	"	48-3
16. 下水道部							
6601	花畑雨水幹線	地中式	3		東京	東京都下水道局	52-3

5. 今後の課題

(1) 現在までに約1000成分の記録について数値化を実施し、これらの記録は各種の調査・研究に有効に利用されてきている。しかしながら、現状では、これらの記録の大部分は小さな加速度のものが多く、本来、耐震設計で目標とするような大地震による断層近傍の記録が極めて少ない。この原因として、強震観測を本格的に実施した昭和40年代前半以降(新潟地震以降)M8クラスの大規模な地震が我が国周辺で発生していないことと、比較的発生頻度の高いM6～7クラスの地震を断層直近で捕捉するには現在の観測ネットワークの網の目では荒すぎることがあげられる。したがって、今後できるだけ早い時期に有効な地震記録の蓄積を図り、耐震設計法の合理化に結びつけるためには、観測網の一層の整備・拡充が必要とされる。

(2) 強震観測が実施されて、20余年が経ち強震計の劣化がめだってきた。これらの機器については適宜オーバーホール、更新等の処置が必要となる。これらに対する適切な予算処置を講ずることが望まれる。

(3) 強震観測については、現場で観測に携わっている方々に多大の御協力をいただいている所であるが、なかには強震計の維持管理、担当者が特定されていない場合や、機器の取り扱いに習熟していない場合があり、今後現地における強震計の維持管理担当者の確保と強震観測技術の維持向上を図ることが重要である。

(4) 強震記録の有効利用を図るために、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料を今後体系的に整理し、公刊していくことが必要とされる。

表一 4 構造物ごとの強震計設置状況

58年3月31日現在

区 分		S M A C 型			電 磁 式	
		設置箇所	台 数		設置箇所	成 分 数
			地 盤	構造物		
橋		99	99	112	11	111
ダム	コンクリート	13	8	14	21	187
	フィルダム	5	1	9	7	57
河川	堤 防	7	8	8	4	30
	堰	6	7	7	0	0
構 造 物 予 定 地 点		9	7	2	10	121
下 水 道		5	7	3	1	3
沈 埋 ト ン ネ ル		2	2	4	0	0
地 下 街 路		1	0	3	0	0
そ の 他		4	2	3	2	6
合 計		151	141	165	56	515
			306			

(強震観測経費)

(3) 1. 高密度強震観測

振動研究室	室 長	荒川 直士
"	主任研究員	川島 一彦
"	研 究 員	田村 敬一
"		相沢 興
"		高橋 和之

1. まえがき

既往の強震観測記録の解析結果によれば、構造物の耐震設計に重要な周期範囲の地震動特性は、地震の発震機構、震源から観測地点までの伝播経路の特性および観測地点付近の局所的な(10m～1km程度の範囲)地形・地盤条件の3者に強く影響されることが明らかになっている。このうち、地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響の解明は、既往の地震被害が地形・地盤条件の変化部に、多く発生している事実から工学的には、最も重要な研究課題の1つである。しかしながら、上記諸要因と地震動特性との関係を把握するためには、これまでのように散在する観測点による観測では不十分であり、特定地域に多数の強震計を系統的に配置する高密度強震観測が必要とされている。

このような背景のもとに、土木研究所では地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響の解明を図るため図-1に示すように昭和56年度を初年度とする4箇年で静岡県の駿河湾に沿った相良地区、焼津地区、沼津地区、松崎地区の4箇所に高密度強震観測場の建設を進めてきている。本年度は、焼津地区の高密度強震観測場の設置を完了し、58年3月9日から観測を開始した。また、次年度に沼津地区に設置予定の強震計の一部を購入し、設置地点を調査して次年度に備えた。

2. 観測目的

地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響を解明し、三次元的な地盤振動の特性を明らかにすることにより、今後、建設が計画されている吊橋、長大沈埋トンネルをはじめとし、都市施設、河川施設、道路施設等広がりを持った構造物の耐震設計の合理化に資することを目的とする。

3. 観測方法および記録の利用方法

地上および地中に、複数の地震計を設置し、同一の時間軸を有する記録の採取(高密度強震観測)を図る。また、この記録を体系的に解析することにより、水平および鉛直方向への地震動の伝播特性を把握し、地震時に地盤に生じるひずみ、地震動の相対的な空間分布を明らかにするとともに、このような特性が構造物の振動応答に及ぼす影響の解明を図る。

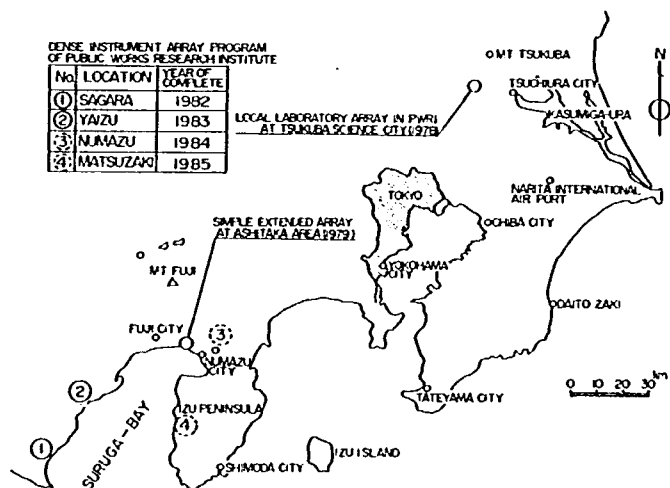


図-1 駿河湾沿岸における高密度強震観測計画

4. 焼津地区における高密度強震観測

4.1 観測システム

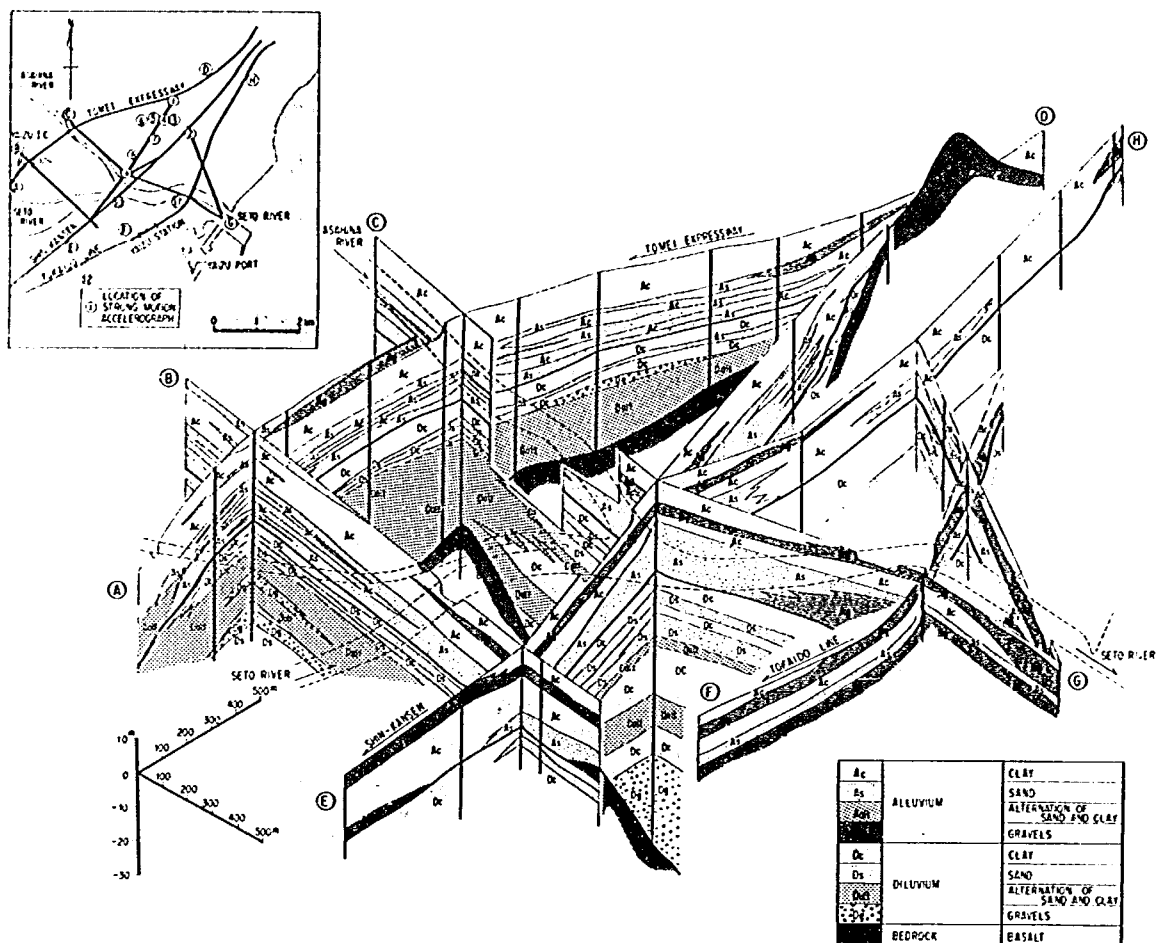
焼津地区の高密度強震観測場は、図2に示すように、高草山の山裾から朝比奈川・瀬戸川の左岸に至る地域を中心として設置されている。朝比奈川・瀬戸川の左岸は、海成砂層、シルト層が厚く（約100 m）堆積した我が国有数の軟弱地盤地域であり、一方、右岸は左岸に比べて比較的地盤が良好である。

今回、強震計の設置に際し、2地点で地盤のボーリング調査を実施したが、そのデータと既往のボーリング試料をもとにして焼津地区の地盤構成を示すと図3のようになる。

以上のような地形・地盤条件を考慮して、図2に示したように、高草山の山裾から朝比奈川・瀬戸川に至るNa 1-4-7-8-9-10-12 と、これに直交するNa 2-3-4-5-6 の2測線を中心として、さらにNa11を合わせた合計12地点からなる観測網を設けた。このうち、Na 1の観測点では、地表面下10mの基盤中に地中地震計を設置しており、また、Na 9の観測点では、地表の他に地表面下112 m（基盤）、63 m、30 mの3箇所地中地震計を配している。



図—2 焼津地区の高密度強震観測場



図－3 焼津地区高密度強震観測場の地盤構成

4.2 観測機器

観測には、図4に示す同一仕様の15台の高精度デジタル強震計から成る個別記録方式を採用した。強震計は、建設省建設技術評価制度に基づき開発された普及型強震計を本観測の目的に合致するように一部仕様変更したもので、主要な特性は表1に示すとおりである。換振部は、速度帰還型のサーボタイプ加速度計を使用しており、フルスケールで±1,000 galの加速度を検知できる。AD変換は、16ビットAD変換器により行い、これにより96dBのダイナミックレンジを確保できる。ただし、自動感度切替は、中心軸のドリフトを生じる可能性があるため用いなかった。AD変換のサンプリングタイムは1/200秒で、数値化データはデジタルカートリッジテープに収録される。

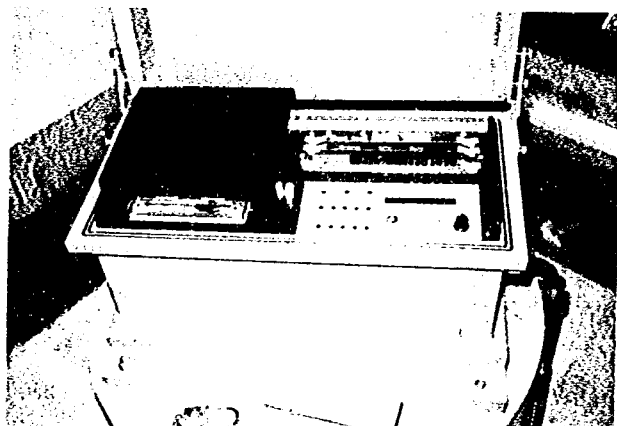
起動は、上下方向加速度が5 gal(可変)以上となった場合にかかり、水平方向加速度の平均値が5 gal(可変)以下となり、かつ上下方向加速度が起動レベル以下になった後、15秒後に自動停止する。

個別記録方式による観測では、強震計相互間の時刻の同時性を確保することが最も重要であるが、このために各強震計はタイムコードジェネレータによる起動後の絶対時刻の記録ができるようにした。タイムコードジェネレータに使用されている水晶時計の精度は公称 10^{-7} (月差0.3秒)

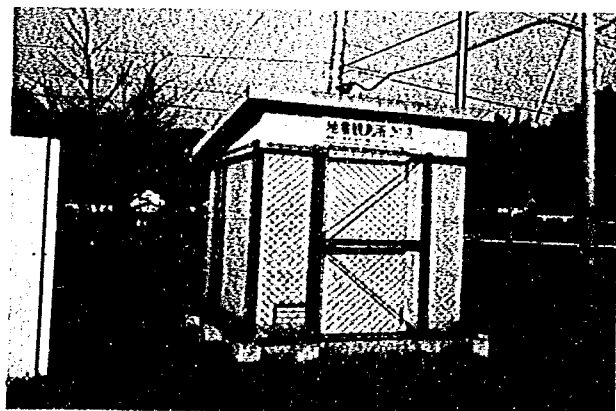
であるが、これをNHKの時報により毎正時に自動時刻校正を行い、絶対時刻との誤差を常にサンプリングタイムの $1/2$ 以下、すなわち $\pm 1/400$ 秒以下に保持できるようにしている。

強震計の電源は、フローティングバッテリーにより供給され、商用電源の切断後24時間以上の待機後に、少なくとも60分間の記録が可能な容量を有している。また、強震計は2気圧までの耐水性を有するアルミダイキャスト製の密閉ケースに収納されており、これにより耐水性とともに内部の防蝕性を高めている。

なお、図5に強震観測小屋の外観を示す。



図—4 強震計の外観



図—5 強震観測小屋の外観

表—1 強震計の主要仕様

換振部	タイプ	速度帰還型サーボタイプ加速度計
	フルスケール	$\pm 1,000$ gal
	固有振動数	5 Hz
起動部	減衰定数	240
	感振方向	上下成分
	起動加速度	5 gal (可変)
記録部	方式	デジタル (16ビット)
	成分数	信号3, 時間1, 計4
	テープ	デジタルカートリッジテープ
	ダイナミックレンジ	96 dB
	サンプリングタイム	$1/200$ 秒
	記録時間	約30分
	遅延時間	5秒
タイムコード	時計精度	10^{-7}
	自動時刻校正	NHK時報により毎正時に校正

5. 観測記録例

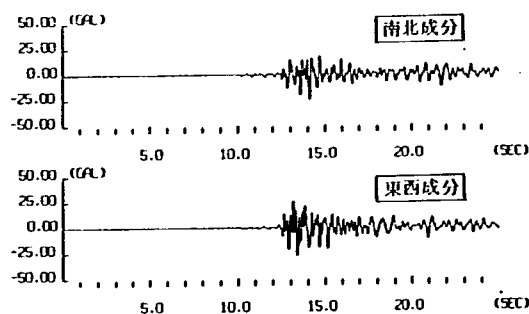
昭和58年3月16日に静岡県西部を震源とするマグニチュード5.6の地震が発生し、相良、焼津の両高密度強震観測場で記録をとることができた。ここでは、記録の一例として、相良地区(図6)の数地点の記録を紹介することにする。図6は、萩間川沿いの沖積低地から駿河湾沿いの砂丘に至るNa 6, Na 5, Na 8, Na 9の4地点で観測された加速度記録である。4地点の最大加速度に着目した場合、著しい差異は認められないが、地盤が比較的良好な砂丘上のNa 9地点で最大加速度が最も小さいことがわかる(表2)。また、地震動の継続時間については、Na 6地点では40秒であり、他の3地点では15~20秒であるのと比較して、かなり長くなっていることがわかる。



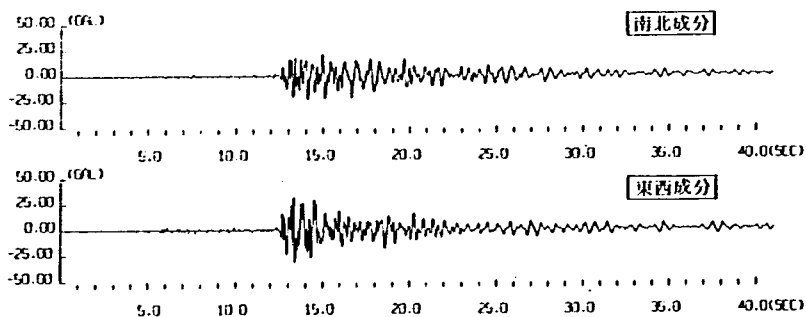
図-6 相良地区の高密度強震観測場

表-2 最大加速度の一覧

地点 No	設置 場所	最大加速度(gal)		
		南北成分	東西成分	上下成分
1	地表	14.2	26.1	8.0
2	"	27.9	41.8	—
3	"	35.7	69.7	3.6
4	"	29.7	31.9	3.2
	-30m	8.7	11.8	6.5
5	地表	25.0	27.2	12.6
	-32m	—	—	—
6	地表	23.1	31.5	8.8
7	"	37.6	—	7.6
8	"	32.0	31.2	13.2
	-36m	9.3	8.0	7.9
9	地表	26.1	24.3	5.8
10	"	43.7	49.9	11.2
	-30m	10.1	8.6	6.6



(a) 地点 No 5



(b) 地点 No 6

図-7 (1) 高密度強震観測記録例

正 誤 表

P2 5 $\longrightarrow$ P1 6 と P1 7 の間

(河川総合)

(4) 5. ダムの耐震設計法に関する調査

5-3 ダムの耐震設計に用いる設計地震動に関する調査

5-3-1 ダムの耐震設計に用いる入力加速度に関する調査

振動研究室	室長	荒川	直士
"	主任研究員	川島	一彦
"		相沢	興
"		近藤	益央

1. まえがき

土木構造物に対する設計地震力に関する調査研究は、道路施設に対しては昭和40年代から実施されており、その成果の一部は、すでに道路橋等を始めとする設計基準に取り入れられている。しかし、これらは主として第4紀沖積世を中心とする軟質な地盤上の地震動に対するものであり、堅固な岩盤上に建設されるダムに対する設計地震力の推定に直接これらの成果を適用することはできない。

ダムに対する設計地震力を適切に定めるためには、ダムおよび周辺岩盤の地震時挙動に関する定量的情報を体系的に解析することが必要とされる。土木研究所では、昭和32年度に近畿地方建設局の猿谷ダムに最初の強震計が設置されて以後、ダムおよび周辺岩盤上での強震観測を実施してきているが、現在までの所有効な強震記録が少なく、観測網の整備拡充が必要とされている。

本年度は、上記観測網のうち、SMAC型強震計6地点について、計器の定期点検補正を実施するとともに、昨年度の予備的検討をもととした岩盤上の最大加速度、速度、変位の予測式を開発した。

2. 調査目的

ダムの耐震設計法の合理化を図ることを目標とし、ダム建設地点の地震動特性に関する定量的情報を蓄積し、岩盤上の地震動特性の解明を図ることを目的とする。

3. 調査方法

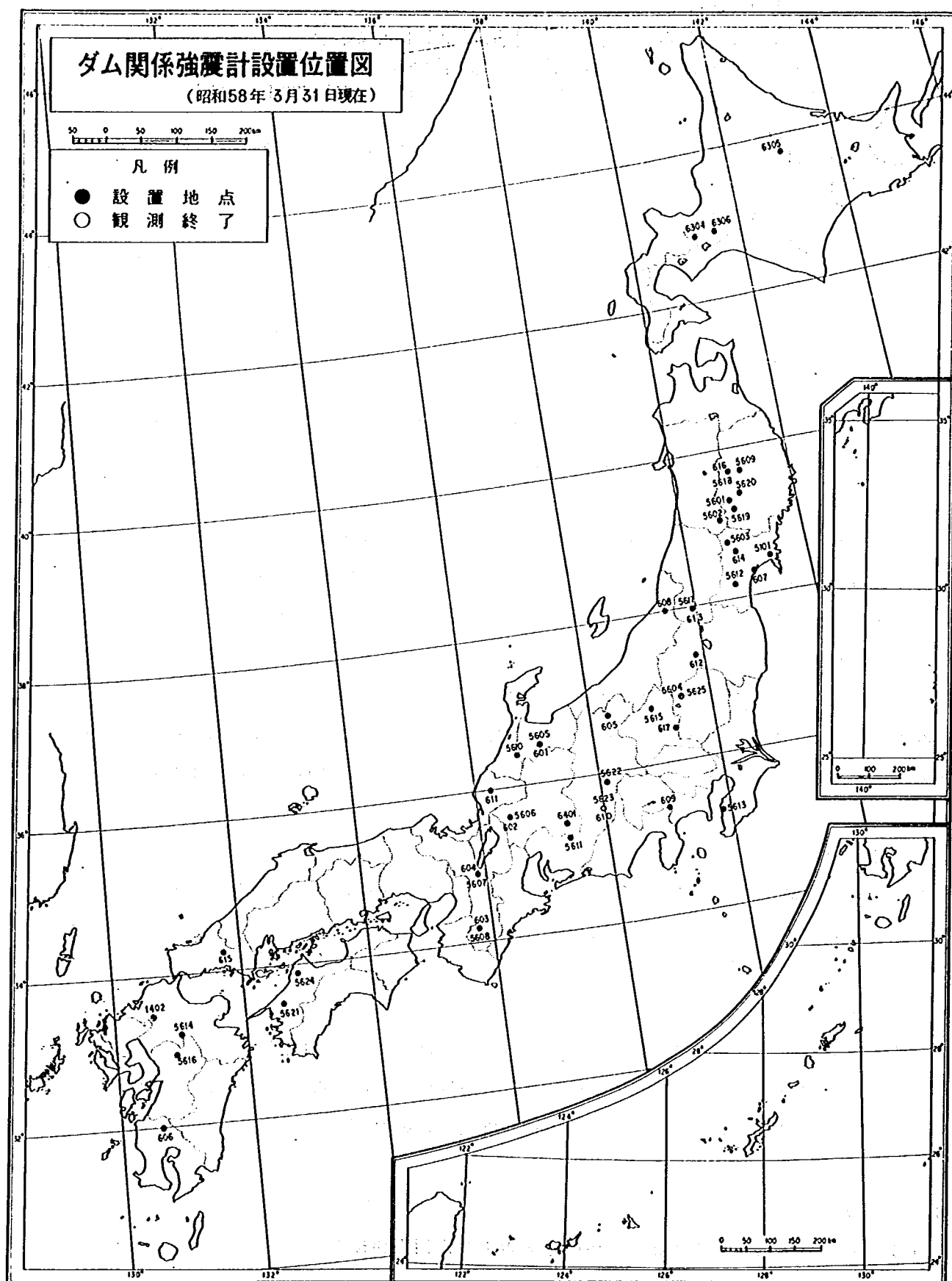
- (1) ダム施設に対する強震観測の実施(観測網の整備拡充および維持点検)
- (2) ダム建設地点およびこれに類似した岩盤地域における強震記録の収集
- (3) 強震記録の解析に基づく、岩盤上の地震動特性の把握

4. 調査結果

4.1 ダム施設に対する強震観測網の整備および定期点検補正

(1) ダム施設に対する強震観測網の現状

昭和58年3月現在のダム施設の強震計設置状況を図1および表1に示す。強震計には、機械式(SMAC型)と電磁式があり、それぞれ17ヶ所(32台)および28ヶ所(243成分)となっている。



図一 ダムに対する強震計設置状況図

(2) 強震計の定期点検補正

本年度は、SMAC型強震計6地点の定期点検補正を地方建設局から依頼されたダムの強震計の点検補正(SMAC型強震計8地点、15台および電磁式強震計17地点、140成分)と合せて実施した。この結果、強震計の正常な観測体制を保持することができたが、以下の問題点があることがわかった(表2参照)。

i) 電磁式強震計は一般に設置年度が古く(昭和30年代の設置6カ所、40年代9カ所、50年代9カ所)、老朽化が著しい。また、製造メーカー、機種が多様であるとともに、老朽化に伴ない部品の供給ができなくなっているものもある。さらに、全体として老朽化しているため、一部を修理しても、全体としての余命は短かいと考えられるものがある。こうした強震計は、基本的には更新が必要と考えられる。

ii) SMAC型強震計も設置年度の古いものが多いが、機械式であるため、現在も本質的な機能の低下は生じていない。ただし、湿潤環境下に置かれたものは、サビが発生し、一部には観測不能となっているものがある。設置環境の悪いものは、すみやかに移設するか、防湿カバーを設ける必要がある。

表-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表(昭和58年3月31日現在)

SMAC型強震計設置一覧表							電磁式強震計設置一覧表						
No	観測所名	SMACの型式	台数	ダムの型式	設置箇所	県名	維持管理	No	観測所名	成分数	ダムの型式	県名	維持管理
601	室牧ダム	B2	1	A	堤体	富山	県)室牧ダム管理所	5601	湯田ダム	6	A	岩手	建)湯田ダム管理所
602	横山ダム	B2・Q	3	G	地盤・堤体(2)(1)	岐阜	建)横山ダム管理所	5602	皆瀬ダム	6	F	秋田	建)皆瀬ダム管理事務所
603	猿谷ダム	A	1	G	地盤	奈良	建)猿谷ダム管理所	5603	鳴子ダム	10	A	宮城	建)鳴子ダム管理所
604	天ヶ瀬ダム	B2	1	A	堤体	京都	建)天ヶ瀬ダム管理所	5604	川俣ダム	13	A	栃木	建)川俣ダム管理所
605	麗花ダム	B2・D	2	A	地盤・堤体	長野	県)麗花ダム管理所	5605	室牧ダム	9	A	富山	県)室牧ダム管理事務所
606	鶴田ダム	D	2	G	"	鹿児島	建)鶴田ダム管理所	5606	横山ダム	12	H	岐阜	建)横山ダム管理所
607	樽水ダム	E2	2	F	堤体(頂底)	宮城	県)水ダム管理所	5607	天ヶ瀬ダム	12	A	京都	建)天ヶ瀬ダム管理支所
608	大石ダム	E2	3	G	地盤・堤体(頂・底)	新潟	建)大石ダム工事事務所	5608	猿谷ダム	5	G	奈良	建)猿谷ダム管理所
609	三保ダム	Q	2	F	地盤・堤体	神奈川	県)三保ダム "	5609	四十四田ダム	12	G・F	岩手	建)四十四田ダム事務所
610	小浜ダム	昭和56年9月観測終了				長野	建)小松ダム管理所	5610	川ダム	10	G	石川	県)川ダム管理事務所
611	真名川ダム	E2	2	A	堤体(頂・底)	福井	建)真名川ダム工事事務所	5611	矢作ダム	14	H	愛知	建)矢作ダム管理所
612	大川ダム	Q	1	G	地盤	福島	建)阿賀川工事事務所	5612	釜谷ダム	6	G	宮城	建)釜谷ダム管理所
613	白川ダム	Q	2	F	本体(底・頂)	山形	建)白川ダム工事事務所	5613	群ダム(地中)	9	F	千葉	千葉県開発庁
614	漆沢ダム	Q	2	F	本体(底・頂)	宮城	県)ダム管理所	5614	松原・下釜ダム	8	A	大分	建)松原下釜ダム管理所
615	島地川ダム	Q	2	G	堤頂・岩盤	山口	建)島地川ダム管理所	5615	阿木川ダム	3	F	岐阜	水資源開発公団
616	御所ダム	Q	2	G・F	堤頂・岩盤 キャラー	岩手	建)御所ダム管理所	5616	藤原ダム	3	A	群馬	建)藤原ダム管理所
617	樹生川ダム	E2	2	G	堤体(頂・底)	群馬	県)樹生土木事務所	5617	白川ダム	6	F	山形	建)白川ダム工事事務所
1402	寺内ダム	E2	2	F	堤頂・岩盤 キャラー	福岡	水資源開発公団	5618	御所ダム	27	G・F	岩手	建)ダム工事事務所
								5619	石ダム	6	F	"	建)ダム管理所
								5620	田瀬ダム	6	G	"	建)ダム管理所
								5621	野村ダム	6	G	愛媛	建)ダム工事事務所
								5622	美和ダム	3	G	長野	建)ダム管理所
								5623	小浜ダム	6	A	"	建)ダム管理所
								5624	石手川ダム	3	G	愛媛	建)ダム管理支所
								5625	五十里ダム	3	G	栃木	建)ダム管理支所
								6304	豊平峡ダム	12	A	北海道	建)北海道開発局
								6305	大野ダム	15	F	"	"
								6306	漁川ダム	12	F	"	"
	A:アーチ												
	G:重力												
	F:フイル												
	H:中空電力												

表2 SMAC型強震計定期点検補正結果

No	観測所No	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型 式	台数	点 検 補 正 結 果	対 策
1	601	室牧ダム	富山県	ダム管理事務所	堤 体	SMAC-B2	1	刻時用ペン破損 振子ペンアーム交換要 マイクロスイッチ不良 電接時間不良	オーバーホール 防湿カバー設置
2	605	黒花ダム	長野県	ダム管理事務所	堤 体	SMAC-D	1	異常なし	
					地 盤	SMAC-B2	1	刻時用リレー不良	リレー交換 防湿カバー設置
3	607	樽水ダム	宮城県	ダム管理事務所	堤 体	SMAC-E2	2	異常なし	
4	609	三保ダム	神奈川県	ダム管理事務所	堤 体	SMAC-Q	1	異常なし	
					地 盤	"	1	"	
5	612	大川ダム	福島県	阿賀川工事事務所	地 盤	SMAC-Q	1	異常なし(ただし、湿気が多い)	防湿カバー装置
6	614	湊沢ダム	宮城県	ダム管理事務所	堤 体	SMAC-Q	2	異常なし	

4. 岩盤上における地震動特性の解析

ダム建設地点のような硬質な岩盤上における最大地震動(最大加速度, 最大速度, 最大変位)の距離減衰特性を求めるために, 昨年度は我国の岩盤上で得られた2@33成分の水平成分加速度強震記録をもとに統計解析を行った。この結果は, 岡本等他の研究者による提案値と比較しても妥当なものと考えられたが, もとになる記録数が少ないため, その精度等に関しては検討の余地を残していた。したがって今後の強震観測の継続による確実な記録の蓄積が本質的には現在最も必要とされる点であるが, 有効な記録の早急な蓄積は困難であることを考慮し, 本年度は硬質岩盤以外の地盤上の記録と合わせて地震動に及ぼす地盤条件の影響を検討し, これにより硬質岩盤上の地震動の特性を検討することとした。

解析対象としたのは我国の地盤上67観測地点において建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により得られた2@197組の水平加速度強震記録である。これらに, 数値化精度を考慮した計器補正(土研資料第1864号参照)を1/3 ~ 12 Hzの範囲で施し, 水平2成分の合成(土研資料1765号参照)を加えた最大加速度 $\hat{a}_{max}$, 最大速度 $\hat{v}_{max}$, 最大変位 $\hat{d}_{max}$ を求めた。地盤条件は, 表層地盤の固有周期(微小ひずみ時) T_g により, 0.2秒以下(以下, 1種地盤と呼ぶ), 0.2 ~ 0.6秒(同, 2種地盤), 0.6秒以上(同, 3種地盤)の3種類に分類した。ここで, 硬質岩盤の場合には, T_g は0.2秒以下と考えられ, 1種地盤に属すると考えることができる。地盤条件が1種, 2種, 3種となる観測点の数は, それぞれ, 19, 31, 17(合計67地点)であり, また, 1種, 2種, 3種地盤ごとの強震記録数はそれぞれ, 46, 107, 44(合計197記録)である。

昨年度の解析では, 最大地震動 $X(x = \hat{a}_{max}, \hat{v}_{max}, \hat{d}_{max})$ を, 地震のマグニチュード M , 震央距離 d (km)の関数として与えたが, 本年度はこれに地盤条件 $GC_i(i = 1, 2, 3)$ を加え, X を次のように与える。

$$X(M, d, GC_i) = a(GC_i) \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + 30)^{c(GC_i)} \quad (1)$$

ここで, 係数 $a(GC_i)$, $b(GC_i)$, $c(GC_i)$ は, 地盤条件 $GC_i(i = 1, 2, 3)$ により変化する係数である。昨年度の解析では, 1種地盤($GC_i = 1$)の記録だけを選んで式(1)の重回帰分析を行ったため, 係数 a, b, c は GC_i によらない定数であった。本年度は1種地盤の記録数が少ないことをカバーするために, 式(1)の係数 $a(GC_i)$, $b(GC_i)$, $c(GC_i)$ が地盤条件によりどのように変化するかを検討し, これにより, 1種地盤上での最大地震動 X の距離減衰式を求めようとする訳であるが, 地盤条件が連続関数ではな

いたため、式(1)中に GC_i を連続関数として取り入れることはできない。そこで、ここでは、地盤条件 GC_i に対する係数 a, b, c の依存性を調べ、これにより間接的に地盤条件 GC_i ごとに係数 a, b, c が違うとし、これらをそれぞれ独立に定めた場合と、地盤条件 GC_i によらず係数 a, b, c は一定であると仮定し、全地盤条件に対して係数 a, b, c が一定となるように定めた場合のいずれが、より近似度の高い最大地震動 X の距離減衰式となるかを検討することとした。いま、係数 a, b, c の地盤条件依存性を網羅的に表わすと、最大地震動 X に対して、以下の8種類の推定式を考えることができる。

$$X(M, d, GC_i) = \begin{cases} a \times 10^{bM} \times (d + 30)^c & (\text{ケース 1}) \\ a \times 10^{bM} \times (d + 30)^{c(GC_i)} & (\text{ケース 2}) \\ a \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + 30)^c & (\text{ケース 3}) \\ a(GC_i) \times 10^{bM} \times (d + 30)^c & (\text{ケース 4}) \\ a \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + 30)^{c(GC_i)} & (\text{ケース 5}) \\ a(GC_i) \times 10^{bM} \times (d + 30)^{c(GC_i)} & (\text{ケース 6}) \\ a(GC_i) \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + 30)^c & (\text{ケース 7}) \\ a(GC_i) \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + 30)^{c(GC_i)} & (\text{ケース 8}) \end{cases} \quad (2)$$

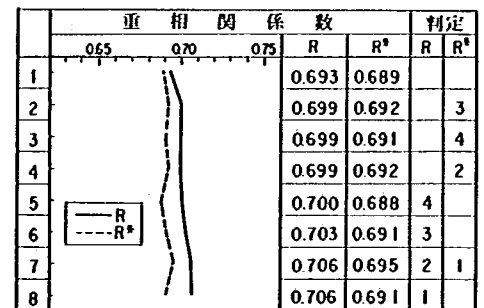
ここで、 $a(GC_i)$, $b(GC_i)$, $c(GC_i)$ は係数 a, b, c がそれぞれ地盤条件 GC_i ($i = 1, 2, 3$) ごとに変化することを、 a, b, c は係数が地盤条件ごとに変化せず一定値をとることを表わしている。

このようにして、上述した197組の水平成分の最大加速度 $\hat{a}_{\max}$, 最大速度 $\hat{v}_{\max}$, 最大変位 $\hat{d}_{\max}$ を重回帰分析し、ケース1～ケース8に対する重相関係数 R および自由度調整済み重相関係数 R^* を示すと図2のようになる。これより、以下の事項が指摘される。

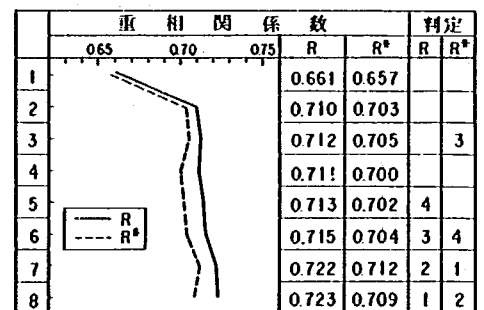
1) ケース1では、 R は他のケースに比較して著しく小さい。しかしながら、この他のケース、すなわち、ケース2～8の間では、説明変数の数が一番大きいケース8の場合が当然 R が一番大きく、ケース2～6はおおむね同程度の R を与えている。また、ケース7および8はこれらよりもやや大きな重相関係数 R を与える。

2) 自由度調整済み重相関係数 R^* でケース1～8を比較しても、上記1)と同様の傾向が認められる。しかしながら、わずかではあるが、 $\hat{a}_{\max}$, $\hat{v}_{\max}$, $\hat{d}_{\max}$ のいずれの場合に対しても、ケース7の場合に R^* は最大となり、この場合に最大地震動の距離減衰特性に対する近似度が最もよいことを示している。

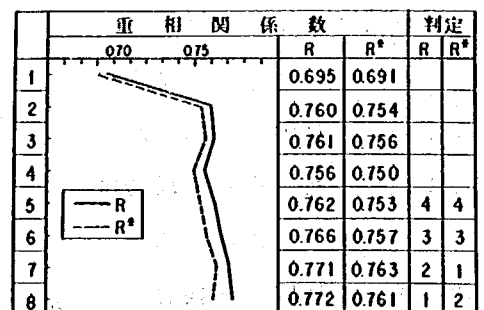
以上をまとめると、式(1)の係数 a, b はいずれも地盤条件



(a) 最大加速度 $\hat{a}_{\max}$



(b) 最大速度 $\hat{v}_{\max}$



(c) 最大変位 $\hat{d}_{\max}$

図2 ケース1～8の R および R^*

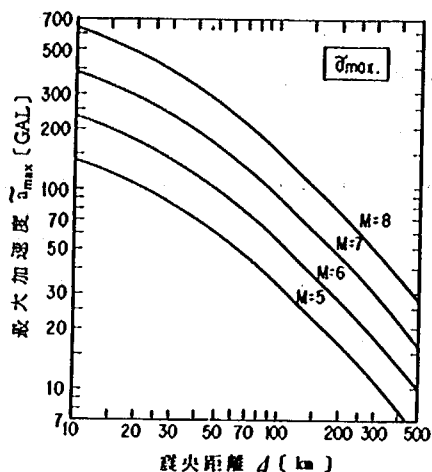


図3 最大加速度の距離減衰

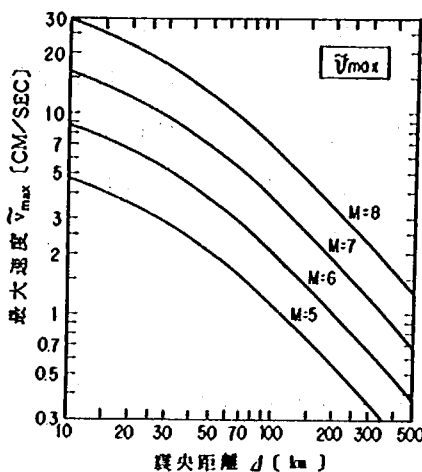


図4 最大速度の距離減衰

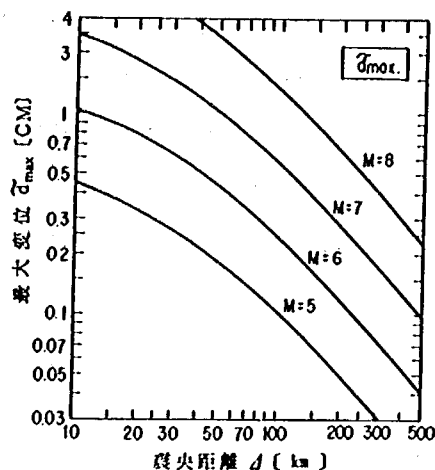


図5 最大変位の距離減衰

により変化するが、係数 c は地盤条件により変化するとした場合(ケース8)と地盤条件により変化しないとした場合(ケース7)に重相関係数 R は大差はない。ただし、自由度調整済み重相関係数から判断すると、ケース7の方がわずかではあるがケース8よりもすぐれている。以上の議論に基づき、ケース7に対する1種地盤上の $\tilde{a}_{max}$, $\tilde{v}_{max}$, $\tilde{d}_{max}$ の距離減衰式を求めると次のようになる(土研資料1993号参照)。

$$\begin{aligned}\tilde{a}_{max} &= 987.4 \times 10^{0.216M} \times (d + 30)^{-1.218} \\ \tilde{v}_{max} &= 20.82 \times 10^{0.263M} \times (d + 30)^{-1.222} \\ \tilde{d}_{max} &= 0.626 \times 10^{0.372M} \times (d + 30)^{-1.254}\end{aligned}\quad (3)$$

式(3)を用いて $M=5 \sim 8$ に対して $\tilde{a}_{max}$, $\tilde{v}_{max}$, $\tilde{d}_{max}$ を試算すると、図3, 4, 5となる。また、 $M=6, 8$ に対する $\tilde{a}_{max}$ の距離減衰を岡本(1971年)および建設省新耐震設計法(案)(1978)と比較すると図6のようになる。さらに、図7は海外における主要な最大加速度の距離減衰に対する研究成果を $M=8$ に対して示したものである。こうした点から、今回求められた式(3)は、全体として他の研究者による結果ともよく一致するとともに、最大加速度の距離減衰に関する既往の経験的事実ともよく一致し、妥当なものと考えられる。ただし、本解析のもととなった強震記録には、大規模地震や断層直近の地震による記録が少なく、こうした地震による地震動を推定する際には適用に注意する必要がある。

5. 結論及び今後の課題

SMAC型強震計の計器補正を施した最大地震動の推定式を開発した。次年度以後は、応答スペクトルの推定式、地震動の継続時間等を検討していく必要がある。

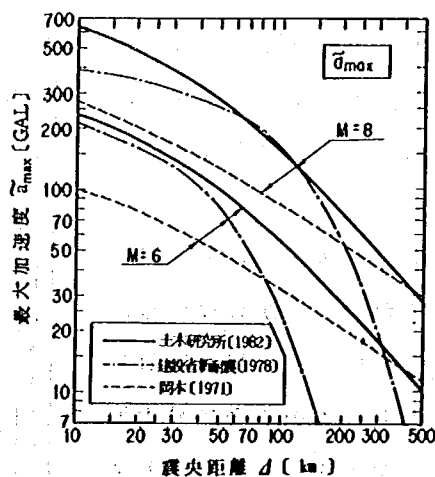


図6 式(3)による最大加速度 $\tilde{a}_{max}$ と既往の成果との比較 ($M=6, 8$)

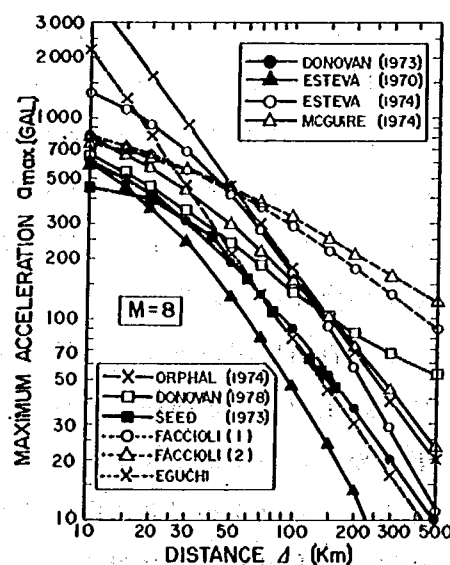


図7 海外における主要な最大加速度の推定式 ($M=8$)

(道路事業調査費、試験調査)

(5) 5. 土工及び土木構造物に関する試験調査

5-2 道路盛土の耐震性に関する調査

5-2-2 道路盛土の地震荷重に関する試験調査

振動研究室 室 長 荒川 直士

“ 研究員 木全 俊雄

“ 近藤 益央

1. まえがき

軟弱地盤上あるいはぜい弱な山岳地帯の道路盛土は地震の度ごとに甚大な被害を受けて来ている。道路盛土は土構造物であり、個々の被害の復旧は、橋梁など他の構造物と比べると、比較的容易であるといえるが、同時に多発的に規模の大きい盛土被害が発生した場合は、その復旧は容易ではなく、長期間の道路交通の遮断と結びつく。これら地震による道路盛土の被害を軽減するためには、既往地震による道路盛土の被害の特徴を明らかにするとともに、周辺の地形・地盤条件との関連および地震動強度の影響を解明し、合理的な道路盛土の耐震設計手法を確立して行くことが必要である。

2. 調査目的

既応地震による道路盛土の被害事例を調査・分析するとともに、実験及び解析により道路盛土の地震時応答特性ならびに破壊特性を明らかにし、合理的な耐震設計手法の確立に資する事を目的とする。

3. 調査方法

本年度実施した調査方法は次の通りである。1) 道路盛土の既往地震被害事例の要因分析、2) 砂質地盤上の道路盛土の模型加振実験、3) 道路盛土の強震観測。

4. 調査結果

1) 道路盛土の既往地震被害事例の要因分析

道路盛土の地震被害事例について、文献ならびに資料を収集し、各被災箇所ごとに被害形態の分類を行った。調査対象とした地震は、新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)、伊豆半島沖地震(1974)および宮城県沖地震(1978)などである。被害形態としては、Ⅰ：盛土斜面の滑り及び路肩の沈下、Ⅱ：盛土本体の滑り、Ⅲ：盛土天端の縦割れ及び沈下、Ⅳ：盛土本体の浅い沈下の4種類とした。

調査結果として次の事項が指摘できよう。①伊豆半島沖地震あるいは宮城県沖地震などで多く見られるように、山間部の道路で、斜面に作られた盛土は、ⅠまたはⅡ型の被害を受けやすい。ただし被害の程度は盛土の高さやのり勾配などにより異なる。②新潟地震におけるように、液状化しやすい旧河道上に作られた盛土ではⅢ型の被害を受けやすく、また被害の程度も大きくなる場合が多い。③各地震に共通するものとして、橋梁取付部あるいはボックスカルバート等の横断構造物が路面近くにある場合、Ⅳ型の被害を受けやすく、路面に段差となって表われる場合が多い。④今回の調査では、軟弱粘性土地盤上の盛土には、大きな被害事例はみられなかった。(土研資料としてとりまとめ中)

2) 破質地盤上の道路盛土の模型加振実験

緩い砂質地盤上の道路盛土は地震により路面に亀裂発生、沈下、陥没など多大な被害を受けて来ている。緩い砂質地盤は液状化しやすく、多くの被害はこの液状化によるものとされている。ここで砂質地盤の液状化のしやすさと盛土の破壊度合いの関係を調べるため、振動台(L 8 m, W 6 m)に鋼製の土槽(L 6 m, W 3 m, H 2 m)を設置し、その中に山砂を用いて地盤および盛土の模型を作成し、加振実験を行った(図-1参照)。実験は地盤が最も緩い状態から最も密な状態まで4ケースとした。各ケースにおける地盤の相対密度 D_r は、18.9%、36.2%、62.1%、88.3%である。また盛土は各ケースとも相対密度を約40%とした。また加振は5Hzの正弦波とし、一定の加速度を50秒間継続する方法によった。

実験の結果、相対密度が40%以下の緩い砂質地盤では加速度が200ガル程度で地盤が液状化し、盛土天端に大きな亀裂が発生し、盛土が陥没した。相対密度が80%近いよく締った地盤では数百ガルの大きな加速度にも耐え、かつ被害を受ける場合でも盛土表層のみが崩落する形態となった。(図-2, 3参照, 土研資料第1999号参照)

以上から地盤の締め具合により盛土の破壊形態が大きく変化することが明らかになった。今後実験・解析を進め、液状化のしやすさに応じた合理的な地震対策手法を確立して行く必要がある。

3) 道路盛土の強震観測

国道1号線沼津バイパス中央分離帯に前年度設置した強震計により強震観測を継続した。

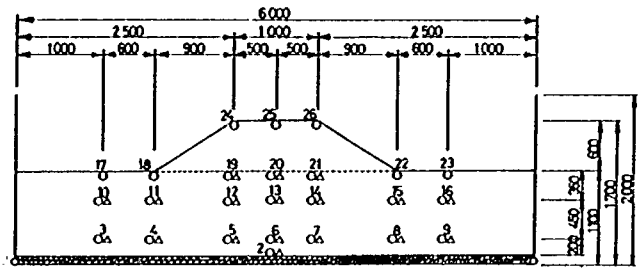


図-1 実験模型の概要

(○：加速度計，△：間隙水圧計)

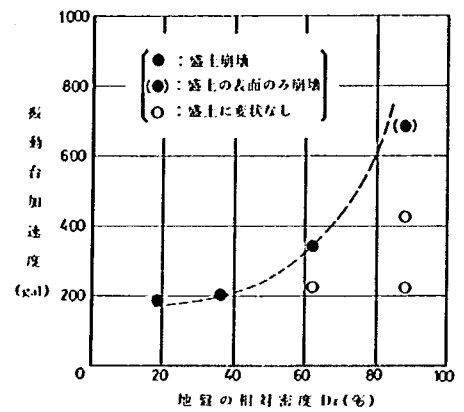
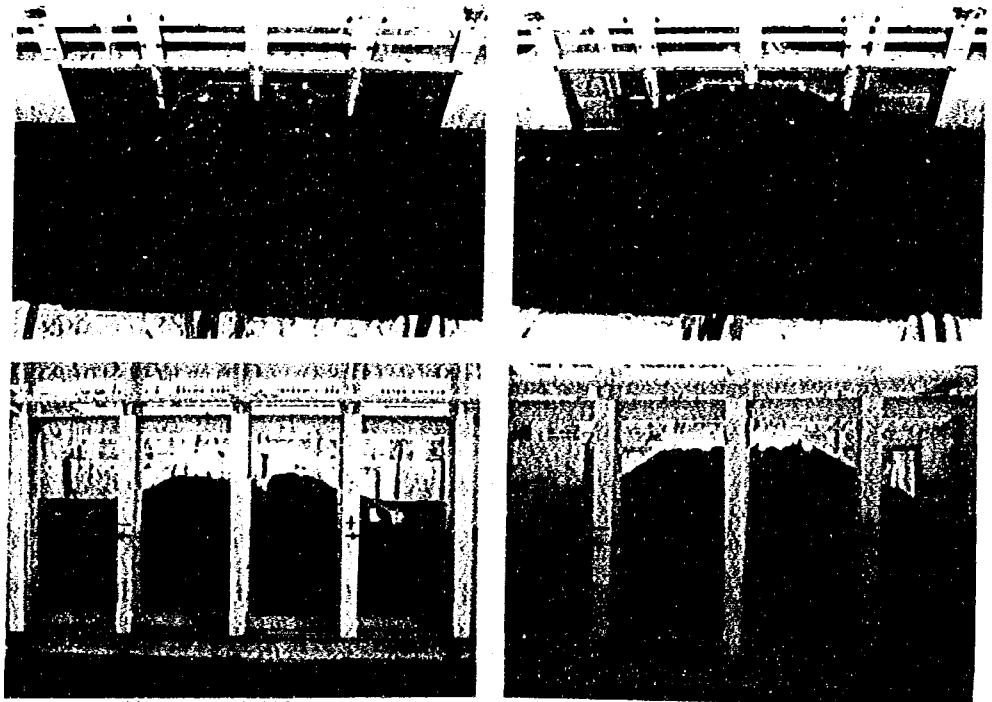


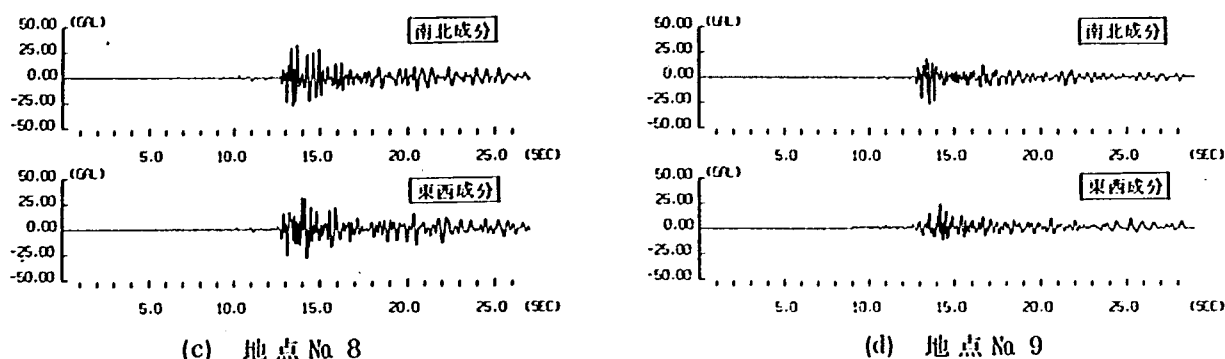
図-2 地盤の相対密度と盛土崩壊時の振動台加速度の関係



(a) 地盤が最も緩い場合
(入力加速度 200 gal)

(b) 地盤が最も密な場合
(入力加速度 670 gal)

図-3 破壊状況



図—7(2) 高密度強震観測記録例

6. 今後の観測体制の整備

本年度は、静岡県焼津市に高密度強震観測場を設置した。次年度以後、沼津地区、松崎地区の観測場を建設し、昨年度設置した相良地区の高密度強震観測場と合わせて、駿河湾を取り巻く形で駿河トラフの上盤と下盤のそれぞれの2箇所において地震動を採取できる観測システムを作り上げていくことが必要とされる。

7. 謝 辞

高密度強震観測場を設置するに当たり、本省技術調査室、中部地方建設局、同静岡県国道工事々務所、静岡県、焼津市、土木研究所企画部等、関係機関の多大な御援助をいただきました。ここに関係の皆様にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本学術会議：高密度強震観測の推進について（内閣総理大臣あて），昭和55年5月12日
- 2) 大久保忠良：高密度強震観測計画について，土木技術資料，22-4，昭和55年4月
- 3) 大久保忠良，岩崎敏男，川島一彦：土木研究所における高密度強震観測計画および記録の解析，日米天然会議耐風耐震構造専門部会，第13回合同部会，昭和56年5月
- 4) 大久保忠良，荒川直士，川島一彦：土木研究所における高密度強震観測および記録の解析，日米天然会議耐風耐震構造専門部会，第14回合同部会，昭和57年5月
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所における高密度強震観測—(1)相良地区の観測システム—，土木研究所資料，第1847号，昭和57年7月
- 6) 建設省土木研究所：土木研究所における高密度強震観測—(2)焼津地区の観測システム—，土木研究所資料，第1994号，昭和58年3月
- 7) 佐藤和夫他：建設省土木研究所における高密度強震観測，土木学会第38回年次学術講演会，昭和58年

(道路事業調査費、試験調査)

(6) 8. 道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8-4 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

8-4-1 地震動強度に関する試験調査

——(1) 最大地震動の推定法の開発——

振動研究室	室	長	荒川	直士
"	主任研究員		川島	一彦
"	研 究 員		田村	敬一
"			相沢	興
"			高橋	和之

1. まえがき

道路施設の耐震性の評価ならびに耐震設計手法の向上を図るためには、強震時に当該施設および周辺地盤がどのように振動するかに関する定量的な資料を蓄積するとともに、これら資料を地震被害と関連付け、両者の因果関係を明確にする必要がある。このような観点から、昭和48年以後本課題の下で、地方建設局ならびに関係機関と協力して道路施設に対する強震観測を推進し、その解析結果を逐次、技術基準等の形で設計に反映させてきている。

本年度は、従来の検討結果を総まとめし、現在までに蓄積された強震記録を体系的かつ統計的に処理することにより、道路施設の耐震設計上考慮すべき設計地震動算定の基礎となる最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）の特性を、これらの実用的な推定式の形にとりまとめた。

2. 調査目的

道路施設および周辺地盤の地震時の挙動を定量的に求め、合理的な耐震設計法の開発、および、被害の予測ならびに震災復旧に資するために、地震動の強度（最大加速度、最大速度、最大変位）を予測する手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

現在までに、建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により、地盤上で観測された197組（2@197成分）の水平方向加速度記録（土木研究所彙報No32～No41参照）をもとに、土木研究所で開発した強震記録の計器補正（土木研究所資料1505号、1864号参照）を施して加速度、速度、変位を計算した。これより水平2成分の合成効果（土木研究所資料1765号参照）を考慮して最大加速度、最大速度、最大変位を求め、これらを道路橋示方書耐震設計編に規定される1種、2+3種、4種の3種類に分類し、それぞれの地盤種別ごとに最大地震動の距離減衰式を求めた（土木研究所資料1864号参照）。ここで、2種地盤と3種地盤を1まとめにしたのは、両者間で地震動の特性があまり変わらないためである。

4. 調査結果

最大地震動(最大加速度 $\tilde{a}_{\max}$, 最大速度 $\tilde{v}_{\max}$, 最大変位 $\tilde{d}_{\max}$)が地震のマグニチュード M および震央距離 d [km]により, どのように変化しているかを重回帰分析により検討し, 最終的に現状では次式が最も適合度の高い式であることがわかった(土木研究所資料1993号参照)。

$$\tilde{a}_{\max} = \begin{cases} 987.4 \times 10^{0.216M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 232.5 \times 10^{0.313M} & (2 + 3 \text{ 種地盤}) \\ 403.8 \times 10^{0.265M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.218} \quad (1)$$

$$\tilde{v}_{\max} = \begin{cases} 20.82 \times 10^{0.263M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 2.805 \times 10^{0.430M} & (2 + 3 \text{ 種地盤}) \\ 5.105 \times 10^{0.404M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.222} \quad (2)$$

$$\tilde{d}_{\max} = \begin{cases} 0.626 \times 10^{0.372M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 0.062 \times 10^{0.567M} & (2 + 3 \text{ 種地盤}) \\ 0.070 \times 10^{0.584M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.254} \quad (3)$$

式(1), (2), (3)により, マグニチュード $M = 6, 8$ の場合に最大地震動 $\tilde{a}_{\max}$, $\tilde{v}_{\max}$, $\tilde{d}_{\max}$ が震央距離 d によりどのように減少するかを示したのが, それぞれ, 図1, 2, 3である。これより, 最大地震動に関して, 以下の事項が指摘される。

1) マグニチュードが8程度になると, 震央距離50kmでは, 最大加速度 $\tilde{a}_{\max}$ は, 250 ~ 350 gal程度となる。また, 最大速度 $\tilde{v}_{\max}$, 最大変位 $\tilde{d}_{\max}$ は, それぞれ15 ~ 40 cm/sec, 3 ~ 15 cm程度となる。

2) マグニチュードが6程度になると, 震央距離50 kmでは, 最大加速度 $\tilde{a}_{\max}$ は70 ~ 80 gal程度となる。また, 最大速度 $\tilde{v}_{\max}$, 最大変位 $\tilde{d}_{\max}$ は, それぞれ, 4 ~ 7 cm/sec, 0.4 ~ 1 cm程度となる。

3) 最大加速度は地盤種別がかわっても大きく変化しない。これに対して, 最大速度および最大変位は, 地盤が軟質な程著しく大きくなる。

5. 今後の課題

次項に示す加速度応答スペクトルの推定式と合わせ, 設計震度の合理的な設定法に結びつけていくことが必要とされる。

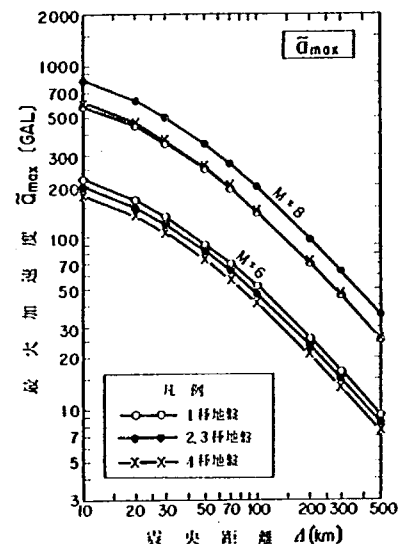


図-1 最大加速度 $\tilde{a}_{\max}$ の距離による変化

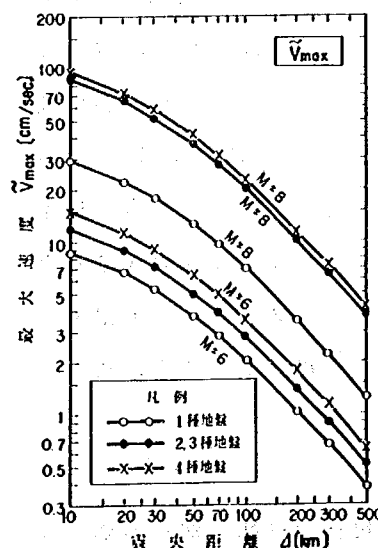


図-2 最大速度 $\tilde{v}_{\max}$ の距離による変化

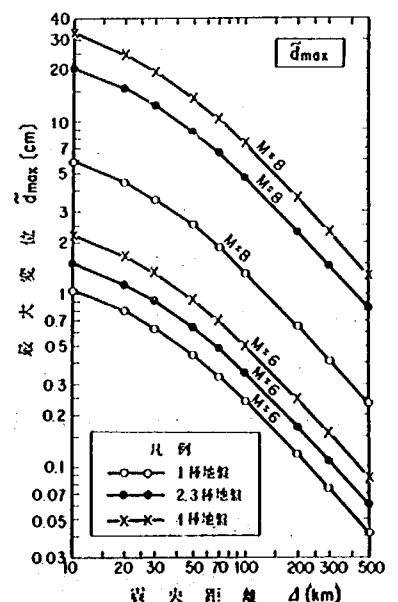


図-3 最大変位 $\tilde{d}_{\max}$ の距離による変化

(2) 加速度応答スペクトルの推定法

振動研究室 室 長 荒川 直士
主任研究員 川島 一彦
研 究 員 田村 敬一
相沢 興
高橋 和之

1. まえがき

加速度応答スペクトルとは、固有周期 T (秒)、減衰定数 h の構造物が、ある地震動に対してどのような振動をし、最大応答加速度が何ガルになるかを、固有周期 T 、減衰定数 h の関数として示したものである。これを重力の加速度 G で割った値が原理的には設計震度になるものであり、設計震度の合理的な設定を行うために最も重要なものである。

本年度は(1)に示した最大地震動と同様に、既往の強震記録を総整理し、これを加速度応答スペクトルの推定式の形にとりまとめた。

2. 調査方法

解析対象としたのは、最大地震動(最大加速度、速度、変位)の距離減衰特性の検討に用いた197組(2@197)の水平成分加速度強震記録から、短周期の計器補正および水平2成分の合成効果を考慮して計算した減衰定数5%の加速度応答スペクトル $S_a(T)$ (固有周期0.1~3秒の範囲)である。また、地盤条件は、最大地震動の場合と同様に、道路橋示方書の耐震設計編による1種、2+3種、4種の3分類とし、重回帰分析により、 S_a を地震のマグニチュード M および震央距離 d (km)の関数として求め得る推定式を求めた。

3. 調査結果

重回帰分析の結果、最終的に現状では次式が最も適合度の高い加速度応答スペクトル S_a (gal) の推定式であることがわかった(土木研究所資料1993号参照)。

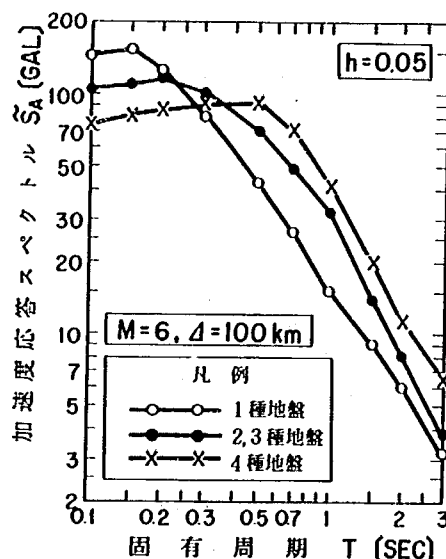


図-1 式(1)による加速度応答スペクトルの計算例 ($M=6$, $d=100$ km)

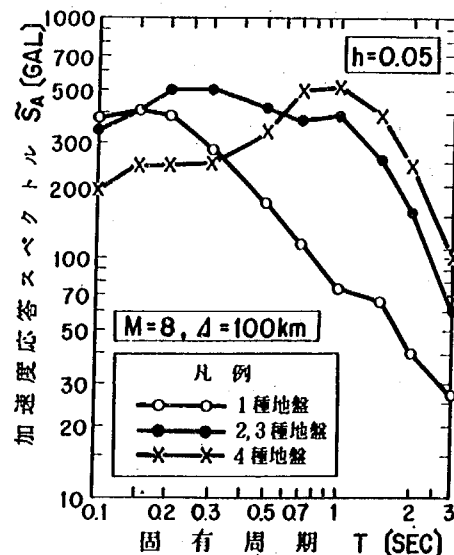


図-2 式(1)による加速度応答スペクトルの計算例 ($M=8$, $d=100$ km)

$$S_a(T) = a(T, GC_i) \times 10^{b(T, GC_i)} \times (d + 30)^{-1.178} \quad (1)$$

ここで、 $a(T, GC_i)$ および $b(T, GC_i)$ は固有周期 T 、地盤種別 GC_i ごとに表 1 のように与えられる。

式(1)により、マグニチュード $M = 6, 8$ 、震央距離 $d = 100\text{km}$ に対する加速度応答スペクトルを計算すると図 1, 2 のようになる。これより、加速度応答スペクトルに関し、以下の事項が指摘される。

1) マグニチュードが 8 程度になると、震央距離 100km では、固有周期 1 秒の建造物の最大応答加速度(=加速度応答スペクトル)は、約 500 gal (4 種地盤上に建造物がある場合)、400 gal (2 もしくは 3 種地盤上の建造物)、80 gal (1 種地盤上の建造物)と推定される。これより、地盤条件により、建造物の振動は大きく異なり、軟かい地盤では大きく、硬い地盤では小さいことがわかる。

2) 上記 1) と同じ震央距離 (100km)、固有周期 (1 秒) の場合でも、マグニチュードが 6 では、建造物の最大加速度(=加速度応答スペクトル)は、40 gal (4 種地盤上)、30 gal (2 種、3 種地盤上)、15 gal (1 種地盤上) となり、上記 1) と比較して非常に小さくなることがわかる。マグニチュード 6 程度の地震では、我国の公共土木施設が被害を蒙らないのはこうした理由によるものである。

3) $M = 8$ 、 $d = 100\text{km}$ の場合を例にとると、1 種地盤上の建造物は、建造物の固有周期が 0.1 ~ 0.2 秒の場合に振動が最も大きくなり、これ以外の固有周期の場合には振動は小さい。一方 2, 3 種地盤および 4 種地盤の場合には、それぞれ建造物の固有周期が 0.2 ~ 0.5 秒、0.7 ~ 1.5 秒の場合に建造物の振動が最も大きくなることがわかる。これは、基本的には、固有周期の長い建造物ほど軟質地盤の場合に、振動が大きくなることを示している。

次に、上記式(1)は減衰定数 5% の場合の応答スペクトルの推定式であるが、5% 以外の任意の減衰定数の応答スペクトル $S_a(T, h)$ は、式(1)による $S_a(T)$ に次式を乗じて求めればよいことがわかった(土研資料 1841 号参照)。

$$S_a(T, h) = S_a(T) \times \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (2)$$

式(1)、(2)を組み合わせれば、任意のマグニチュード、震央距離、地盤条件、減衰定数に対する応答スペクトルを推定することができる。

4. 今後の課題

本年度までの調査結果に基づき、地震のマグニチュードおよび震央距離、地盤条件を与えれば、建造物のおおよそその最大応答を求められるようになった。

次年度以降は、本年度までの成果を踏まえ、新課題のもとに、設計震度の合理的な設定法を検討していく予定である。

表 1 式(1)の係数 $a(T, GC_i)$ 、および $b(T, GC_i)$ の値

固有周期 T (秒)	1 種 地 盤		2, 3 種 地 盤		4 種 地 盤	
	$a(T, GC)$	$b(T, GC)$	$a(T, GC)$	$b(T, GC)$	$a(T, GC)$	$b(T, GC)$
0.1	2420	0.211	848.0	0.262	1307	0.208
0.15	2407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238
0.2	1269	0.247	466.0	0.315	1128	0.228
0.3	574.8	0.273	266.8	0.345	1268	0.224
0.5	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281
0.7	102.5	0.317	34.34	0.440	65.67	0.421
1.0	40.10	0.344	5.04	0.548	7.41	0.541
1.5	7.12	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647
2.0	5.78	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666
3.0	1.67	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635

——— (3) 道路施設の強震観測網の整備 ———

振動研究室	室 長	荒川	直士
"	主任研究員	川島	一彦
"	研 究 員	田村	敬一
"		相沢	興
"		高橋	和之

1. まえがき

道路施設に対する強震観測は地方建設局ならびに関係機関と協力して土木研究所が中心となって実施している。本年度は、既存の強震観測網の維持点検を行うとともに、強震記録の収集、数値化を行った。

2. 調査目的

強震観測網の整備拡充を行うことにより、有効な強震記録の収集を図り、これらの解析により道路施設の耐震設計法の合理化に資することを目的とする。

3. 調査方法

道路施設に対する強震観測を実施(観測網の整備拡充および維持点検)し、これによる強震記録を数値化し、各種解析に供し得るようにする。

4. 調査結果

4-1 道路施設に対する強震観測網の整備および保守点検補正

道路施設に対する強震観測は、昭和58年3月末現在、表-1に示す110地点で行なわれており、S M A C型強震計は99地点211台、電磁式強震計は11地点111成分である。本年度は、このうち、国道一課、国道二課、地方道課(ただし、東京都は除く)、有料道路課、道路企画課に関連するS M A C型強震計42地点83台の点検補正を実施した。

4-2 道路施設に対する強震記録の収集および数値化

現在までに同一の箇所で比較的多数の強震記録が得られている橋を数橋選び出し、このうち、本年度は、平井大橋(全記録数64成分)、および、新利根川橋(同142成分)の記録を重点的に数値化した。また、この他に既往の強震記録93成分を土木研究所彙報第41号(土木構造物における加速度強震記録No 8)としてとりまとめ、強震記録の体系的整備を図った。

5. 今後の課題

現在までの所、本来、耐震設計に最も重要な大地震による震源直近の記録が得られていない。今後の観測の継続が必要である。また、強震観測に使用されている強震計の大半は設置されてから10年以上経過しており、計器の劣化が目立っているため、今後、順次更新し、観測網の整備拡充を図る必要がある。

表-1 道路施設に対する強震観測網一覧表(昭和58年3月現在)

(a) SMAC型強震計一覧表

No	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所	観測所名	形式	台数	設置場所
----	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------	------	----	----	------

(b) 電磁式強震計一覧表

No	観測所名	型式	成分数	設置場所	観測所名	型式	成分数	設置場所
1. 国道一課								
5101	新大阪野川橋	電磁式	12	橋脚(12)	宮城	仙台工務所	48-12	
3. 地方道課								
5301	厚岸大橋	電磁式	10		北海道	北海道庁	46-12	
4. 有料道路課								
5401	足尾湖大橋	電磁式	6	橋脚(1) 地盤(2)	滋賀	大津土木事務所	38-12	
10. 日本道路公社								
6001	足尾湖大橋	電磁式	11	地盤(3), 主塔(2), 主桁(6)	広島	日本道路公社	43-4	
6002	足尾湖大橋	電磁式	11	地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)	広島	日本道路公社	47-7	
6003	足尾湖大橋	電磁式	31	地中, 主塔	福岡	日本道路公社	49-3	
6004	足尾湖大橋	電磁式	10	地盤(2), 橋脚(2), ケーソン内(6)	広島	日本道路公社	49-5	
13. 北海道開発局								
6301	静内橋	電磁式	4	-2m(2), -40m(2)	北海道	北海道開発局	46-12	
6302	静内橋	電磁式	4	-2m(2), -40m(2)	北海道	北海道開発局	46-12	
6303	網走(網走陸橋)	電磁式	9	地盤(3), -53m(3), 橋台(3)	北海道	北海道開発局	48-11	
6307	島松大橋	電磁式	3	-40m(3)	北海道	北海道開発局	54-12	

(道路事業調査費，試験調査)

(7) 8. 道路災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8-4 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

8-4-2 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査

振動研究室	室長	荒川	直士
"	研究員	木全	俊雄
"	"	田村	敬一
"		近藤	益央

1. まえがき

道路の地震災害防止と道路施設の耐震設計の高度化を図るためには，これらの構造物の支持地盤の地震時の強度特性および応答特性を明らかにする必要がある。本課題では，一昨年度までに地震時における地盤の強度特性（液状化特性）に関して，我が国の主要地区における地盤耐震地図の作成を実施してきた。これらの地盤耐震地図は，微地形分類に基づく地盤の耐震性を判定したものであり，より詳細な地盤の耐震強度の判定を行うためには，地盤の応答特性（卓越周期等）をも考慮した地盤の耐震強度の判定を行うことが必要である。以上のことを踏まえて，昨年度からは地震時における地盤の応答特性に関する調査をも始めた。

2. 調査目的

地震時における地盤の強度特性および応答特性に関する試験調査を実施し，地盤の耐震強度の判定法の確立を行い，道路施設の合理的な耐震設計に資する。

3. 調査方法

今年度は，以下の項目について調査を実施した。

(1) 静岡地区における地盤種別地図等の作成

- 1) 調査対象地域での地盤条件等のデータの収集・整理
- 2) 工学的基盤の深度分布図の作成
- 3) 液状化可能性土層厚の分布図の作成
- 4) 地質条件を考慮した地盤耐震地図の作成
- 5) 地盤の卓越周期の算出および卓越周期に基づく地盤種別地図の作成
- 6) 沖積層厚および洪積層厚に基づく地盤種別地図の作成

4. 調査結果

調査対象地域は，5万分の1地形図で，富士宮，御殿場，清水，吉原，沼津，天竜，家山，静岡，駒越，修善寺，浜松，磐田，掛川，住吉，掛塚，御前崎の16図幅にあたる。これらの各図幅

を緯度・経度方向にそれぞれ20等分したメッシュ（緯度方向約0.92km，経度方向約1.28km）内から原則として1本のボーリングデータを選定して，メッシュの代表値とした。

図1は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に準拠して求めた工学的基盤深度の分布図であり，同図より地盤の地震応答解析を行う際に地震動を入力する基盤設定の目安を得ることができる。次に，図1の場合と同様に耐震設計編に従って計算した地盤の特性値 T_g を図2に示す。耐震設計編では， T_g により地盤を第1種から第4種まで区分するように規定されているが，図2によれば，地盤の種別さらには応答特性の広域的な把握が可能となる。また，地盤の液状化の可能性については，既の実施した地盤耐震性調査において，微地形分類に基づいた液状化可能性分布図を作成しているが，同分布図では，微地形分類という形で表層部の地質は反映されるものの，地下の地盤特性は扱われていない。そこで，本調査では，液状化可能性土層厚を求め，微地形分類に基づく液状化可能性分布に加味することにより，図3に示すような液状化による危険度の分布図を作成した。図3の分布図を用いることにより，微地形分類のみならず，地盤の液状化の程度までも考慮したより合理的な地盤の耐震強度の判定を行うことができる。

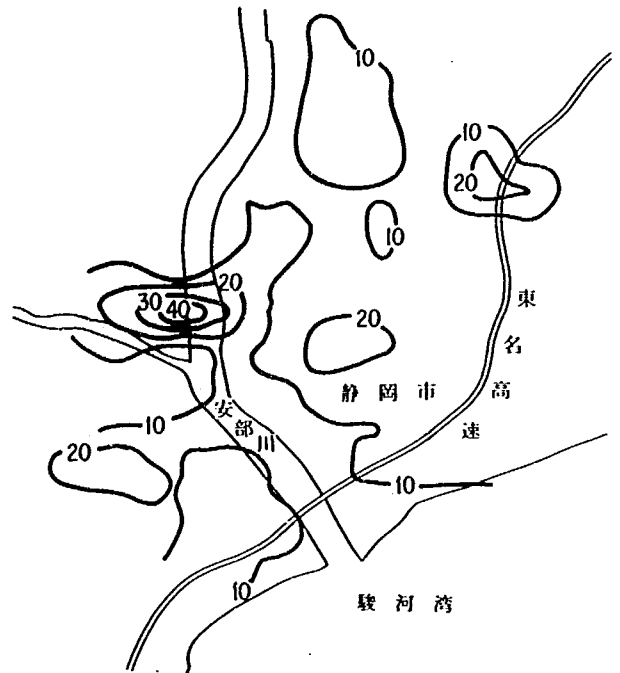


図1 工学的基盤深度の分布図(単位:m)

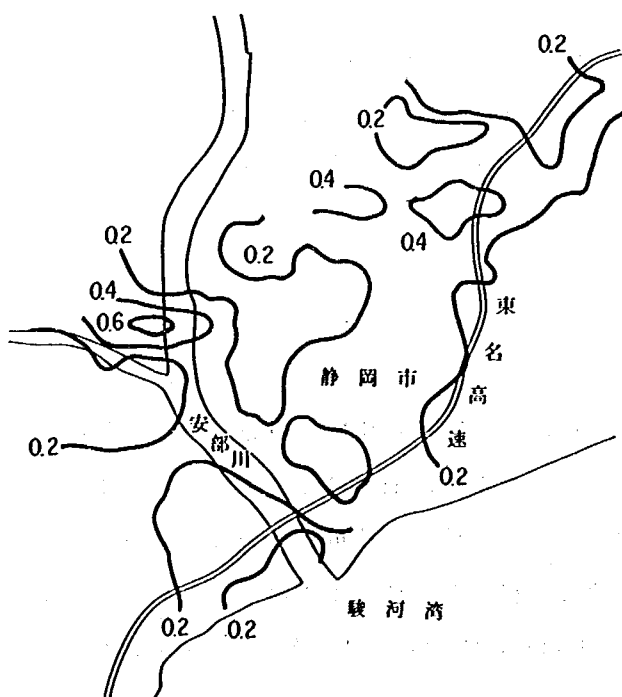


図2 地盤の特性値の分布図(単位:秒)

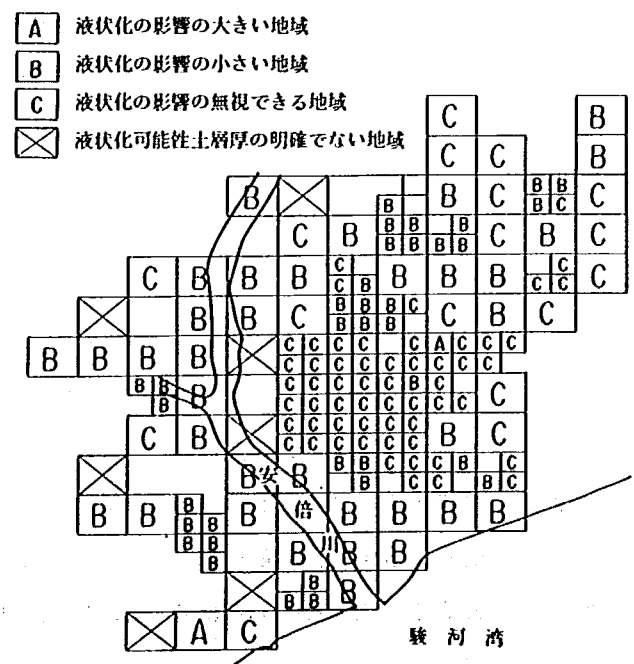


図3 液状化による危険度の分布図

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

(8) 1. 自然条件に関する試験調査

1-2 地震動に関する試験調査

1-2-1 地震動に関する試験調査

(1) 地震動強度期待値の解析手法の開発

振動研究室 室 長 荒川 直士

・ 主任研究員 川島 一彦

・ 研究員 田村 敬一

・ 相沢 興

・ 高橋 和之

1. まえがき

本調査は、大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計に考慮する設計地震動強度を合理的に設定し得る手法を開発することを目的として、昭和47年度以後実施してきたもので、本年度が最終年度にあたる。本年度までに実施した内容は主として以下の4項目である。

i) 地震動強度期待値の解析手法の開発

ii) 地中地震動特性の解明

iii) 軟弱地盤の地震時振動特性の推定法の開発

iv) 基盤の選定法の開発

このうち、iii)については、三湾岸地域に多い軟弱地盤の地盤振動を基盤での地震動に応じて合理的に解析できる手法を開発しようとするもので、地盤の応力～ひずみ関係の非線形性を忠実に取り入れた地盤の非線形応答解析法(電算プログラムNONSOIL, 土研資料1582号参照)を開発した。また、iv)については、地震応答解析を実施する際に、基盤をどのように選べばよいかを検討するもので、基盤における地震動および入射波に応じた設定法を開発した(土研資料1192号, 土木技術資料Vol.23-12参照)。これらについては、昨年度の報告でとりまとめたので、本年度は上記i)およびii)に対するとりまとめを行い、本課題のしめくくりとする。なお、以下にはi)について、また、次項にはii)について示す。

2. 調査方法

解析には昨年度までに土木研究所において開発した確率論に基づく地震動強度期待値解析プログラムRISK-II(土研資料1696号, 1992号参照)を用いた。これは、i)解析対象地点周辺を地震活動度の異なる複数個のサブゾーンに分割し、ii)それぞれのサブゾーンごとに、地震の発生頻度および生じ得る最大地震の規模を与えて、再現期間 T_r (年)に応じた地震動強度を求める解析法である。解析対象は、東京湾、大阪湾、伊勢湾地域とし、1885～1979年間の地震資料、および、土木研究所で開発した第1種地盤上の最大加速度の距離減衰式(土研資料1765号, 1841号, 1864号, 1993号参照)を用いた。

3. 調査結果

東京湾～伊勢湾～大阪湾地域をメッシュに区分し、それぞれのメッシュごとに地震動の最大加速度

(第1種地盤上)の分布を求めた結果が図1である。ここで、地震発生 の再現期間 T_r は 50年, 75年, 100年, 150年, 200年の4通りに変化させた。再現期間とは、地震がランダムに発生するとした場合に、その発生する間隔の平均値を指す。したがって、再現期間100年に対応する最大加速度が200galということは、200galの最大加速度を有する地震動が平均して100年に1回生じることを意味している。

これより、三湾岸地域の最大加速度の期待値に関し、以下の事項が指摘される。

i) 東京湾周辺では、再現期間が100年になると、千葉県中～北部において300gal以上の最大加速度期待値となる箇所が現われる。再現期間200年では、関東地方のほぼ全地区で、最大加速度期待値は300gal以上となる。

ii) 大阪湾周辺および伊勢湾周辺では、東京湾周辺に比較して、同一の再現期間に対する最大加速度の期待値は、かなり小さい。たとえば、大阪湾周辺を例にとると、再現期間150年の場合には、東京湾周辺(千葉県、茨城県)では最大加速度期待値は300gal以上となるのに対し、大阪湾では150～200gal程度に過ぎない。

iii) 現行の道路橋示方書耐震設計編によれば、上記の3湾岸地域はいずれも地域区分のA地域に属し、地域的には同一の設計震度を用いることになっている。上記の地震動強度の期待値との関連については、今後の調整が必要とされる。

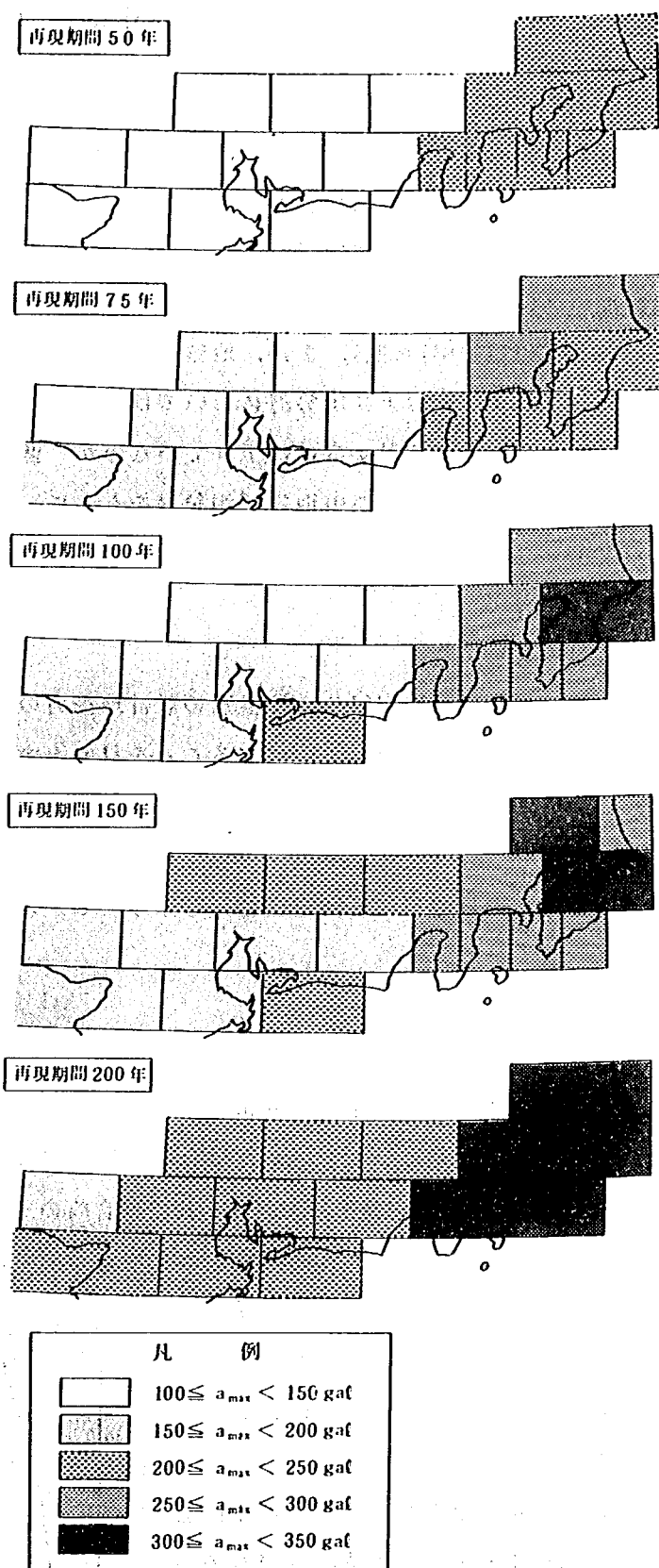


図-1 東京湾～伊勢湾～大阪湾地域における地震動最大加速度(第1種地盤上)の期待値

(2) 三湾岸地域における地中地震動特性の調査

1. まえがき

構造物の設計地震力の設定に際しては、地盤の硬軟に応じた震度の変化が重要であり、このためには、表層地盤の地震応答を正しく把握する必要がある。このため、東京湾(富津, 浮島, 観音崎, 扇島), 大阪湾(南港, 深江), 伊勢湾(金城埠頭)においては地中地震観測が実施されてきている。このうち、記録頻度の高い東京湾周辺の地中地震記録については、関東地建と協力して全記録について整理分析を行い(土研資料1718号参照), また、地盤条件との関連を考慮して増幅特性を検討した(土研資料1852号参照)。一方、大阪湾および伊勢湾においては、記録頻度が低いため、東京湾のように体系的な地盤条件と増幅度の関連を検討するには至っていないが、個々の地震記録ごとに、増幅特性を整理した。以下には、東京湾周辺での地中地震観測記録をもとに、表層地盤の増幅特性をとりまとめる(土木技術資料 Vol. 24-11 参照)。

2. 調査目的

表層地盤の振動特性を解明し、地盤別の設計地震力の設定法を合理化するとともに、地中に深く根入れされた構造物の地震力を明確にすることを目的とする。

3. 調査方法

三湾岸地域における地中地震観測結果を基本とし、地盤内での地震動の増幅率と地盤条件の関連を検討する。

4. 調査結果

4-1 地中内の最大加速度の分布

地表面での最大加速度を1.0とした場合の、地中内最大加速度の分布(平均およびこれに標準偏差の1倍を加減した場合)を、富津岬, 浮島公園, 観音崎のそれぞれの地点ごとに求めた結果を図-1に示す。対象とした地震記録は、各観測点ごとに地表面での最大加速度が10gal以上の全記録とした。これによれば加速度振幅は、地表面を基準とすれば地中深部ほど減少し、また、その度合いは地盤が最も軟質な浮島公園において最も著しいことがわかる。

次に地表面を基準とした場合の地中内加速度の平均値をもとに、単位深さ当りの最大加速度の減少率(%/m)を地盤条件と対応付けて示すと、図-2のようになる。これによれば、地盤の軟弱度と地震動の増幅率の関係を明瞭に知ることができる。

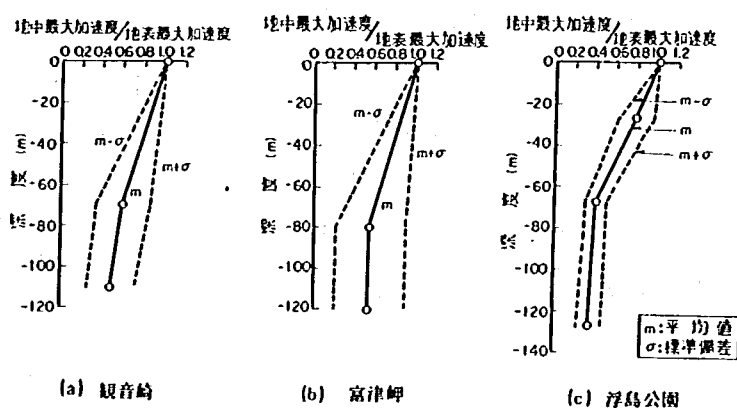


図-1. 地表面を基準とした場合の地中最大加速度の分布

4-2 増幅特性

に及ぼす地震条件の影響

上記増幅特性が地震の規模および震央距離によりどのように変化するかを検討するため、観測点ごと(深度 y (m))の最大加速度 $a_{\max}^y$ (gal)を以下のように回帰した。

$$a_{\max} = a \times 10^{bM} \times d^c \quad (M: \text{マグニチュード}, d: \text{震央距離}, a, b, c: \text{定数})$$

これを用いて、深度 y_1 (m)の観測点から深度 y_2 (m)の観測点に至る増幅率 β^{y_1/y_2} を $\beta^{y_1/y_2} = a_{\max}^{y_1} / a_{\max}^{y_2}$ と定義した。このようにして、増幅率 β^{y_1/y_2} をマグニチュード M および震央距離 d の関数として求めた結果が図3(観音崎の場合)、図4(浮島公園の場合)である。これによれば、観音崎の地表面下120m~80mの間(中新世新期三浦層群に属するシルト岩)および浮島公園の地表面下127m~67mの間(洪積世の下末吉層群~相模層群)では、増幅率($\beta^{80/120}$, $\beta^{67/127}$)はほぼ1.0であり、また、この値は地震の規模および震央距離によって変化しない。したがって、このような地盤の上面が耐震設計上の基盤面として最も理想的であると考えられる。

一方、その他の深度においては、増幅率 β は、 M および d によって大きく変化するため、増幅率を求める際には地震条件を考慮する必要がある。

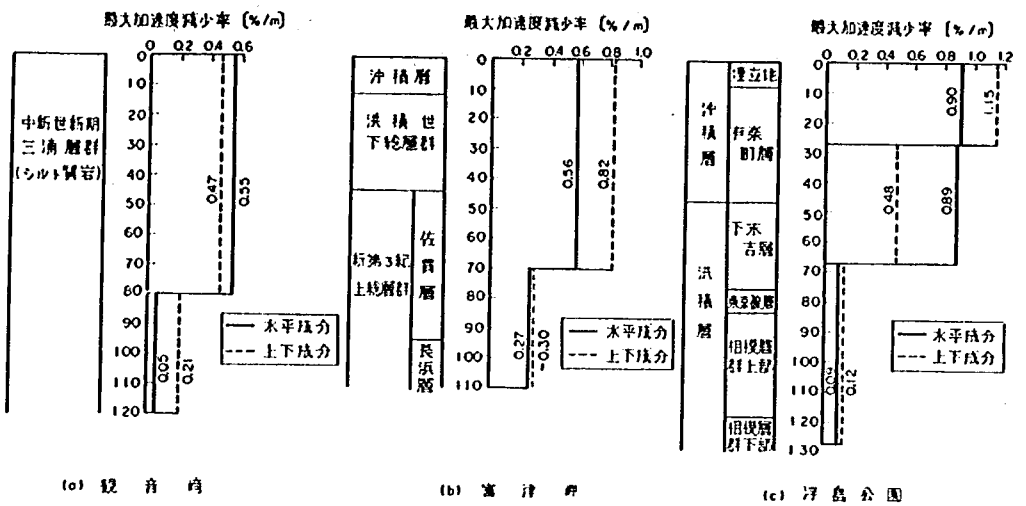


図-2 単位深さ当りの最大加速度の減少率(%/m)

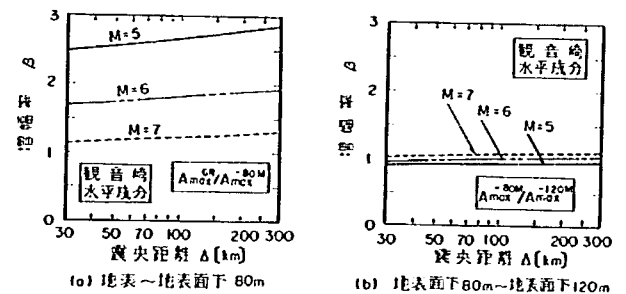


図-3 最大加速度の増幅率(観音崎)

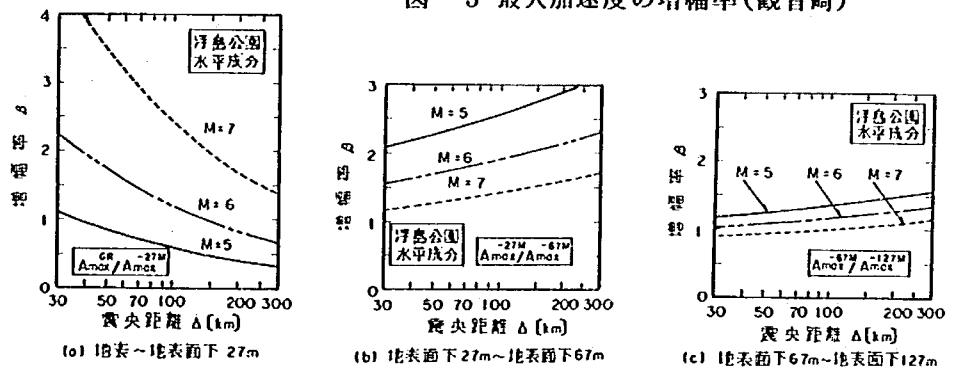


図-4 最大加速度の増幅率(浮島公園)

5. まとめ

既往の地中地震観測により、東京湾周辺の地盤条件と地震動の増幅特性の関連をかなり明らかにすることができた。しかし、現在までに蓄積されたのは、マグニチュード6程度以下の小規模な地震による小さい記録が大部分である。本来、耐震設計等で考慮する必要のあるのは大地震時の強震動もしくは、中規模地震にあっては断層直近の強震動であり、今後の観測の継続により、このような地震動を捕捉し、その特性を明らかにしていく必要がある。

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

(9) 1. 自然条件に関する試験調査

1-3 地盤の耐震調査

1-3-1 地盤の耐震調査

(1) 液状化が杭の動的バネ特性に及ぼす影響に関する模型振動実験

振動研究室 室長 荒川 直士

〃 研究員 木全 俊雄

〃 近藤 益央

1. まえがき

本課題による調査は、東京湾環状道路調査の一環として盛土の耐震性調査に重点を置いて昭和47年度に開始された。これまでに、大規模構造物の支持地盤の耐震性に関する調査、支持地盤の動的強度変形特性に関する調査、構造物に対する地盤液状化の影響に関する解析調査、室内模型振動実験等を実施することにより、大規模構造物の耐震設計法の合理化のための調査を進めてきた。なお、本年度は振動台に、鉛直加震装置の製作据付工事を行い、水平もしくは、鉛直方向の加振ができるよう実験施設の整備を図った。また、今年度は下記の内容について調査を実施した。

i) 液状化が杭の動的バネ特性に及ぼす影響に関する模型振動実験

ii) 排水条件を考慮した砂質土の液状化強度

2. 調査目的

大規模特殊事業計画での道路網上の各種の大規模構造物の支持地盤の耐震性を評価し、これにより地盤の動的強度変形特性を考慮した構造物の耐震設計法の合理化を図り、これらの建設事業の推進に寄与することを目的とする。

表-1 実験ケース

加振ケース	着目点	模型地盤
ケース1	静的バネ定数 (水平載荷試験)	2層 (液状化層, 非液状化層)
ケース2	動的バネ定数 (加振実験)	2層 (液状化層, 非液状化層)
ケース3	静的バネと動的バネの比較	1層 (全非液状化層)

注) 各ケースとも静的水平載荷試験と加振実験を実施した。

3. 調査方法

大型振動台による飽和砂地盤の液状化模型振動実験は、地盤の液状化の発生機構および液状化が構造物の応答に及ぼす影響等を定量的に解明するために、54年度から実施してきており、昨年度までにかなり定性的な面での把握がなされている。今年度は、強度の異なる2層から成る地盤中の杭基礎の挙動及び杭に作用する動的バネ定数の変化と静的バネ定数の比較に着目した模型振動実験を実施した。

図-1に実験模型の概要を示した。杭基礎は、震災復旧後の昭和大橋P₃橋脚模型で、円管を用いず幅32.0mmの矩形断面とした。地盤模型は、豊浦標準砂を用いて液状化の可能性の低い非液状化層(相対密度 $D_r = 95\%$)と液状化の

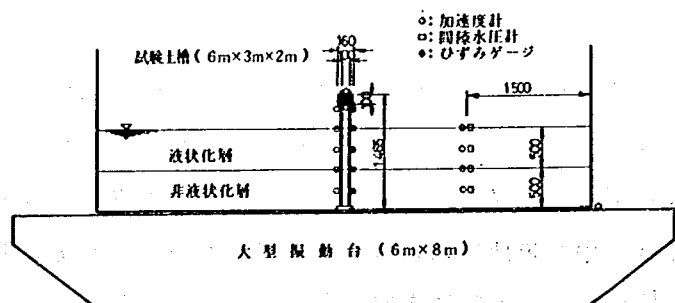


図-1 実験模型概要図

可能性がある液状化層(相対密度 $D_r=75\%$)をそれぞれ層厚50cmで作成した。計測器は、加速度計、間隙水圧計およびひずみゲージを図-1に示すように設置した。加振実験に使用した入力波は、1~30 Hzの周波数成分がほぼフラットな人工地震波である。また、今回の実験では3ケースの地盤模型を作成した。

4. 調査結果

ケース1は、杭の静的バネに着目して杭頭変位が12.0 mmまでの水平載荷試験を行った。これによれば、加振前の杭の静的バネは、杭頭変位が2.0 mm以下の範囲で静的バネが急激に減少するものの、2.0 mm以上の範囲では緩やかな曲線を描いて減少している。

ケース2は、杭の動的バネに着目して加振実験を行った。図-2には、動的バネの時間変化を示したが、ケース1・2とも上部層(液状化層)の過剰間隙水圧が発生し始めた12秒付近より動的バネが減少している。

しかし、ケース1ではバネ値が急速に減少しているのに対して、ケース2では徐々に減少している。また、動的バネの初期値および加振終了時の値は、ケース1およびケース2ともほぼ同じ値を示している。

次に、ケース3は、非液状化砂層中の杭の動的バネと静的バネの比較に着目して加振実験を行った。同ケースでは、入力レベルを変えて、4回の加振を行ったが、全加振レベルにおいて静的バネの方がやや大きい値を示したものの、その両者にはほとんど差は認められない。

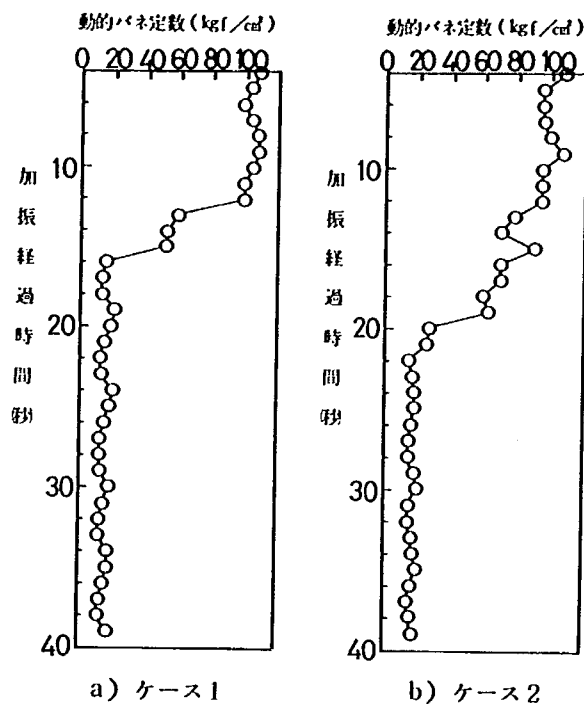


図-2 動的バネの時間変化

5. まとめ

今回実施した実験は、液状化が杭の動的バネ特性に及ぼす影響および非液状化砂層での杭の動的バネと静的バネを比較することに着目して行った。本実験の結果により、以下のことが確認された。

i) 液状化砂層中の杭の動的バネは、液状化前の1/10程度に減少しており、液状化により地盤のバネ定数がほぼ零になることが確認された。

ii) 液状化による杭の動的バネは、過剰間隙水圧の発生と同時に減少し始め、その傾向は液状化層の相対密度により異なるものと思われる。

iii) 非液状化砂層中での杭の動的バネと静的バネは、ほぼ同一の値を示した。

今後の問題点

今回の実験で、杭の動的バネ定数が急激に減少することが確認された。しかし、この傾向は地盤の強度により変えることが考えられる。今後は動的バネの減少と地盤強度の関係および入力波形による影響について検討する必要がある。

(2) 排水条件を考慮した砂質土の液状化強度

振動研究室 室 長 荒川 直士
研究員 木全 俊雄
近藤 益央

1. まえがき

砂質土の液状化強度を求める方法としては、振動台等による振動実験と動的室内試験とが上げられるが、現在一般的な方法としては、動的室内試験が用いられている。特にその内でも、振動三軸試験機が多く用いられ、その特性等も研究されている。しかし、今までは完全非排水条件で行われているが、液状化想定層の上下層に砂レキ層等の十分な透水性を持った排水層が存在する場合、その強度をかなり過小評価していることになる。従って、現場の状態により近い排水条件下での試験が必要であり、それにより求められた液状化強度が重要であると考えられる。

2. 試験方法

試料は豊浦標準砂を使用し、排水量は外部に設けたバルブにより調整し試験を行った。排水量は、三軸セル内に水を満し、セル圧 1.0 kgf/cm^2 の時のビューレットの流速を測定し、これより想定排水層の透水係数を求める。排水条件下では、載荷振動数が液状化強度に影響するため、試験ケースは表-1に示した通りで、これらより載荷振動数、排水層の透水係数と液状化強度の関係を求めようとした。その他の試験条件としては、圧密圧力 1.0 kgf/cm^2 の等方圧密を3時間、飽和度の目安であるB値は、0.95以上とした。データの記録は、載荷荷重、軸方向変位及び過剰間隙水圧の3つを、電磁オシロとカセットデータレコーダーにそれぞれ記録している。なお液状化の定義としては、過剰間隙水圧が初期有効応力と等しくなった時点を初期液状化とし、軸ひずみが10%となった時点を完全液状化とした。

表-1 試験ケース

Case No.	Frequency	Coefficient of Permeability
Case-1	1.0 Hz	Undrain
Case-2	1.0 Hz	$1.03 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$
Case-3	1.0 Hz	$1.53 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$
Case-4	0.5 Hz	$1.53 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$
Case-5	3.0 Hz	$1.53 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$

3. 試験結果

図-1～4に、排水条件下での試験結果を示した。同図からもわかるように、液状化した結果と液状化しなかった結果が近接している。このように試験結果が近接しているため、初期液状化に至るまでの繰返し回数は1回～5回の範囲と非常に狭い。これは、今回行った排水条件下での全ケースで同様の傾向が見られる。このことから各相対密度における液状化強度は、各相対密度で液状化する最小の応力比と定義した。このように定義された各ケースの液状化強度を図-5に示す。これによれば、載荷振動数が低いほど、また排水層の透水係数が大きいほど液状化強度が高くなる。しかし、排水層の透水係数が供試体自身の透水係数より大きい場合は、排水層側の透水係数に関係なく一定の強度を示す

ことがわかった。

4. 今後の問題点

今年度行った試験では、透水係数の影響を1.0 Hzでしか比較しておらず、またその比較も2ケースでしか行っていない。また各ケースとも相対密度が80%以下であり、そのデータ数もやや少ない。従って次年度以降、次のような試験が必要である。

- 1) 排水層の透水係数の小さい試験
- 2) 密な砂の液状化試験
- 3) 現ケースのデータ補充

しかし、これらの試験を行うには試験機の性能アップや三軸セルの改造も必要である。また、振動三軸試験機による液状化強度試験は、供試体径、供試体作成法及び端面処理法によりかなりの差が出るとされており、特に供試体作成法の違いにより強度差はかなり大きいため、統一された試験方法および同一作成方法による強度のばらつきを最小にする検討が必要である。

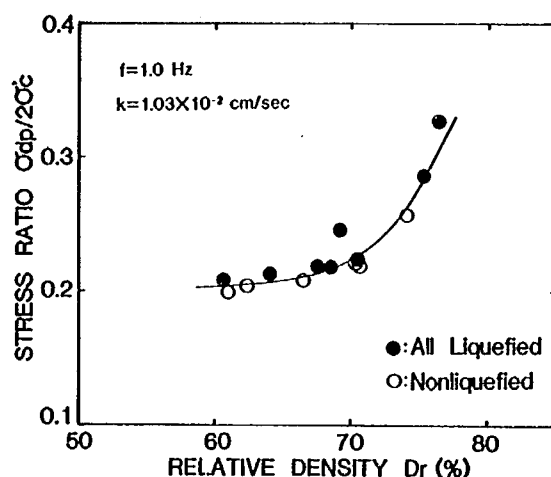


図-1 試験結果 (ケース 2)

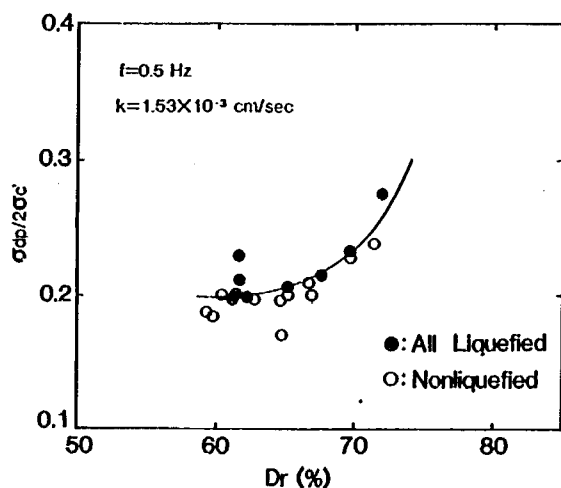


図-2 試験結果 (ケース 3)

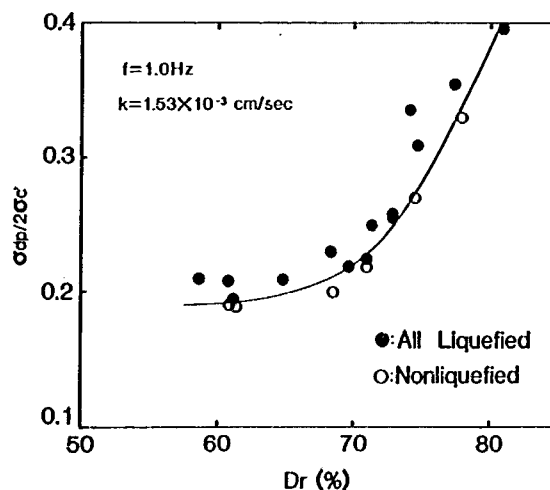


図-3 試験結果 (ケース 4)

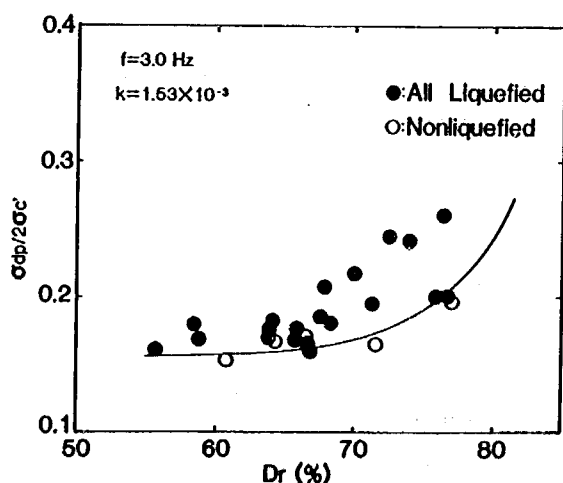


図-4 試験結果 (ケース 5)

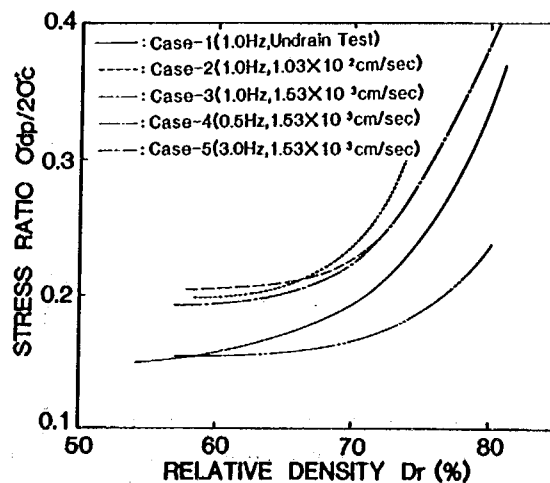


図-5 部分排水液状化強度

(地方建設局依頼調査)

(10) 1-11 ダムの強震計の点検調査

振動研究室 室 長 荒川 直士

" 主任研究員 川島 一彦

" 相沢 興

" 高橋 和之

ダムおよび周辺岩盤上での正常な観測体制を維持するために、表-1および表-2に示す各地方建設局管内のSMAC型強震計、8地点、15台および電磁式強震計、17地点、140成分の定期点検補正を行った。点検補正結果は表-1および表-2に示した通りであり、これによる強震計の調整・修理を加えることにより観測体制を維持することができた。

表-1 SMAC型強震計の定期点検補正結果

No	観測所No	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型 式	台数	点 検 補 正 結 果	対 象
1	602	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-B ₂ Q	2	異常なし	
					地 盤	SMAC-Q	1	"	
2	603	猿谷ダム	奈良	近)ダム管理所	地 盤	SMAC-A	1	異常なし	
3	604	天ヶ瀬ダム	京都	近)ダム管理所	地 盤	SMAC-B ₂	1	異常なし	
4	606	鶴田ダム	鹿児島	九)ダム管理所	堤 体	SMAC-D	1	異常なし	
					地 盤	"	1	"	
5	608	大石ダム	新潟	北)ダム管理支所	堤 体	SMAC-E ₂	1	異常なし	
					地 盤	"	1	"	
6	611	真名川ダム	福井	近)ダム管理所	堤 体	SMAC-E ₂	2	異常なし(ただし、湿気有)	シリカゲルの交換を密にする
7	613	白川ダム	山形	東)ダム管理所	堤 体	SMAC-E ₂	2	異常なし(ただし、湿気有)	シリカゲルの交換を密にする
8	615	島地川ダム	山口	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-Q	1	異常なし	
					地 盤	"	1	電池の電圧不足	電池交換

表-2 電磁式強震計の定期点検補正結果

No	観測所No	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型 式	台数	点 検 補 正 結 果	対 象
1	5601	湯田ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	電 磁 式	3	異常なし	
					地 盤	"	3	"	
2	5602	鳴子ダム	宮城	東)ダム管理所	堤 体	"	5	異常なし。湿気が多い	除湿用ランプ設置
					地 盤	"	3	"	
3	5603	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	堤 体	"	7	タイムスタンプの不良	タイムコードジェネレータに交換
					地 盤	"	5	"	
4	5604	四十四田ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	"	12	異常なし	
5	5611	矢作ダム	愛知	中)ダム管理所	堤 体	"	10	タイムスタンプの月送り不良	タイムコードジェネレータに交換
					地 盤	"	3	湿気有	除湿用ランプ設置
6	5612	釜房ダム	宮城	東)ダム管理所	堤 体	"	3	異常なし。湿気が多い	除湿用ランプ設置
					地 盤	"	3	"	
7	5614	松原下釜ダム	熊本	九)ダム管理所	堤 体	"	4	異常なし	
					地 盤	"	4	"	
8	5615	藤原ダム	群馬	関)ダム管理所	堤 体	"	3	異常なし	
9	5617	白川ダム	山形	東)ダム管理所	堤 体	"	12	異常なし。記録紙交換要	記録紙交換
10	5618	御所ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	"	21	異常なし	
					地 盤	"	6	"	
11	5619	石割ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	"	6	異常なし	
12	5620	田瀬ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	"	6	異常なし	
13	5621	野村ダム	愛媛	四)ダム管理所	堤 体	"	3	異常なし	
					地 盤	"	3	"	
14	5622	美和ダム	長野	中)ダム管理所	堤 体	"	3	異常なし	
15	5623	小波ダム	長野	中)ダム管理所	堤 体	"	3	異常なし	
					地 盤	"	3	"	
16	5624	石手川ダム	愛媛	四)ダム管理支所	堤 体	"	3	異常なし	
17	5625	五十里ダム	栃木	関)ダム管理支所	堤 体	"	3	異常なし	

(地方建設局依頼調査)

(1) 2-22 三郷インターチェンジにおける調査試験

振動研究室	室 長	荒川直士
"	主任研究員	川島一彦
"	研 究 員	田村敬一
"		相次崇
"		高橋和之

1. まえがき

三郷インターチェンジは、地震時に流動化する可能性の高い軟質沖積地盤上に建設される大規模な曲線橋を含む高架橋で構成されている。耐震性に関しては、動的解析を含め種々の検討が行われているが、これらは全く解析面からの検討である。したがって、同インターチェンジの耐震性をより詳細に検討し、また、解析に仮定した各種定数の妥当性を検証するためには、解析上、最も不確定な要素のクイ下部構造と地盤との相互作用に重点を置いて加振実験を実施し、耐震設計に仮定した種々の定数を吟味検討することが必要とされる。

2. 試験目的

- (1) 動的解析において仮定した下部構造の動的地盤ばね係数の妥当性を確認する。
- (2) 動的地盤ばねと静的地盤ばねの相違について検討する。
- (3) フォーミング側面の土被りが橋脚の振動特性に与える影響について検討する。

3. 試験方法

3.1 試験対象橋脚

三郷インターチェンジは、常磐自動車道、首都高速道路足立三郷線、および外郭環状道路（国道298号）の交差点とナウインターチェンジである。本年度、加振実験の対象とした橋脚はPT-24Uであり、その位置は図1に示すところである。また、PT-24Uの概略の寸法および加振実験時の計器の配置を図2に示す。

3.2 地盤条件

当該地点は、江戸川と中川にはさまれた低湿地帯にある。周辺地盤の土質条件は、図3に示すところであり、東京層の上部に約40m

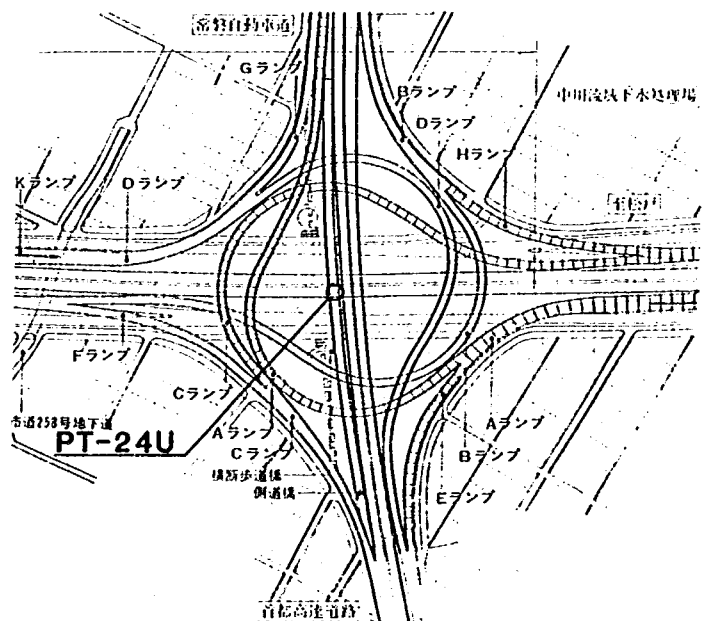


図1 加振実験の対象橋脚位置図

の軟弱粘土層が堆積し、さらに地表付近
5~10mには緩い砂層が分布している。ま
た、地下水位は高く、上記砂層は飽和状態
にあり、また、過去の地震により流動化し
たとの記録もある。

3.3 起振機

加振実験に使用した起振機は、日本道路
公団試験所所有の50 ton 試験機 (VE-50)
であり、その主要な仕様は表1に示すとお
りである。また、起振機の振動数と起振力
の関係を示すと、図4のようになる。

3.4 実験ケース

まず、フーチング周辺土の有無に関連し
て、周辺土の埋戻し前と埋戻し後のケー
スを設定した。次に、加振方向として、
橋軸直角方向と橋軸方向の2方向を設定し
た。したがって、実験ケースとして、 $2 \times 2 = 4$ ケースを実施した。

3.5 計測システム

計測システムの概要は、図5に示すとお
りである。すなわち、フーチングおよび周
辺地盤の加速度は、リボ型加速度計、テ
レバイブリス-ターを介して、アナログデ
ータレコーダーおよびディジタルデー
タレコーダーに収録した。そして、アナロ

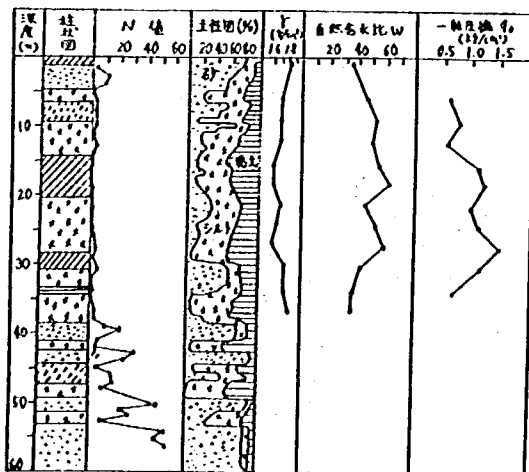


図3 周辺地盤の土質条件

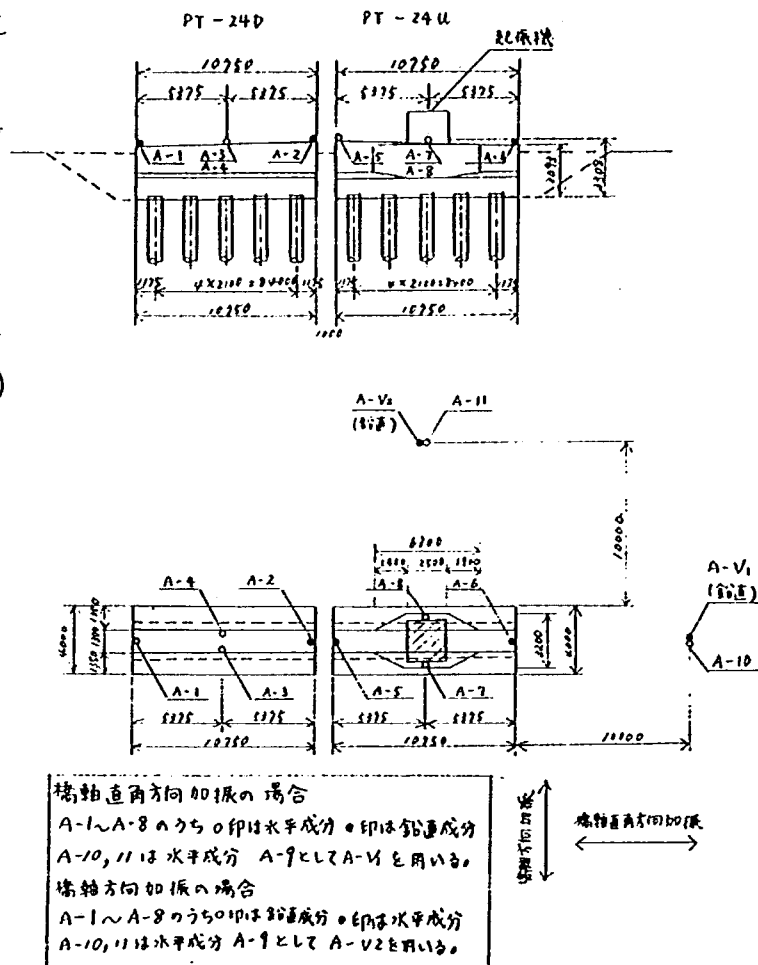


図2 加振実験の対象橋脚概略図

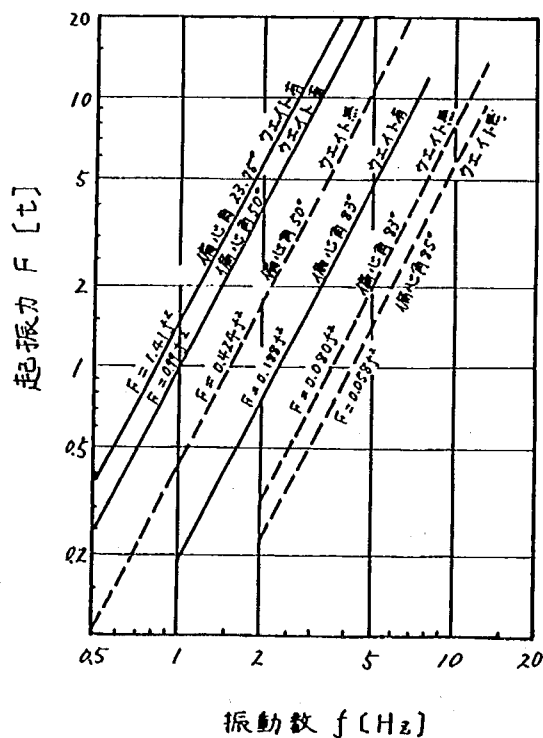


図4 振動数と起振力の関係

グデ-フ-レコ-グ-に収録されにデ-タの一部は、
Eニフ-の1にめ電磁オシログラフにも記録した。振体
のひずみについても、相速度の場合と同様のシステム
により記録した。また3台のアナログデ-フ-レコ
グ-には、同期用に、起振機のパルス信号を入力した
が、シンクロスコープは、モ-タ-として利用した。

4. 試験結果

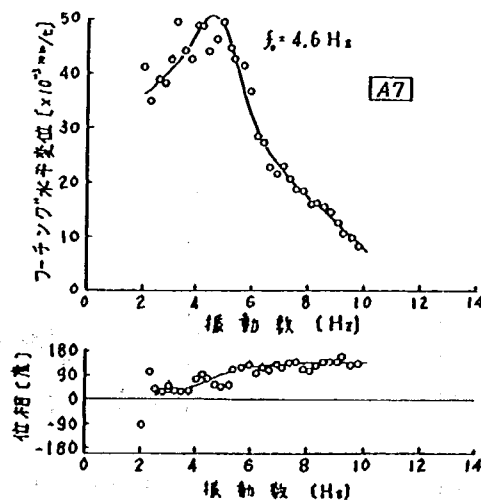
4.1 共振曲線

単位起振力当りの変位共振曲線、および位相曲線の
例を図6に示す。図6によれば、フ-チング周辺土の
埋戻し前の状態では、共振点が明瞭に現われており、
橋脚の共振振動数は、橋軸直角方向では4.6 Hz、橋軸
方向では4.8 Hzであることがわかる。これに対し、
埋戻し後の状態では、共振曲線からは共振振動数が明
瞭に読み取れない。これは後述するように、周辺土埋
戻し後の状態では、遠散減衰が大きくなり、共振がほゞ
現われがたいためと考えられる。しかしながら、起振
力に対する使用は、位相曲線からわかるように、振動
数の増加とともに単調に増加しており、これより共振
振動数は、橋軸直角方向で5.2 Hz、橋軸方向で4.8 Hz
程度と考えられる。

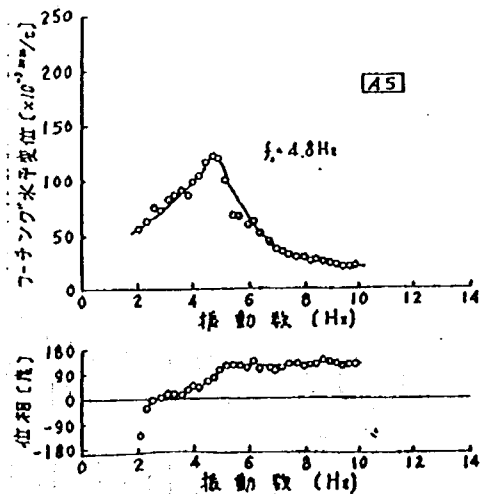
4.2 動的ばね定数および減衰定数

水平変位に比較して、回転角が非常に小さいことか

ら、いよ、回転角の
影響を無視し、フ-
チング重心位置の変
位がフ-チング天端
の変位と等しいもの
と仮定し、以下に示
すように、1自由度
系としての基礎の水
平振動に対するばね
定数 $K(f)$ 、および減
衰定数 $c(f)$ と振動数
とに求めた。



(a)埋戻し前、橋軸直角方向加振



(b)埋戻し前、橋軸方向加振

図6 (1) 共振曲線および位相曲線の一例

表1 起振機的主要仕様

項 目	仕 様
偏心モーメント	0~35,000 kg-cm (4エタ有り) 0~15,000 " (4エタ無し) 連続可変
振 動 数	0.2 Hz ~ 8 Hz (4エタ有り) 0.2 Hz ~ 15 Hz (4エタ無し)
偏心重錘の間隔角度	23.75° ~ 90°
最大起振力	50,000 kg
振 動 方 向	水平一成分
起振力作用点高さ	68.7 cm
重錘重量	37 kg
機 械 寸 法	214 cm x 214 cm x 高さ150 cm
機 械 重 量	6.8 ton

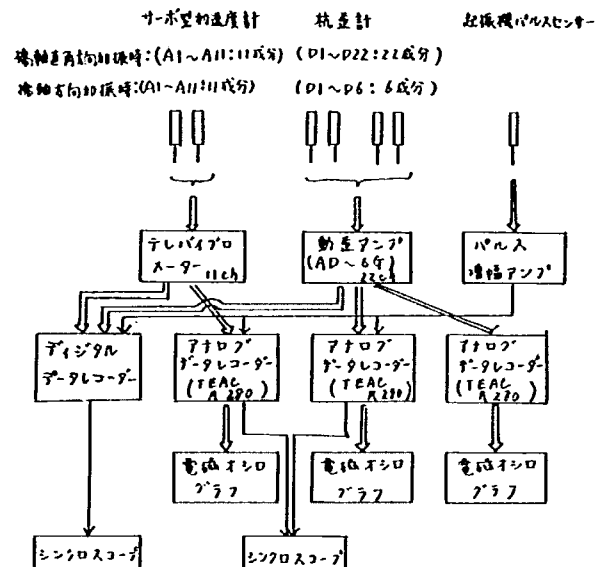


図5 計測システム

$$k(f) = \omega^2 M + \frac{F_0}{U_H} \cos \delta_H$$

$$c(f) = \frac{F_0}{\omega U_H} \sin \delta_H$$

$$k(f) = \frac{c(f)}{2\sqrt{M \cdot K(f)}}$$

ここに、

ω : 円振動数

$$(\omega = 2\pi f)$$

F_0 : 加振力

U_H : フーティングの

水平変位

δ_H : フーティングの

位相差

M : フーティングの

質量

図7(1), 加振振動数

ごとのばね定数およ

び減衰定数の変化を

示したものである。

図中、○は共振曲線

から求めたものと、

また、●はこれを平

滑化したデータ(図

6における実線)をそれぞれ示したものである。ばね定数

および減衰定数は振動数ごとに、また、実験ケースごとに

変化しているが、共振振動数付近(4~6 Hz)での値を求

めると表2のようになる。

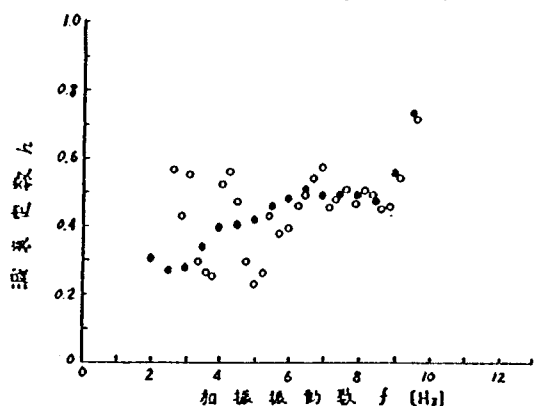
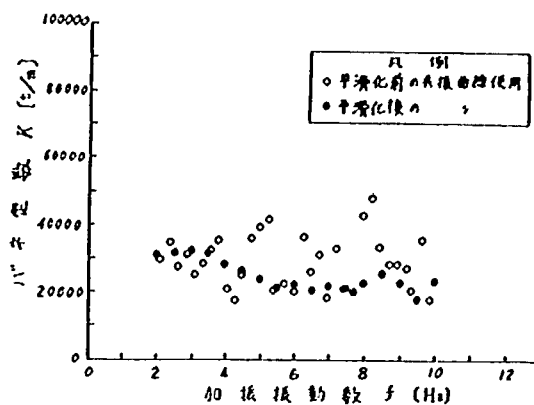
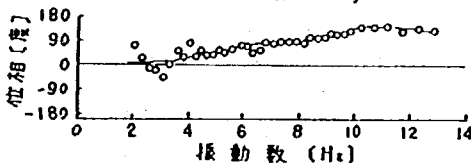
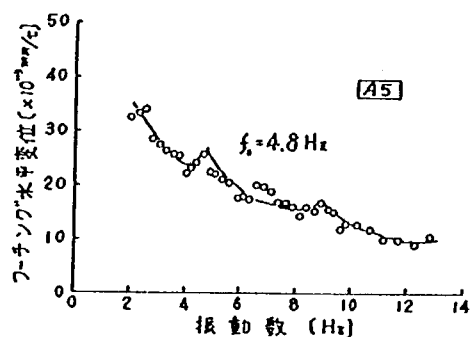
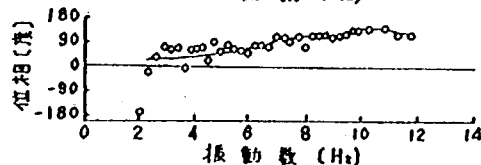
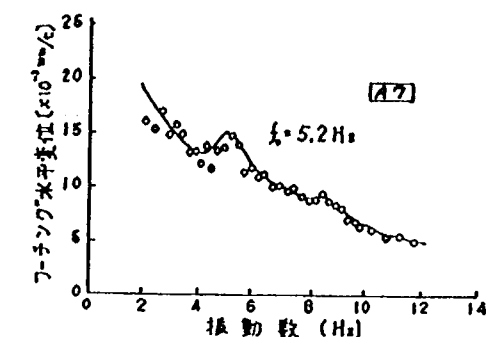
表2 共振点付近の動的ばね定数および減衰定数

(a) 動的ばね定数 $[t/m]$

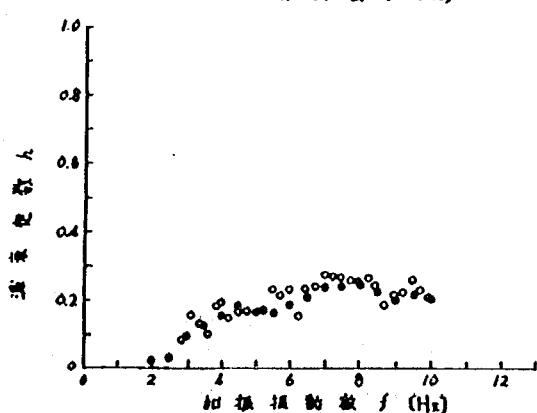
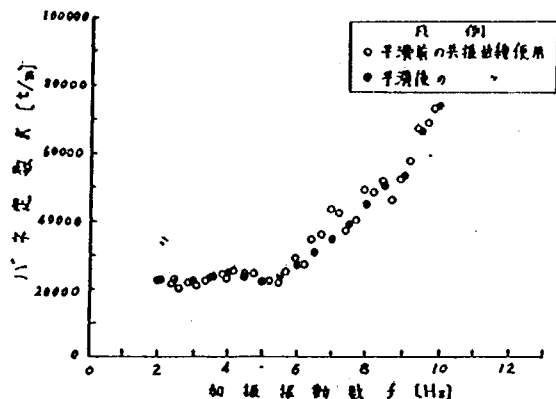
	埋戻し前	埋戻し後
橋軸直角方向加振	2.5×10^4	2.0×10^4
橋軸方向加振	2.5×10^4	5.0×10^4

(b) 減衰定数

	埋戻し前	埋戻し後
橋軸直角方向加振	0.45	0.65
橋軸方向加振	0.15	0.10



(Q) 埋戻し前、橋軸直角方向加振



(b) 埋戻し前、橋軸方向加振

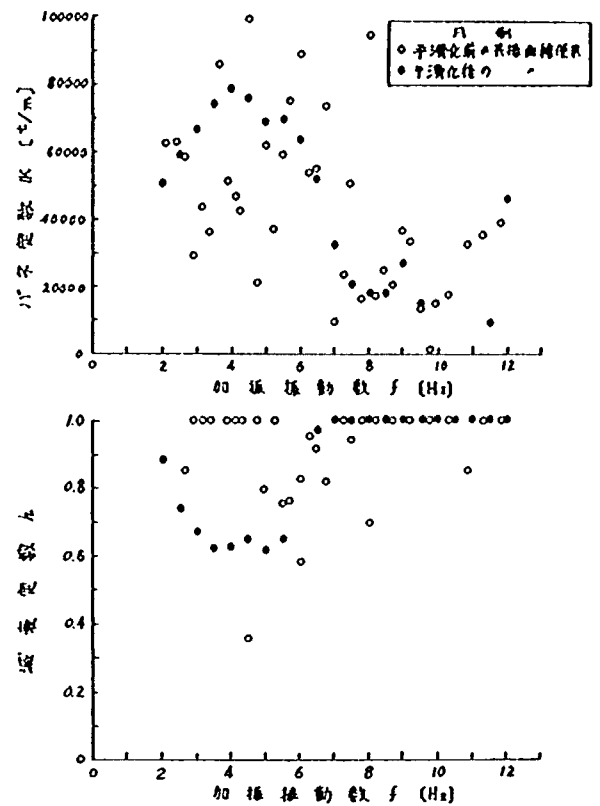
図7(1) 振動数ごとの基礎の水平振動に対するばね定数および減衰定数

4.3 静的ばね定数と動的ばね定数の比較

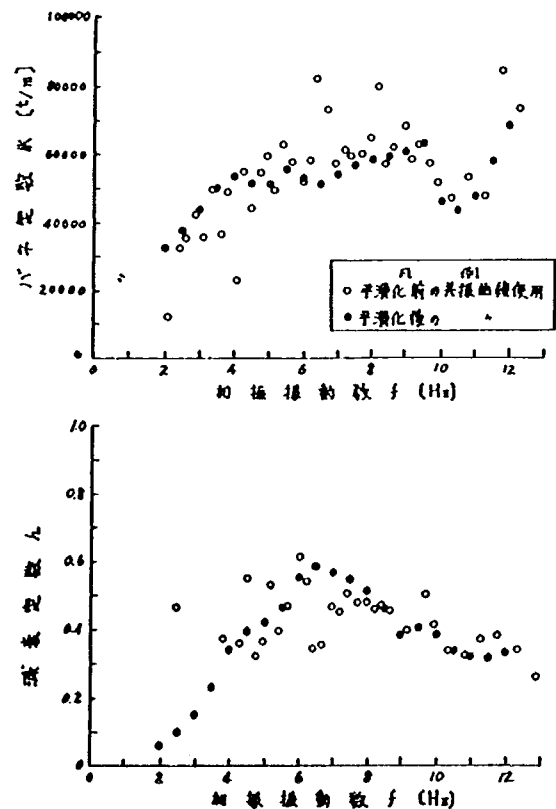
フーチング周辺土埋戻し前の状態に対する橋軸直方向の静的水平載荷試験は北海道国道工事、事務所により行われており、この結果よりフーチングの水平変位に応じて抗頭力のばね定数は、図8のように求められている。一方、同じ条件（埋戻し前、橋軸直方向）の加振実験では、たとえば、共振振動数付近に着目すると（図6(a)参照）、加振力 F は、 $F = 0.080 f^2 = 0.080 \times 4.6^2 = 1.68 [t]$ である（図4）。したがって、共振時のフーチング水平変位 δ は、図6(a)より、 $\delta = 0.1 mm$ 程度と見込まれる。この程度のフーチング水平変位に対応する静的ばね定数を図8から求めると、 $3.5 \times 10^4 [t/m]$ となる。静的載荷の場合と動的載荷の場合では、基礎の変形モードが異なるため、単純な比較はできないが、これを表2に示した動的ばね定数 $2.5 \times 10^4 [t/m]$ と比較すると、静的ばね定数の方がやや動的ばね定数よりも大きい。振動モード時と考慮した動的ばね定数と静的ばね定数の詳細な比較、検討については、次年度実施する予定である。

4.4 動的解析に用いたばね定数の検討

三脚アンダーチェンジの動的解析では、地盤と下部構造とを結ぶばね定数と静的地盤反力係数値から求められている。この方法を今回加振実験を行ったPT-24U埋戻し前に適用し、フーチング天端における橋軸直方向の水平ばね係数と求めると $1.74 \times 10^4 t/m$ となる。一方、今回の加振実験の結果求められた同じ条件（埋戻し前、橋軸直方向）の動的ばね定数は $2.5 \times 10^4 t/m$ である。前者の方が後者よりも40%程度小さくなっているが、この程度の違いは、後者の値は加振実験時の微小振幅に相当するばね係数値であり、一方、静的地盤反力係数値から求めたばね係数は大変形時の値に相当することとを考慮すれば、両者の大小関係を含めて、矛盾なく説明することができると考えられる。なお、このように、ばね係数がフーチング天端の変位振幅により、変化することは、図8に示した静的載荷試験結果にも現われている。



(C)埋戻し後、橋軸直方向加振



(D)埋戻し後、橋軸方向加振

図7(2) 振動数ごとの基礎の水平振動に対するばね定数および減衰定数

5. まとめ

三脚インク-チェンジの耐震性確認のために、PT-24U橋脚において起振機を用いた加振実験を行い、その一次解析を実施した。実験結果の解析の詳細は次年度実施予定であるが、本年度までの段階で以下の事項がわかった。

1) 三脚インク-チェンジの動的解析において、ばね定数を定めると同じ方法により、PT-24U橋脚の天端における水平方向ばね定数を求めると 1.74×10^4 t/m となる。一方、今回の加振実験から求められた動的ばね定数は 2.5×10^4 t/m 程度であり、両者は、加振実験時の変位振幅の大きさを考慮すれば、よく一致していると言える。したがって、三脚インク-チェンジの動的解析に用いたばね定数の値は一応妥当なものと考えられる。

2) フーチングの周辺が埋戻しされている状態と埋戻し前の状態では橋脚の振動特性に大きな違いがある。すなわち後者の状態では橋脚の減衰定数は $0.2 \sim 0.4$ 程度で共振現象が比較的明瞭に現われるが、前者の状態では、橋脚の減衰定数は 0.5 秒程度と非常に大きくなり、これにより、橋脚には明瞭な共振現象は現われこない。これは、フーチングの側面から地盤中に、橋脚の振動エネルギーが逃げやすいためと考えられ、このような遠散減衰定数に対してフーチングの側面土が重要な役割を果たしていることを示している。

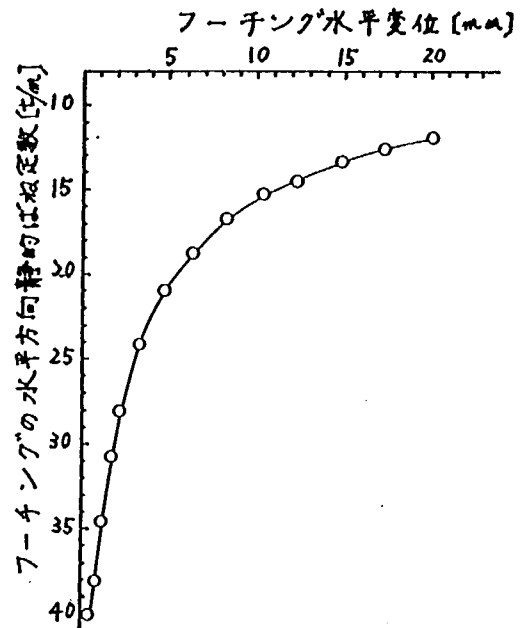


図8 静的載荷試験により求められた静的ばね定数

6. 今後の課題

今年度は実験の実施および結果の整理を中心とした。次年度は、これを解析し、1) 動的ばね定数の振幅依存性、2) 動的ばね定数の振動数依存性、を中心とした検討を行い、三脚インク-チェンジの耐震性の確認を図っていくことが必要とされる。

(地方建設局依頼調査)

(12) 9-2 一般国道 235 号 静内町地先 静内橋 地震災害調査

——— 入力地震動の推定調査 ———

振動研究室 室 長 荒川直士

〃 主任研究員 川島一彦

〃 相沢 興

〃 高橋和久

1. まえがき

本調査は、浦河沖地震による静内橋の被災原因の検討の一環として実施したもので、同地震による地震動強度の推定を行うとともに動的解析に用いる入力地震動の波形に関して検討を行った。静内橋では、昭和46年以後、橋梁周辺地盤（地下2mおよび40m）に強震計を設置し、強震観測が行われてきたが、昭和57年3月17日に修理のため、強震計は取外されたため、浦河沖地震発生時には記録が得られなかった。したがって、ここでは、今回の地震による道内各地の他の強震計による記録を整理解析するとともに、浦河町、静内町周辺の墓石の転倒率等を総合して、浦河沖地震時の静内橋周辺地盤における地震動強度を推定することとした。

2. 調査目的

浦河沖地震時の静内橋周辺地盤の地震動強度を推定するとともに、動的解析に用いる入力地震動の波形を選定することを目的とする。

3. 調査方法

- 1) 浦河沖地震による道内の他の箇所の強震記録の整理
- 2) 今回の地震以前に静内橋周辺地盤で得られた強震記録の整理
- 3) 周辺の墓石転倒状況の調査
- 4) その他の被災状況の調査

4. 調査結果

4.1 浦河沖地震による強震記録

(1) 記録の概要および短周期補正

今回の地震により道内における地盤上の強震計で観測された強震記録は表1に示す通りである。ただし、表中のNo.20～22は強震計ではなく、国鉄の運行管理のために設置されていた原田式簡易地震計によるおおよその読取值である。原田式簡易地震計とは、加速度に比例する振子の動きをペンで拡大し、これをスス塗った記録板上に描くものである。記録板は移動せず固定されているため、SMAC強震計のように波形上の記録は得られず、一箇所を何回もひっかき、最大の軌跡だけが残る構造となっている。目盛りは震度に対応する加速度として25gal, 80gal, 250gal, 400gal等と打たれてお

り、このため、浦河沖駅および静内駅では250 gal (震度Ⅵ相当) 厚賀駅では80 gal (震度Ⅴ) と丸まった値となっている。この型の簡易地震計は、出荷時の検定も比較的簡単に行われているだけであり、信頼性および精度にやや疑問が残る点があるが、静内橋周辺の地震動を推定する手がかりが少ないことから表に加えたものである。

北海道開発局により観測された記録は土木研究所において数値化し、記録の短周期成分の補正をした。これは観測に用いられているSMAC型強震計の短周期領域における感度が著しく低下しており、この結果、最大加速度、加速度応答スペクトル等が実際の値よりも小さく記録されているためこれを補正する目的で行ったものである。

このような短周期成分の補正をすると、一般に最大加速度は20~40%大きくなるが、このようにして求めた値(ただし、一部に未補正の記録を含む)が表1である。これによれば、今回の地震により地盤上で得られた一番

表1 浦河沖地震による強震記録

No	観測地点 (地盤上記録のみ)	最大加速度 (Gal) NS EW	短周期 補正	管理機関	備 考
1	幌 満 橋	95 160*	補正済	北海道開発局	
2	広 尾 橋	266 209*	-	-	
3	島 松 崎 橋	121 108*	-	-	
4	札幌 1 C	250 209*	-	-	
5	千 代 田 橋	71 81*	-	-	
6	石 狩 川 口 橋	36 45*	-	-	
7	段 岡 橋	77 58*	未補正	-	
8	苫 小 牧	79 93	補正済	-	
9	室 蘭 港	173 189	-	-	
10	十 勝 港	152 254	-	-	
11	函 館	47 35	-	-	
12	広 尾 町 役 場	297 206	未補正	土木研究所	
13	大 森 工 場	18 14*	-	北海道開発局	
14	小 樽 港	15 18	-	-	
15	新 潟 工 場	24 27*	-	北 海 道	
16	東 室 蘭 港	249 166	-	国 鉄	
17	苫 小 牧	37 81	-	-	
18	千 代 田 橋	36 45	-	-	
19	新 夕 張 町	33 33	-	-	
20	浦河沖駅周辺	約250以上 (2)	-	-	原田式強震計 (信頼性乏しい)
21	静内駅周辺	- (2)	-	-	-
22	厚賀駅周辺	約80 Gal (2)	-	-	-

*のある記録はHA、HB

大きな加速度は札幌インターチェンジ周辺地盤上の299 galである。ただし、この地点は札幌でも有数の有機質土の厚い箇所であり、これによる異常な振動が原因で加速度が大きくなったと考えられることから、この記録を除外して考えると、広尾町役場における297 gal、広尾橋周辺地盤上における266 gal、十勝港における254 gal (以上の3地点はいずれも広尾町内)、東室蘭(国鉄)における249 gal、島松崎橋周辺地盤上における121 gal等が大きな加速度記録である。また、震央に一番近い位置で観測されたのは幌満橋周辺地盤上の記録(震央距離約40km)であり、最大加速度は約100 galである。幌満橋は静内橋から約60 kmに位置し、余震域が内陸に及んでいる三石町を中心にしてほぼ対称の位置にある。地盤構成は地表面下約10 mが砂礫層、その下は堅固な片麻岩になっており、典型的な1種地盤とみなすことができる。

図1は、記録の代表例として、幌満橋周辺地盤上の記録(橋軸方向成分)を示したものである。

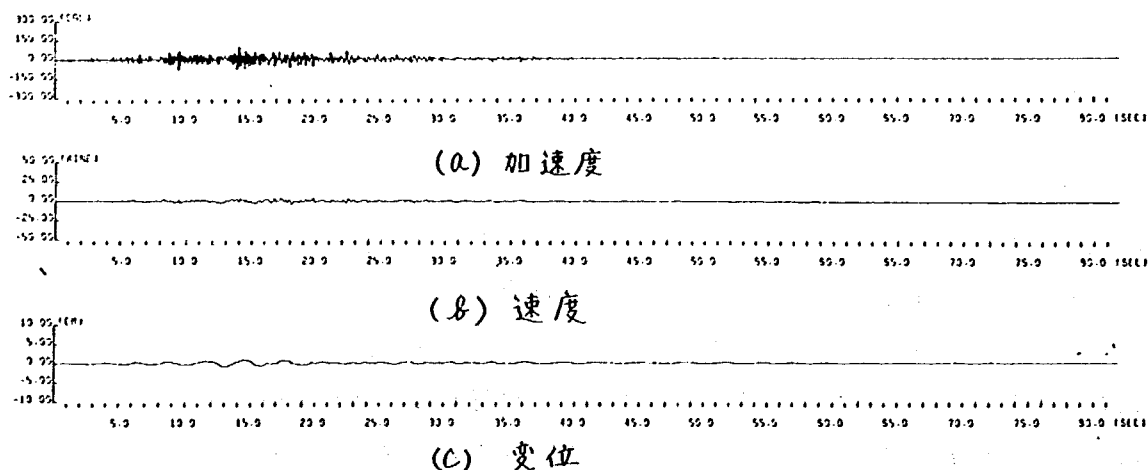


図1 幌満橋周辺地盤上の加速度、速度および変位(橋軸方向)

(2) 地震動の強度特性

表1に示した今回の地震による水平成分最大加速度と距離の関係(距離減衰特性)を示すと図2のようになる。ここで、距離の起点は気象庁による震央をとり、これからの水平距離(震央距離)を示している。これによれば、基本的には最大加速度は全体として震央距離が大きくなるとともに小さくなる傾向を示すが非常に大きなばらつきを有している。

既往の我が国で得られた多数の強震記録を統計解析した結果によれば、水平2成分を合成した最大加速度 $\hat{a}_{max} [gal]$ に関しては次の予想式が求められている。

$$\hat{a}_{max} = \begin{cases} 1073 \times 10^{0.2206M} \times (\Delta + 30)^{-1.251} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 227.3 \times 10^{0.3085M} \times (\Delta + 30)^{-1.021} & (2 + 3 \text{ 種地盤}) \\ 403.1 \times 10^{0.2621M} \times (\Delta + 30)^{-1.208} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 M および Δ は、それぞれマグニチュードおよび震央距離[km]である。式(1)によれば、最大加速度は地盤条件によってほとんど変わらないため、1種地盤について式(1)より今回の地震($M=7.1$)に対応する最大加速度の距離減衰特性を示したのが図2中の実線である。

以上の結果および図2をまとめると、今回の地震による地震動強度に関して以下の事項が指摘される。

(a) 強震記録の距離減衰特性は、表1に示す観測箇所の番号で示すと、大きく、i) No.4, No.9, No.16のグループ、ii) No.1, No.15のグループ、iii) その他のグループの3つに大別される。

(b) このうち、No.4(札幌インターチェンジ)は有機質土の厚い超軟質地盤の特異な振動を与えていると考えられること、また、No.9(室欄)およびNo.16(東室欄)はともに港湾に近い埋立地盤であり、地盤の増幅特性が大きいと考えられることから上記(a)のi)のグループはいずれも静内橋周辺地盤の地震動を推定するに際しては大きすぎる加速度を与えられる。なお、もし、このi)のグループの距離減衰を外挿して、震央距離 $\Delta \div 30 \text{ km}$ (静内橋地点)での最大加速度を求めると約5000galにも達し、現実的な値とは考えられない。

(c) No.1(幌満橋)およびNo.15(新冠ダム)は、いずれも堅固な岩盤上の記録であり、ともに記録としての信頼性の高いものである。したがって堅固な岩盤から成る基盤では上記(a)のii)のグループ、すなわちNo.1とNo.15を結ぶような距離減衰を想定することが妥当と考えられる。なお、この場合には、この関係を外挿すると震央距離30kmでは最大加速度は150gal程度と求められる。

(d) 上記(a)のiii)のグループは、i)のような非常に軟質な地盤およびii)のように非常に堅固な岩盤を除く一般の地盤上の記録の集合と考えられる。かなりばらつきがあるが、これを外挿することにより震央距離30kmにおける最大加速度を求めると約800galとなる。しかし、震源域に近づくにつれ、

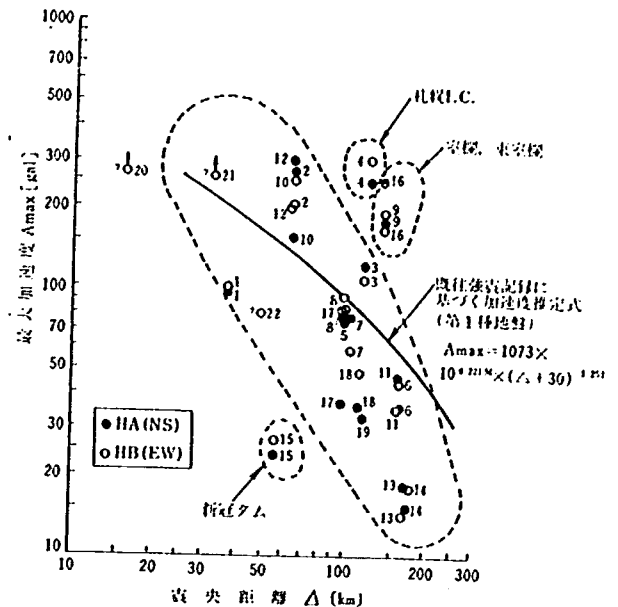


図-2 浦河沖地震による最大加速度の距離減衰

最大加速度は頭うちになる傾向があることを考慮すれば、静内橋地点ではこれよりも小さく、500 gal 程度以下が妥当な結果ではないかと考えられる。

(e) 既往の強震記録の統計解析から求められた式(1)の予測式によれば、震央距離30 kmでの最大加速度は約

250 galと求められる。

(f) 信頼性および精度にやや疑問が残るが、原田式簡易地震計で得られた最大加速度は、静内駅および浦河駅において

ともに約250 galである。図-3 静内橋における地表(地表面F2m)と地表面下40mの最大加速度の分布

表2 静内橋における既往の強震記録

No	地震発生日月日	地震名	震源位置		M	震さ (ka)	震央距離 (km)	備考
			17 度	17 度				
1	1973. 6. 17	胆振半島内陸	42° 58'	145° 57'	7.4	40	300	
2	不明 (1973)							
3	1974. 10. 20	雄略内陸	42° 8'	142° 32'	5.2	40	27	
4	1974. 11. 9	苫小牧近海	42° 29'	141° 47'	6.5	130	51	
5	1976. 10. 31	北海道南陸	42° 15'	143° 2'	5.0	70	55	
6	1980. 5. 14	北海道南陸	42° 3'	142° 27'	4.9	70	34	
7	1981. 1. 23	北海道南陸	42° 25'	142° 12'	7.1	130	16	

最大加速度 [gal]

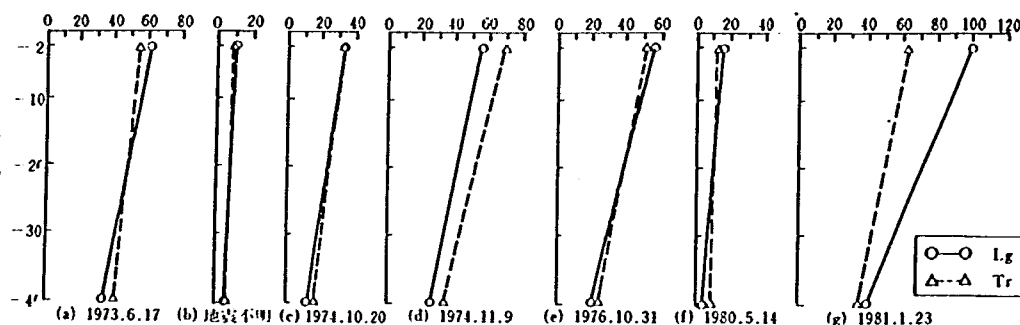


図-3 静内橋における地表(地表面F2m)と地表面下40mの最大加速度の分布

4.2 静内橋における既往の強震記録の解析

今回の地震では記録を得ることはできなかったが、静内橋周辺地盤では地表面下2mおよび地表面下40mで昭和46年以後地震観測が実施されており、表2に示す合計7回の地震により記録が得られている。最大加速度に着目して、地中内の分布を示すと図3のようになる。

次に、地表面下2mの最大加速度を基準(1.0)にとり、地表面下40mの最大加速度を求め、これを7回の地震ごとに平均した結果が図4である。図-4 地表面最大加速度を基準(1.0)とした場合の地中最大加速度。図中には平均(m)の他に、これに標準偏差(σ)を加減した結果を示して(7回の地震による平均m, 標準偏差σ)いる。これによれば、地表面下2mの最大加速度に対して地表面下40mの最大加速度は平均的にその半分になっていることがわかる。

次に、表2に示した7回の地震記録のうち、地震の属性の不明な1回を除き6回の地震記録から、最大加速度の距離減衰式を求めた。記録数が少ないため、解析精度は高いとは考えられないが、静内橋周辺地盤における最大加速度を推定する一助になると考えられる。この結果、最大加速度 a_{max} (gal) とマグニチュード M および震源距離 R (km) の関係は次式のように求められた。

$$a_{max} = 13.6 \times 10^{0.266M} \times R^{-0.495} \quad (2)$$

ここで、震央距離 Δ のかわりに震源距離 R を用いたのは、表

地中最大加速度/地表面最大加速度

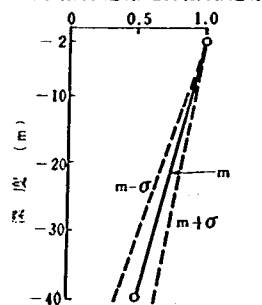


図-4 地表面最大加速度を基準(1.0)とした場合の地中最大加速度

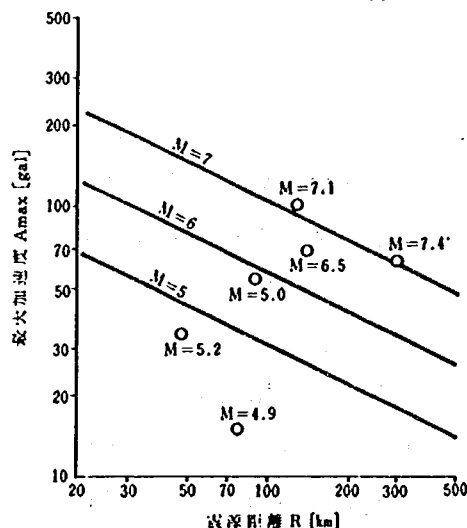


図-5 既往の地震により静内橋周辺地盤において観測された結果から推定される本地点の最大加速度の距離減衰特性

2に示したように震源深さが非常に深い記録が含まれているため、この影響を考慮するためである。浦河沖地震の場合には、震源深さは約40km、震央距離は約30kmであるから、震源距離 R (km)は50kmとなる。図5は、図3に示した最大加速度とともに式(2)による距離減衰式を $M=5, 6, 7$ に対して示したものである。式(2)より、 $R=50$ kmに対する最大加速度を求めると約150galとなる。

4.3 地震動強度を推定するその他の手がかり

地震動強度を推定するためには、古くから墓石の転倒状況が調査されてきている。従来は転倒した墓石の高さと幅の比が用いられてきたが、この方法によると、我国の通常の墓石ではいずれの場合にも一般に0.4程度の値がいつも得られることとなり不合理なことから、転倒率に着目した推定法が提案されている。いま、この考え方によるとすれば転倒率 R [%]と地震動の最大加速度 a_{max} [gal]には次式の関係が提案されている。

$$a_{max} \approx 2.67R + 200 \quad (\text{伊豆大島近海地震の場合}) \quad (3)$$

$$a_{max} \approx \left\{ \begin{array}{ll} 5.5R + 200 & (1 \text{ 種地盤}) \\ 5.5R + 100 & (2, 3, 4 \text{ 種地盤}) \end{array} \right\} \quad (\text{宮城県沖地震の場合}) \quad (4)$$

今回の地震による墓石の転倒状況の調査結果によれば、50%を超える墓地も2箇所程報告されているが、墓石の寸法およびすわり具合から、大勢としての転倒率 R を求めると、転倒率の大きい所で30%程度となる。これより、式(3)、(4)で最大加速度を推定すると200～360galと求められる。なお、墓石転倒率が高いのは三石町周辺の墓地であり、静内橋周辺では、墓石転倒はほとんど生じていない。式(3)、(4)では墓石の転倒が開始する最大加速度を100～200galと推定しており、このような点から、墓石の転倒状況から推定すると、静内橋周辺での最大加速度は上記200～360galよりも小さく、また、100～200galよりも大きかったと見るのが妥当と考えられる。

また、静内橋周辺では、自然斜面、擁壁等にそれ程大きな被害は生じておらず、この意味からは地震動強度が非常に大きかったとは考えにくい。

5. まとめ

以上、浦河沖地震による静内橋周辺地盤における地震動強度を推定することを目的とし、今回の地震による強震記録の解析、既往強震記録による検討等を行ってきた。これらの結果をまとめると以下のようなになる。

(1) 今回の地震により道内の地盤上で得られた強震記録の解析結果によれば、静内橋周辺地盤における地震動の最大加速度は幌満橋、新冠ダムのように堅固な岩盤上の記録をもとに外挿すると150gal、また、特に軟質な地盤を除くその他の観測点での記録をもとに外挿すると500gal程度以下と推定される。なお、信頼性および精度にやや疑問が残るが、原田式簡易地震計によれば250gal程度と推定される。

(2) 既往の我国の地盤上で得られた多数の強震記録を統計解析して求めた式(1)の予想式によれば、静内橋地点における地盤上の最大加速度は約250galと推定される。

(3) 既往の静内橋周辺地盤における地震観測結果をもとに、本地点における地震動最大加速度の距離減衰式を作り、これから今回の地震による最大加速度を推定すると約150galとなる。ただし、この

結果は距離減衰式を作るものとなった地震記録数が少ないため信頼性は乏しい。

(4) 墓石の転倒率から静内橋周辺地域における最大加速度を推定すると、100～200 gal よりも大きく、また、200～300 gal よりも小さい程度と推定される。また、静内橋周辺の自然斜面、木造家屋の倒壊等がそれほど著しくないことから地震動がきわめて大きかったとは考えにくい。

以上のような点を統合すると、推定にかなりばらつきがあるが、今回の地震による静内橋周辺地盤における地震動の最大加速度は地表面で一応300 gal 前後とみることが妥当なように考えられる。

なお、今回の地震により静内橋に生じた振動応答を地震応答解析により推定する場合の入力地震動としては、現地における記録が得られなかったことから、他の観測点において観測された記録を準用することが考えられる。過去の強震記録の解析によれば、一般に地震動の最大加速度および応答スペクトルで表わした振動数特性は、地震そのものの特性、地盤条件、震央距離等によっておおよそ以下のように変化することがわかっている。

	地震の特性	地 盤 条 件	震 央 距 離
最 大 加 速 度	依存する	あまり変わらない (ただし、堅固な岩盤や 軟弱地盤は除く)	依 存 す る
応答スペクトル倍率 β (振動数特性)	依存する	依 存 す る	あまり変わらない (50～200 km の場合)

最大加速度に関しては、上述の検討結果から静内橋周辺地盤上で300 gal 程度と推定されているため、あとは、振動数特性を定めればよい。応答スペクトル倍率 β は地盤条件には大きく依存するが、震央距離によって大きくは変化しないことから静内橋の基盤に近い地盤条件を有し、かつ、できれば距離的にも近い位置にもある観測点の記録が望ましいことになる。

以上の点から、良好な地盤で得られた記録であり、かつ、距離的にも近い位置で得られた点から幌満橋の記録が今回の地震による静内橋の振動特性と推定する入力地震動として最も適当と考えられる。しかし、最大加速度、振動数特性等の推定には幅が大きいので、適当にこれを補完する波を使用し、入力地震動が変化した場合の影響を検討することが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法——(その3)最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発——，土木研究所資料，第1864号，1982。
- 2) 川島一彦，相沢興，高橋和久：最大地震動および地震応答スペクトルの統計解析，第6回日本地震工学シンポジウム，1982。
- 3) 大橋昭光，岩崎敏男，川島一彦：墓石の転倒から推定した1978年伊豆大島近海地震による地震動強度の推定，土木技術資料，Vol. 20, No. 11, 1978。
- 4) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告，土研資料，第1512号，1979。

(受託研究, 本州四国連絡橋公団)

(13) 1. 本州四国連絡橋に関する調査試験

1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 室 長 荒川直士
主任研究員 川島一彦
相沢 興
高橋和之

1. まえがき

本州四国連絡橋の設計震度および地震動入力の強度は、土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準(1974)・同解説によって定められており、これによれば、設計地震動の加速度として、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上に於いて 180 gal とすると規定されている。

土木学会、明石海峡大橋耐震設計小委員会に於いては、昭和52年度の検討事項として、上記橋梁下部構造支持地盤上に於ける 180 gal の設計加速度が、明石海峡周辺の既往の地震発生状況からみることの程度の意味あいと大きさの審議検討している。ここで用いられている方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点に於ける地震動加速度の期待値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再現期間を算定するものである。この方法により、上記小委員会では、本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する 180 gal に対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。この方法は、その後、各地の地震動強度と指定するために使用されているが、地震発生状況のモデル化に実際の状況と一致しない点が含まれている。

このような点を改善するため、昭和53年度は、i) 架橋地点周辺を複数個のサグゾーン(面震源)として点震源の組み合わせにより表示でき、また、ii) 地震の発生頻度、最大発生地震規模はそれぞれの面震源ごとに定めることのできる解析手法を検討し、これに基づく電算解析プログラムRISK-Iを開発した。また、この手法により昭和52年度の土木学会、明石海峡大橋耐震設計小委員会に於いて審議されたものと同一の地震発生に関する資料(気象庁資料)、および、最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った結果、上記手法を用いれば、同一最大加速度(ただし、加速度強度の大きい範囲)に対応する再現期間は上記小委員会の結果よりもさらに大きくなることのできるものとの漸定的結論が得られた。

また、昭和53年度には、上記手法を用いる際に重要で、明石海峡大橋周辺の地震発生状況に基づく地域区分の方法、Gutenberg-Richter 式のb値の地域的な相違に関する文献調査、解析に用いる最大地震のマグニチュードの設定法等を検討するとともに、これらの結果を基に、最大加速度と再現期間の関係と求め、ただし、最大加速度の距離減衰式はMAG型強震計の計器補正を施さざるものを使用したため、最大加速度の期待値に小さすぎる結果を生じ、これについては本年度の調査に付随することとした。

本年度は、昨年度までの検討結果に基づき、計器補正を施した新しい距離減衰式を用いて、明石海峡大橋周辺の最大加速度および加速度応答スペクトルの期待値を求めた。また、本年度から新に

長周期地震動の特性と検討するに、気象庁1倍変位計(低倍率の機械式変位計)記録の解析を開始した。

2. 調査目的

本州四国連絡橋周辺の既往の地震発生状況並びに強震観測等による地震動の特性に基づき、同地点周辺で期待される地震動強度と合理的に評価し得る手法と開発することと目的とする。

3. 調査方法

- (1) 本州四国連絡橋架橋地点周辺の地震発生状況および地体構造の調査
- (2) RISKモデルによる最大加速度および加速度応答スペクトルの期待値の解析
- (3) 気象庁1倍変位計記録の解析による長周期地震動の調査

4. 調査結果

4-1 明石海峡大橋建設地点における最大加速度の期待値

既往地震活動に基づく最大加速度の期待値推定法に関しては、昨年度の報告および工研資料1696号、1992号に詳述したので、ここでは省略する。また、明石海峡大橋周辺の地震発生状況およびそのモデル化に関しては、昨年度検討した通りであり、その結果のみを示すと図1のようにする。ここで、サブゾーンごとの特性は表1に示す通りであり、起こり得る最大地震のマグニチュードは、サブゾーン1, 2, 3, 4に対して、それぞれ、8.5, 7.25, 8.0, 7.75とした。

最大加速度 $\tilde{a}_{max}$ [gal] の距離減衰式は次式とした。

$$\tilde{a}_{max} = 987 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} \quad (1)$$

上式は、道路橋示方書耐震設計編に規定される第1種地盤に相当する地盤表面における最大加速度と与える推定式(平均値)であり、SMA C型強震記録に対する短周期成分の補正を加えるとともに、水平2成分の合成と考慮して求めたものである。

以上のようにして、明石海峡大橋建設地点で期待される最大加速度 $\tilde{a}_{max}$ [gal] と再現期間 T_r [年] の関係と求めると、図2のようになる。これによれば、最大加速度が100 gal, 120 gal, 150 gal, 180 galに対応する再現期間は、それぞれ、27年, 43年, 80年, 140年程度と求められる。なお、昨年度の解析では、最大加速度180 galに対応する再現期間は約6000年と非常に長く求められており、事実上、このような最大加速度は明石海峡大橋建設地点では得られないとの結果が得られた。今年度の解析では、これを約140年と小さく求められた訳であるが、この理由は式(1)の最大加速度推定式の違いによる。すなわち、昨年度までの解析では最大加速度 a_{max} を次式と与えていた。

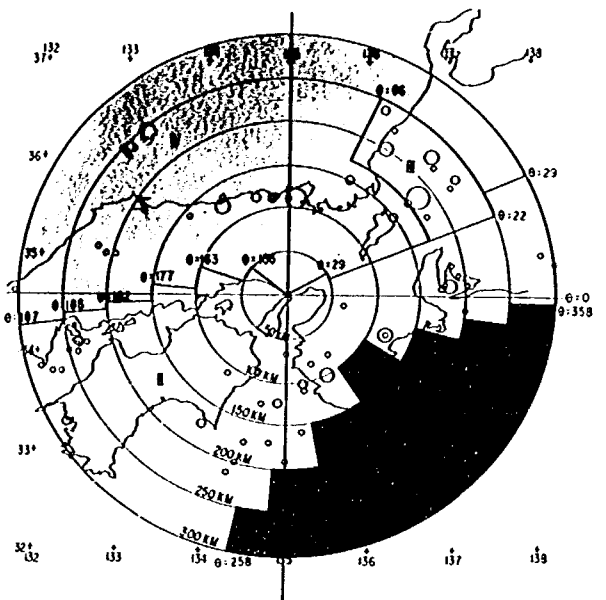
$$a_{max} = 46 \times 10^{0.228M} \times (\Delta + 10)^{-0.626} \quad (2)$$

上式は、SMA C型強震計の短周期成分の補正を加えられるとともに、少数の地震記録から求められたために、全体として非常に小さな最大加速度を与える。たとえば、式(2)によれば、マグニチュード8と震央距離が50kmの条件で、最大加速度は130 gal程度にしかならず、現在までの観測事例をいらすると明らかに小さ過ぎると考えられる。これに対し、式(1)では同じ条件下で最大加速度は

約250 gal とゾリ，従来の経験と矛盾しゾい。結果として，式(1)・式(2)の2倍程度の最大加速度ととえる。

以上の結果を，昭和52年度に土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会が審議された最大加速度～再現期間の結果と比較すると図3のようになる。すなわち，両者の解析手法（昭和52年度：土木学会方式，本年度：RISK-I），最大加速度の推定式（昭和52年度：式(2)，本年度：式(1)）および地震データ（昭和52年度：気象庁資料，本年度：気象庁+宇津資料）等が異なっている。

図3によれば，昭和56年度の解析と本年度の解析とでは大きな違いがあるが，これは上述のように使用した距離減衰式による差が現れにくいためである。一方，土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会の解析では，式(2)の距離減衰式と使っており，式(1)を使用した今年度の解析結果と直接の比較はできないが，結果としては，今年度の解析結果の方が同一再現期間に対する最大加速度は大きくなっている。



サグami湾内区画	凡例
1	○
2	○
3	○
4	○
5	○
6	○
7	○
8	○
9	○
10	○

60 ≤ M < 65	○
65 ≤ M < 70	○
70 ≤ M < 75	○
75 ≤ M < 80	○
80 ≤ M < 90	○

図-1 明石海峡大橋周辺のサグami湾分割

表-1 サグami湾の特性

サブゾーン	既 往 最 大 地 震				本解析中におけるM ₀
No	発 生 年 月 日	地 震 名	マグニチュード		
1	1945. 12. 21	南海地震	8.1		8.5
2	1945. 1. 13	三河地震	7.1		7.25
3	1891. 10. 28	西尾地震	8.0		8.0
4	1927. 3. 7	北月後地震	7.5		7.75

4-2 明石海峡大橋建設地点における加速度応答スペクトルの期待値

最大加速度と同一の手法により加速度応答スペクトル S_A [gal] の期待値と求めた。加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は，異なる固有周期間を孤立と仮定し，式(1)の最大加速度の距離減衰式のかわりに，次式による加速応答スペクトルの距離減衰式を用いた。

$$S_A(T) = Q(T) \times 10^{b(T)M} \times (\Delta 130)^{-1.178} \quad (3)$$

ここで， $Q(T)$ および $b(T)$ は固有周期および地盤種別ごとに与えられる係数である。式(3)は，式(1)と同様に，道路橋示方書耐震設計編に規定される第1種地盤表面における加速応答スペクトルの平均値（減衰定数5%）を与える推定式であり，SMA C型強震計の短周期成分補正を加えらるとともに，水平2成分の合成を考慮したものである。

式(3)を用いて，再現期間 T ～ 加速応答スペ

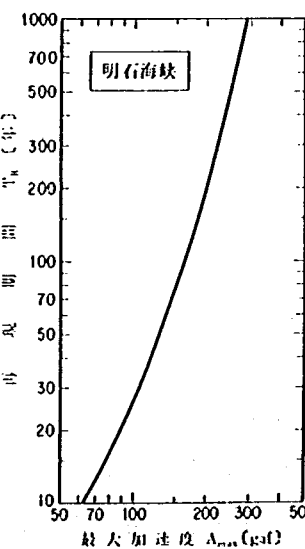


図-2 最大加速度～

再現期間の関係

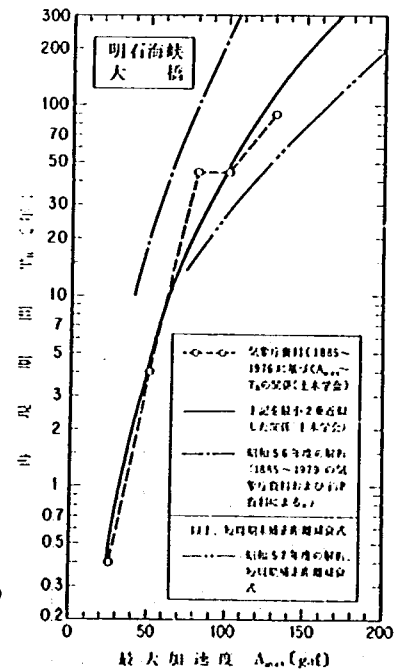


図-3 今年度の解析結果と

既往の検討結果の比較

クトル $S_A(\tau)$ の関係と求めると図4のようになる。これより、一例として再現期間 $T_R = 100$ 年、150年、200年、300年、400年に対する相速度応答スペクトル $S_A(\tau)$ を求めると図5のようになる。

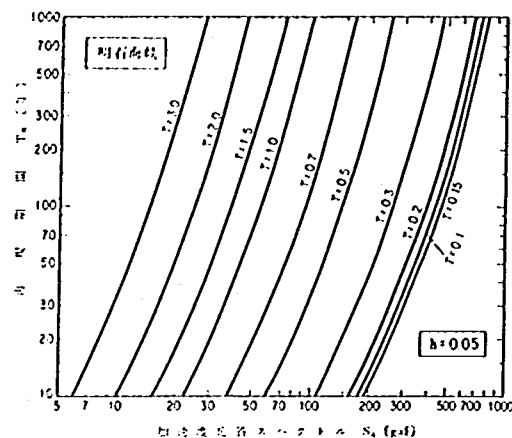


図4 加速度応答スペクトル～再現期間の関係

一方、図6は本州四国連絡橋耐震設計基準（昭和52年3月）に示された動的解析に用いる応答加速度スペクトルを示したものである。図5は減衰定数5%の加速度応答スペクトルの期待値を示したものであるから、図6の $\eta = 5\%$ の値と比較すると、固有周期が約0.9秒以上の周期領域では、本図スペクトルは再現期間400年に相当する期待値スペクトルに対し、7割余額を許していることとわかる。固有周期が0.9秒以下の周期領域では、本図スペクトルは頭切りとしてあるため、図5の期待値スペクトルの方が、スペクトルレベルが高くなっている。これは同じ減衰定数5%とい

うても本図スペクトルで想定されている振動レベルは、長周期領域と短周期領域では異なるにめと考えられる。減衰定数の高減および振動依存性について詳しくは、後述の通り関係が求められていないのが実情である。このような点に関する考察を念め、本図スペクトルのレベルに関し、今後慎重に検討していくことが必要とされる。

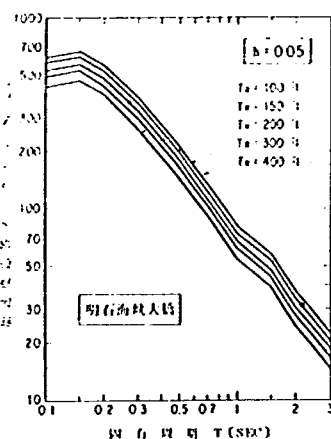


図5 再現期間100, 150, 200, 300, 400年の加速度応答スペクトル

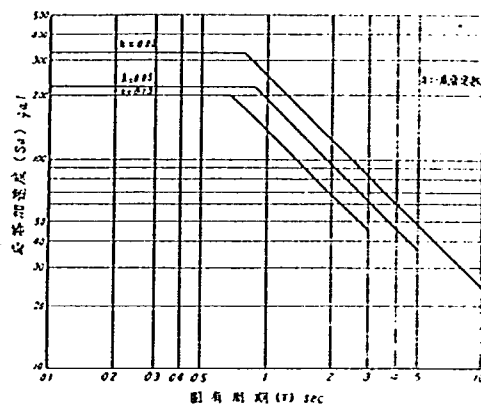


図6 本州耐震設計指針の加速度応答スペクトル曲線

4-3 長周期地震動特性の検討

地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来SMA型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）および相速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。また、これらの検討結果に基づき式(1)、(3)のように上記諸特性の推定式（距離減衰式）も提案されるに至っている。SMA型強震計の中でも主要記録の大部分を提供しているのはSMA-B2型強震計であるが、この型の強震計は、振子の固有周期が0.14秒の機械式強震計であり、さらに記録はスタンプペーパー上にアナログ記録として得られる。したがって、各種の解析に用いるためにはこれを数値化しなくてはならぬが、主としてこの過程の精度の関わりでSMA-B2型強震計記録の精度が半減しているのはおおむね0.07～0.3秒の範囲内とされている。さらに、振子の機械的固有周期が0.14秒であることから、本質的に数秒のオーダーの地震動を正確に記録し得ないという点に検討の余地があると考えられる。

土木構造物の固有周期は一般に短いものばかりで、固有周期が1～2秒を超えるものは稀であるが、

明石海峡大橋等の長大吊橋の設計地震力と設定する際には、SMAc型強震計記録の検討により十分と見られ、長周期の地震動特性と慎重に検討する必要があると考えられる。

本年度は上記の観点から周期5~15秒程度の長周期地震動と比較的正しくとらえていけると考えられる気象庁1倍強震計(固有周期6.6秒の機械式変位型地震計)の記録に着目し、1968年十勝沖地震による記録の成分と数値化することにより、これらの特性と予備的に検討した。1968年十勝沖地震と並んだのは、同地震はマグニチュード8.5と大きく、また計器観測が本格化してからの唯一の大規模地震であり、マグニチュード8クラスの巨大地震による地震動特性と説明するのに都合がよいと考えたためである。

記録の数値化と行、この日、釧路、森、函館、根室、盛岡、仙台、大船渡、札幌、盛岡、秋田、石巻、岩手、留萌の14箇所を得られた気象庁1倍強震記録があり、数値化の方法はSMAc型強震計記録に従った。これにより得られるのは変位記録であるが、これと同波数領域と数値微分して、速度および加速度と求めた。一例として、釧路および札幌の例を示すとそれぞれ図7.8のようになる。

詳細な解析は、次年度以後に実施予定であるが、気象庁1倍強震記録およびこれら求めた速度、加速度波形と従来得られていた工學式強震計(SMAc)記録と比較すると、全体として次のような特徴のあることがわかる。これらは、明石海峡大橋等基本固有周期が数秒とされる長大吊橋の設計地震力と検討する際に基本となる事項である。

(1) 継続時間が非常に長い。

気象庁1倍強震計記録より大部分の記録の継続時間が450秒程度(約7分)ある。これに対し、一般に従来得られていた工學式強震計記録の場合、長い記録でも数値化可能な継続時間(加速度は10~20gal程度以上)は90~120秒程度にすぎない。加速度の記録と目的とした工學式強震計とは、せん断波の主要部が終り、加速度がある程度小さくすると自動的に記録を停止する。しにばった記録の後半には加速度は小さいが周期の長い波があることがわかっていても記録を得ることができない。これに対して変位の記録と目的とする気象庁1倍強震計ではせん断波の後に続く表面波成分まで記録がとるため継続時間が長くできると考えられる。

図7 気象庁1倍変位計による変位、速度、加速度(釧路)

とする気象庁1倍強震計ではせん断波の後に続く表面波成分まで記録がとるため継続時間が長くできると考えられる。

(2) 長周期成分と卓越して合っている。

変位記録には周期5~15秒の非常に長い周期の波が卓越しているのが認められる。このような長周期成分の波は数値化精度の関係で、工學式強震計記録の数値積分から正しく求めることができないものである。

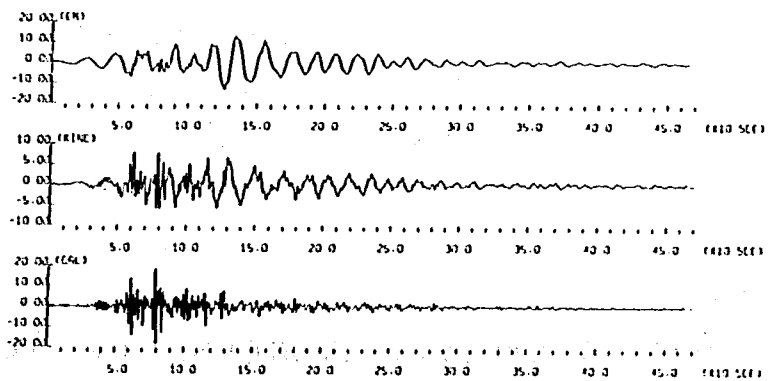


図8 気象庁1倍変位計による変位、速度、加速度(札幌)

なお、今回の解析では長周期側の遮断周期を20秒としているため、20秒以上の周期成分は含まれていない。

(3) 変位振幅が大きい。

気象庁1倍強震計では記録可能な最大変位は $\pm 3\text{ cm}$ のはずであるが、計器補正の効果で、最大変位はこれよりもかなり大きくなり、たとえば震央からの距離が376kmある留萌のEW成分では19.5 cmに達する。このような大きな変位は秒程度の長周期成分に伴って生じているものであり、上述のように工學式強震計記録の解析からは決して求められずのものである。

(4) 加速度振幅に小さい。

記録精度および数値化の精度を考慮し、短周期側の遮断周期を2秒としているため、短周期成分が欠落している。したがって、最大加速度は見いり上小さくなり、こける。

5. まとめ

明石海峡大橋架橋地点周辺の既往地震発生状況に基づき、昨年度開始した地震動強度期待値の解析手法(RISK-II)により、短周期の計器特性の補正と施した距離減衰式を用いて、第1種地盤表面における最大加速度および加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の期待値と求めた。また、これと対比して長周期地震動の特性と調べる目的で1968年十勝沖地震による気象庁1倍強震計(低倍率変位型地震計)記録を数値化し、その波形特性と検討した。本年度の検討結果から以下の結論が得られた。

(1) 最大加速度が100 gal, 120 gal, 150 gal, 180 galに対応する再現期間は、それぞれ27年, 43年, 80年, 140年程度と求められる。ただし、これは最大加速度推定式のばらつきを考慮せず、平均値を用いた場合の結果である。

(2) 加速度応答スペクトルの期待値と求め、これと本県四国耐震設計基準に規定されている動的解析用加速度応答スペクトル(減衰定数5%の場合)と比較すると、固有周期が約0.9秒以上の長周期領域では、本回スペクトルは再現期間400年に相当する期待値スペクトルに対して小さく、余裕がある。固有周期が0.9秒以下の周期領域では、本回スペクトルは頭切りとしてあるため、そのスペクトルレベルは再現期間100年に相当する期待値スペクトルを下回っている。ただし、これに関しては、本回スペクトルに考慮されている減衰定数の効果と吟味し、今後、検討を加える必要がある。

(3) 1968年十勝沖地震による気象庁1倍強震計記録には周期2-20秒の長周期地震動が含まれており、(a)継続時間が非常に長く、(b)全体として1秒付近で卓越した長周期成分を含んでおり、また、(c)変位振幅が非常に大きい点において、従来工學の分野で検討されてきたSMAC型強震計記録とは大きく異なっている。これらの特性は数値化を含めた総合精度の面からSMAC型強震計記録だけでは検討できない点があり、今後長周期構造物の設計地震力を設定するに際し、長周期地震動の特性と慎重に検討していくことが必要とされる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：確率的手法に基づく動的解析用入力スペクトルの算定法，土木研究所資料，第1992号，58.3
- 2) 建設省土木研究所：気象庁1倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の検討，土木研究所資料，第1869号，58.3

(受託研究, 日本道路公団)

(14) 2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験

2-4 地震動および地盤の動的特性に関する調査

振動研究室	室	長	荒川	直士
"	主任研究員		川島	一彦
"	研	究	員	木全 俊雄
"	"		田村	敬一
"			近藤	益央
"			相沢	興
"			高橋	和之

1. まえがき

本課題は、東京湾横断道路建設予定地点で想定すべき設計地震力の特性および強度を合理的に定めるとともに、地盤の動的特性を推定するために実施したものである。地震動に関する調査としては、東京湾横断道路の構造物（橋、沈埋トンネル、人工島）の地震応答解析に用いる2種類の基盤入力加速度波形を求めた。これは、昭和55年度以来検討してきた地震動の期待値推定法に基づき解析したもので、まず、再現期間に応じた基盤面での加速度応答スペクトルレベルを推定し、これに特性が近似した既往の強震記録を振動数領域で振幅特性を微調整することにより、加速度波形を求めようとするものである。また、地盤の動的性質に関する調査としては、川崎市浮島沖 5.75km, 7.5km, 10.05kmの3地点より採取した不攪乱試料に対して、動的変形特性および強度特性に関する室内動的試験を実施し、沖積、洪積各層における $G/G_0 \sim r$, $G/G_0 \sim h$ の関係および動的強度について検討した。

2. 調査目的

東京湾横断道路周辺の地震発生に関する資料を統計的に処理し、横断道路建設地点で考慮すべき設計地震入力および基盤の設定法を調査するとともに、建設地点の地盤の動的諸定数および支持力を試験によって求め、これらに基づいて地盤の動的性質を調査することを目的とする。

3. 設計地震力に関する調査結果

3-1 調査手法

本年度は図1に示すフローチャートに従い、東京湾横断道路の構造物（橋、沈埋トンネル、人工島）の動的解析に用いる基盤入力加速度波形を求めた。ここで、基盤面における加速度応答スペクトルの期待値は以下のようにして求めたが、その手法の詳細は昨年度の報告書および土研資料1696号、1992号に詳述したので、ここでは省略する。

3-2 調査結果

(1) 加速度応答スペクトルの期待値

東京湾湾央を中心とする半径 300km の範囲内の既往地震活動に基づき、土木研究所で開発した地震

動の強度期待値解析電算プログラム RISK-II により、基盤面での加速度応答スペクトルの期待値を求めた。解析には、昨年度の検討結果に基づき、1885～1979年の地震資料を用い、東京湾周辺の地震発生状況を図2に示すように5つのサブゾーンに分割した。各サブゾーンの特性および解析に用いた定数は表1に示す通りである。

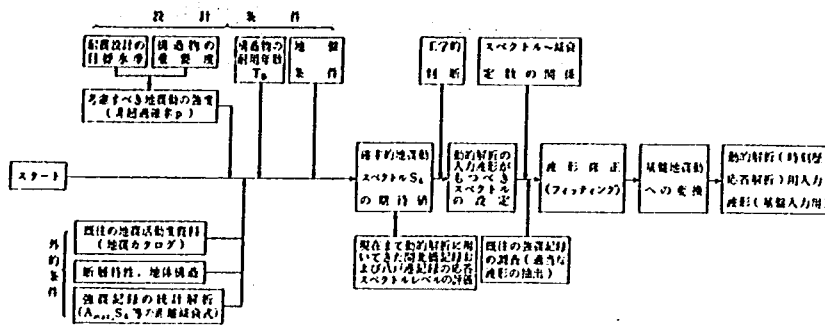


図1 動的解析用基盤入力波形の設定フローチャート

基盤面における加速度応答スペクトル $S_A^{BR}(T)$ は、道路橋示方書耐震設計編に規定される第1種地盤表面における加速度応答スペクトル $S_A(T)$ から次式により求めた。

$$S_A^{BR}(T) = r_1(T) \times r_2(T) \times S_A(T) \quad (1)$$

ここで、 $r_1(T)$ は $S_A(T)$ スペクトルの予測精度を考慮する場合の補正係数、 $r_2(T)$ は第1地盤表面から基盤への変換補正係数である。本年度の解析では、 $S_A(T)$ スペクトルの推定式の平均を用いることとし、 $r_1(T) = 1.0$ とし、また、東京湾周辺の地中地震観測結果を参考に、 $r_2(T) = 0.8$ とした。また、 $S_A(T)$ スペクトルは土木研究所で開発したSMAC型強震計の計器補正を加えた距離減衰式（減衰定数5%，土研資料1864号参照）を用いた。

$$S_A(T) = a(T) \times 10^{b(T)M} \times (d + 30)^{c(T)} \quad (2)$$

ここで、 M および d は、それぞれ地震のマグニチュードおよび震央距離 (km) であり、係数 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $c(T)$ は固有周期 T に応じて表2のように与えられている。

(2) 耐震設計の目標水準

設計地震力の大きさは、目標とする耐震性のレベルに応じて定める必要がある。土木構造物の耐震設計にあたっては、「原則として耐用年数内に地震により構造物が本質的な機能を損うような損傷を受けない」ことを基本としているが、一方では、いかなる大地震に対しても損傷を受けないように設計することは、経済性を度外視した構造

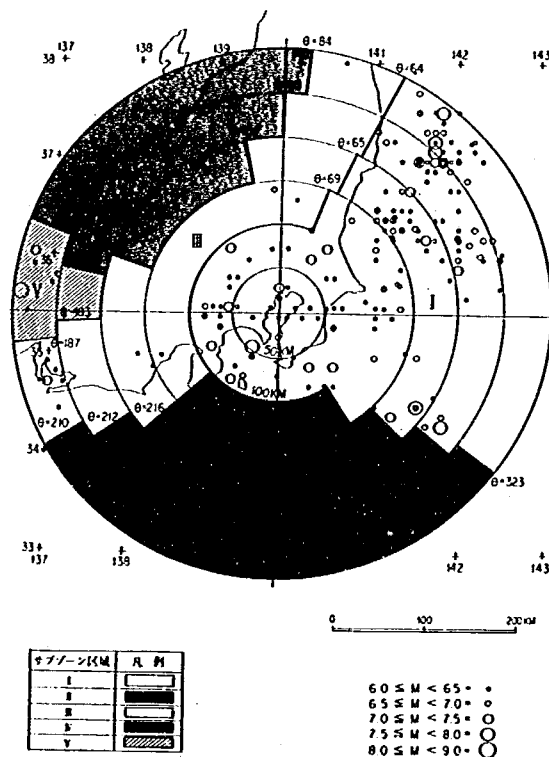


図2 東京湾周辺の地震発生状況 (1885～1979年)

表1 東京湾周辺の地震発生状況の特徴とサブゾーン分割

サブゾーン	サブゾーンの特性	平均地震発生回数	b	c	既往最大地震	既往最大地震の震源深度 (km)	既往最大地震のマグニチュード
1	日本海溝～プレート境界～巨横トラフ	2.11×10 ⁻⁵	0.99		1923.9.1 関東地震	7.9 ¹⁾	8.0
2	巨横トラフ～南海トラフ	0.39×10 ⁻⁵	0.99		1972.12.4 八尾島沖地震	7.2	8.5
3	プレート境界～大山フロント	0.35×10 ⁻⁵	1.31	1012	1915.1.13	7.1	7.25
4	大山フロント以西	0.22×10 ⁻⁵	2.00		1918.11.11	6.5	7.5
5	関東台断層系	0.74×10 ⁻⁵	0.67		1891.10.28 島根地震	8.0	8.0

注1) 本図は概略的なものであり、地震発生回数と震源深度と震源の位置とを正確に示すものではない。

注2) 本図はサブゾーンごとに示しているが、サブゾーン間の境界は概略的なものであり、地震発生回数と震源深度と震源の位置とを正確に示すものではない。

注3) 関東台断層系のサブゾーンに属している地震は、図中の震源深度と震源の位置と震源の位置とを正確に示すものではない。

物となる可能性があることから、「当該地点にまれに発生する大地震に対しては、構造物の最終的な崩壊は防止する」ことが考えられる。

本年度は、上記の第1の水準に対応する入力地震動として、再現期間150年に相当する地震動を、また、第2の水準に対応する入力地震動として関東地震と同程度の地震動を想定することとした。このようにして求めた加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の期待値を、固有周期が0.3秒以下では加速度応答スペクトルが一定となるように、また、固有周期が0.3秒以上では速度応答スペクトルが一定となるように包絡した結果が図3である。ここでは、第1および第2の水準に対応する加速度応答スペクトルレベルを、それぞれL1、L2と呼ぶこととする。図4は、図3に示したL2が関東地震と同程度のスペクトルレベルとして妥当であるかを検討した結果であり、式(2)による加速度応答スペクトルの推定式に、関東地震のマグニチュード(7.9)および震央距離(25~50kmと推定した)を代入して求めた関東地震に対する加速度応答スペクトルの推定値とL2を比較したものである。図中には、参考のために建設省新耐震設計法(案)による加速度応答スペクトルの推定式から、マグニチュードが7.4~7.9、震央距離が20km未満の категорияに属するスペクトルも示している。これによれば、L2は関東地震に対する加速度応答スペクトルの推定値と同程度もしくはやや大きくなっており、関東地震による地震動と同程度のスペクトルレベルを有しているといえることができる。

表2 式(2)の係数 $a(T)$, $b(T)$, $c(T)$

固有周期 T (秒)	$a(T)$	$b(T)$	$c(T)$
0.1	2543	0.2189	-1.199
0.15	2090	0.2024	-1.120
0.2	1558	0.2595	-1.258
0.3	1140	0.3134	-1.447
0.5	111.0	0.2611	-0.9239
0.7	60.24	0.2857	-0.9687
1	57.69	0.3657	-1.321
1.5	13.47	0.4691	-1.428
2	10.77	0.4537	-1.422
3	2.466	0.4849	-1.331

(3) 基盤加速度波形の設定

時刻歴地震応答解析では、地震動の波形が必要とされる。したがって、上記で定めたL1およびL2の応答スペクトルに合致するよう、既往の強震記録の振幅特性を周波数領域で調整し、擬似加速度波形を作成することとした。なお、単にL1もしくはL2に合致した応答スペクトル特性を有する加速度波形を作るだけであれば、直接人工地震波を作ることも考えられる。しかしながら、強震記録には、

“実測された波形”という重みがあり、実務設計に使用するためには、強震記録を基本にした方がよいという判断から、ここでは強震記録を基本にして部分的に振幅特性を周波数領域で調整することとしたものである（解析には、土木研究所で開発した加速度波形の振幅調整電算プログラムMWAVEを使用した）。ここで、振幅特性を調整しようと

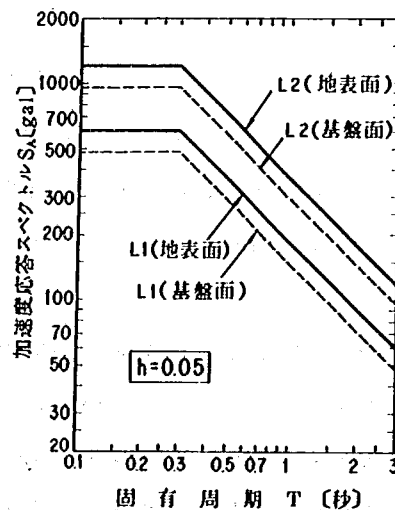


図3 L1およびL2

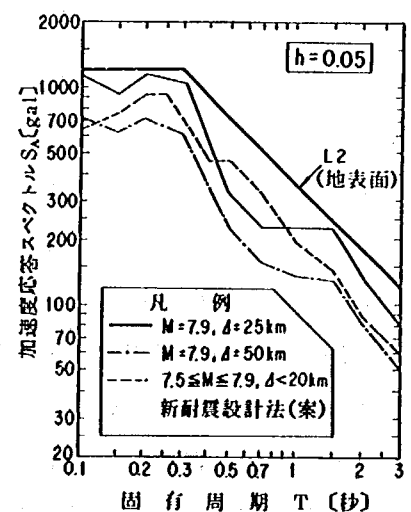


図4 L2スペクトルの評価

する強震記録の応答スペクトルが、L1もしくはL2の応答スペクトルと近似している場合には、強震記録の波形特性を微調整しても、もとの強震記録が持つ実測記録としての物理的側面を大きく損うことにはならないと考えられる。ただし、このような条件を満足するためには、振幅調整しようとする記録のスペクトル特性がL1もしくはL2に近似したものであると同時に、この記録を得た地震が本

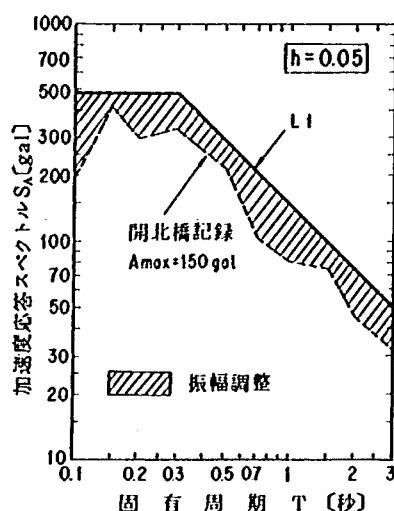


図5 L1 適合波形

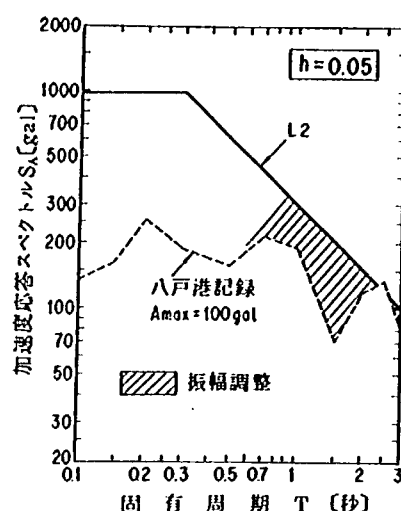


図6 L2 適合波形

来耐震設計で想定することが現実的なMおよびJの組み合わせの地震である必要がある。

以上のような波形の選定上の基準と現在まで東京湾横断道路の動的解析に使用されてきた実績の両者を考慮し、本年度は、宮城県沖地震による開北橋周辺地盤の記録および十勝沖地震による八戸港記録を、それぞれ、図5、6に示すようにL1、

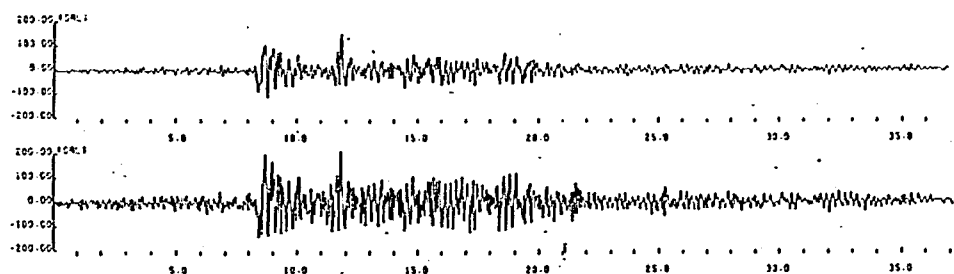


図7 L1 適合波形

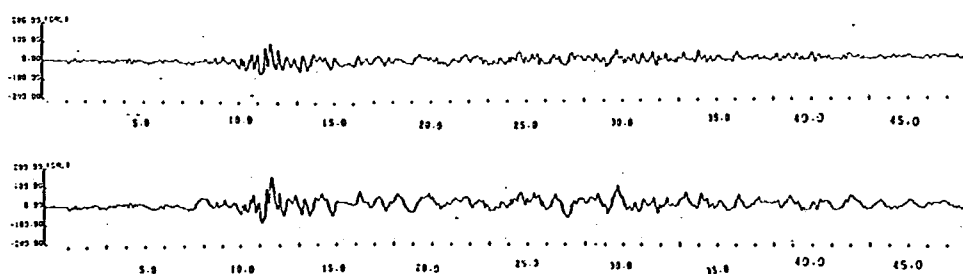


図8 L2 適合波形

L2に適合させ、図7および図8に示す加速度波形を得た。ただし、対象構造物の周期が長い（約2秒以上）ことを考慮し、L2の場合には長周期側でのみL2にフィットさせた。

以上のようにして得られた2波形は、東京湾横断道路の橋、沈埋トンネル、人工島に対する共通した入力地震動として、本年度公団が実施した動的解析に使用された。

3-3 今後の課題

本年度は、2つの耐震設計上の目標水準を想定し、確率的に地震動強度の期待値を求めたが、このような考え方は従来にない新しいものである。したがって、ⅰ)耐震設計の目標水準のあり方、ⅱ)目標水準と再現期間の関連、ⅲ)地震動予測式のばらつきの評価法、等判断を要する事項が多い。今後、こうした問題に対して、考え方を整理するとともに、従来の設計地震力の定め方を包含した汎用的な入力地震動の設定法を開発していくことが必要とされる。

4. 地盤の動的性質に関する調査

4-1 調査方法

川崎市浮島町の沖合5.75km, 7.5km, 10.05kmの3地点において, ボーリング, 標準貫入試験, PS検層, 不攪乱試料採取等の原位置調査が実施されている。これらの地点で採取された不攪乱試料を用いて共振法土質試験および振動三軸試験を実施し, 動的変形および強度特性を求めた。なお, 本調査のうち原位置調査と振動三軸試験は日本道路公団が, 共振法土質試験は土木研究所振動研究室がそれぞれ分担して実施し, とりまとめは土木研究所が行った。

4-2 調査結果

1) 動的変形特性試験結果

図-9は, 各層における $G/G_0 \sim r$ 関係を求めたものの一例である。ここで共振法土質試験と振動三軸試験の $G \sim r$ が一致しない場合は, 振動三軸試験の $G \sim r$ を基準にして共振法の $G \sim r$ を $r=10^{-4}$ でこれに重ね合わせ, その上で $r=10^{-6}$ での $G(=G_0)$ で基準化した $G/G_0 \sim r$ 関係を求めた。また同図中には既往の実験結果も併せて示した。以下, それぞれの結果の特徴について述べる。

As層については, 既存データを見てもわかるように, 各地点によって $G/G_0 \sim r$ が異なっている。今回のデータについてもかなりの幅があり, 図-9の攪乱砂の拘束圧の高いデータと類似している。

Dsc層については, 既存データとほぼ一致しており, Dic層についても同様に, 既存データとよく一致している。

図-10は, 粘性土の $G/G_0 \sim r$ の関係を示しているが, Dsc層は I_p が28~34%であり, $I_p < 40\%$ の結果とよく一致しているものの, Dic層は $I_p=39\%$ とほぼ40%であるが, 7.50km地点のDic層ではその結果が $I_p < 40\%$ とよく一致しているのに対して, 10.05km地点のDic層ではその結果は $I_p \geq 40\%$ の結果とよく一致している。

次に図-11に今回行った試験の $G/G_0 \sim h$ の関係を示したが, 全般的に見ればAs層はDs層にほぼ一致し, Dic及びDsc層はDc層の結果とよく一致している。

2) 動的強度特性

図-12に東京湾のデータも含めた一般的な粘性土の動的強度と静的強度の関係を示し, また今回のDsc層の結果を併記した。これによれば今回の結果は動的強度と静的強度がほぼ同じであり, 既存データに比べると動的強度がやや小さい。また, 10%ひずみ強度が5%ひずみ強度の20%増で, 他のデータよりその強度差がかなり大きくなっていることがわかる。

4-3 今後の問題点

動的変形特性についてはAs層のデータの蓄積を図る必要がある。また非常にせん断剛性率 G の小さい軟弱粘性土層Aclについては, 共振法と振動三軸との結果に大きな差があり, 今後, この検討が必要とされる。

粘性土の動的強度特性では, その強度を動的強度比でなく, 動的強度そのもので表わした方が, 静的せん断試験より得られる静的強度と比較する際にも都合がよいが, 既存データでは動的強度が全て, 動的強度比で表わされており, 今後は動的強度に直し再度動的強度特性を見直す必要がある。

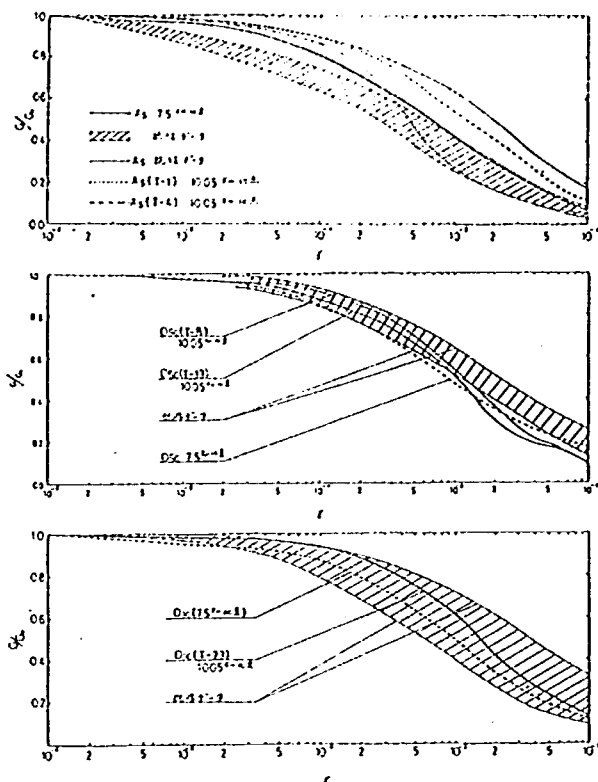


図9 $G/G_0 \sim r$ の関係

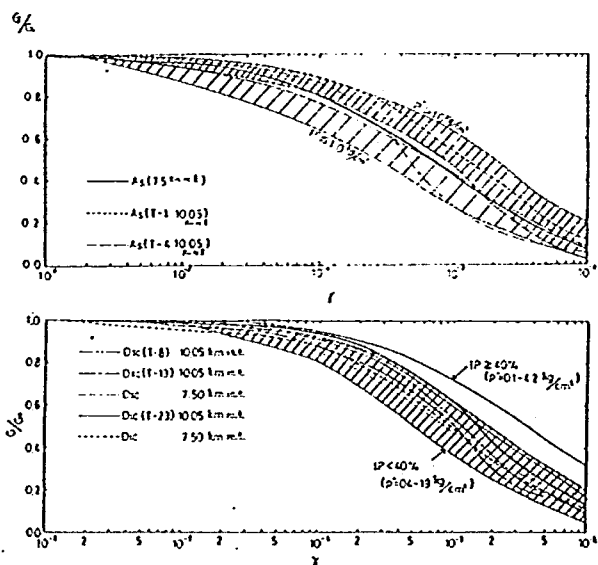


図10 粘性土の $G/G_0 \sim r$ の関係

表-4 粘性土の動的強度

データ	既往データ	1005km
Ac ₁	0.127 ~ 0.394	—
Ac ₂	0.394 ~ 203	—
D _{1c}	—	—
D _{1s}	0.533 ~ 0.620	—
D _{2c}	0.350 ~ 0.651	—
D _{2s}	0.413 ~ 0.811	0.5~1.3
D ₃	1.630	—

表-5 砂質土の動的強度比

データ	既往データ
As	0.27 ~ 1.17
D _{1s}	0.28 ~ 0.34
D _{2s}	—
D _{3s}	0.35 ~ 0.45
D _{4s}	—

表3 動的変形試験とPS検層による G_0 の比較

(単位: kg/cm^2)

データ	P S 検 層	動的変形試験 (均法共法)
層区分	既往データ	1005 km 5.75 km 7.5 km 1005 km
Ac ₁	150~220	— (100) ~30 (450~750)
Ac ₂	270~500	— (270) 30 (450)
As	290~740	380 — 27~350 (570) (200~1,070)
D _{1c}	240~630	— — — —
D _{1s}	1,090~1,670	— — — —
D _{1g}	3,030	— — — —
D _{2c}	590~	— — — —
D _{2s}	1,540~2,160	— — — —
D _{2g}	1,470~3,880	— — — —
D _{3c}	300	— — — —
D _{3s}	—	— — — —
D _{4c}	740~980	1,260 — 350 (560) 465~490 (1,500~2,140)
D _{4s}	1,540~2,160	1,810 — — —
D _{5c}	1,440~1,470	1,400~1,590 (450) (450) (1,880)
D _{5s}	2,730~2,870	2,790 — — —
D ₆	3,510~2,970	4,580 — — —

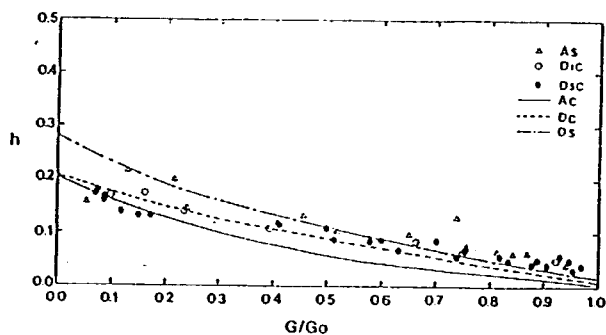


図11 $G/G_0 \sim h$

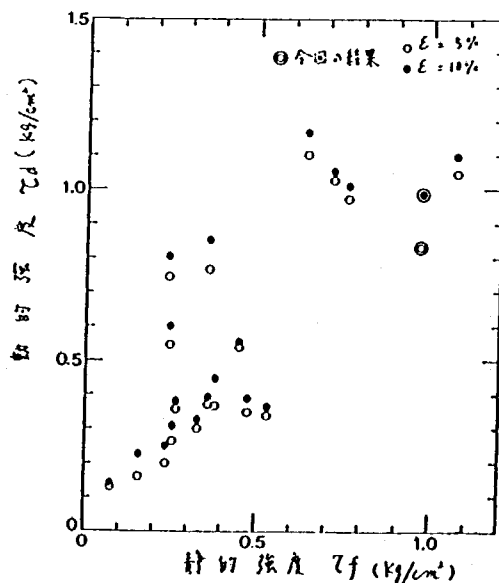


図12 動的強度と静的強度の関係

(総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発)

(15) 2. 構造物の復旧技術の開発

2-1 土木構造物等の復旧技術の開発

2-1-1 橋梁等構造物

——— 地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発 ———

1. 研究目的

従来、構造物の耐震性に関する研究は、いかにして被害を受けにくい構造物を設計するかに重点が置かれており、被災した構造物に対する対策はほとんど省みられていない。本研究は、市街地道路下に埋設された各種地中管路および類似構造物を対象として、被災構造物の被災度判定手法、および、被災程度・形態に応じた復旧技術を開発し、もって地震災害の復旧対策に資することを目的とする。

2. 研究経過

本研究は、昭和56年度より5ヶ年計画で開始された。56年度は上水道、下水道、ガス管路、電力・電話地中管路など地中構造物全般にわたって、その地震時被災事例を文献により調査を行った。57年度は下水道、共同溝、樋門・樋管および道路トンネルを対象をしほり、その被災発見・判定手法ならびに復旧工法について調査を進めた。

3. 研究方法

本研究は、財国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「震災復旧技術研究開発土木委員会」(委員長 岡本舜三東京大学名誉教授)およびこの委員会のもとに設置された「地中構造物分科会」(分科会長 片山恒雄東京大学生産技術研究所教授)において、研究計画、研究成果の検討を行いつつ実施した。

4. 研究成果

4-1 被災事例調査

(1) 下水道および共同溝

宮城県沖地震(1978)およびサンフェルナンド地震(1971)で被災した下水道施設を中心に、地震後の対応状況、被災判定および復旧工法について資料を収集し整理した。後者の被害例の中にはコンクリート造箱型暗きょが含まれており、共同溝の震災対策上参考としたものである。

下水道施設の被災発見・判定方法としては、初期の段階ではマンホールからの目視が主であり、状況に応じロッド探査、流量の測定などが行われ、その後の詳細な調査において、大口径管については管内からの目視、人が入れない小口径管についてはテレビカメラの使用、掘り返しなどによっていることが明確になった。また併せて調査延長に対する所要日数、人員などの実態が明らかになった。

下水道管路の復旧工法としては、被災箇所の管径および被災程度に応じ、布設替え、コンクリート巻立て、グラウティング、シーリングなどが行われていた。またサンフェルナンド地震時のコンクリート造箱型暗きょでは、クラックの幅を5段階に分け、その補修方針として「補修しないもの」から「取り壊しを行い再構築するもの」までを対応させる判定基準を設定し復旧作業が行われていたこと

が明らかになった。

(2) 樋門・樋管

新潟地震(1964)時の阿賀野川および宮城県沖地震時の北上川を中心とする樋門・樋管の被害例を調査した。阿賀野川関係で、著しい被害例として堤体基礎地盤の流動化に伴って堤体に顕著な沈下亀裂が発生し、樋管が中央部で切断され、すべり出し、沈下する被害を受けたものがあった。また北上川関係では古い樋管で、樋管上部が破壊し、土砂が閉塞したものがあった。その他両河川関係とも、堤防本体には大きな異常が認められなかったにもかかわらず床版あるいは側壁等にクラックの入ったものなどがあったが、一般に被害は比較的軽微であったといえる。なお被害は地震直後から大部分が目視で点検され、特殊な方法が用いられることはなかった。

(3) その他

浦河沖地震(1982)時に、北海道浦河町の上水道施設が多大な被害を受けた。この時に同町でとられた地震直後の対応、被災箇所の発見、復旧の進め方などについて調査し、地中構造物一般の復旧作業上の諸注意事項として整理した。

4-2 被災判定・復旧技術調査

下水道施設を主な対象として、その被災発見・判定手法およびに復旧技術工法に関する既往技術ならびに新しい技術について調査した。調査は文献によるものの他に、関連技術工法のカタログ収集、関連企業へのアンケート実施および意見聴取などによった。アンケート対象としたものは被災発見判定手法に関するものはテレビビデオシステムなど計5件、復旧工法に関するものはグラウティング工法など計9件である。新技術に関しては、その適用性など今後も検討を続ける必要がある。

また、下水道施設に関し、被災調査の過程を3段階に区分し、各被災発見・判定手法の各調査段階への適用性の検討を始めるとともに、被災程度を3ランクに区分し、管径および被災度に応じた復旧工法の検討を開始した。

5. 今後の進め方

次年度以降は、本年度の成果をもとに、下水道、共同溝、道路トンネル、樋門・樋管の被災判定のための測定技術、被災判定手法ならびに復旧工法についての技術指針をとりまとめるため、特に以下の点に重点を置き調査研究を進める必要がある。

- (1) 調査段階に応じた被災測定、判定手法の整理および選択方法。
- (2) 被災程度に応じた復旧工法の検討および整理

6. 参考文献

- 1) 国土開発技術研究センター「昭和57年度震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」
- 2) 土木研究所資料「新潟地震および宮城県沖地震による樋管の被害状況および復旧に関する資料調査」, 第1843号

研究担当者(土木研究所)
振動研究室

室長 荒川 直士
主任研究員 川島 一彦

(総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発)

(16) 3. 復旧技術の評価手法の開発

3-1 評価項目の設定

3-1-1 土木構造物等

——余震の頻度および強度の評価手法の開発——

1. 研究目的

従来、構造物の耐震設計においては、主として本震による被害の抑止を中心として対策が講じられてきた。しかしながら、昭和55年10月、11月と相次いで発生したアルジェリア地震、南イタリア地震において、本震により耐震性の低下した構造物に余震により2次的被害が発生し、これに伴う救援、復旧の遅れが生じたことから、余震に対する配慮の重要性が強く認識されるようになった。したがって、余震による構造物の被害の拡大を防止し、迅速な復旧を図るためには、余震の頻度および強度の評価法を確立することが必要とされる。本研究は、既往の地震履歴資料に基づいて、余震の頻度および強度の評価法の開発を目的として実施したものである。

2. 研究方法

2-1 余震の定義

浅発地震はある限られた範囲内に、ある時間に群をなして発生する傾向があり、このような一群の地震のうち、突出してマグニチュードの大きいものがあれば、これを本震と呼び、これに引続いて発生したものを一概に余震という。しかし、余震の定義は地震学的にも必ずしも明確ではないのが実情である。しかしながら、震後の復旧という観点からみれば、それが地震学的にいく余震であろうとならうと、本震に比較的近接し、また、本震の発生後震災復旧が行われる程度の期間内に発生した地震は余震と同等の効果と有すると考えられる。このように考え、ここでは本震の震央近傍に比較的近く、ある期間内に続発した地震を全て、「工学的な余震」と定義し、解析対象とすることとした。以下では、これを単に余震と呼ぶこととする。また、余震とマグニチュード(面積 $A[\text{km}^2]$)は、本震のマグニチュード M_0 との関係と種々検討した結果、次式による余震面積 A と本震の震央を中心とした一辺 $\sqrt{A}$ の正方形とした。

$$\log A = M_0 + 6.8 \quad (1)$$

2-2 解析対象とする本震の抽出

解析対象とする本震は、本邦内に被害を生じたマグニチュード $M \geq 6.0$ の浅発地震(震源深さ60km未満)とし、1883~1923年間については半津(1979)による $M 6$ 以上の地震の再調査結果と、また、1926~1981年間については気象庁(1982)による本邦被害地震表から抽出することとした。

3. 研究結果

3-1 余震の強度

余震による地震動強度は、余震の規模(マグニチュード)がわかれば、既往の強震記録の統計解析結果を用いて推定可能である。したがって、ここでは、本震のマグニチュード M_0 と余震のマグニチ

ユ・ドの関係を求めることとした。前章に示した余震の定義に従い、本震別には、本震の発生後1日以内($t=1$)、1~7日間($t=2$)、7~30日間($t=3$)、30~90日間($t=4$)、~90日間($t=5$)の各期間に発生した余震のうちの最大の余震のマグニチュード($M_{at,1}$; $t=1, 2, 3, 4, 5$)と1925~1925年間および1926~1981年間の2つの期間に分けて求めた。 M_0 と $M_{at,1}$ の間の回帰式を求めることと表1のようにする。また、余震のマグニチュード $M_{at,1}$ ($t=1\sim5$)と本震のマグニチュード M_0 の差 $Da_{t,1}$ ($t=1\sim5$)と以下のよう

$$Da_{t,1} = M_0 - M_{at,1} \quad (t=1\sim5) \quad (2)$$

に定義し、 $Da_{t,1} \sim M_0$ の間の回帰式を示すと表1のようになる。 $M_0 \sim M_{at,1}$ と $M_0 \sim Da_{t,1}$ の関係は結果的には同じことになり、一例として、本震発生後90日間の最大余震のマグニチュード $M_{at,1}$ は1925~1981年間の地震資料によれば次のようになる。

$$M_{at,1} = 1.07 M_0 - 1.95 \quad (3)$$

3-2 余震の頻度

上記と同様、本震発生後5種類の期間($t=1\sim5$)に分け、それぞれの間に発生した余震(マグニチュード4.0以上)の回数 $Na_{t,1}$ と本震のマグニチュード M_0 の関係を求めた。回帰式は表1に示した通りであり、一例として、本震発生後90日間の余震回数(1925~1981の地震データによる) $Na_{5,1}$ は次式となる。

$$Na_{5,1} = 0.73 M_0 - 4.23 \quad (4)$$

3-3 本震の発震時間と最大余震の発震時間の差

本震が発生後、最大余震が生じるまでの時間〔単位：時間〕 $T_{at,1}$ ($t=1\sim5$)と本震のマグニチュード M_0 の関係を求めた。結果は表1に示した通りである。

本調査の詳細については、上研資料1995号を参照してください。

4. 参考文献

建設省土木研究所：前・余震の頻度および規模に関する
調査調査、土木研究所資料、第1995号、昭和58年3月

表-1 本震の規模および頻度の回帰式

	1925~1925年間の 地震データに基づく解析		1926~1981年間の 地震データに基づく解析	
	関係式	重相関係数	関係式	重相関係数
$M_{at,1} \sim M_0$	$M_{at,1} = 0.96 M_0 + 3.80$	0.48	$M_{at,1} = 1.01 M_0 - 1.74$	0.66
	$M_{at,2} = -0.03 M_0 + 6.33$	-0.12	$M_{at,2} = 0.98 M_0 - 1.78$	0.64
	$M_{at,3} = 0.40 M_0 + 3.13$	0.66	$M_{at,3} = 0.90 M_0 - 1.20$	0.63
	$M_{at,4} = -0.44 M_0 + 7.30$	-0.20	$M_{at,4} = 1.02 M_0 - 2.24$	0.68
	$M_{at,5} = 0.49 M_0 + 7.90$	0.66	$M_{at,5} = 1.07 M_0 - 1.95$	0.68
$Da_{t,1} \sim M_0$	$Da_{t,1} = 0.64 M_0 - 3.80$	0.70	$Da_{t,1} = -0.01 M_0 + 1.74$	-0.01
	$Da_{t,2} = 1.03 M_0 - 6.33$	0.97	$Da_{t,2} = 0.02 M_0 + 1.78$	0.01
	$Da_{t,3} = 0.60 M_0 - 3.13$	0.80	$Da_{t,3} = 0.10 M_0 + 1.20$	0.10
	$Da_{t,4} = 1.14 M_0 - 7.30$	0.83	$Da_{t,4} = -0.02 M_0 + 2.24$	-0.02
	$Da_{t,5} = 0.57 M_0 - 7.90$	0.68	$Da_{t,5} = -0.07 M_0 + 1.95$	-0.06
$Na_{t,1} \sim M_0$	$\log Na_{t,1} = 0.18 M_0 - 1.17$	0.40	$\log Na_{t,1} = 0.41 M_0 - 2.39$	0.48
	—	—	$\log Na_{t,2} = 0.57 M_0 - 3.39$	0.58
	—	—	$\log Na_{t,3} = 0.51 M_0 - 3.08$	0.61
	$\log Na_{t,4} = 0.07 M_0 - 0.39$	0.17	$\log Na_{t,4} = 0.56 M_0 - 3.45$	0.63
	$\log Na_{t,5} = 0.24 M_0 - 1.49$	0.49	$\log Na_{t,5} = 0.73 M_0 - 4.23$	0.61
$T_{at,1} \sim M_0$	$\log T_{at,1} = 0.42 M_0 - 2.34$	0.34	$\log T_{at,1} = 0.14 M_0 - 0.62$	0.11
	$\log T_{at,2} = 0.20 M_0 + 0.37$	0.51	$\log T_{at,2} = 0.02 M_0 + 1.65$	0.05
	$\log T_{at,3} = -0.23 M_0 + 4.13$	-0.31	$\log T_{at,3} = 0.03 M_0 + 2.33$	0.03
	$\log T_{at,4} = -0.02 M_0 + 3.23$	-0.09	$\log T_{at,4} = 0.12 M_0 + 4.01$	0.48
	$\log T_{at,5} = -0.08 M_0 + 1.98$	-0.04	$\log T_{at,5} = -0.05 M_0 - 0.21$	-0.09

振動研究室 室長 荒川直士
主任研究員 川島一彦

(共同研究、日本道路公団)
(17) 盛土の地震荷重に関する共同研究

建設省土木研究所地震防災部

振動研究室 室長 荒川 直士
研究員 木全 俊雄
近藤 登央

日本道路公団東京第一建設局

建設第一部東京湾横断道路調査課 課長 長谷川明哉
課長代理 馬淵 浩司
草野 成一

1. まえがき

新潟地震(1964)を始め、十勝沖地震(1968)、伊豆大島近海地震(1978)、宮城県沖地震(1978)等、道路盛土あるいは河川堤防などの上構造物が数多くの被害を受けつつある。平地部では沖積層の中層の砂質地盤および軟弱な粘柱土地盤上に設けられた盛土に被害が多く、山岳地帯では急傾斜地盤上に高く盛られた盛土などで大被害を受けつつある。ただし、これらの被害には、地盤条件あるいは地形条件の他に盛土の材料や形状等の構造条件や、地震直前の降雨による盛土の軟化といった特別な条件が重なり大被害に結びついたものも少なくない。

平地部の被害の中で特に顕著な事例は、新潟地震の際に新潟市近郊に至る所が生じた盛土の崩壊である。盛土高さが比較的低いものでも盛土が陥没したり、盛土天端が沈下し、大きな縦割れを生じるなどの被害を受ける。これら被害を受けに盛土の大部分は地盤が液状化しやすいとされている旧河道上や砂丘間低地に位置しているものだった。この傾向は宮城県沖地震等においても同様であり、液状化しやすい地盤上の上構造物の耐震性確保は非常に重要な事項である。

一方、海中に施工される大規模な盛土形式となる人工島の場合には、軟弱な海底地盤上に建設される海中構造物であるため、利用者の安全性確保あるいは復旧の困難さなどから一段と耐震安定性の確保が要求される。海中に施工される人工島については実績もなく、明確な耐震設計手法も十分確立されていないのが現状である。

本研究は以上のような背景のもとに、①砂質地盤上の道路盛土、②側面に円形のセルを有する人工島を対象に、その地震時動的変形特性について大型振動台を用いた模型振動実験により調査を行うものとする。

2. 研究目的

地震のような動的外力を受ける上構造物に作用する地震力は、静的な滑り面法等で考慮している震度とは種々の点で相違しているにも関わらず、これを適切に評価し得る解析手法は現在のところ確立されていない。本研究は上構造物として道路盛土、人工島を取り上げ、これに動的に作用する地震力を明らかにすることを目的として実施する。

3. 研究方法および研究分担

盛土形式の構造物として道路盛土と人工島もとり上げ、大型振動台による模型振動実験も実施した。

3-1 液状化地盤上の道路盛土の地震時破壊特性に関する模型振動実験（担当：土木研究所）

大型振動台（8m×6m）上に設置した実験土槽（長さ6m、巾3m、高さ2m）内に、山砂を用いて地盤および盛土の模型を作成し相振実験を行うこととした。地盤の模型としてはその締固め度を変化させた4CASEを対象とし、盛土の模型は各CASEとも同一の締固め度を目標とした。

a. 地盤および盛土模型の作成

模型の形状は図-1に示すように、地盤の高さ110cm、盛土高さ60cm、盛土天端巾100cm、のり勾配1:1.5であり、左右対象の全断面模型である。山砂（千葉県浅間山産）を湿润状態で土槽内に撒入し、地盤および盛土模型を整形し、その後土槽底から注水を行い、地盤模型部のみ水で飽和することとした。

地盤模型の整形は、巻き出し厚も20cmとし、締固めは表-1に示すように締固めの目標に応じて足踏み、木ダコおよびランマーを使用することとした。また盛土模型は全CASEとも巻き出し厚20cm、締固めも足踏み5回とし、その相対密度はおおむね40%であり、また、模型に使用した山砂の

材料特性も表-2に、また、地盤および盛土模型の物理特性も表-3に示す。

b. 相振実験

各CASEとも模型完成後、破壊特性を調べる本実験に先立ち模型の概略の振動特性を把握するにめ

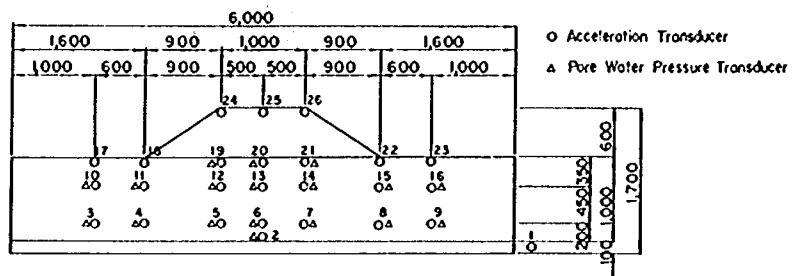


図-1 模型の形状

表-1 各ケースの地盤模型の締固め方法

	締固め状態	締固め方法	相対密度
CASE 1	ゆるづめ	足踏み5回	36%
CASE 2	極ゆるづめ	足踏み1回	19%
CASE 3	密づめ	木ダコ 5回	61%
CASE 4	極密づめ	ランマー 5回	88%

表-2 実験に使用した山砂の材料特性

Items	Sign	Unit	Value
Specific Gravity of Soil Particle	G _s	—	2.704
Optimum Moisture Content	w _{opt}	%	15.5
Maximum Dry Density	γ _{d, max}	gt/cm ³	1.668
Maximum Void Ratio	e _{max}	—	0.972
Minimum Void Ratio	e _{min}	—	0.613
60% Grain Size	D ₆₀	mm	0.30
10% Grain Size	D ₁₀	mm	0.15
Mean Grain Size	D ₅₀	mm	0.26
Coefficient of Uniformity	U _c	—	2.0

表-3 地盤および盛土模型の物理特性

Case No.		1	2	3	4
Items	Embankment	1.61	1.63	1.59	1.79
	Ground	1.61	1.55	1.72	1.84
Dry Unit Weight γ _d (ton/m ³)	Embankment	1.47	1.49	1.49	1.55
	Ground	1.47	1.42	1.55	1.63
Water Content w (%)	Embankment	9.6	9.2	6.9	15.4
	Ground	9.9	9.2	11.4	12.7
Void Ratio e	Embankment	0.839	0.815	0.815	0.745
	Ground	0.842	0.904	0.749	0.655
Saturated Unit Weight γ _{sat} (ton/m ³)	Embankment	—	—	—	—
	Ground	1.93	1.89	1.98	2.03
Relative Density D _r (%)	Embankment	37.0	43.7	43.7	63.2
	Ground	36.2	18.9	62.1	88.3
Degree of Compaction D/D _{max} (D _{max} =1.668 t/m ³)	Embankment	0.881	0.893	0.893	0.929
	Ground	0.881	0.851	0.929	0.977

振実験を行った。共振実験は振動台加速度を10gal一定とする正弦波加振で行い加振振動数範囲は5~30Hzとした。

破壊特性を調べる本実験においては加振振動数を5Hzの正弦波とし加振開始時から5~10秒で立ち上げ、

振動台の目標加速度レベルを30秒間継続することとした。目標加速度レベルとして、第1段階を、200galとし破壊が生じない場合は第2段階として400gal、更に第3段階として600galとした。各CASEにおける加振段階の振動台加速度の目標値および実測値を表-4に示す。

C. 計測

計測は、実験時の振動性状並びに間隙水圧の変化を把握するために、図-1に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置するとともに、実験中および実験後の模型各部の変状を明らかにするために、上槽側面に30cm間隔に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土内部に石灰柱を設けた。

3-2 人工島の地震時動的変形特性に関する模型振動実験(担当:日本道路公団)

実験上槽内に山砂を用いて地盤および盛土模型を作成し加振実験を行うこととした。

1. 人工島模型の概要

実験に用いた模型は図-2に示す4CASEであり、CASE-Aは地盤と盛土のみの場合、CASE-Bは盛土側面に円形セル(塩化ビニル内管、直径42cm、厚さ1mm)を設置した場合、CASE-CはCASE-Bと同じであるが盛土位置および形状を若干変化させた場合、CASE-DはCASE-Cに加えて、海底面において深層混合処理工法による地盤改良を想定し、ソイルセメントによる改良ブロックを設置した場合である。CASE-A、BとCASE-C、Dの形状を変えたのは、CASE-Bにおいて入力加速度が最大の段階で上槽の可動壁が傾斜したためである。

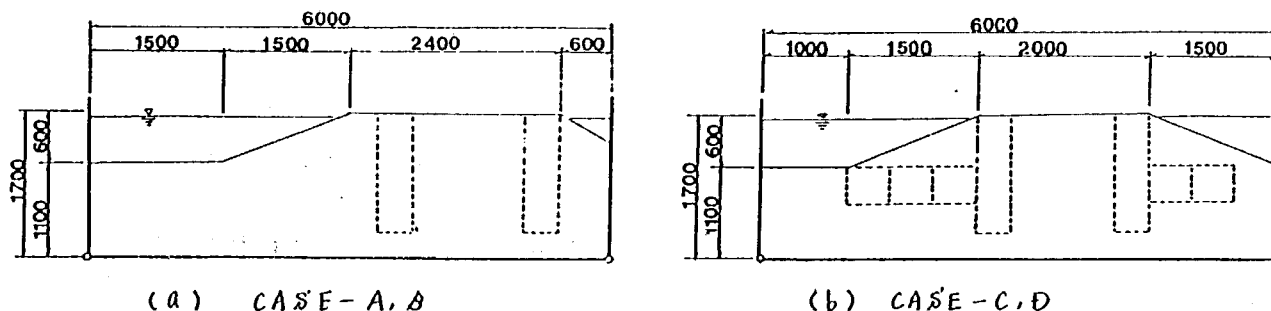


図-2 実験模型の形状

模型は山砂の巻き出し厚さを20cmとし、足踏みにより締固め、上槽底部より注水し、盛土天端より5cm下った位置を水面とした。なお、模型寸法は人工島の規模として盛土高さ30m、天端巾100mを想定し、縮尺率1/60としたものである。

2. 加振実験

各CASEとも模型完成後、地震波による実験に先立ち、加速度を一定(10gal)とする正弦波加振に

より共振実験を行った。

地震波による実験では、宮城県沖地震（1978年）における開北橋周辺地盤記録および八丈島東方沖地震（1972年）における浮島公園記録（図-3参照）を利用し、時間スケールを $1/7$ とし、かつ加速度レベルを変化させて加振した。開北橋記録は比較的短周期成分が卓越しているのに対し、浮島公園記録は比較的長周期成分が卓越している。なお加振時間の前者が7秒、後者が12秒である。

C. 計測

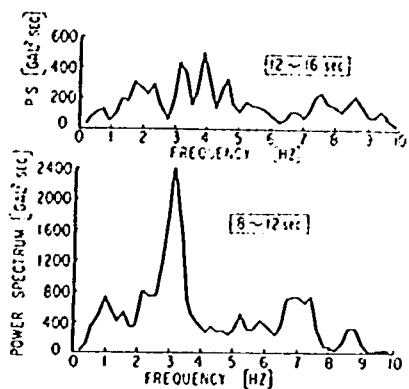
計測は、実験時の振動性状ならびに間隙水圧の変化を把握するため、図-4に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置するとともに、ヒールおよびソールブロックには土圧計を配置し土圧の変化の計測を行った。実験中および実験後の模型各部の変状を明らかにするために、上槽側面に30cm間隔に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土内部に石灰柱を設けた。

4. 研究結果

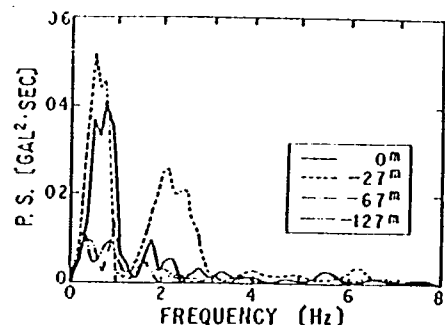
4-1 液状化地盤上の道路盛土の地震時破壊特性に関する模型振動実験

共振実験より、各CASE毎に地盤上および盛土天端において応答倍率が最大となる振動数と求めたものを表-5に示す。これより地盤の共振振動数は、地盤の相対密度の増加とともに高くなる、ということになっている。

破壊実験においては、地盤はややゆるぎめのCASE 1および極ゆるぎめのCASE 2では、初振第1段階（目標加速度レベル200gal）で破壊した。地盤はやや密ぎめのCASE 3では初振第1段階では変状が殆んど認められず、初振第2段階（目標加速度レベル400gal）に至って破壊した。地盤が極密ぎめのCASE 4では初振第1および第2段階では変状が殆んど認められず、初振第3段階（目標加速度レベル600gal）に至って盛土部表面が崩壊した。各CASEの破壊時（最終段階）の状況と写真-1に、地盤の相対密度と盛土破壊時の振動台の加速度の関係を図-5に示す。



(a) 開北橋記録（1978、宮城県沖地震）



(b) 浮島記録（1972、八丈島東方沖地震）

図-3 地震波パワースペクトル

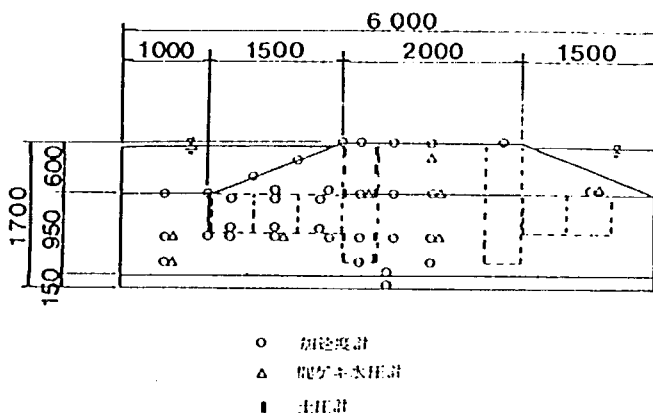


図-4 模型寸法と計測器の配置図（CASE-D）

表-5 地盤および盛土の共振振動数と応答倍率

Case No.	Embankment		Ground	
	Resonant Frequency (Hz)	Amplification Ratio	Resonant Frequency (Hz)	Amplification Ratio
1	14	11.0	14	3.5
2	14	11.5	14	4.0
3	21	22.0	24	8.5
4	26	24.0	—	—

ず、初振第3段階（目標加速度レベル600gal）に至って盛土部表面が崩壊した。各CASEの破壊時（最終段階）の状況と写真-1に、地盤の相対密度と盛土破壊時の振動台の加速度の関係を図-5に示す。

これより地盤の相対密度の上昇に伴って盛上の破壊に要する加速度が急激に大きくなる傾向が見られる。

破壊状況としては、CASE 1, 2とも盛上天端や尖付近に縦亀裂が発生拡大し、同時に沈下が進行しており、盛上の両

側方へ沈下流動し、この分だけ地盤部で押し上げられ隆起した形となる。盛上天端にクラックが発生し沈下を始める前から盛上周辺地盤内の過剰間隙水圧の上昇を始め、引き続き盛上直下の地盤内の過剰間隙水圧が大きくなり上昇する現象が現われ、地盤上で噴砂現象が確認された。

CASE 3についても盛上天端に数本の亀裂が発生したが、CASE 1, 2に比べると亀裂、沈下の程度はかなり小さく、盛上の側方流動現象の程度が小さいことがわかった。また過剰間隙水圧の上昇が見られたが、その度合いはCASE 1, 2に比べ小さい。

CASE 4については、盛上のり面の表面が滑落ち、盛上天端表面に数センチの小きな亀裂が発生した。このような状態でも地盤の変状は殆んどなく、過剰間隙水圧の上昇も見られなかった。

過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma_v$ (Δu : 過剰間隙水圧, σ_v : 有効上載圧) と盛上天端沈下量の関係の一例を図-6に示す。この図より盛上直下の地盤と盛上のない地盤の2つのグループに分かれる傾向が見られ、この傾向は他のCASEにおいても同様であった。

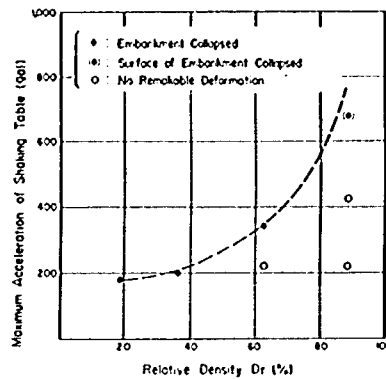


図-5 地盤の相対密度と破壊時の振動台の加速度の関係

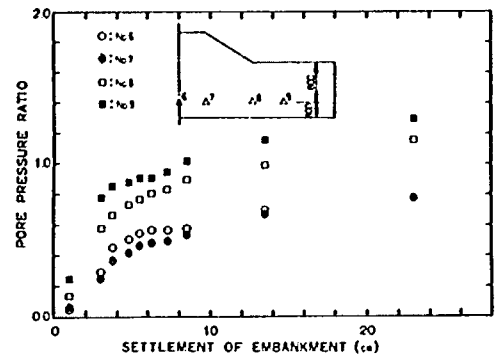
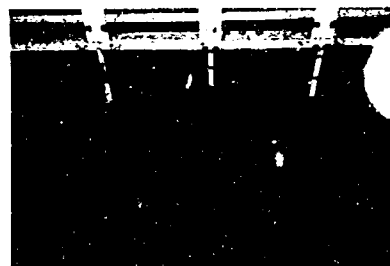


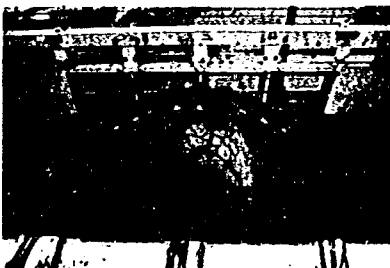
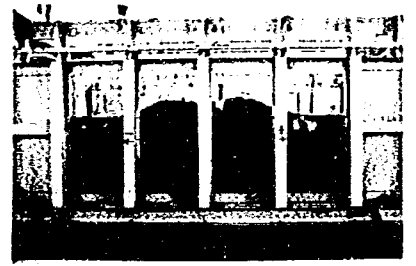
図-6 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma_v$ と盛上天端沈下量の関係 (CASE 2)



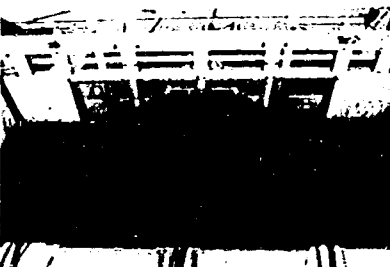
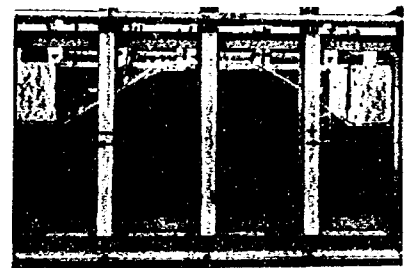
(a) CASE 1 (ゆるめ地盤, 200gal 加振)



(b) CASE 2 (極ゆるめ地盤, 200gal 加振)



(c) CASE 3 (密め地盤, 400gal 加振)



(d) CASE 4 (極密め地盤, 600gal 加振)

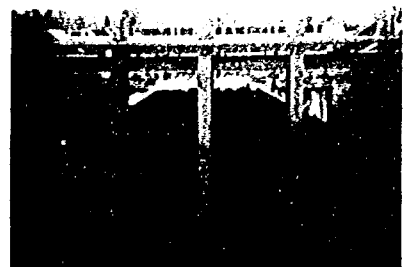
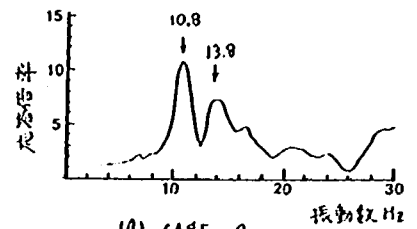


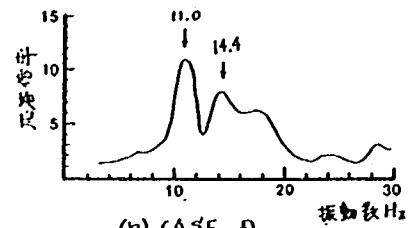
写真-1 各CASEにおける破壊形態

4-2 人工島の地震時動的変形特性に関する模型振動実験

共振実験の結果の一例を図-7に示す。セルの有無、改良ブロックの有無による応答特性の違いを検討するためにCASE-AとBおよびCASE-CとDの比較を行い、これら、両者とも共振曲線には基本的な違いは見られなかった。ただし、いずれの比較においてもセルの有るCASE-B、改良ブロックの有るCASE-Dの方がわずかに応答倍率が大きくなる傾向が認められる。ただし、この違いは、同一条件を目標としたCASE-BとCの共振曲線の違いとおおむね同程度であり、セルの有無および改良ブロックの有無による効果もあると考えられるが、むしろ主として各CASEごとの模型の違いによって生じたと考えの方が自然なように考えられる。



(a) CASE-C



(b) CASE-D

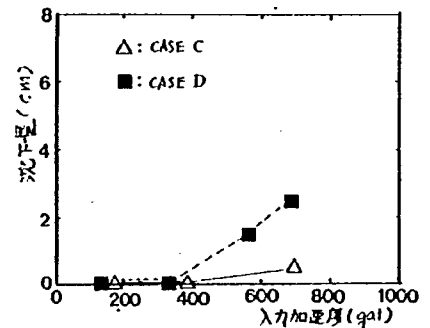
図-7 共振曲線

応答倍率の分布としては盛上のみの場合、地盤表面での応答倍率の変化が小さく、盛上の斜面から法肩部になるにつれて盛上の振動に伴う応答のピークがはまりと現われる分布を示した。それに対しセルを設置すると、セルがこのような箇所の振動を抑制する結果、法肩部における応答倍率も小さくすることができるようである。

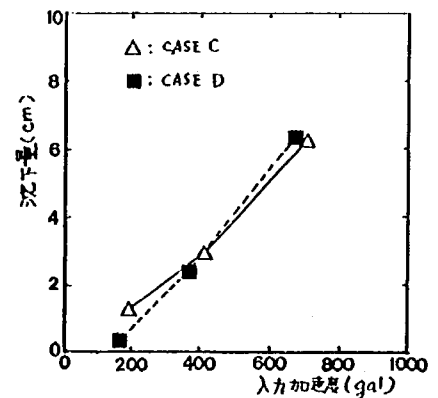
地震波による加振実験における、入力加速度と沈下量の推移の一例を図-8に示す。ここでもセルや改良ブロックの有無による違いは小さく、むしろ地盤入力波特性、とくに周波数特性および継続時間などにより沈下量が大きく影響を受けると言える。

また、残留変形の一例を図-9に示す。変形パターンは、改良ブロックの有無にかかわらず、盛上側面に設置した円形セルが外側に傾斜し、セル間の盛上が沈下する傾向が確認された。

セルおよび改良ブロックの振動に着目すると、基本的に盛上および周辺の地盤と一体となって振動し、これらが盛上および地盤とは独立に大きく振動するような現象は見られなかった。なお、セルおよび改良ブロックは盛上および周辺地盤とおおむね一体に振動する結果、これらの振動応答は上部になるほど下部よりも大きくなる。



(a) CASE-C, D (開地橋記録による)



(b) CASE-C, D (浮島記録による)

図-8 入力加速度～沈下曲線

5. 今後の課題

今回の実験で、近路盛上の破壊形態が定性的に確認された。今後、耐震設計手法の確立において定量的な検討を加えていく必要がある。人工島の実験についても、今回得られた結果を検討し、FEMなどの数値計算による解析に反映させ、人工島の合理的な耐震設計手法を確立していく必要がある。また、模型の作成方法についても検討を加え、より再現性の有る作成方法を確立する必要がある。

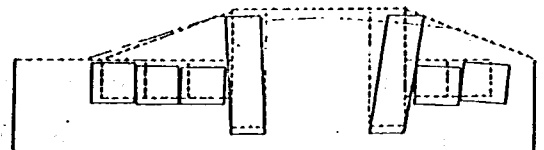


図-9 残留変形図 (CASE-D, 浮島 670gal)

昭和57年度振動研究室調査
試験研究成果概要報告書

I S S N 0386—5878
土 研 資 料 第 2015 号
昭和58年 7 月(1983年)

建設省土木研究所振動研究室

キーワード 強震観測, 地震入力,
地震動, 地震災害, 地盤, 動的挙動, 耐震

要 旨 本報告書は昭和57年度に、振動研究室が実施した調査試験研究の成果の概要をとりまとめたものであり、実施された課題数は16課題である。その内容は、強震観測、地震動強度、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定等多岐にわたっている。



郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 179

No. 179

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2015 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印



土木研究所資料第 2015 号

昭和57年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書