

土 木 研 究 所 資 料
第2086号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和59年 3 月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 論	1
1-1 交通環境に関する調査試験	1
1-2 舗装基準に関する調査試験	2
(1) 土木研究所大ループ鋼床版試験舗装調査	2
(2) 長浦試験舗装調査	2
1-3 基礎工に関する調査試験	3
1-4 耐風調査	4
1-5 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	5
1-6 長大橋の耐震性に関する調査試験	6
1-7 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験	7
1-8 海中構造物に関する調査試験	9
第2章 交通環境に関する調査試験	11
2-1 まえがき	11
2-2 騒音伝播における気温の影響	11
2-3 粒子状物質の知見とその問題点	20
第3章 舗装基準に関する調査試験	23
3-1 土木研究所大ループ鋼床版試験舗装調査	23
3-2 長浦試験舗装調査	24
第4章 基礎工に関する調査試験	38
4-1 まえがき	38
4-2 研究目的	39
4-3 実験の相似性	40
4-4 実験概要	41
4-5 地盤定数	44
4-6 実験結果	49
4-7 考 察	65
4-8 ま と め	67
第5章 耐風調査	69

5-1	調査の概要	69
5-2	調査方法	69
5-3	試験条件	69
5-4	試験結果	73
5-5	耐風性の検討	80
5-6	ま と め	99
付 録	3次元構造物のねじれフラッターを推定するための一手法	100
第6章	長大橋の設計地震入力に関する調査試験	102
6-1	まえがき	102
6-2	動的応答解析に用いる応答加速度スペクトルの調査	104
6-3	動的応答解析に用いる地震動の調査	113
6-4	長周期地震動特性の検討	116
6-5	ま と め	125
第7章	長大橋の耐震性に関する調査試験	128
7-1	まえがき	128
7-2	調査目的	128
7-3	検討条件	128
7-4	検討モデル	130
7-5	計算結果および比較検討	132
7-6	結 論	138
第8章	明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験	139
8-1	まえがき	139
8-2	限界状態設計法の概念	139
8-3	解析理論（極値理論）	140
8-4	シミュレーションの方法	142
8-5	シミュレーション結果	149
8-6	活荷重係数計算結果	155
8-7	結 論	160
8-8	あとがき	161
第9章	海中構造物に関する調査試験	162
9-1	まえがき	162

9-2	明石海峡の概要	162
9-3	相 似 性	164
9-4	実験設備	165
9-5	実 験	167
9-6	再現性の検討	178
9-7	あとがき	180

第1章 総 論

昭和58年度における受託研究の課題および分担はつぎのとおりである。

- (1) 交通環境に関する調査試験 (交通環境研究室)
- (2) 舗装基準に関する調査試験 (舗装研究室)
- (3) 基礎工に関する調査試験 (基礎研究室)
- (4) 耐風調査 (構造研究室)
- (5) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験 (振動研究室)
- (6) 長大橋の耐震性に関する調査試験 (耐震研究室)
- (7) 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験 (橋梁研究室)
- (8) 海中構造物に関する調査試験 (海岸研究室)

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は26,510千円であった。以下に各課題の概略を紹介する。

1-1 交通環境に関する調査試験

路面が地表面より非常に高い位置にくる本州四国連絡橋の場合には、道路交通騒音が広範囲に及ぶことが考えられる。この場合、風、気温等の気象条件が騒音伝播に影響を及ぼすことがある。本調査は、気温が騒音伝播に及ぼす影響について調査したものである。

これまでには、既往の文献調査や人工音による音源を地上および地上より10mの高さに設置して実験を行っており、本年度は実験結果の取りまとめを行うとともに、スネルの屈折の法則を用いた音線計算により理論的な面から検討を加えている。また気象観測データより逆転層の強度や出現頻度についてもとりまとめている。

実験結果から風の影響を取除き騒音レベルに換算して温度勾配の値と比較すると、騒音レベルに対して温度勾配の影響がみられるのは、音源が地上にあり、受音点の高さが1.2mの場合における100mおよび200m地点である。

スネルの法則を基本として、実験時の気象観測データを用いて音線伝播のシミュレーションを行った場合の音圧レベルの傾向は実験結果と対応しており、実験結果が理論的に裏付けられている。

以上の調査により得られた結論は以下の通りである。

- (1) 音源の位置が地上にある場合、音源からの距離が遠く、地表面に近い地点において温度勾配の影響が大きい。受音点の高さが1.2mの場合における100mおよび200m地点での影響は温度勾配 $1^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ あたりそれぞれ0.2および0.3dB(A)であり、受音点の高さが12mの場合には影響がみられない。
- (2) 音源の位置が地上10mになった場合、温度勾配の影響はみられない。
- (3) 年間を通じて、ほとんどの日が温度勾配 $5^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ 以下であり、年間を通じての騒音レベルに対する影響は1~1.5dB(A)に過ぎない。

また、自動車より大気中に放出される物質のひとつである粒子状物質についても文献調査を行った。大気中に浮遊する粒子状物質は人為的、自然的な原因によるものに分けられるが、自然によるものが多い。

交通に関する浮遊粒子状物質の粒径分布は、道路端では粒子が大きい、短時間に沈降し数 10 m 離れた地点においては一般環境大気中の粒径分布と同じになっている。

沿道地域を対象とした粒子状物質の拡散状況、排出係数、予測手法などに関する研究は少なく、基礎的な実態すら明らかになっていない。したがって、基礎的な資料から研究を積み重ね、ガス状物質(CO, NO_x)と同程度の予測ができるように検討することが早急に望まれている。

1-2 舗装基準に関する調査試験

(1) 土木研究所大ループ鋼床版試験舗装調査

土木研究所舗装走行実験場大ループ(1 周約 870 m)内には、大三島橋と基本設計が同一である試験橋梁(20 m 2 スパン)が架設されている。ここに第 1 橋梁(グースアスファルト+改質アスファルト)、第 2 橋梁(改質アスファルト+改質アスファルト)の構成からなる試験舗装を施工し、荷重を利用した走行実験を実施している。

昭和 59 年 2 月までの走行回数は、5 t 換算累積輪数 $N_s = 32 \times 10^4$ 回に達している。

今年度は荷重車による載荷実験から舗装表面のひずみ量の計測および走行実験による路面性状調査を行い、グースアスファルト+改質アスファルトによる構成の舗装が良好であることを明らかにすることができた。

(2) 長浦試験舗装調査

本四舗装基準(昭和 52 年 3 月)による鋼床版舗装の耐久性を調査するために、一般国道 16 号の長浦試験橋梁(単純版桁橋梁 23.5×8.46 m)を利用して試験舗装を実施し、6 年 10 カ月までの供用性調査を実行して来た。

試験舗装は、第 1 工区、第 2 工区はそれぞれ下層がトリニダードレーキアスファルトを 25% 配合したグースアスファルト、上層が針入度 60~80 のストレートアスファルトにクロロプレンラバー 7% を配合したゴム入りアスファルトを使用した改質アスファルト混合物(以下グースアスファルト+改質アスファルト)、改質アスファルト+改質アスファルトであり、第 3 工区、第 4 工区はエポキシ樹脂(14.5%)：エポキシ樹脂硬化剤(85.5%) 配合のエポキシアスファルト混合物(以下エポアス)+エポアス、改質アスファルト+エポアスの構成となっている。舗装厚は 3 cm+3 cm の合計 6 cm である。

舗装の供用性調査(わだち掘れ量、ひびわれ率を中心とした調査)と、累積ひずみ量とひびわれ率の関係を FSM 法(Finite Strip Method)を用いて解析した疲労曲線の整理などを行った結果、以下の関係を明らかにすることができた。

- 1) 舗装の供用性を累積大型車交通量(N)で評価すると、第 1、第 2 工区は $N = 1334 \times 10^4$ 台、第 3、第 4 工区は $N = 1052 \times 10^4$ 台の供用になる。
- 2) わだち掘れ量は $n = 6$ 個の平均値で評価すると第 1 工区は 8.3 mm、第 2 工区=11.2 mm、第 3 工区=5.5 mm 第 4 工区=8.3 mm となり、第 3 工区(エポアス+エポアス)は耐流動性の評価が良い。
- 3) ひびわれ率(%)は、第 1 工区=0.8%、第 2 工区=2.5%、第 3 工区=19.7%、第 4 工区=35.2% となり、表層にエポアスを使用している工区のひびわれに対する評価が劣ることがわかる。

- 4) ひびわれ、わだちの総合評価では、グースアスファルト+改質アスファルト、改質アスファルト+改質アスファルトが良い構成といえる。一方エポアスは、現場施工方法の改善を図らないと鋼床版舗装としては難しい材料といえる。
- 5) 鋼床版舗装においては、舗装体の弾性係数と厚さをパラメータとしてFSM法を使えば、舗装体表面に発生するひずみ量をモノグラフ化することが可能である。さらに、交通量のデータ、走行分布を使用して累積ひずみ量を推計することができ疲労曲線をまとめることができた。
- 6) 改質アスファルト混合物を主体とした舗装では、ひずみ量(S) $=5.0 \times 10^{-3}$ では疲労回数(N) $=10 \times 10^4$ 回、 $S=1.0 \times 10^{-3}$ で $N=140 \times 10^4$ 回程度でひびわれが発生することが推定される。
- 7) エポキシアスファルト混合物を主体とした舗装は、改質アスコンより剛性が高いことからひずみ量が小さいことがわかる。さらに、 $S=0.5 \times 10^{-3}$ のひずみ量では $N=350 \times 10^4$ 程度でひびわれが発生する傾向がうかがえる。

1-3 基礎工に関する調査試験

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行われている。これに対応するものは帯状基礎であるが、実際の構造物基礎の奥行は有限であるので三次元状態における極限支持力を求めなければならない。しかし、三次元状態における極限支持力の厳密な解析はむずかしく、主として実験研究により二次元基礎の支持力係数を修正するかたちでの実用公式が各種提案されている。

しかし、これら実験研究は主として均質地盤に対するものであり、明石海峡大橋松帆側アンカレッジの基礎地盤のような二層系地盤に対するものは少ない。このため、主として二層系地盤における三次元基礎および二次元基礎の載荷実験により、破壊形態および支持力特性に関する比較調査を行った。

実験条件は次のように選定した。実験対象とする三次元基礎の平面形状は、松帆側アンカレッジの基礎として提案されている円形とした。また、比較対象とする二次元基礎は、理想的には無限の奥行を持つ必要があるが、実験上の制約もあり、短辺と長辺の比(B/L)が0.3の長方形基礎でもって、おおむね帯状基礎と見なせるものと考えた。

二層系地盤の破壊形態および支持力特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係、上層地盤の平均厚さと基礎幅との比(h/B)、下層地盤の傾斜角などにより異なる。実験地盤の強度定数は、松帆側アンカレッジの基礎地盤である神戸層(上層地盤)および花崗岩層(下層地盤)との相似性を満足させることとした。 h/B は、松帆側アンカレッジ建設地点の若干の変更に対応できることと、過去の実験などにより上層均質地盤より小さな極限支持力が生ずる恐れがあると考えられる範囲を含めることを考慮して、1.0、0.8、0.6の3種類とした。また均質地盤に相当するケースとして $h/B=5.0$ も加えた。下層地盤の傾斜角および、直接基礎の極限支持力に影響を与える要因であると考えられる荷重傾斜角については、本年度は基本的なケースを考えるものとし、それぞれ水平面から 0° 、鉛直方向から 0° とした。

以上本年度の実験の主要諸元は次のとおりである。

- ・ 載荷方向は鉛直
- ・ 地盤の強度特性は、松帆側アンカレッジの基礎地盤と相似した、下層地盤が相対的に剛な二層系地盤

- ・二層系地盤の幾何学的特性は、 $h/B = 5.0, 1.0, 0.8, 0.6$ の平行二層地盤
- ・基礎の平面形状は、円形および長方形 ($B/L = 0.3$)
- ・基礎の寸法は、松帆側アンカレッジ基礎の $1/300$ 、すなわち直径 (又は B) = 30 cm

実験は、土木研究所基礎特殊実験施設内の実験土槽 (平面寸法 $10\text{ m} \times 5\text{ m}$ 、深さ 3 m) 内に海砂 (上層地盤) および 4% ソイルセメント (下層地盤) により平行二層地盤を作成し、その上に円形および長方形の基礎模型を設置して 300 t ジャッキにより载荷した。

測定項目は、荷重、基礎模型および地表面の変位、地中すべり線、地表面のクラックおよび隆起の状況である。

実験地盤については、一軸および三軸圧縮試験、平板载荷試験などによりその強度定数 (q_u , c , ϕ , E , γ) を調べた。

実験地盤の強度定数は、上層地盤と下層地盤の q_u および E の比がそれぞれ $1:30$ 程度、 $1:10$ 程度となっており、相似性をおおむね満足していると考えられる。

本年度の実験から得られる結論は、 $h/B = 5.0$ の上層均質地盤と見なせる場合および $h/B = 1.0 \sim 0.6$ の平行二層地盤の場合についてまとめると、次のようになる。

- (1) 上層均質地盤の破壊形態は、長方形基礎に対してはすべり線が比較的明瞭で全般せん断破壊に近く、円形基礎に対しては局部せん断破壊と見なされる。
- (2) 平行二層地盤の破壊形態は、長方形基礎に対しては明瞭なすべり線が下層地盤に接して発生するぜい性破壊を示し、円形基礎に対しては $h/B = 1.0 \sim 0.8$ のとき進行性破壊を、 $h/B = 0.6$ のときすべり線がやや明瞭なぜい性破壊を示す。 $h/B = 0.8 \sim 0.6$ のときはいわゆる圧縮破壊に対応する現象が生じていると考えられる。
- (3) 上層均質地盤の円形基礎の極限支持力は、 N_c に対する形状効果と N_γ に対する形状効果が打ち消し合い長方形基礎を少し下回る程度となる。
- (4) 平行二層地盤の円形基礎の極限支持力は、圧縮破壊における N_c の形状係数が 1 より小さくなることもあるために、長方形基礎より小さく考えられる。円形基礎と長方形基礎の極限支持力の比は、 $h/B = 0.8 \sim 0.6$ のとき、 $p_{uc}/p_u = 0.80 \sim 0.68$ となった。

1-4 耐風調査

今年度は児島・坂出ルートに建設される下津井瀬戸大橋 (3 径間連続補剛桁、中央径間のみ吊構造、 $130\text{ m} + 940\text{ m} + 130\text{ m}$) の耐風性について調査を実施した。本橋補剛トラスの基本断面は、昨年度耐風調査を実施した南備瀬戸大橋の基本断面と同じであるが、自動車および鉄道による騒音を抑制するため種々の対策が施されるので、これらの防音対策が本橋の耐風性に及ぼす影響を明らかにすることを目的として実験および解析を行った。本橋は当面鉄道 2 線で供用し、将来鉄道 4 線で供用するため、完成系断面および暫定系断面の両者について耐風性を調査した。

調査は設計風荷重の推定および動的安定性の検討に大別される。設計風荷重推定のためには三分力試験を実施し、抗力係数を求めた。動的安定性を検討するためにはパネ支持模型試験を実施した。パネ支持模

型試験により模型軸方向に一樣な防音対策を施した剛体模型の風に対する振動性状が明らかとなるが、実橋では防音対策は橋軸方向に一樣ではなく、また振動振幅も橋軸方向に一樣でないため、実橋の動的安定性を推定するためにはこれらの影響を考慮する必要がある。このため、“2次元空気力の総和より3次元構造物の空気力を求める”というStrip theoryを用いて実橋の動的安定性を検討した。

調査の結果明らかとなった事項をまとめると以下のとおりである。

- (1) 防音対策(グレーチングを鋼床版とし、上路に2mの遮音壁、下路にU型の防音壁を取りつけたもの)を施した下津井瀬戸大橋補剛桁断面の風荷重算定に用いた抗力係数値はほぼ妥当である。
- (2) 公団で計画されているように下津井瀬戸大橋に防音対策を配置すると、渦励振については安定と判断されるが、ねじれフラッタについてはフラッタ限界風速が「本州四国連絡橋耐風設計基準」に規定されている値より低くなる。
- (3) ねじれフラッタに対する安定性を高めるためには中央径間の中央方向に基本断面の区間を伸ばし、その分対策断面(グレーチングを鋼床版とし、上路に1mの遮音壁を取付ける)の区間を短くすることが有効であり、基本断面を当初案より約190m長くすれば本橋の耐風性は「本州四国連絡橋耐風設計基準」に照らし合わせて十分なものとなる。

1-5 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

明石海峡大橋の耐震設計に用いる地震動入力の強度は本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説(以下、耐震設計基準と呼ぶ)により規定されており、これによれば、地震動の最大加速度は、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において180ガルとするとされ、また、動的解析に用いる加速度応答スペクトルも示されている。しかしながら、これらの規定は、昭和49年に定められたものであり現時点に比較し地震動の特性に関する情報が相対的に少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。本年度は昨年度までの検討結果に基づき明石海峡の耐震設計に用いる動的解析用の加速度応答スペクトルおよび入力地震波を次のように求めた。

- (1) 再現期間150年の応答スペクトルおよびマグニチュード $M=8.5$ 、震央距離150kmの応答スペクトルのうち、固有周期ごとにいずれか大きい方の応答スペクトル値をとり、これを短周期領域では、加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定として包絡することにより提案スペクトルを得た。今後、試算等を行い、適用性について検討することが必要とされる。
- (2) 上記提案スペクトルと応答スペクトル特性が一致するよう開北橋周辺地盤記録(1978年宮城県沖地震)の振幅特性を周波数領域で調整し、動的解析用入力地震動波形を求めた。ただし、上記の応答スペクトル特性の調整の過程で長周期地震動の性質がよくわかっていないことを考慮して、長周期側の遮断周期を5秒としているため、本波形は5秒以上の固有周期特性を有する構造物には適用できない。
- (3) 気象庁1倍強震計記録の解析から長周期地震動の特性のうち、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特性について検討した。

1-6 長大橋の耐震性に関する調査試験

本州四国連絡橋では明石海峡大橋を始め、深い水深下に長大橋の基礎を計画する場合が多い。その構造として脚付きケーソン基礎は有力な方法と考えられ、すでに櫃石島橋に採用され、現在、施工されている。

本調査は地震時における脚付きケーソン基礎のケーソン部および脚部の応答および基礎底面と周面の地盤反力応答に着目し、力学モデルがどの程度簡素化し得るかを検討するものである。本年度は、前年度に行った脚部の応答性状に関する調査に引き続き、動的解析における脚部のモデル化の方法について調査し、今後の解析手法の参考とするものである。

通常の杭基礎ではフーチングより下方の杭の質量を無視して動的解析を行うのが一般的である。本調査が対象としている脚付きケーソン基礎の脚部は、沈設されたケーソンの下方に大口径の場所打ち杭を密に打ちこむため、脚杭ならびにそれらによって囲まれた部分の土の質量を考慮するか、しないかが動的解析の結果にかなりの影響を与えるものと考えられる。また、力学モデルの設定にあたって、脚部の質量を集中させる点（質量格点）および地震時の振動を周辺の地盤から脚部へ入力させる点（入力格点）のとり方も動的解析の結果に影響を与えるものと考えられる。

本調査では、脚部の質量を無視したモデル、質量を無視しないが質量格点ならびに入力格点のとり方を変えたモデルについて応答スペクトル法による動的解析を行い、それらの結果を比較して脚部の質量効果ならびに解析モデル上の格点のとり方が解析結果に及ぼす影響を検討する。

本調査で設定した脚付きケーソン基礎の構造寸法は前年度と同じものであり、明石海峡大橋下部工一般図（2P、3P）および櫃石島橋下部工構造図（HB3P）を参考にして設定し、地盤条件は脚付きケーソン基礎設置予定地点付近のものをを用いた。

前年度の群杭効果に関する調査をもとに、本年度の動的解析に用いる地盤ばね定数は変形係数 $E = 2400 \text{ kg/cm}^2$ を用いて、「道路橋示方書IV下部構造編（以下、下部構造編という）・8章くい基礎の設計」に従って設定した地盤ばね定数および群杭効果を想定した地盤ばね定数の2種類を考えた。

下部構造編に従って設定した地盤ばね定数は脚杭1本あたりの地盤ばねを求め、それを脚杭の本数倍するものである。このとき、下部構造編に示されているくい中心間隔とくい径との比による補正係数を乗じて群杭効果による横方向地盤ばねの低減を考慮している。

群杭効果を想定した地盤ばね定数では、脚部を脚杭の外周で囲まれるケーソンと考えて地盤反力係数および地盤ばね定数を算出している。この場合、地盤ばねはケーソンと同様の評価を行っており、動的解析では脚部の杭剛性は保持している。この手法により求めた地盤ばねは前年度求めた群杭効果を含む地盤ばねに類似した特性を有している。

脚部の質量効果ならびに解析モデル上の格点のとり方が動的解析の結果に及ぼす影響を、固有周期、ケーソン重心位置での加速度ならびに変位、ケーソンの回転角、脚頭部における脚杭32本分のせん断力ならびに曲げモーメントに着目して検討した。

本調査により脚付きケーソンのモデル化について以下の結論を得た。

- (1) 脚部の格点のとり方に関して、その粗密が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの挙動に着目した場合は小さく、脚頭部の断面力に着目した場合は大きい。

- (2) 脚部の質量格点のとり方に関して、その粗密が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの挙動に着目した場合は小さい。脚頭部の断面力に着目した場合は比較的大きくなるが地盤ばね定数の設定方法により、その影響の程度は異なる。
- (3) 脚部の質量効果が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの変位に着目した場合は小さい。ケーソンの加速度および脚頭部の断面力に着目した場合は地盤ばね定数の設定方法により、その影響の程度は異なる。

1-7 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験

(1) ま え が き

明石海峡大橋は、現段階において、主径間 1780 m で計画されている長大吊橋である。明石海峡大橋の場合、ケーブル最大張力あるいは塔頂最大鉛直力のうち、死荷重の占める割合が約 9 割であるため、変動の小さい死荷重、変動の大きい活荷重の双方を正しく評価していると言い難い現行の許容応力度設計法により設計することは合理性を欠くとの指摘がある。

本調査研究は、確率論的に十分な検討がなされていない活荷重、特に長大スパンにおいて問題となる L 荷重について、シミュレーション解析等を通じて、その特性値を検討することを目的とする。

(2) シミュレーションの手順等

計算機によるシミュレーションによって、完全渋滞時（車間距離=1.0 m）および自然渋滞時（車間距離=2.1 m）における橋梁上の自動車列を再現するが、シミュレーションのフローは図 1-1 に示すとおりである。

すなわち、乱数により、任意の車両の車種をあらかじめ設定した混入率特性より決定する。続いて、乱数により、その車両の総重量、車両長を決定する。このようにして定めた車両を橋梁上に配置して、一回の渋滞状態が再現される。

このようなシミュレーションを多数回（1 万回）繰り返すことによって、あるケース（例えば、大型車混入率=20%，支間=2000 m，車線数=6，車間距離=1 m のケース）の活荷重による断面力の頻度分布を作成することができる。

この結果を基に、活荷重に付与すべき荷重係数の確率分布の型を決定するものであるが、今回のシミュレーション結果を確率紙にプロットした場合、二重指数分布が比較的良好な結果を示したので、分布型としては二重指数分布を採用することとし、極値理論を用いて供用期間中に最大となる活荷重係数を算出した。

なお、活荷重係数の算出にあたって、設計荷重値は本四基準に定める L 荷重を用いている。また、活荷重係数は、大型車混入率、支間、車線数、車間距離、供用年数、渋滞回数を変化させた各種ケースに対応して算出している。

(3) 活荷重係数計算結果

上述した手順により求めた各ケースの活荷重係数値をもとにし、設計荷重を現行の本四基準に定める等価 L 荷重とすると明石海峡大橋に適用することが妥当と考えられる活荷重係数は、1.593 となる。

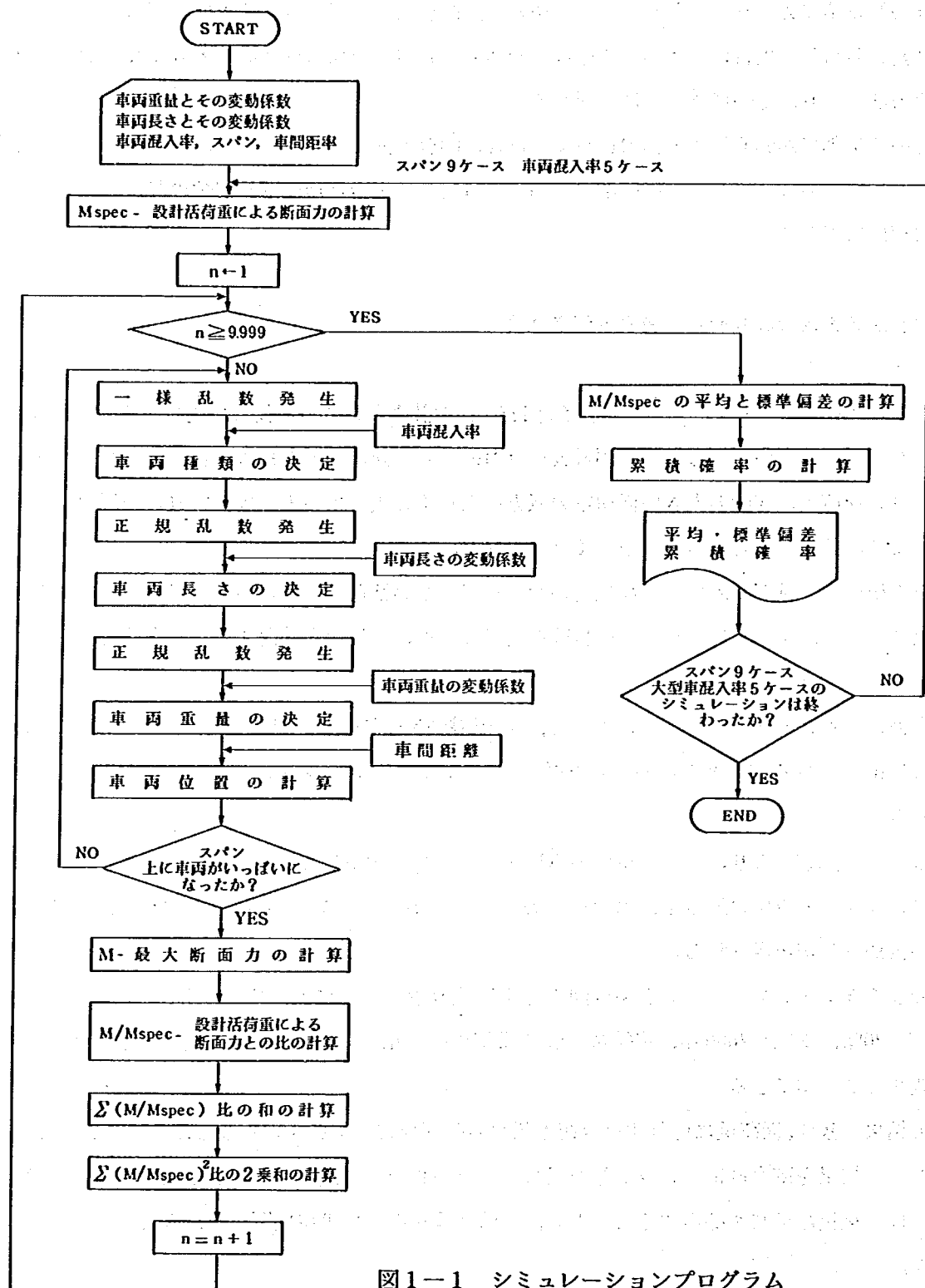


図1-1 シミュレーションプログラム

ただし、この活荷重係数設定には以下の前提を置いた。

① スパン=2000 m

② 車線数=6

(以下は、現時点の計画による)

③ 大型車混入率=20%

(大型車混入率は場合によって 20% を越えることが十分予想されるが、完全渋滞時において、しかも、毎回の渋滞時において混入率 20% を越えることは想定され難い)

④ 完全渋滞回数 $\approx$ 1 回/1 カ月

(事故率、交通管理体制等を勘案すると、完全渋滞が月に 1 回発生することは安全に過ぎるが、渋滞回数が係数に与える影響が大きいことを考慮した)

⑤ 活荷重係数を求める断面力は、自動車列または設計 L 荷重によってけたに生じる曲げモーメントとする。

1-8 海中構造物に関する調査試験

本州四国連絡橋の明石海峡大橋は主塔基礎および築島を海中に建設する計画である。これらの構造物は日本でも有数の速い潮流が流れる明石海峡に建設されるため、潮流の流況や海底および沿岸の地形に影響を与える可能性がある。本調査の目的は基礎工の建設が潮流に及ぼす影響を水理模型実験により明らかにして、対策を検討することである。

調査は昭和 58 年度から 3 カ年計画で行う。本年度は明石海峡模型水槽の製作と同水槽を用いた潮流の流況特性の再現性検証実験を行った。来年度は基礎工建設に伴う潮流への影響を調査する。最終年度は対策を検討して、これらの成果をとりまとめる。

明石海峡の潮流は海峡付近の海底地形の影響を強く受けて流れている。このため模型範囲は明石海峡を中心として大阪湾、播磨灘を一部含む海域とした。具体的には東経 $135^{\circ}00'$ 、北緯 $34^{\circ}35'$ の位置を基準点として、東側 9 km、西側 7 km、北側 8.5 km、南側 5.5 km の範囲の水域を模型に再現した。模型のスケールは原型に対して水平縮尺 1/1000、鉛直縮尺 1/500 とした。水理模型実験の相似則はフルードの相似則を採用した。

潮流を発生させる装置として海浜流発生装置を用いた。本装置は水槽の一端から取水し他端からその水を吐出することにより、模型水槽に流れを発生させるものである。海浜発生装置では定常流だけでなく、流量を周期的に変化させることができる。

実験は実験条件を決定するための予備実験、一方向一定流量を流した定常流実験および現地スケールで周期 12 時間の正弦波流量を流した周期流実験から成る。予備実験では定常流量を変化させ海峡中央部の代表地点の流速を測定し、周期流の最大流量を $4.5 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{sec}$ に決定した。また定常流実験の流量を周期流最大流量の 0.83 倍、1 倍、1.17 倍として、東流西流 2 方向、合計 6 ケースの実験を行い流況を測定した。周期流実験では $\pi/6$ 位相ごとに 12 回流況を測定した。また $\pi/8$ 位相ごとに 17 回流速を測定した。

定常流実験の結果は次のとおりである。東流時には海峡中央部の潮流は北側よりも南側が早く、流向は東である。海峡を全体的に見れば海峡中央部より東側に潮流の早い場所がある。西流時には海峡中央部では中央の潮流が最も早く、流向は西北西である。全体的には中央部から西側にかけて早い潮流が現われる。また淡路島の最北端松帆崎付近や本州沿岸で、東流時あるいは西流時に反流域が生じている。現地データと比較した結果主流部の流況はほぼ一致した。

周期流実験の各位相の流況図より潮流の最強時に松帆崎付近や本州側沿岸で反流域が生じ、主流の減速

第2章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室 足立 義雄
吉川 良行
阪井 清志
小沢 栄師

2-1 ま え が き

本州四国連絡橋が陸上を通るときには非常に高い高架構造になるところがあり、そこから伝播する騒音は長距離、広範囲におよぶことも考えられる。長距離におよぶ騒音伝播に対しては、風、温度などの気象条件がどの程度影響を与えるかについて検討することも必要であり、それについてはこれまでのところあまり調査がなされていない。そこで、ここでは地表付近の温度が騒音の伝播におよぼす影響について、基礎的な調査を行った。

これまでには、既往の文献調査や音源を地上および地上より10mの高さに設置した伝播実験を行っている。今年度は昨年度までの成果を含めて総合的に取りまとめることを目的として、実験面と理論面の両方から検討を加えている。また気象観測データより逆転層の強度や出現頻度についても取りまとめている。

また、自動車より大気中に放出される物質のひとつとして、粒子状物質について、その知見と問題点について簡単に文献によりまとめた。

2-2 騒音伝播における気温の影響

(1) 実験結果

利根川遊水地内で、周囲の良く開けた平坦な裸地において、逆転現象が起こりやすい冬期の快晴でほとんど風のない日に実験を行った。無指向性に近い12面体スピーカーを用いて、125 Hz から2 kHzまでの周波数域を含む広帯域ノイズの断続音を発信させ、音源の両側に設置した受音点で測定を行った。また騒音測定の前あるいは後に係留ゾンデを用いて地上から高度約300mまでの気温、湿度、風向、風速の観測を行った。

風の影響を取り除くため音源の両側に設置した受音点の音圧レベルを平均して、温度勾配の影響を検討している。また温度勾配の値は地表面付近が最大であり、(2)での理論的検討からもわかるように、音源より200m以内の受音点に到達する音線に影響をおよぼす大気層は地上から10mくらいに限られるため、ここでは温度勾配の値として、地上と地上10mの気温の差から求めた値を用いた。

周波数別の相対レベルに道路交通騒音の平均的なスペクトル(A特性)をあてはめて騒音レベルに相当する値を求め、温度勾配との関係を示すと図2-1のようになる。また回帰直線のY切片(中立時の相対レベルとみなせる)と傾き(温度勾配影響度とみなせる)を表2-1に示す。

この結果より騒音レベルに対して温度勾配の影響がみられるのは、音源が地上にあり、受音点の高さ

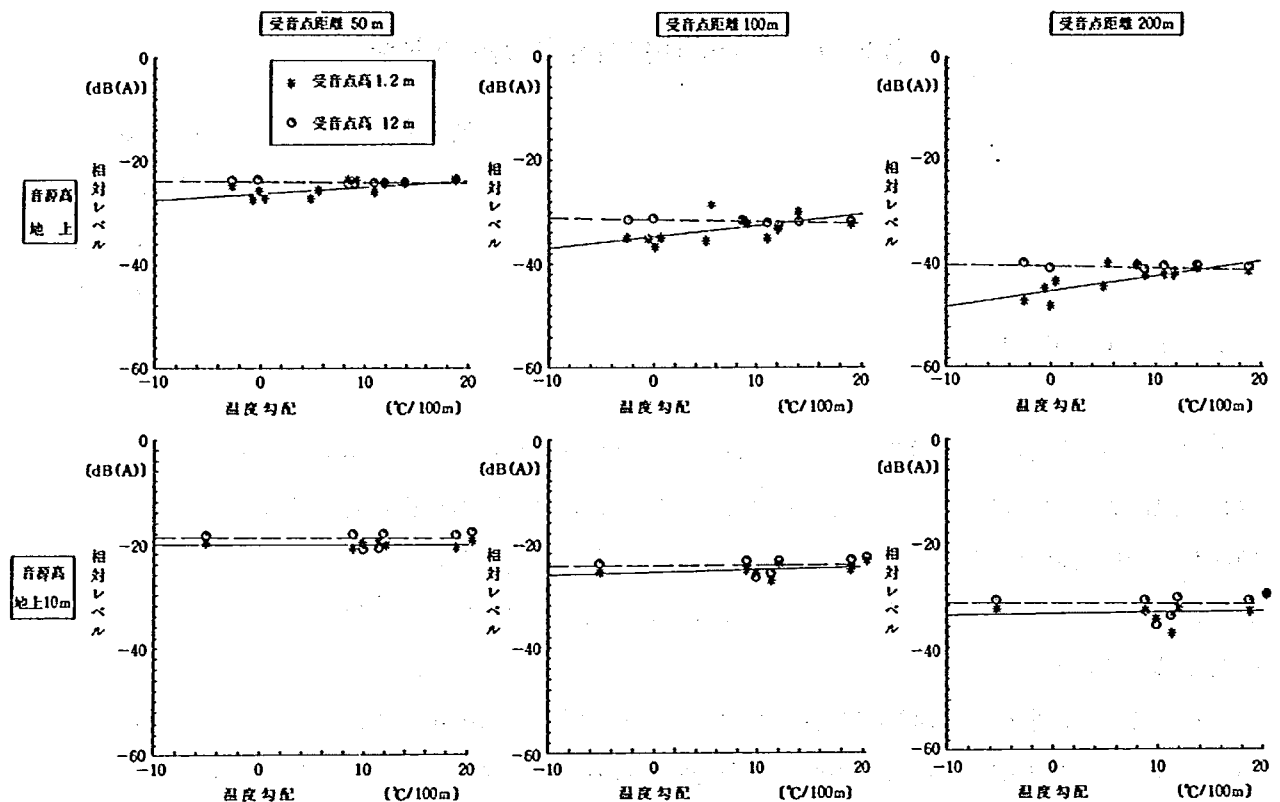


図2-1 実験結果

表2-1 実験結果

音源高 m	受音点高 m	受音点距離 m	中立時相対レベル dB(A)	温度勾配影響度 dB/1°C/100m
0	1.2	50	-26.3	0.13
0	1.2	100	-34.9	0.21
0	1.2	200	-45.0	0.28
0	12.0	50	-19.5	0.01
0	12.0	100	-26.0	0.05
0	12.0	200	-33.4	0.03
10	1.2	50	-24.0	-0.01
10	1.2	100	-31.7	-0.04
10	1.2	200	-40.5	-0.04
10	12.0	50	-18.3	0.0
10	12.0	100	-24.5	0.01
10	12.0	200	-31.5	-0.01

が1.2mの場合における100および200m地点であり、影響の程度は温度勾配1°C/100mにつき100m地点で0.2dB(A)、200m地点で0.3dB(A)程度である。

(2) 理論的検討

ここでは参考文献1)のA. R. Kriebelの手法を参考にしながら、スネルの屈折の法則を基本として、風および温度勾配の影響を含んだ音線伝播のシミュレーションを行った。関係式を示すと次のようになる。

$$\tan \theta_r = \frac{dz/dt}{dx/dt} = \frac{c \cdot \sin \theta}{u + c \cdot \cos \theta} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

$$u + c/\cos \theta = u_0 + c_0/\cos \theta_0 \dots\dots\dots (2.2)$$

$$c = 331.5 + 0.61 T \dots\dots\dots (2.3)$$

x : 水平軸方向の座標 (音源からの距離) (m)

z : 鉛直軸方向の座標 (地上高) (m)

t : 時間 (s) u : 風速 (m/s)

c : 音速 (m/s) θ_r : 音線と水平軸のなす角度

T : 温度 (°C) θ : 波面と水平軸のなす角度

c_0, u_0, θ_0 : 音源位置における初期条件

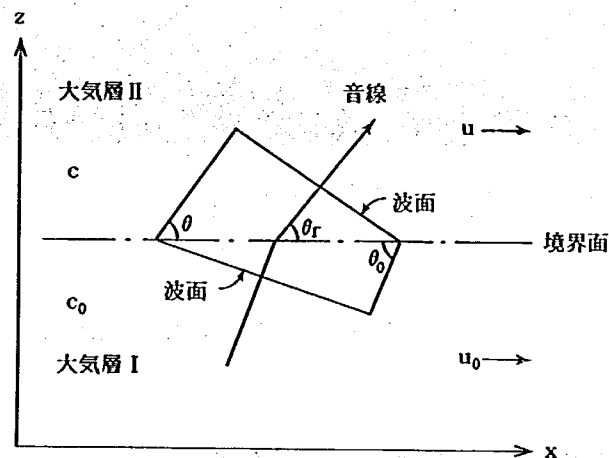


図2-2 音線の屈折

式(2.2)がスネルの屈折の法則の式であり、式(2.1)は風がふいた場合に音のエネルギーの伝播方向が波面に垂直の方向よりずれるという現象を表すものである。

実験時の気象観測データ(昭和57年12月8日、午前6時)を用いて、音源を地上と、地上10m、および20mに設定してシミュレーションを行った場合の結果を図2-3～5に示す。但し温度は10mおきの測定値しかないので、3次式による補間と移動平均により各層の気温の推定値を求めており、図2-6のように設定している。また風速の値は0m/sと仮定している。

図2-3～5からわかるように温度勾配は音線の伝達に対してそれほど影響しない。また3つの図を比較すると、音源が地上に設置された場合には地表面付近の音線の密度が非常に高いのに対し、10m、20mと音源が高くなるに従って地表面付近の音線の密度が低くなる傾向が読み取れる。

さらに受音点距離が50, 100, 200, 400mで高さが地上1.2, 3.5, 7, 12mの各受音点における音圧レベルを計算しており、その結果を表2-2に示す。

表からわかるように音源が地上に設置された場合には、温度勾配の影響は受音点が音源から遠く、かつ地上に近いほど大きいことがわかる。この傾向は(1)の実験結果から得られた値と対応しており、(1)の実験結果が理論的に裏付けられたといえる。また受音点距離400m、高さ1.2mの値が8.37(dB)となっ

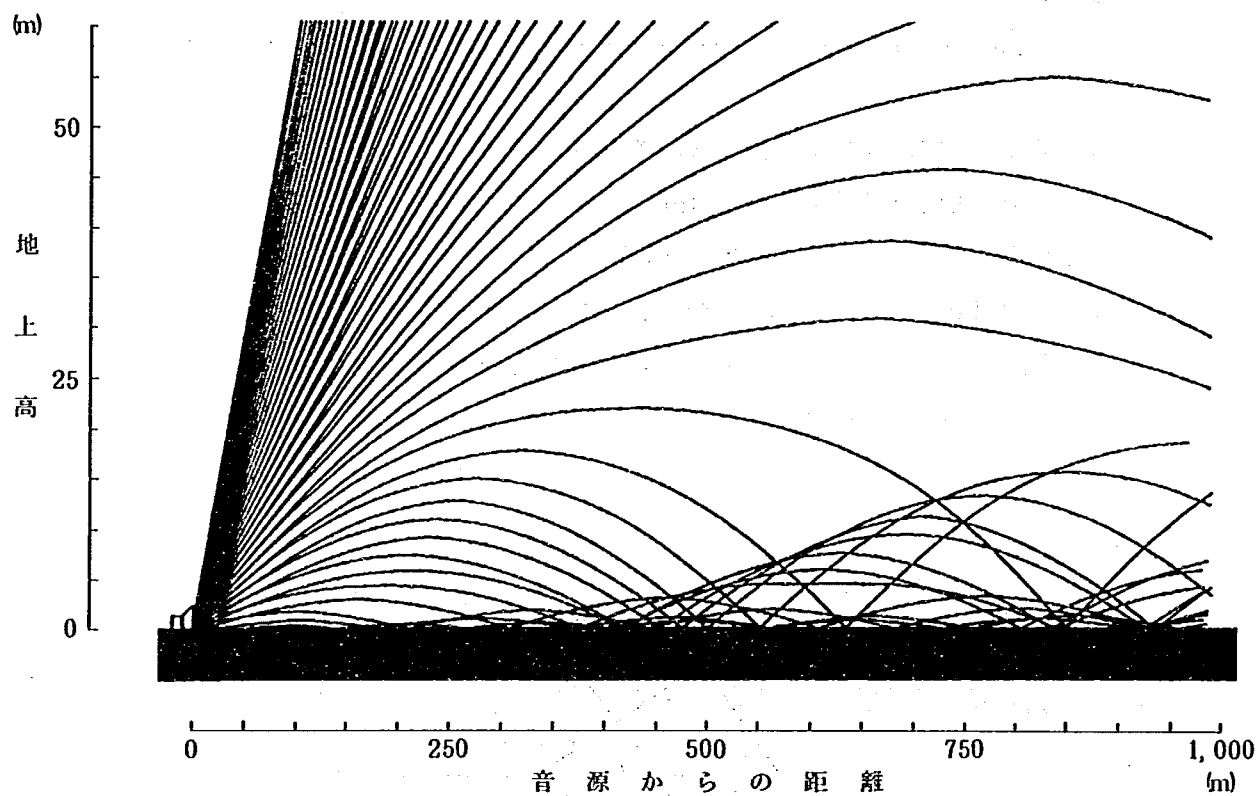


図 2-3 音源が地上の場合の音線伝播状況

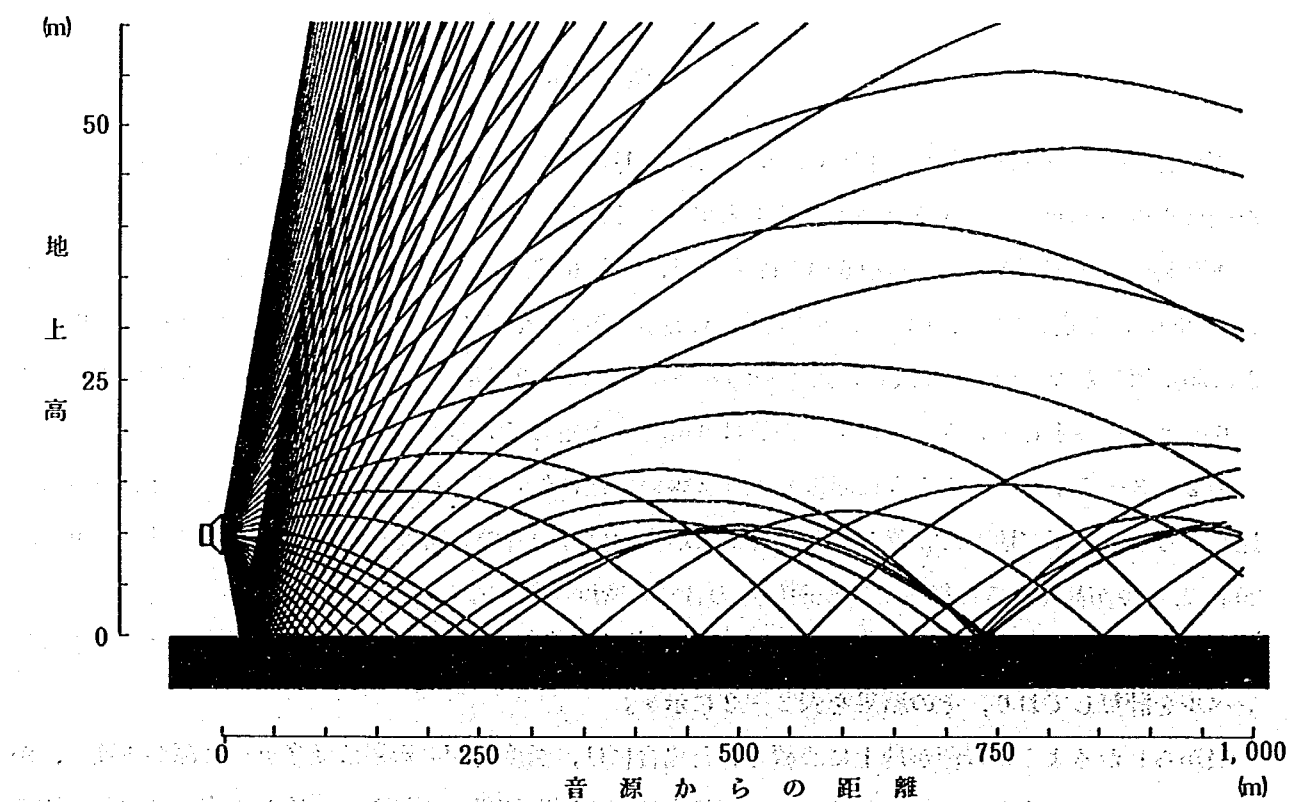


図 2-4 音源高 10 m の場合の音線伝播状況

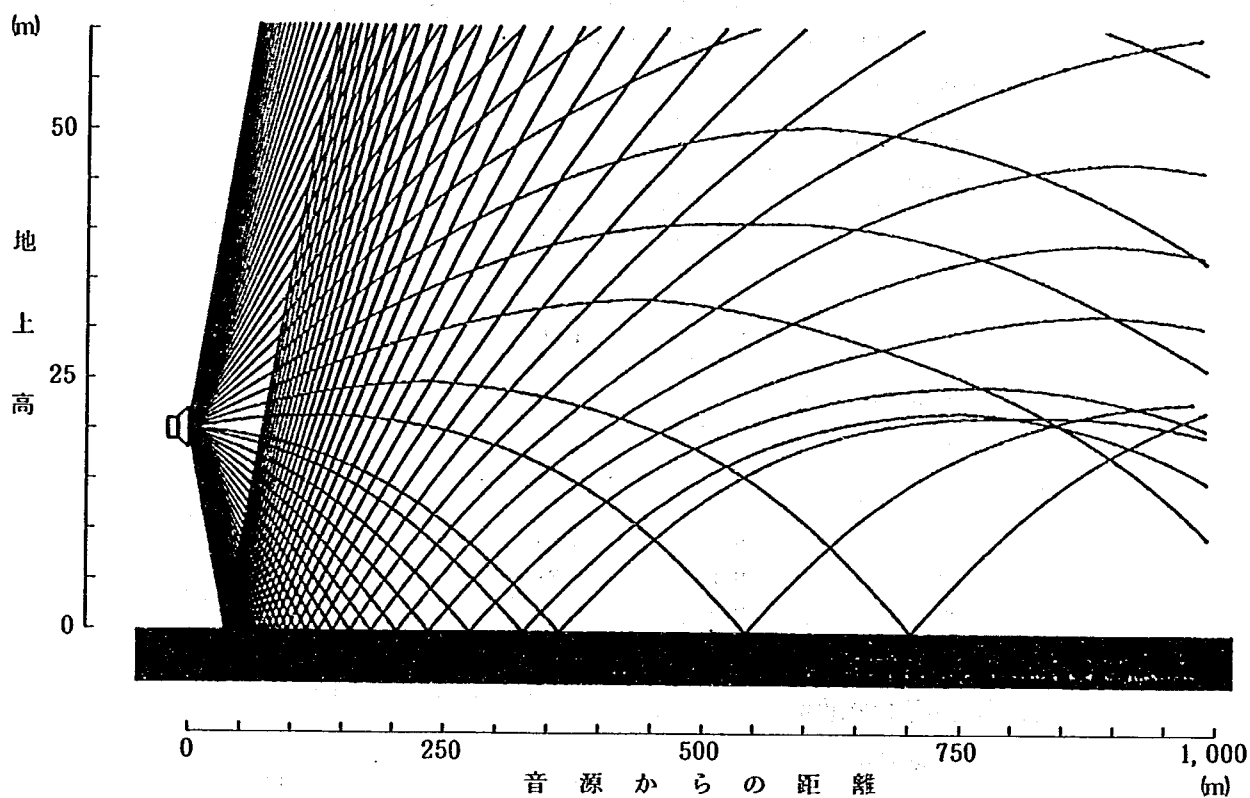


図 2-5 音源高 20 m の場合の音線伝播状況

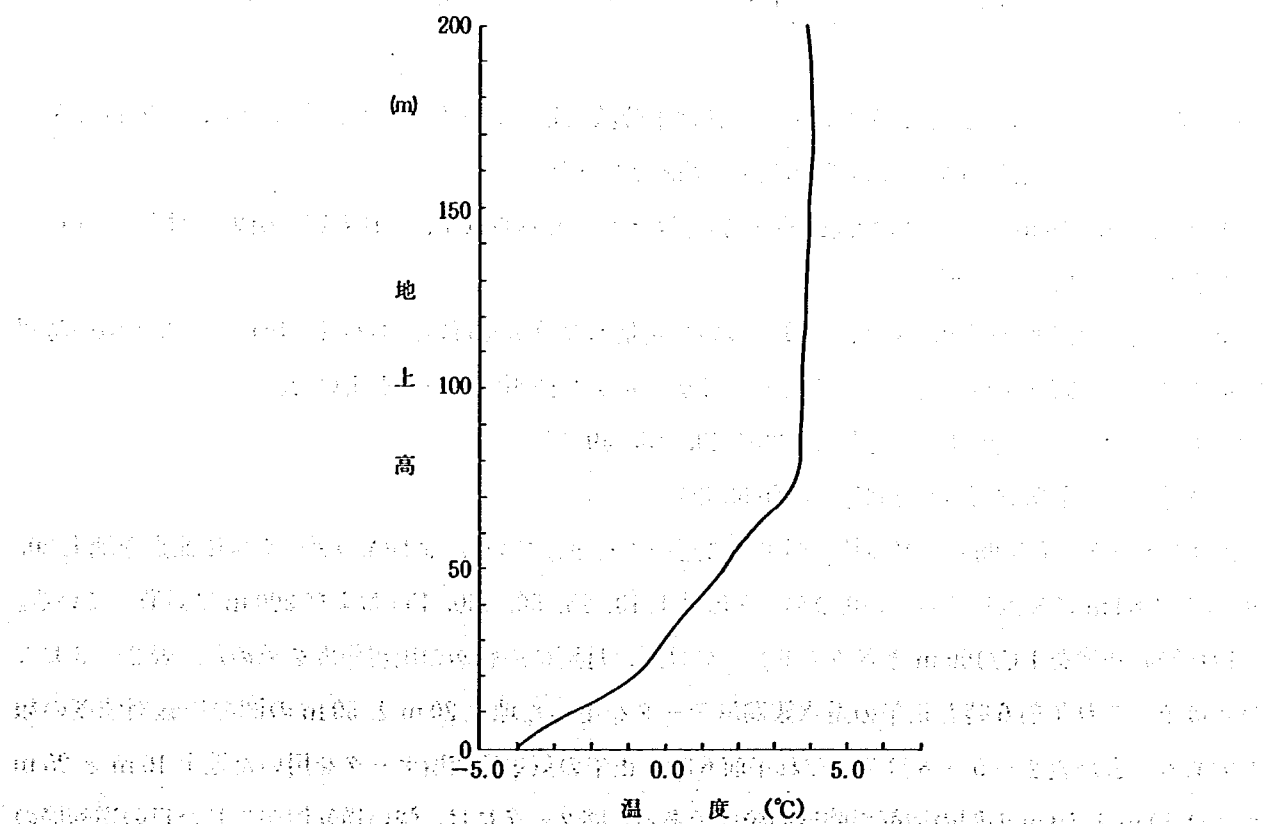


図 2-6 設定条件 (温度勾配)

表 2-2 シミュレーション結果
(中立時に対する逆転時の音圧レベルの変化 (dB))

(1) 音源高：地上

受音点高(m) 受音点距離(m)	1.2	3.5	7.0	12.0
50	0.18	0.07	0.02	0.07
100	0.27	0.27	0.18	0.19
200	1.75	0.67	0.55	0.50
400	8.37	1.86	0.58	-0.13

(2) 音源高：10.0m

受音点高(m) 受音点距離(m)	1.2	3.5	7.0	12.0
50	0.03	0.05	0.04	-0.03
100	0.17	0.21	0.18	-0.18
200	0.62	2.21	0.73	0.39
400	-0.77	-0.62	3.00	2.88

(3) 音源高：20.0m

受音点高(m) 受音点距離(m)	1.2	3.5	7.0	12.0
50	0.07	-0.03	0.0	0.05
100	0.0	0.04	0.04	-0.01
200	0.02	0.08	0.08	0.08
400	-1.62	-0.85	-0.85	1.06

ているがこれについても距離が大きいので騒音は十分減衰しているため影響は少ないものと思われる。
実際(1)の実験では暗騒音レベル以下で測定不可能であった。

また音源高が 10 m の場合には温度勾配の影響はほとんどみられず、これも実験結果と対応している。

(3) 温度勾配の強度および頻度

年間の気温の接地逆転層の強度、頻度について定量的な分析を行い、あわせて出現および消滅の時間的推移について調査を行った。データとしては次に示す 2 種類のデータを用いた。

(A) 本四公団 垂水観測塔 (3 時間毎 昭和 40, 45, 49 年)

(B) 運輸省 気象研究所 (1 時間毎 昭和 55 年)

2 つのデータとも年間の気温の状況が平年に近い年を選んでいる。なお(A)のデータは観測点を地上 20, 50 および 80 m に設置しており、(B)のデータは地上 10, 25, 50, 100, 150 および 200 m に設置している。

逆転層の強度を $1^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$ きざみでランク分けし、月別に逆転層の出現頻度を求めた。表 2-3 および 4 はそれぞれ午前 6 時と正午の垂水観測塔データを用いた地上 20 m と 50 m の間の逆転層強度の頻度である。また表 2-5 ~ 8 はそれぞれ午前 6 時と正午の気象研究所データを用いた地上 10 m と 25 m および 10 m と 50 m の間の逆転層強度の頻度である。図 2-7 には、強い逆転層が生じた日の逆転層の出現および消滅の推移を示す。

表2-5からわかるように、午前6時では、12月から3月に強い逆転層がみられ、4月から6月にはほぼ0~5°C/100mの逆転層が多く、8月から10月には逆に正転層が多くなっている。また表2-6からわかるように、正午では、各月とも逆転層は解消されており、8月から12月には正転層が多くなっている。温度勾配10°C/100m以上の強い逆転層の出現頻度としては年間で12月から3月に各月5日程度みられるくらいで、また時間的にも限定されている。

表2-5、6と表2-7、8とを比較すると、地上10~25mの間の温度勾配の方が、地上10~50mの間の温度勾配よりも大きいことがわかり、地表に近いほど温度勾配が大きいといえる。

表2-3、4と表2-5、6とを比較すると垂水観測塔では正午でも逆転層が解消しない場合が多く、これは塔の放射熱の影響をうけているためと思われる。

図2-7によれば逆転層は22時頃から生じはじめ、明け方の6、7時頃最も強くなり、8時のデータが示すように、日の出とともに地表面付近から解消し、9時にはほぼ全層にわたって解消するということがわかる。

(4) 結 論

以上の調査により得られた結果は次のとおりである。

1. 音源の位置が地上の場合、音源からの距離が遠いほど、また地表面に近いほど温度勾配の影響が大きい。騒音レベルに換算した場合温度勾配1°C/100mにつき、100m地点の地上1.2mで0.2dB(A)、

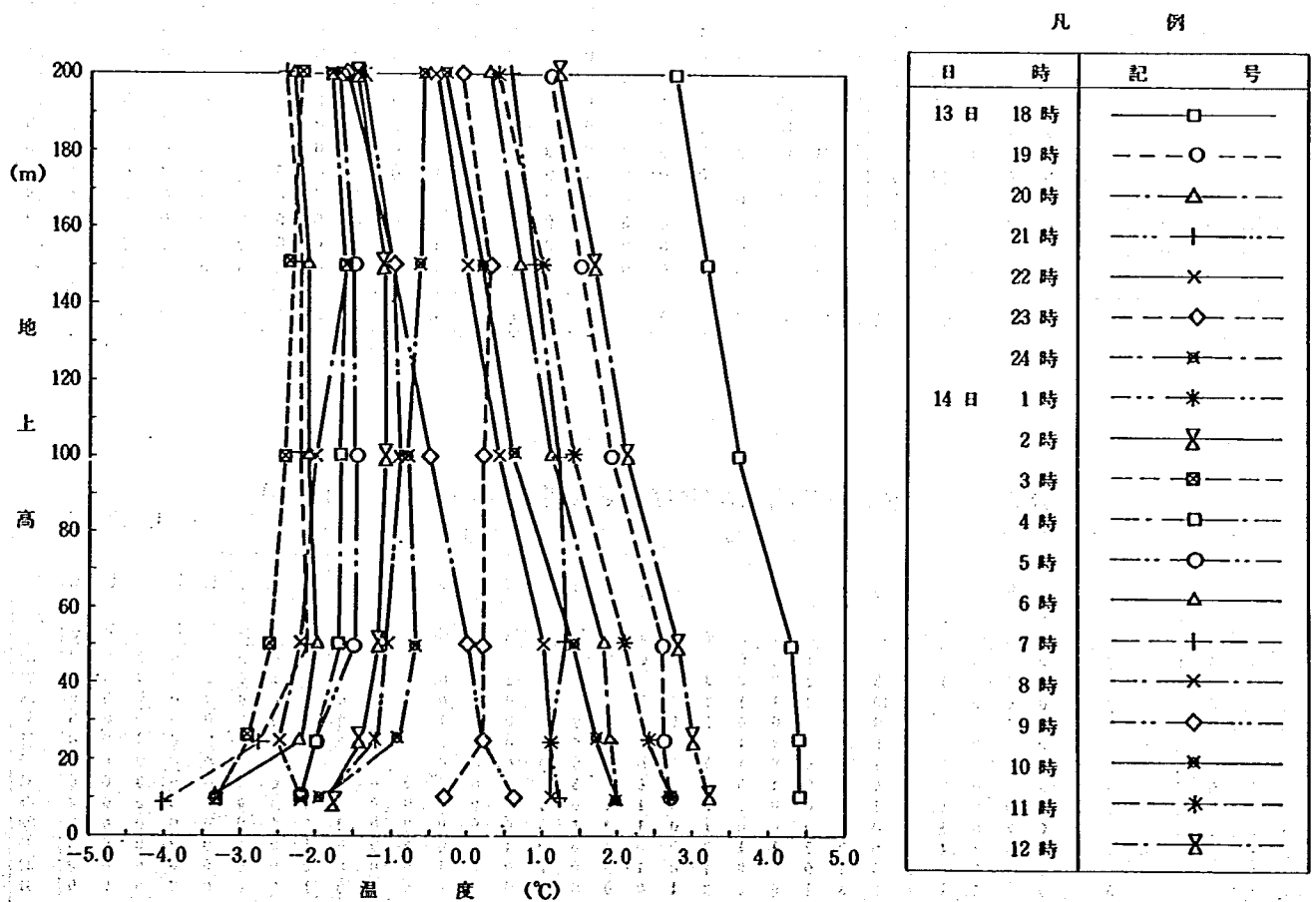


図2-7 気温の鉛直分布

表2-3 逆転層強度別出現頻度 (垂水観測塔データ 午前6時)

単位: 日 (3年間の合計)

	温度勾配 (°C/100m)																				今年
	-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	
1月	0	0	0	0	0	0	0	0	8	15	16	5	9	4	2	7	1	4	4	4	88
2月	0	0	0	0	0	0	0	3	13	20	10	4	3	3	6	0	2	2	4	4	84
3月	0	0	0	0	0	0	0	6	7	13	11	7	9	8	3	4	5	2	4	2	93
4月	0	0	0	0	0	0	0	1	9	25	18	4	7	4	2	3	3	2	2	4	90
5月	0	0	0	0	0	0	0	0	9	23	16	10	8	7	5	3	2	3	1	1	93
6月	0	0	0	0	0	0	0	2	17	18	16	6	3	3	0	2	2	1	1	0	72
7月	0	0	0	0	0	0	0	0	26	22	25	12	5	1	2	0	0	0	0	0	93
8月	0	0	0	0	0	0	0	7	30	7	7	15	0	5	2	3	2	1	0	0	88
9月	0	0	0	0	0	0	0	2	29	14	3	6	5	3	7	4	6	1	2	1	86
10月	0	0	0	0	0	0	0	2	14	12	10	2	5	4	6	3	6	8	4	1	91
11月	0	0	0	0	1	0	0	3	7	16	5	2	5	3	0	2	2	5	6	8	81
12月	0	0	0	0	0	0	0	5	18	13	11	11	6	2	2	3	1	4	2	3	90
合計	0	0	0	0	1	0	0	31	187	198	148	84	73	47	37	34	32	33	30	27	1049

欠測48日

表2-4 逆転層強度別出現頻度 (垂水観測塔データ 正午)

単位: 日 (3年間の合計)

	温度勾配 (°C/100m)																				今年
	-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	
1月	0	0	0	0	0	0	7	36	28	14	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	88
2月	0	0	0	0	0	0	7	29	25	15	3	2	2	1	0	0	0	0	0	0	84
3月	0	0	0	0	1	0	5	34	24	18	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	93
4月	0	0	0	0	1	0	2	16	17	25	18	5	3	2	0	0	0	0	0	0	89
5月	0	0	0	0	0	0	1	10	20	18	23	10	7	2	1	0	0	0	0	0	93
6月	0	0	0	0	0	1	0	3	25	16	9	10	2	1	2	0	0	0	0	0	69
7月	0	0	0	0	0	0	1	3	32	19	24	10	2	2	0	0	0	0	0	0	93
8月	0	0	0	0	0	0	4	14	25	12	22	8	2	0	0	0	1	0	0	0	88
9月	0	0	0	0	0	0	0	26	42	16	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	88
10月	0	0	0	0	0	0	3	29	54	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	92
11月	0	0	0	0	0	0	4	37	33	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	83
12月	0	0	0	0	1	4	11	35	27	10	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	90
合計	0	0	0	0	3	5	45	272	352	176	115	51	18	8	3	0	1	0	0	0	1050

欠測47日

表2-5 逆転層強度別出現頻度 (気象研究所データ 午前6時)

単位: 日 (地上10~25m, 1年間)

	温度勾配 (°C/100m)																							今年
	-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	
1月	0	0	0	0	0	0	0	2	2	3	8	1	4	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	29
2月	0	0	0	0	0	0	0	1	1	5	5	2	3	0	3	0	3	0	0	0	2	0	0	29
3月	0	0	0	0	0	0	0	3	3	10	3	3	1	1	0	0	2	0	0	0	0	1	0	28
4月	0	0	0	1	0	0	1	0	2	9	8	2	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	30
5月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	15	6	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
6月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	12	6	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
7月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	2	4	5	4	2	6	1	3	1	0	0	31
8月	0	0	0	0	3	5	9	0	4	0	1	1	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	28
9月	0	0	0	0	1	0	7	8	6	3	0	1	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	29
10月	0	0	0	1	2	1	5	1	4	3	6	3	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	30
11月	0	0	0	0	0	0	1	3	12	2	5	1	0	1	0	1	0	1	0	2	0	0	1	30
12月	0	0	0	0	0	0	2	1	9	1	7	3	1	0	0	2	1	0	0	0	0	1	0	31
合計	0	0	0	2	6	6	25	13	43	17	53	63	23	27	9	13	5	15	3	5	5	4	1	356

欠測10日

表2-6 逆転層強度別出現頻度 (気象研究所データ 正午)

単位: 日 (地上10~25m, 1年間)

		温 度 勾 配 (°C/100m)																								合 計											
		-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16	16~17	17~18	18~19	19~20	20~21	21~22	22~23	23~24	24~25	
1	月	0	0	0	0	0	0	2	3	19	4	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
2	月	0	0	0	0	0	0	0	6	17	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29
3	月	0	0	0	0	0	0	0	1	0	11	6	8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27
4	月	0	0	1	1	1	0	1	3	8	3	6	5	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
5	月	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1	5	11	10	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
6	月	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	7	10	3	7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
7	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	2	8	3	3	0	1	2	3	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
8	月	0	0	1	3	10	3	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26
9	月	0	0	1	4	6	4	11	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28
10	月	0	0	0	0	6	6	18	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
11	月	0	0	0	0	2	2	22	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
12	月	0	0	0	0	2	4	20	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
合 計		0	0	3	8	27	19	79	21	64	22	37	29	5	17	4	3	0	2	2	3	4	3	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	354

欠測12日

表2-7 逆転層強度別出現頻度 (気象研究所データ 午前6時)

単位: 日 (地上10~50m, 1年間)

		温 度 勾 配 (°C/100m)																				合 計											
		-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16	16~17	17~18	18~19	19~20		
1	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	4	3	5	3	1	2	1	2	2	0	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	30
2	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	4	5	4	1	1	1	1	1	2	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	29
3	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	8	4	2	1	0	3	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28
4	月	0	0	0	0	0	0	0	0	2	5	13	4	0	0	3	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
5	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	16	5	1	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
6	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	19	4	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
7	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	9	9	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
8	月	0	0	0	0	0	0	0	4	9	5	3	1	5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
9	月	0	0	0	0	0	0	0	0	3	12	8	2	0	1	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29
10	月	0	0	0	0	0	0	1	0	5	5	2	4	4	1	1	1	1	1	1	2	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	31
11	月	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	4	5	2	0	0	1	1	1	2	0	4	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	30
12	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	3	3	3	2	2	3	2	2	1	1	0	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	31
合 計		0	0	0	0	0	0	1	4	20	60	92	48	36	22	12	13	7	9	8	6	9	5	2	1	3	3	0	0	0	0	0	361

欠測5日

表2-8 逆転層強度別出現頻度 (気象研究所データ 正午)

単位: 日 (地上10~50m, 1年間)

		温 度 勾 配 (°C/100m)																				合 計										
		-10~-9	-9~-8	-8~-7	-7~-6	-6~-5	-5~-4	-4~-3	-3~-2	-2~-1	-1~0	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16	16~17	17~18	18~19	19~20	
1	月	0	0	0	0	0	0	0	2	12	16	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
2	月	0	0	0	0	0	0	0	0	19	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29
3	月	0	0	0	0	0	0	0	1	5	17	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27
4	月	0	0	0	0	0	0	0	2	2	10	12	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
5	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	15	8	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
6	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	12	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
7	月	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	12	4	4	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
8	月	0	0	0	0	0	0	0	0	6	15	2	0	0	1	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
9	月	0	0	0	0	0	0	0	0	9	17	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28
10	月	0	0	0	0	0	0	0	0	6	22	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
11	月	0	0	0	0	0	0	0	0	23	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
12	月	0	0	0	0	0	0	0	1	22	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31
合 計		0	0	0	0	0	0	2	27	154	107	44	6	6	8	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	359

欠測7日

200 m 地点の地上 1.2 m で 0.3 dB(A) の影響がみられるが、地上 12 m では影響は認められない。受音点位置がさらに遠くの場合の影響はもっと大きくなるが、その距離では騒音は十分減衰しているため問題にはならない。

2. 音源の位置が地上からはなれ 10 m あるいは 20 m になった場合、温度勾配の影響はほとんどみられない。
3. 年間を通じて気温の接地逆転層が生ずるのは冬期の夜間であり、温度勾配 $10^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$ 以上の強い逆転層が出現するのは 12 月から 3 月にかけて各月 5 日ほどであって、年間通じてほとんどの日、時間が温度勾配 $5^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$ 以下である。したがって年間を通じての騒音レベルに対する温度勾配の影響は $1\sim 1.5\text{ dB(A)}$ に過ぎないことがわかる。
4. (2) の理論的検討により、(1) の実験結果が裏付けられ、風の影響を含めた騒音レベルに対する気象条件の影響の理論的検討が可能になった。

2-3 粒子状物質の知見とその問題点

大気中に浮遊する粒子状物質には、工場、交通機関、家庭から人為的に発生するもののほか、海塩粒子、土壌のまきあげ、火山活動などの自然的な原因によって発生するものが含まれている。また、人為的、自然的な原因によって大気中に放出された各種のガス状物質が大気中で化学反応することによって生ずる二次粒子も多い。したがって、粒子状物質は、物理的、化学的に多種多様な物質より構成されていて、粒子の形状も石綿粒子のような繊維状のものから、球形、凝集した不定形のものまでさまざまである。

表 2-9 には各年度毎の主要発生源の寄与率推定結果をまとめて掲げた。6 主要発生源からの寄与率はほぼ 50% に達しており、年度毎の寄与率は、土壌 20%~25%、海塩 1~4%、鉄鋼工業 4~5%、廃棄物焼却 3~9%、石油燃焼 3~7%、自動車排気 9~14% 程度の範囲にある。石油燃焼の寄与は年度毎に着実に減少しているが、石油燃焼以外の寄与は経年的変化に乏しい。

自動車排気粒子の寄与はほぼ 10% と推定される。このうち、ディーゼル車排気粒子の占める割合は、排出係数から計算すると 88%~95% の範囲にあり自動車排気粒子の大部分がディーゼル車に由来するといわれている。

粒子状物質は、(1) 視程障害、(2) 動植物、器物、建造物、被服への影響、(3) 人の健康への影響を及ぼすと一般にいわれている。粒子状物質のうち「その化学的性質や生成過程にかかわらず粒径 $10\mu\text{m}$ 以下の粒子状物質」を浮遊粒子状物質として環境基準が定められている。

一般に大気中の浮遊粒子状物質の粒度分布は図 2-8 に示すように $2\mu\text{m}$ 付近が小さく、 $5\mu\text{m}$ と $0.5\mu\text{m}$ 付近にピークをもつ二山型 (bimodal) 分布をする特徴があり、通常、 $2\mu\text{m}$ 以上の粒子を粗大粒子、 $2\mu\text{m}$ 以下のものを微小粒子と呼んでいる。

交通に係る粒子状物質の発生源と排出物についての概要を表 2-11 に示す。粗大粒子、微小粒子は生成にかかわるエネルギーの大きさによってきまってくる。すなわち、微小粒子の生成には高いエネルギーが必要であって、機械的エネルギーよりも燃焼を含む化学的エネルギーが主としてその生成に寄与してい

表2-9 主要発生源の寄与率

年 度	50		51		52		53		54	
TSP($\mu\text{g}/\text{m}^3$)	49.4		57.5		43.1		53.7		39.0	
寄与(率)	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	%	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	%	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	%	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	%	$\mu\text{g}/\text{m}^3$	%
発生源										
土 壌	10.1	20.5	13.0	22.7	8.4	19.5	11.0	20.6	10.4	26.8
海 塩	1.5	3.0	0.7	1.2	0.8	2.0	1.4	2.6	1.4	3.6
鉄 鋼 工 業	2.3	4.6	2.6	4.6	2.1	4.8	2.6	4.9	1.6	4.2
廃 棄 物 焼 却	2.1	4.2	2.8	4.9	3.9	9.0	1.8	3.4	2.0	5.0
石 油 燃 焼	3.2	6.5	2.8	4.8	1.9	4.5	1.9	3.6	1.4	3.5
自 動 車 排 気	4.8	9.8	5.4	9.4	3.9	9.1	7.3	13.6	4.6	11.8
そ の 他	25.4	51.4	30.2	52.5	22.0	51.1	27.6	51.3	17.6	45.0

表2-10 浮遊粒子状物質の環境基準値

環境上の条件	1時間値の1日平均値が $0.10 \text{ mg}/\text{m}^3$ 以下であり、かつ、1時間値が $0.20 \text{ mg}/\text{m}^3$ 以下であること
測 定 方 法	濾過捕集による重量濃度測定方法又はこの方法によって測定された重量濃度と直線的な関係を有する量が得られる光散乱法、圧電天秤法若しくはベータ線吸収法
備 考	浮遊粒子状物質とは、大気中に浮遊する粒子状物質であって、その粒径が $10 \mu\text{m}$ 以下のものをいう

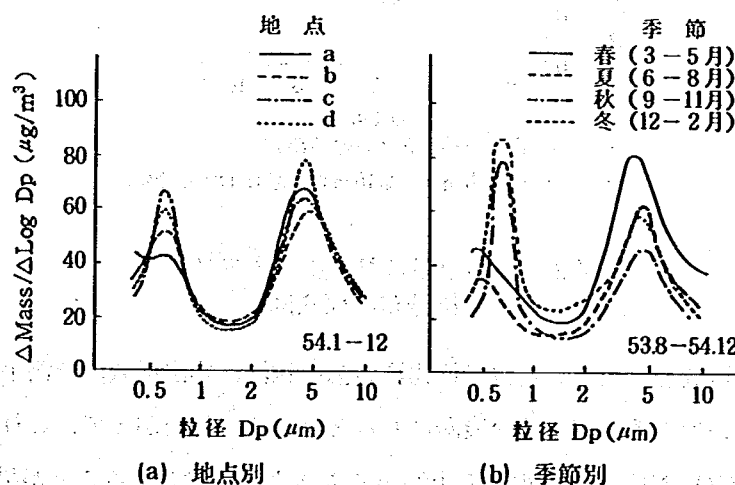


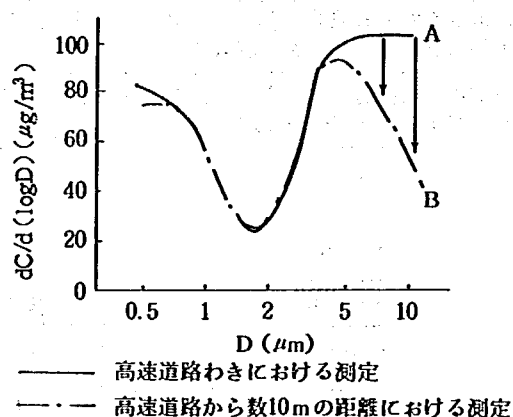
図2-8 浮遊粒子状物質の粒度分布の例

るものと考えられる。機械的な粒子生成ではその分布は粗大粒子側になる。

交通に関係する浮遊粒子状物質の粒径分布は、模式的には道路からの距離により図2-9のようになっている。これをみると道路端では比較的粗大粒子が含まれているが、短時間にこれらの粗大粒子は沈降し、数10メートル離れた地点においては、一般環境大気中の粒径分布と同じ二山分布になっていることがわかる。また、これ以外に地表面からの飛散などがあるとみなしうる。現在、道路の交通に伴って生じている浮遊粒子状物質について特性はほとんど明らかになっていない。

表 2-11 交通に関する粒子状物質

種 別	粒 径	排 出 物	備 考
排 気 管 (燃焼起因)	微小	・ディーゼル黒煙 ・その他の燃焼生成物 ・多環芳香族炭化水素(PAH) ・重 金 属 ・オイルミスト ・酸ミスト	主としてカーボン粒子ガソリンエンジン排気など変異原性の高い物質
走行装置 走行路 (機械的生成)	微小 粗大	・ゴム微粒子 ・金 属 粉 ・アスベスト ・アスファルト ・骨 材	主としてスパイクタイヤ、チェーンなどによる摩耗、地域性季節
そ の 他 (飛散・落下)	粗大	・土 壤 ・金属酸化物(さび等) ・土 砂 ・堆積土砂	再 飛 散

図 2-9 道路におけるエアロゾル
粒径分布の模式図

以上のように、沿道地域を対象とした粒子状物質の拡散状況、排出係数、予測手法などに関する研究は少なく、基礎資料からの積み重ねが必要な段階にあるといえる。したがって、これらについては今後研究が進み、ガス状物質(CO, NO_x)と同程度の予測ができるように検討することが早急に望まれ、かつ期待されている。

参 考 文 献

- 1) A. R. Kriebel: Refraction and Attenuation of Sound by Wind and Thermal Profiles over a Ground Plane, The Journal of the Acoustical Society of America, 1971. 6.
- 2) 溝畑 朗: 都市大気中粒子状物質における自動車排気の寄与率, 昭和 57 年度大気汚染学会講演要旨集。

第3章 舗装基準に関する調査試験

舗装研究室 飯 島 尚
小 島 逸 平
岩 崎 尚 義

3-1 土木研究所舗装走行大ループ鋼床版試験舗装調査

土木研究所舗装走行実験場大ループ内に架設した鋼床版試験橋梁は今年度で供用4年を経過した。

ループでは、後輪輪荷重を5tと7tに調整した荷重車5台を使用して走行実験を行ってきた。本年度は8月～2月の間にこれを実施した。この結果走行回数は5tで 2.32×10^4 回、7tでは 1.68×10^4 回となっている。さらに昨年度までの累積走行回数を加えると5t換算累積輪数は $N_s = \text{約 } 32 \times 10^4$ 回となる。路面性状調査は走行回数5000回ごとに行ってきた。

前年度までの調査では舗装のひびわれによる破損は認められていなかったが、今年度の調査で図-1に示すような箇所にひびわれが発生してきた。ひびわれ発生場所は第2橋梁のD工区(表-1参照)に位置しており、現在では80cm程度にのびてきている。これを長浦試験橋梁で橋梁構成が同じ第2工区と比較すると、長浦ではひびわれが確認された時の累積大型車交通量は $\text{約 } 90 \times 10^4$ 台であったが、土木研究所第2橋梁の累積走行回数では 23×10^4 回となっており、単純に比較すれば約1/4の大型車通過台数でひびわれが発生したことになる。これは、5tに調整した荷重車による走行実験の方が舗装の破損を促進させることを表わしているといえる。一方供用年数では前者が施工後7ヶ月、後者が2年11ヶ月と差があることから、舗装の施工に差があるものと推定される。

わだち掘れの推移を累積走行回数との関係で図-2に示した。夏場での変化はあまりみられなかったが、11月から12月ごろにかけての変化が多くみられ、ひびわれによる路面の乱れが影響しているものと予想される。59年2月のデータでは、第1橋梁では6.5mm、第2橋梁では4.2mmと第1橋梁が大きく現われている。この傾向は平坦性からみても同様な結果にある。この差は、下層舗装の種類の差の影響があるように思われ、グースアスファルトを使用している第1橋梁の方がわだち掘れが大きく現われたものと推定される。

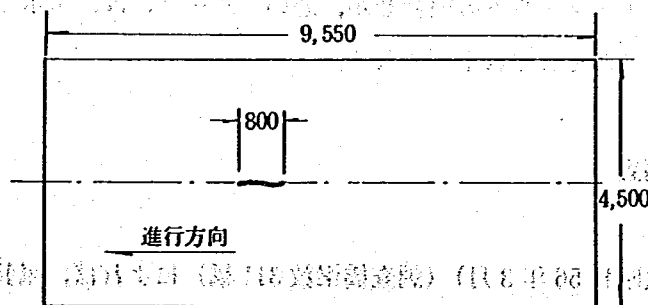


図-1 第2橋梁ひびわれ状態

表-1 舗装構成

工区 構成	第 一 橋 梁		第 二 橋 梁		
	A	B	C	D	E
防 錆 処 理	(亜鉛溶射)	〔原板一次〕 〔下地処理〕	(亜鉛溶射)		〔原板一次〕 〔下地処理〕
鋼床版表面 の 処 理	清 掃	ケ レ ン	清 掃		ケ レ ン
接 着 層	瀝青ゴム系接着剤		瀝青ゴム系接着剤		
防 水 層	な し		な し	シート防水	
下 層	(35 mm) グースアスファルト		(35 mm) 改質アスファルト		
タックコート	ゴム入アスファルト乳剤		ゴム入アスファルト乳剤		
上 層	(30 mm) 改質アスファルト		(30 mm) 改質アスファルト		

(注) 防錆処理の亜鉛溶射および下地処理は、設置鋼床版に処理済である。

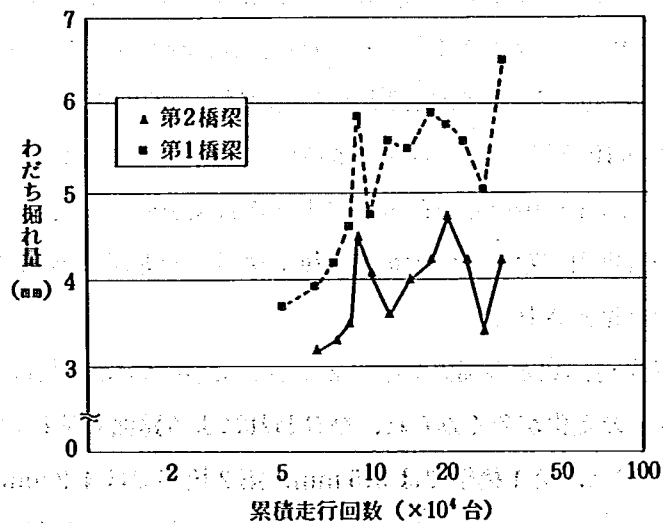


図-2 わだち掘れ量の経時変化

現在までの調査から、主としてわだち掘れ、ひびわれ率を中心に舗装の評価を行うと、良いグループには、改質アスコン+グースアスファルトの組合せが、悪いグループには、エポキシアスファルト混合物+グースアスファルトの組合せがそれぞれ上げられる。

3-2 長浦試験橋梁舗装調査

鋼床版舗装の現況調査(昭和56年3月)(調査橋梁数311橋)によれば、舗装の破損は橋軸方向に等間隔に発生する線状ひびわれが特徴的である。さらに代表的な橋梁について、ひびわれ発生位置と橋梁構造の対応を調査すると、縦リブに直近の位置、主桁ウェブ上、主桁直近の縦リブなど鋼床版構造と密接に関

表-2 クラックの発生位置

クラックの発生位置	件 数	割 合(%)
主 桁 ウ ェ ブ 上	12	35.3
主桁の直近の縦リブの間	18	52.9
縦 リ ブ 上	7	20.6
縦リブに直近した位置	20	58.8
縦リブと縦リブの間	11	32.4
合 計	68	—

(注) 橋梁数 34橋, 件数 ダブルカウント

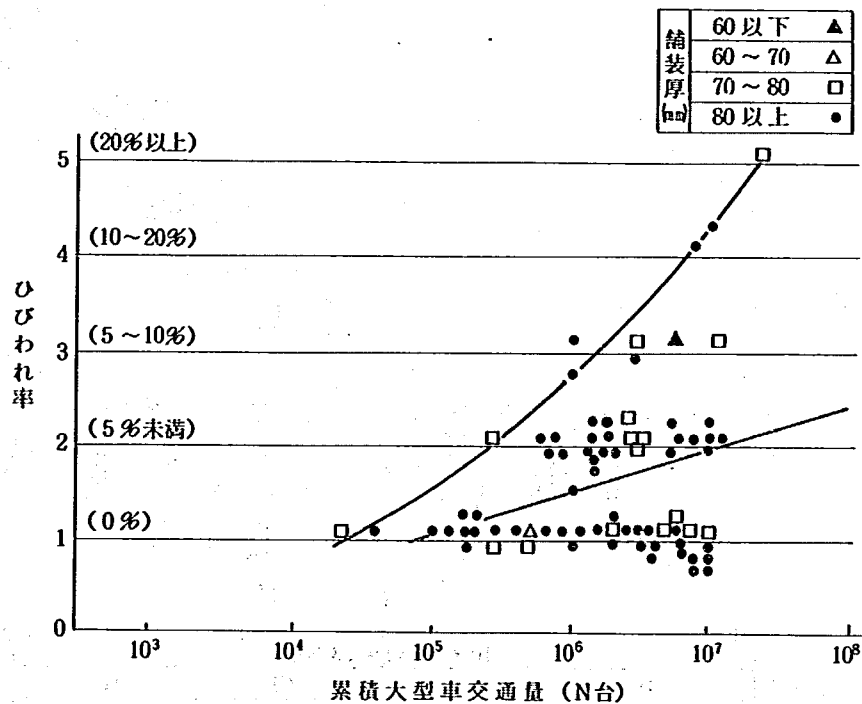


図-3 累積大型車交通量と縦方向ひびわれの関係
舗装タイプ (アスコン+アスコン)

係する位置の舗装表面に発生する頻度が高いことが認められた (表-2 参照)。

このように鋼床版舗装の疲労現象は、車両の輪荷重によって生じるひずみの累積によって進行することから (図-3 参照)、累積ひずみ量と舗装のひびわれの関係を定量化することを試みた。

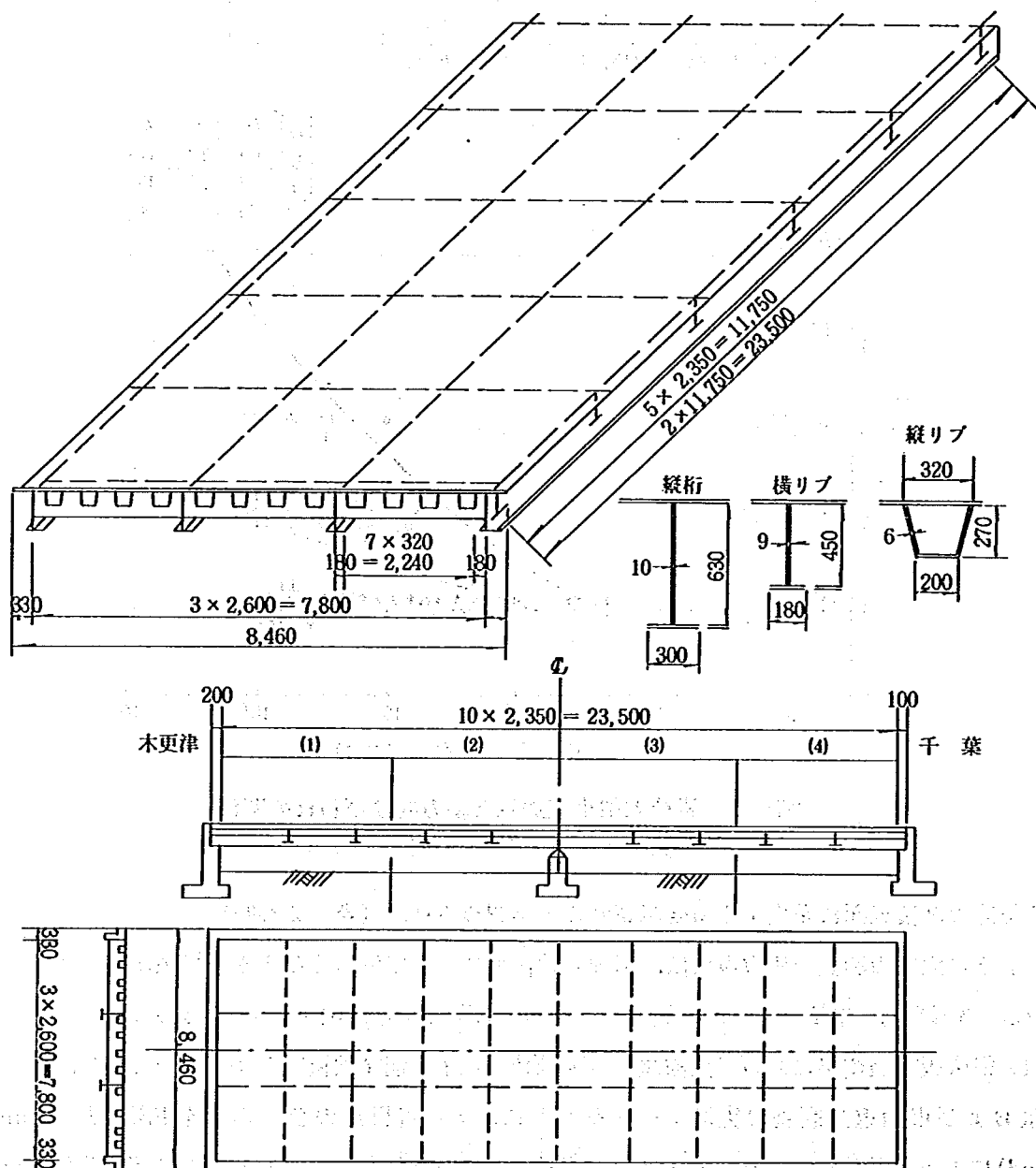
実際の鋼床版試験橋梁において数種類の試験舗装 (以下長浦試験橋梁とする) を実施し舗装の供用性と交通量および車両重量調査の実測データをもとに、ある着目点のひずみ量をFSM法 (Finite Strip Method) によって計算し、これを各年度毎に累積し、これと舗装のひびわれ率との相関分析を行い、疲労曲線を明らかにすることができた。

3-2-1 計算モデル

鋼床版舗装のひずみ解析の計算モデルは、一般国道16号の長浦試験橋梁 (千葉県君津市袖ヶ浦町) (23.5×8.46 m, 2径間連続鋼床版橋梁) を対象とした。

試験橋梁には4種類の試験舗装が設けられている。第1工区、第2工区にはそれぞれ下層がトリニダー

ドレーキアスファルトを 25%配合したグースアスファルト，上層が針入度 60～80 のストレートアスファルトにクロップレンラバー 7%配合したゴム入りアスファルトを使用した改質アスファルト混合物（以下グースアスファルト+改質アスファルト），改質アスファルト+改質アスファルトであり，第 3 工区，第 4 工区はそれぞれエポキシ樹脂（4.5%）：エポキシ樹脂硬化剤（85.5%）配合のエポキシアスファルト混合物（以下エポアス）+エポアス，改質アスファルト+エポアスの構成になっている。舗装厚は 3 cm+3 cm の合計 6 cm である（図－4 参照）。



舗装の種類

	(1)	(2)	(3)	(4)
上層	改質アスファルト	改質アスファルト	エポキシアスファルト	エポキシアスファルト
下層	グースアスファルト	〃	改質アスファルト	〃

図－4 長浦試験橋梁

累積ひずみ量の計算は、第1、第2工区は供用開始の昭和51年3月より、第3、第4工区は打換え後の昭和52年12月よりそれぞれ昭和57年12月までの期間について行った。

(1) F S M 法

FSM法とは鋼床版舗装の局所的解析法の一つで、構造系の一つの方向に対して断面が一様、等支間であつた両端の境界条件がともに単純支持とみなして、長さが支間長に等しい帯要素に分割して曲げ変形を解析する手法である。この場合、等価支間長は径間中央のたわみ量が実際と一致するような単純梁支間長とした。さらに縦、横リブの曲げ剛性に関する舗装の効果は図-5に示す2つのケースがあるが、今回は合成とみなす方法によつた。この場合、舗装は次式で示される等価な鋼板に換算して計算している。

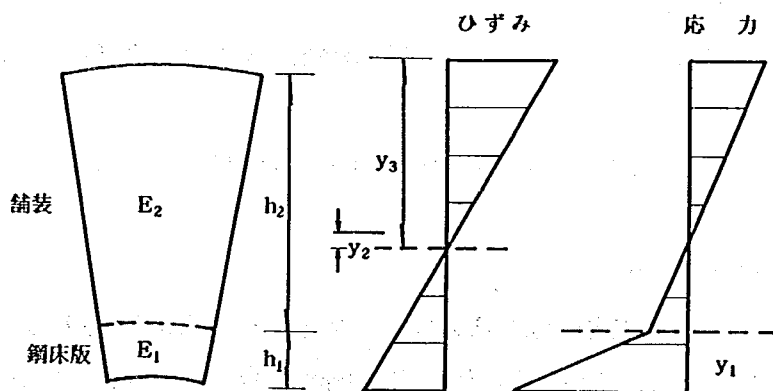
$$h_e = \sqrt[3]{4(h_1 y_1^2 + n h_2 y_3^2)}$$

y_1 : 底面から中立軸までの距離

y_3 : $h_1 + h_2 - y_1$

n : E_2/E_1

1) 合 成 ひずみは断面内直線、応力は折れ曲がる



2) 非合成 応力、ひずみ共連続しない

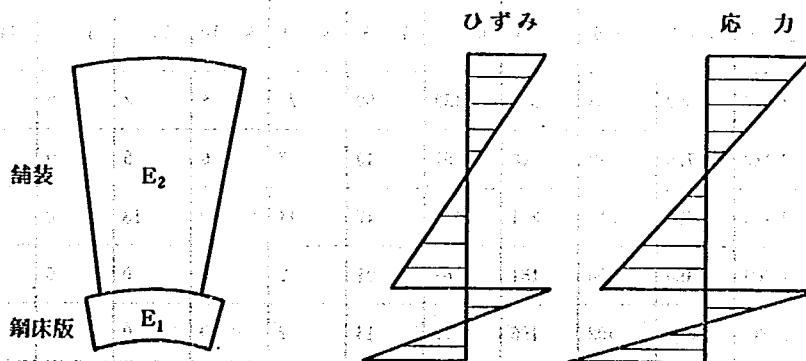


図-5 剛性にあたる舗装の効果

計算は下り車線のみとし、荷重の位置は右側パネル中央の縦リブ取付点（車両走行位置の中心近く）とし、デッキプレート上の交格点分割は着目点近傍は 4 cm 間隔、それ以外の右側パネルは 8 cm 間隔、左側パネルは 16 cm 間隔で行った。

(2) 荷重のモデル化

荷重は、(1) 荷重強度、(2) 接地寸法、(3) 荷重中心の載荷位置の 3 つの値によって入力した。

(1) は国道 16 号長浦地区の交通情勢調査（昭和 51 年、54 年、57 年）および車両重量調査（昭和 51 年、52 年、53 年）のデータをもとに 1 t ～ 10 t までを 1 t 間隔で 11 種類のランク別のデータを入力した（表—3 参照）。

ここで交通量の時間別変化は、昭和 54 年春と秋に測定した 24 時間の車種別走行データをもとに、交通量のピークの比較を行い、各季節の時刻変化パターンを次の 2 つに分類し、他の年度は全て同一比率とした。

(イ) 春型分布 3, 4, 5, 6, 7, 8 月

(ロ) 秋型分布 9, 10, 11, 12, 1, 2 月

すなわち、車種別の日走行台数に対応する上記 2 分類による各時間走行率を乗じて、車種別の時間別走行台数とした。日交通量の決め方は、各年度の春と秋の 2 回のデータを各年度の前・後期における平均交通量とみなして計算した。

(2) は、 $P = 8 \text{ t}$ の荷重車による実測値をもとに建設機械要覧を参考に、各輪荷重別にタイヤの縦・横の接地寸法を求め、表—4 のデータを入力した。

(3) は、昭和 53 年 11 月の現地における実測データ（図—6 参照）をもとに、他の年度も同様にモデル化した。

(3) 舗装体の弾性係数のモデル化

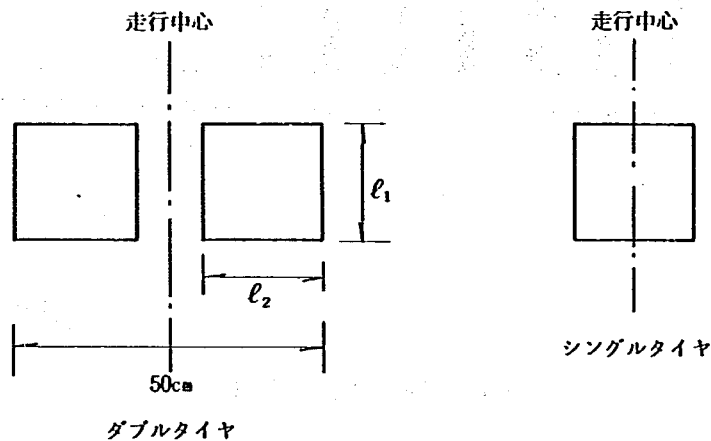
舗装体の弾性係数は、舗装の種類および温度によって変化することが予想されるので、舗装体温度の測定データをもとに（図—7 参照）四季に応じた舗装体の弾性係数 ($E, \text{t/cm}^2$) を図—8 のようにモデル化した。これより第 1, 第 2 工区は 10, 2, 0.5 (t/cm^2)、第 3, 第 4 工区は 100, 10, 2, 0.5 (t/cm^2) の値を用いることにした。

表—3 年度別の輪荷重頻度（輪/日）

P(t) 年 月	0～1	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～7	7～8	8～9	9～10	10～	12～	14～	合 計	5 t 換算輪数
51. 11	15,132	2,608	2,068	589	438	322	139	60	20	8	2	0	0	21,386	2,071
52. 6	14,068	3,009	2,142	776	482	346	87	40	7	6	5	0	0	20,968	1,873
52. 10	14,639	2,947	2,153	687	512	321	138	47	14	10	13	0	0	21,481	2,314
53. 7	16,428	2,544	1,509	460	366	181	68	21	2	0	0	0	0	21,879	1,068
53. 10	15,451	3,158	1,937	535	402	196	72	14	2	0	0	0	0	21,787	1,121

表-4 接 地 面 積

P ton	タイヤ数	l_1	l_2	A cm ²	P 平均
0 1	1	17	17	289	0.5
1 2	1	17	17	578	1.5
2 3	2	18	18	648	2.5
3 4	2	18	18	648	3.5
4 5	2	19	19	722	4.5
5 6	2	19	19	722	5.5
6 7	2	19	19	722	6.5
7 8	2	20	20	800	7.5
8 9	2	20	20	800	8.5
9 10	2	20	20	800	9.5
10 12	2	21	21	882	11.0



3-2-2 計 算 と 解 析

舗装表面のひずみ量を、舗装の弾性係数（6種）、輪荷重（3種）、舗装厚（4種）および載荷位置（3種）を組合せた条件について計算し、ノモグラフ化したものを図-9、10に示した。

大型車のダブルタイヤが主桁直上に位置する場合（ケースC）は、主桁直近の縦リブ上に位置する場合（ケースB）より舗装にとっては厳しい載荷状態であることが明らかである。特に E が小さい場合に差が顕著であることがわかる。このようなことから、鋼床版舗装の車線割りにおいては、主桁直近の位置に車両の走行位置が集中しないように考慮することが重要であることがわかった。

同様に、今回の着目点（右端パネル中央リブ直上）におけるひずみ量と舗装スチフネス（4種）、輪重（11種）、走行位置（10種）についてFSM法で計算した。各年度のひずみ回数および累積ひずみ量は次のように計算した。すなわち、ある月に適用すべき交通量時刻変化パターンを春型又は秋型に類別し、各時刻の輪荷重別交通量を求める。又、その月に適用すべき温度時刻変化モデルに応じて各時刻の温度およびその工区での温度別の舗装スチフネスを求める。これらを用いて、例えば輪荷重 P_i が時刻 ji に K_i 個通ったとすれば、この時刻の温度から適用すべき舗装スチフネス E を得る。 K_i 個は10種の車輪通過位置 X_m に指定

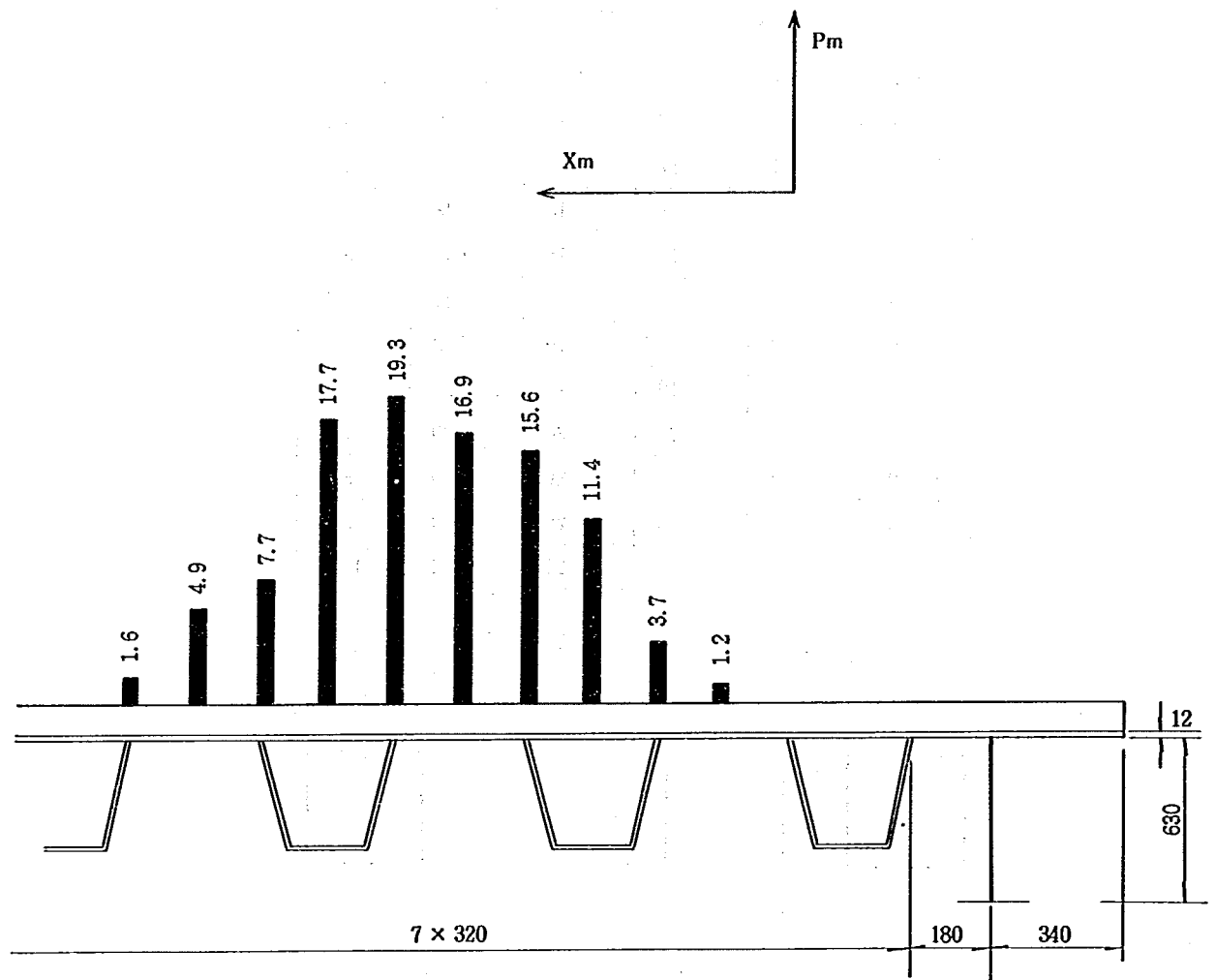


図-6 車輪の通過位置 (%)

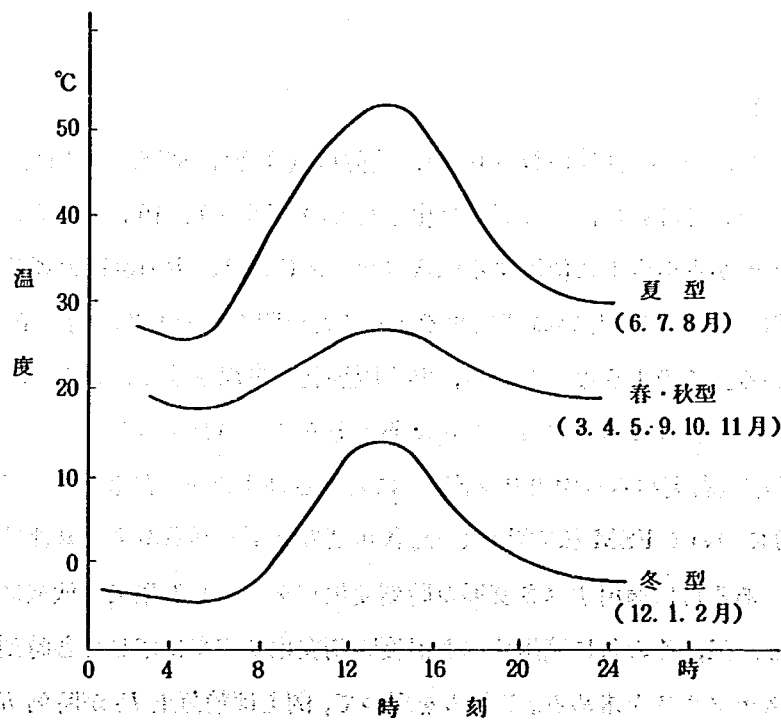


図-7 舗装体の温度モデル

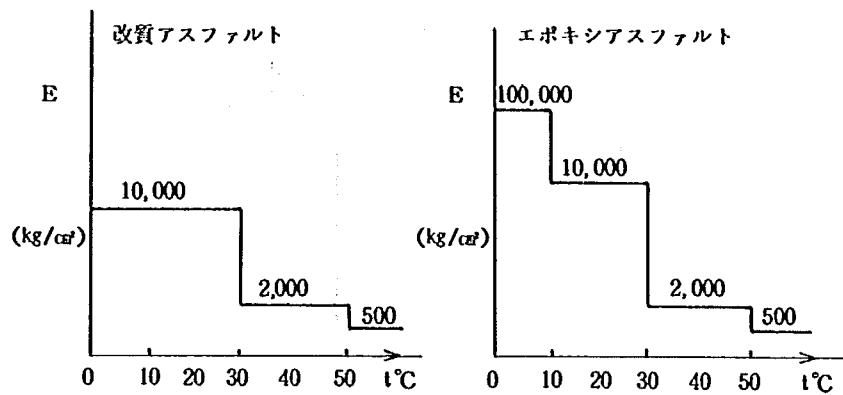


図-8 温度とアスコンの弾性係数モデル

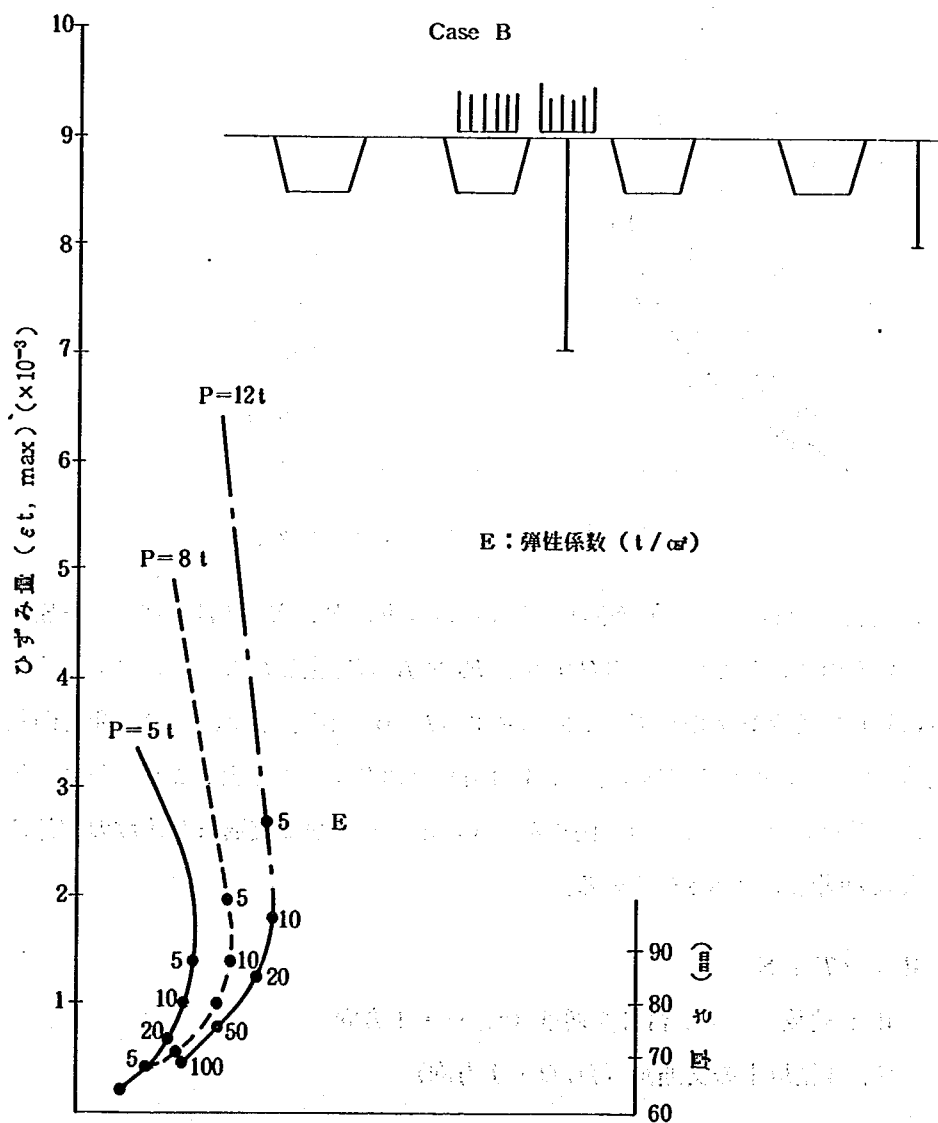
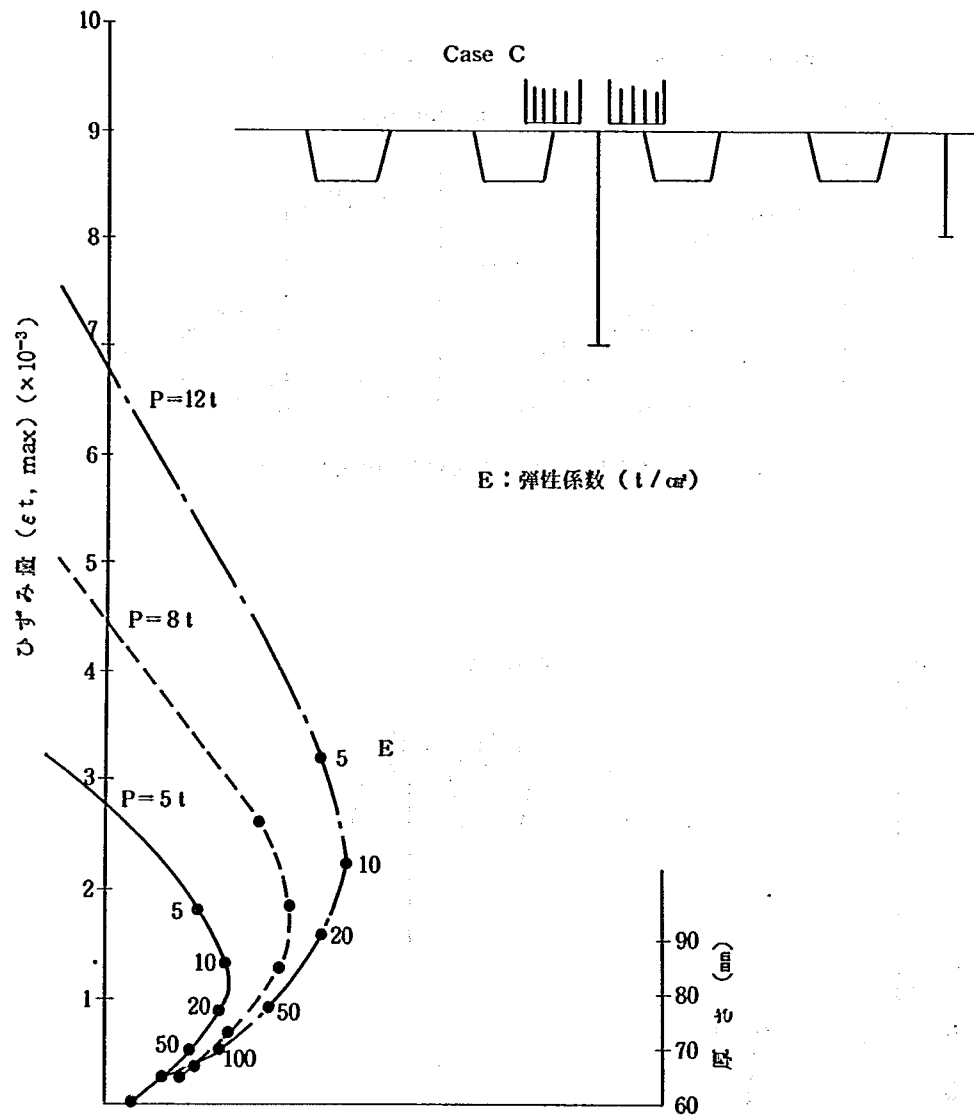


図-9 舗装表面のひずみのノモグラフ



図一10 舗装表面のひずみのノモグラフ

した通過率 P_m で分配される (図一6 参照)。これらの各 E , P_i , X_m には対応する FSM 法計算によるひずみが求まっているので、そのランクのひずみが $P_m \times K$ 個発生したものとカウントする。これから1日当り各輪荷重に対して各ランクのひずみは何回発生したかが判る。また、この (発生回数) $\times$ (各ランクのひずみの中央値) によって累積ひずみを求め、1日当り累積ひずみとした。これを月数、年数に拡大して全体の累積ひずみを計算した。これらの1例を表一5に示した。なお交通量と輪数の関係は車両重量調査の整理と同様に次式の関係で対応させている。

$$W = 2T + S$$

W : 輪数 T : 合計交通量 (台/日・1方向)

S : 3軸以上の交通量 (台/日・1方向)

各工区のひびわれ率の経時変化は図一11の通りである。前述の鋼床版舗装の現況調査によれば、累積大型車交通量 (N) とひびわれ率 (C) の関係は、 $N = 500 \times 10^4$ 台の場合、上限ラインでは $C = 7 \sim 8\%$,

表-5 FSM 法 計算例

3377939 7101

51 72 0001 52 39 1474

337 NO 2 341 142 337

3379 000 3 4 5

1474 729 1474 3377939 (AL 000-0)

5*39	1474 (E)	P0.5	P1.5	P2.5	P3.5	P4.5	P5.5	P6.5	P7.5	P8.5	P9.5	P11	3*39f
0 - 1	20.10 (3)	135	27	16	7	3	3	1	0	0	0	0	247
1 - 2	19.40 (3)	113	27	27	15	12	5	1	0	0	0	0	200
2 - 3	19.00 (3)	37	30	20	17	6	2	0	0	2	0	0	170
3 - 4	13.00 (3)	110	49	25	21	20	10	4	0	0	0	0	239
4 - 5	17.40 (3)	114	44	31	24	15	3	0	0	0	0	0	251
5 - 6	18.00 (3)	159	104	45	29	6	3	0	0	0	0	0	346
6 - 7	15.40 (3)	466	202	73	51	17	10	1	0	0	0	3	628
7 - 8	19.50 (3)	836	132	70	38	13	3	3	0	0	0	0	1105
8 - 9	20.50 (3)	731	146	133	48	36	16	6	0	0	0	0	1186
9 - 10	22.70 (3)	695	211	141	58	42	31	4	0	0	3	0	1185
10 - 11	24.30 (3)	760	262	160	27	27	15	4	0	0	0	0	1258
11 - 12	25.30 (3)	335	253	172	53	48	13	1	0	0	0	0	1375
12 - 13	26.00 (3)	775	257	66	36	29	3	0	0	0	0	0	1166
13 - 14	25.30 (3)	766	177	105	44	24	5	3	0	0	0	0	1123
14 - 15	24.60 (3)	556	130	287	91	57	30	10	27	0	0	0	1258
15 - 16	22.90 (3)	633	211	106	32	20	10	1	0	0	0	0	1013
16 - 17	21.90 (3)	795	169	76	27	15	3	3	0	0	0	0	1083
17 - 18	21.40 (3)	1074	111	41	15	9	16	1	13	5	3	2	1314
18 - 19	21.10 (3)	955	59	39	41	11	0	0	0	0	0	0	1165
19 - 20	23.30 (3)	723	44	23	10	0	0	0	0	0	0	0	305
20 - 21	20.40 (3)	540	30	12	7	6	3	0	0	0	0	0	598
21 - 22	19.70 (3)	337	24	10	7	6	0	0	0	0	0	0	384
22 - 23	19.60 (3)	231	32	18	0	0	0	0	0	0	0	0	331
23 - 0	19.40 (3)	287	22	14	9	6	5	0	0	0	0	0	343
3*39f		12913	2573	1716	711	433	226	43	40	7	6	5	18983

1474 729 (1474729)

5*39	1474 (E)	P0.5	P1.5	P2.5	P3.5	P4.5	P5.5	P6.5	P7.5	P8.5	P9.5	P11	3*39f	1474 729
0.000 - .010	840	30	43	20	12	6	1	1	0	0	0	0	1008	.005
.010 - .020	2106	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2106	.032
.020 - .050	5503	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6078	.213
.050 - .100	0	555	63	26	16	0	0	0	0	0	0	0	660	.050
.100 - .200	4470	670	531	115	0	4	2	1	0	0	0	0	5350	.378
.200 - .500	0	944	670	412	222	115	7	7	1	0	0	0	2448	.857
.500 - 1.000	0	0	331	137	186	52	26	23	3	3	1	0	762	.573
1.000 - 2.000	0	0	0	0	0	43	4	3	2	3	2	0	67	.100
2.000 - 3.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	.003
3.000 - 10.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	.000
10.000 - 20.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	.000
3*39f		12919	2574	1715	711	436	224	45	40	6	5	4	18980	2.710

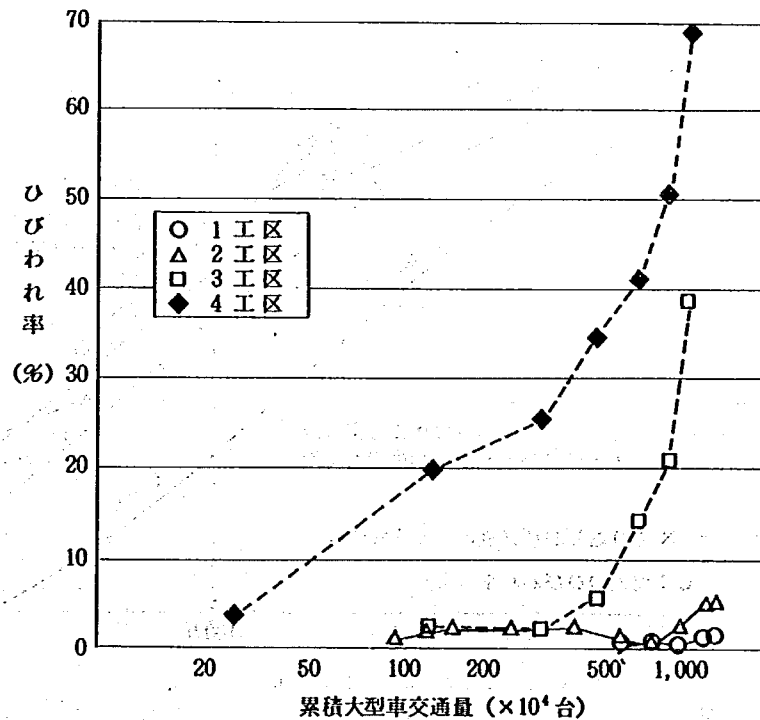


図-11 長浦試験橋梁のひびわれの推移

回帰ラインでは $C = 3\%$, $N = 1,000 \times 10^4$ 台の場合上限は $C = 20\%$, 回帰ラインでは $C = 5\%$ の推移を示している。これに比較して長浦の場合は第3, 第4工区の評価は劣り, 特に第4工区の破損が著しいといえる。

ひびわれ率を測定している各年度までのひずみ量レベル別の発生回数(輪数), いわゆる S-N 曲線の例を図-12, 13 に示した。第1工区でひびわれが入りはじめた時期(昭和56年2月)では $S = 5.0 \times 10^{-3}$ のひずみ量が $N = 10$ 万回, $S = 1.0 \times 10^{-3}$ では $N = 140$ 万回程度でひびわれが発生することが推定できる。一方本四舗装基準では第1工区に使用している改質アスコンの曲げ破断ひずみは 6.0×10^{-3} 以上 (-10°C) と規定している。この値は, 1回載荷によるひずみ量であるから, 前述の疲労破壊のひずみ量と比較すると可成り大きいことがわかる。

図-12 と図-13 には室内試験で鋼床版(板厚 12 mm) と舗装体(厚 6~7 cm) を合成された供試体による繰返し曲げ疲労曲線の結果を同時に示した。疲労試験は 3 点支持, 2 点載荷で定荷重 ($P = 7.5 \text{ t}$) の疲労試験であり, 中央支点の舗装表面にきれつが発生するまでの回数を評価している。

1 例を図-9 で示すと, $S = 0.5 \times 10^{-3}$ で $N = 350$ 万回, $S = 0.3 \times 10^{-3}$ で $N = 1600$ 万回近くで舗装体にひびわれが発生しているが, この傾向と計算の例が極めて近似していることが指摘できる。一方第4工区では $S = 0.5 \times 10^{-3}$ のひずみ量では $N = 60$ 万回, $S = 0.3 \times 10^{-3}$ で $N = 120$ 万回で, エポアス区が破損しやすい傾向にあるが室内の繰返し曲げ疲労試験では $S = 0.35 \times 10^{-3}$ で $N = 150$ 万回, $S = 0.1 \times 10^{-3}$ で $N = 1200$ 万回となり, 両者の結果に差があることがわかる。しかし現地の試験舗装は施工性が十分でなかったことの影響が指摘されるので, 本来ならば室内試験結果のように, 疲労寿命の長い舗装体といえよう。

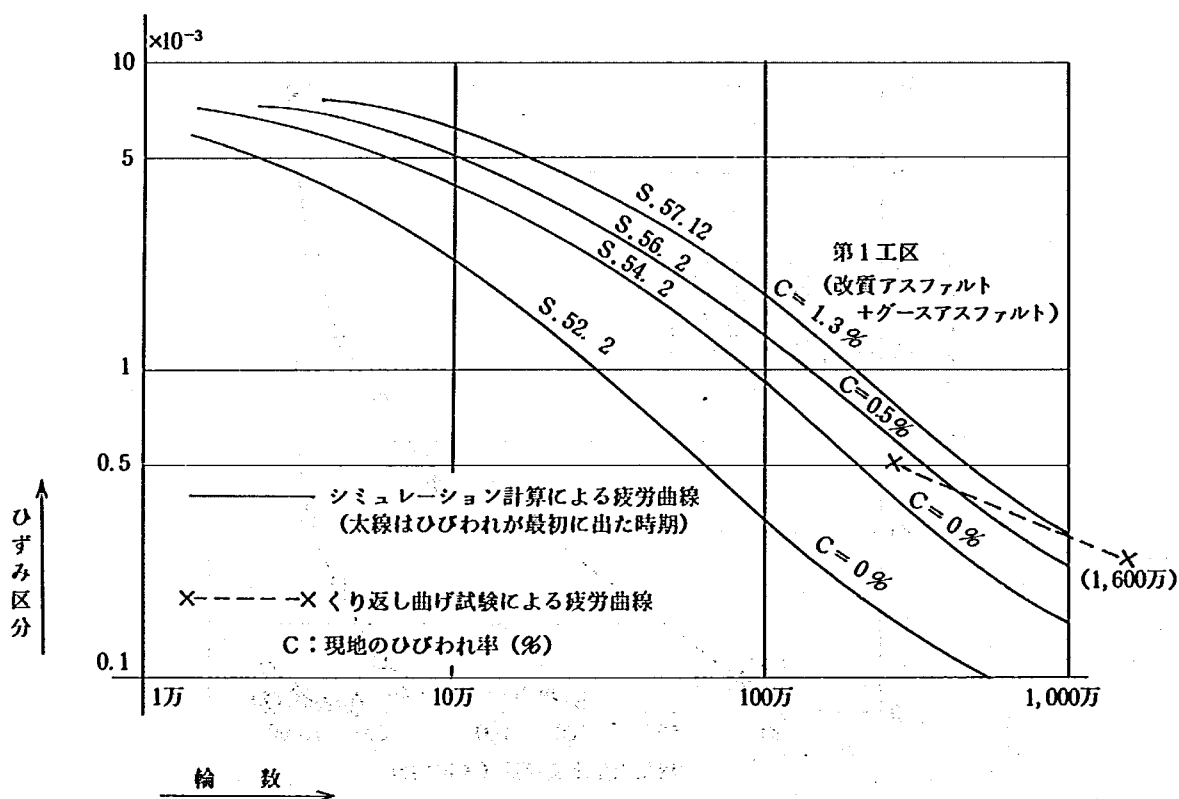


図-12 疲労曲線

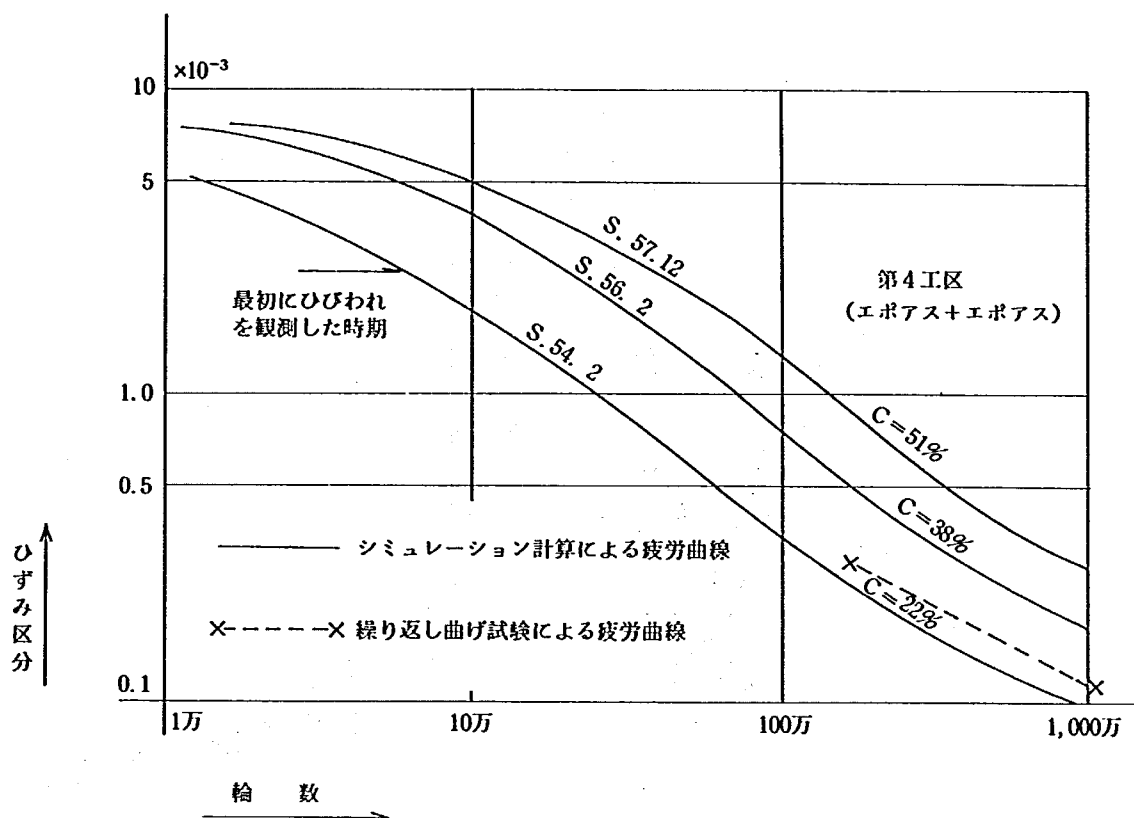


図-13 疲 労 曲 線

舗装体の種類は、第1、第2工区は改質アスファルトによるものであり、第3、第4工区はエポキシアスファルトによるものである。そこで、この区分別のS-N曲線を図-14、15に示した。ひずみレベルが $S = 0.02 \times 10^{-3} \sim 0.05 \times 10^{-3}$ ($\bar{x} = 0.035 \times 10^{-3}$) と $S = 0.1 \times 10^{-3} \sim 0.2 \times 10^{-3}$ ($\bar{x} = 0.15 \times 10^{-3}$) にピークが認められるが、これは表4に示したように輪荷重が0～1tの範囲にカウントされる車両による累積ひずみが影響しているといえる。

前述のように、第1、2工区は、昭和56年2月の観測で舗装のひびわれ率(C)=0.5%であったことから、ひびわれ発生の限界ラインと考えられる。限界ラインが1000万回の輪数と最初に交わるひずみ量は約 0.03×10^{-3} となることから、現場におけるひずみの目安を与えたものといえる。

3-2-3 ま と め

長浦試験橋梁をモデルに、FSM法による舗装のひずみ量を推定し、累積回数との対応を試みた結果、室内試験結果から推定できる疲労曲線と近似した疲労曲線を明らかにすることができた。

これらの結果をまとめると、以下のことが指摘できる。

- (1) 鋼床版舗装において舗装体の弾性係数と厚さを、パラメータとしてFSM法を適用すれば、舗装に発生するひずみ量をノモグラフ化することが可能である。さらに、ひずみ量と発生回数の対応から疲労曲線をまとめることができる。
- (2) 改質アスファルト混合物を主体とした鋼床版舗装では $S = 5.0 \times 10^{-3}$ のひずみ量の場合、 $N = 10$ 万回、 $S = 1.0 \times 10^{-3}$ のひずみ量の場合は、 $N = 140$ 万回程度でひびわれが発生する。

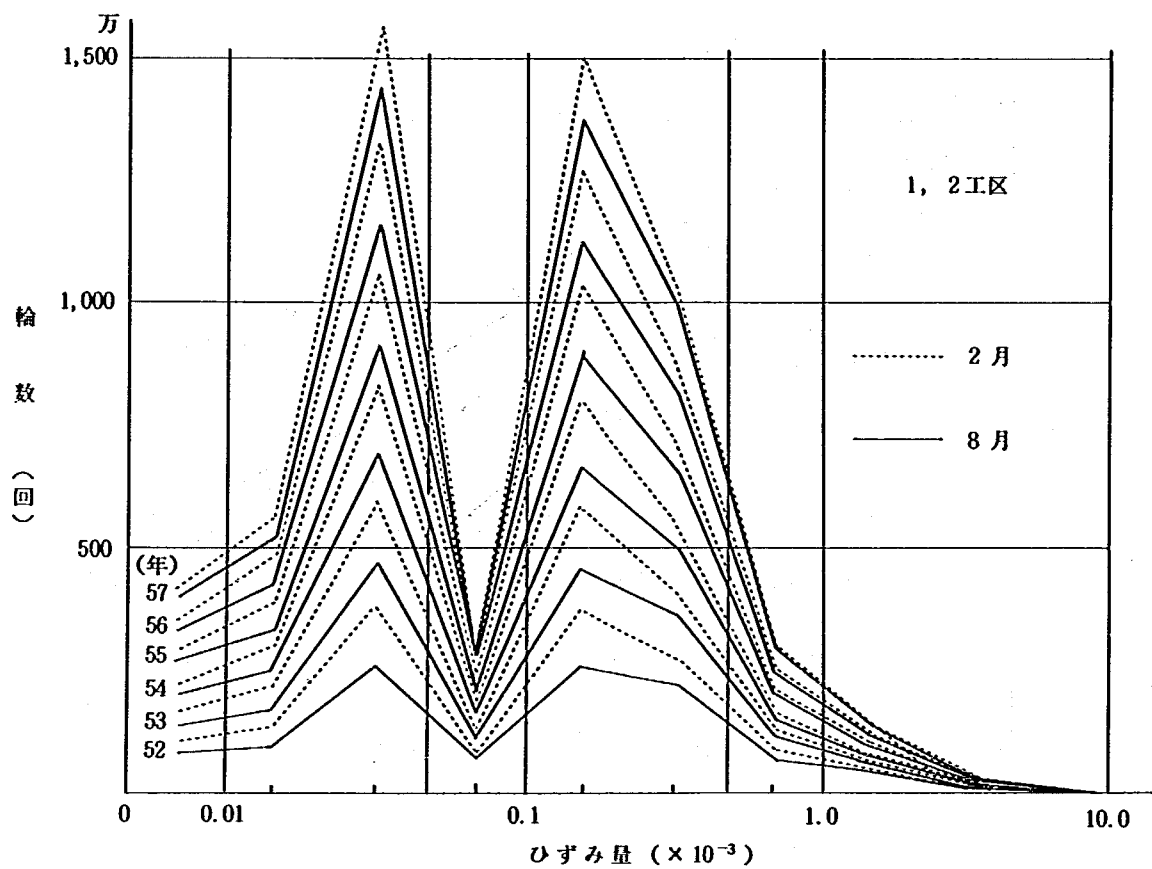


図-14 ひずみ分布図

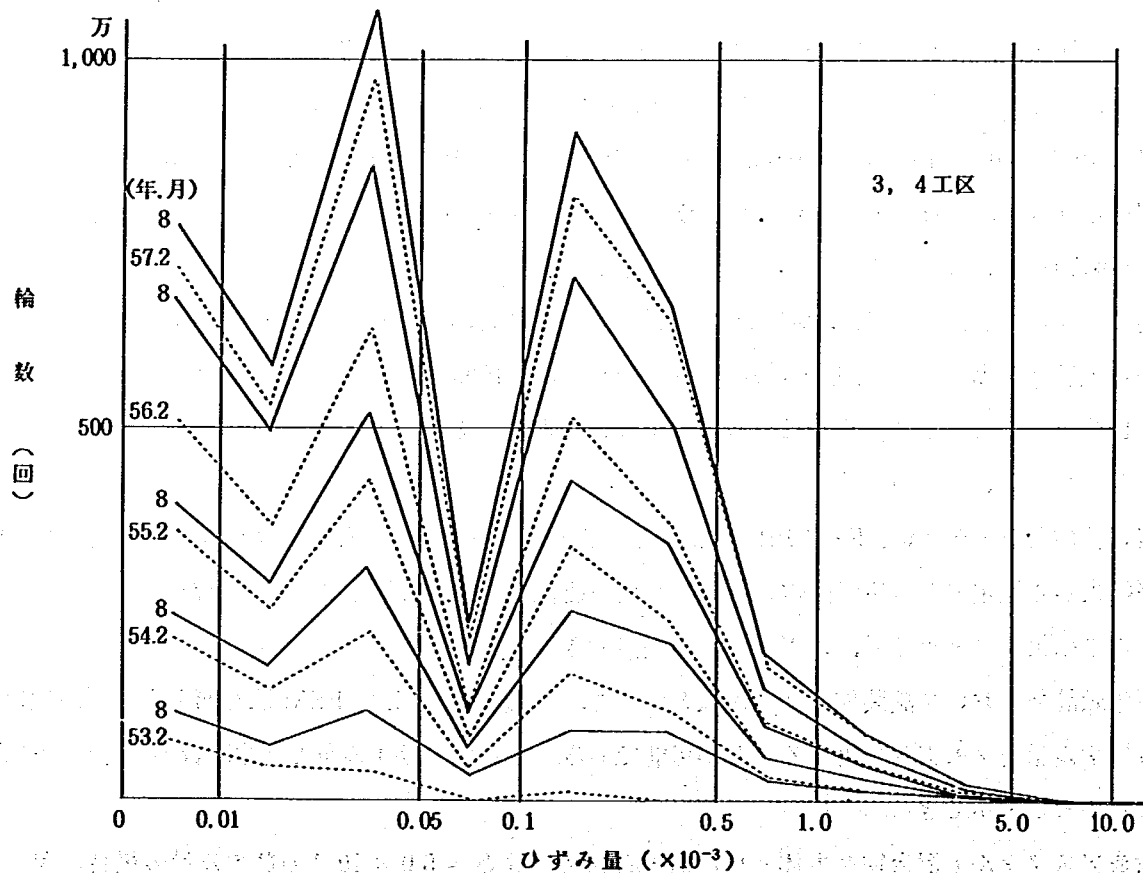


図-15 ひずみ分布図

(3) エポシキアスファルト混合物を主体とした鋼床版舗装では、舗装に発生するひずみ量は、改質アスコンより小さいことが特徴的である。さらに、 $S = 0.5 \times 10^{-3}$ のひずみ量で $N = 350$ 万回近くでひびわれが発生する。

今回の試算は、舗装と鋼床版は合成作用があると仮定して実施したものである。しかし、実際には合成と非合成の中間状態が予想されるので、さらに、検討を進めたい。

おわりに、長浦試験橋梁を実施するにあたり、ご協力いただいた建設省関東地方建設局、同千葉国道工事事務所、ならびに、本州四国連絡橋公団の関係各位に対して厚くお礼申し上げます。

第4章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室 大志万 和 也

佐 藤 幸 男

安 保 良 一

4-1 ま え が き

本州四国連絡橋 A ルートの明石海峡大橋は、橋長 3,560 m、中央径間 1,780 m の世界でも最大級の吊橋として計画されている。その松帆側アンカレッジの基礎地盤は、 $0^{\circ}\sim 20^{\circ}$ の傾斜角で海峡側に傾いている花崗岩層と、その上に存在する基礎幅と比較して薄い神戸層（アルコース砂岩）から成っている。

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行なわれており、その結果得られた支持力公式が道路橋示方書など各種規準に採用されているが、これは均質地盤の全般せん断破壊に適用されるものである。松帆側アンカレッジの基礎地盤のように、局部せん断破壊を生じると考えられる軟岩から成る場合、また基礎の大きさとの関係から均質地盤と見なせない場合には、この支持力公式はそのまま適用することはできない。

そこで、地盤の強度定数の分布を反映させて Kötter の方程式を数値計算より解く方法、鉛直帯片に分割した仮定すべり線内の土の力の釣合いから支持力を求める方法（分割法）、有限要素法、剛体パネモデル（RBSM）などにより、松帆側アンカレッジの基礎地盤のような二層系地盤の極限支持力および変位が解析されている。

これら解析手法によれば、二層系地盤の強度定数など地盤条件を反映させることができるが、なお理論上あるいはモデル化などにおいていくつかの仮定を設けざるを得ず、実験による破壊形態、極限支持力、変形などの確認が必要である。また、二層系地盤の破壊形態および支持力特性に影響を与える要因としては、上層地盤および下層地盤の強度定数、それらの相対的關係、上層地盤の平均厚さと基礎幅との相対的關係、下層地盤の傾斜角、基礎の平面形状、荷重の傾斜角などが考えられる。

このため、昭和 56 年度から、これら要因に関して考慮すべき条件における模型実験を行ない、二層系地盤の支持力特性などを調査してきた。

昭和 56 年度には、松帆側アンカレッジの現設計条件に対して相似性を満足させた模型実験により、その極限支持力を調査した¹⁾。実験の主な諸元は次のとおりである。

- ・基礎模型の形状寸法は、幅 80 cm、奥行 64 cm の長方形で、実物の 8/1000。
- ・荷重傾斜角は、鉛直軸から約 18° 。
- ・下層地盤の傾斜角は水平面から荷重傾斜方向に約 23° 下向き。
- ・上層地盤の平均厚さは約 30 cm。
- ・地盤はソイルセメントで作成し、上層地盤と下層地盤の変形係数の比を実地盤と相似させて、1:4 とした。

実験の結果、上記条件における傾斜二層地盤の極限支持力は、上層均質地盤の場合の約 1.4 倍となることが明らかとなった。

昭和 57 年度には、橋台位置の変更に対応できるように次の条件で実験を行ない、上層地盤の平均厚さおよび下層地盤の傾斜角が、二層系地盤の極限支持力におよぼす影響を調査した²⁾。

- ・下層地盤の傾斜角は、 0° 、 20° 、 25° 、 30° の 4 種類。
- ・上層地盤の平均厚さと基礎模型の幅との比 (h/B) は、0.3~3.0 の約 10 種類。
- ・基礎模型の形状寸法は、幅 20 cm、奥行 16.5 cm の長方形。
- ・荷重傾斜角は、鉛直軸から、下層地盤の傾斜方向に約 17° 。
- ・下層地盤はセメントモルタルで、上層地盤は川砂で作成し、下層地盤を相対的に剛とした。
- ・奥行 16.5 cm の二次元実験槽を使用。但し、下層地盤の傾斜角が 25° のケースについては、三次元実験槽も使用。

実験の結果、傾斜二層地盤の支持力に関して、次のことが明らかとなった。

- ・ h/B が小さくなる程、極限支持力は大きくなり、上層均質地盤の極限支持力より小さくはない。
- ・ $h/B \geq 2 \sim 3$ で極限支持力がほぼ一定となる。

4-2 研究目的

直接基礎の極限支持力の解析は、通常二次元剛塑性理論を適用して行なわれている。これに対応するものは帯状基礎であるが、実際の構造物基礎の奥行は有限であるので三次元状態における極限支持力を求めなければならない。しかし、三次元状態における極限支持力の厳密な解析はむずかしく、主として実験研究により二次元基礎の支持力係数を修正するかたちでの実用公式が各種提案されている。

しかし、これら実験研究は主として均質地盤に対するものであり、二層系地盤に対するものは少ない。

このため、二層系地盤上の直接基礎模型による載荷実験を行ない、その支持力特性を明らかにするとともに、三次元基礎と二次元基礎の極限支持力の相対的關係（形状効果）を明らかにしようとするものである。

実験条件は次のように選定した。

実験対象とする三次元基礎の平面形状は、松帆側アンカレッジの基礎として提案されている円形とした。また、比較対象とする二次元基礎は、理想的には無限の奥行を持つ必要があるが、実験上の制約もあり、短辺と長辺の比 (B/L) が 0.3 の長方形基礎でもって、おおむね帯状基礎と見なせるものと考えた。

二層系地盤の支持力特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係、上層地盤の平均厚さと基礎幅との比 (h/B)、下層地盤の傾斜角などにより異なる。実験地盤の強度定数は、松帆側アンカレッジの基礎地盤である神戸層（上層地盤）および花崗岩層（下層地盤）との相似性を満足させることとした。 h/B は松帆側アンカレッジ建設地点の若干の変更に対応できること、過去の実験などにより上層均質地盤より小さな極限支持力が生ずる恐れがあると考えられる範囲を含めることを考慮して、1.0, 0.8, 0.6 の 3 種類とした。また均質地盤に相当するケースとして $h/B = 5.0$ も加えた。下層地盤の傾斜角および、直接基

礎の極限支持力に影響を与える要因であると考えられる荷重傾斜角については、本年度は基本的なケースを考えるものとし、それぞれ水平面から 0° 、鉛直方向から 0° とした。

実験で明らかにしようとする主要な項目は次のとおりである。

- ・ h/B と破壊形態（荷重～変位曲線，すべり線）との関係
- ・ // 極限支持力
- ・ // 形状効果

4-3 実験の相似性

模型実験を行なう場合には、その相似性を検討する必要がある。

本実験の現象に関与する要因としては次のものが考えられる。

- ① B : 基礎幅 (m)
- ② E : 地盤の変形係数 (kg/cm^2)
- ③ c : // 粘着力 ($//$)
- ④ ϕ : // せん断抵抗角
- ⑤ γ : // 単位重量 (t/m^3)
- ⑥ q_u : // 圧縮強度 (kg/cm^2)

Buckingham の π 定理によれば、これら 6 つの要因の次元マトリックスのランクは 2 であるので、独立な無次元量は 4 となる。いま、4 つの無次元量を次のように選ぶものとする。

$$\phi, \frac{E}{\gamma B}, \frac{c}{\gamma B}, \frac{q_u}{\gamma B}$$

実験の相似性を満足させるためには、原型と模型の無次元量を等しくすれば良いから、実験地盤に求められる強度定数は次のようになる。

$$\phi_m = \phi_p$$

$$E_m = E_p \cdot r_m B_m / \gamma_p B_p$$

$$c_m = c_p \cdot \gamma_m B_m / \gamma_p B_p$$

$$q_{um} = q_{up} \cdot \gamma_m B_m / \gamma_p B_p$$

ここに、 m, p は、それぞれ模型と原型の物理量であることを示す。

神戸層および花崗岩の強度定数は、過去の地質調査結果^{3),4)}から、表-4.3.1のように仮定される。

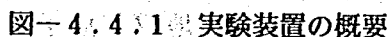
表-4.3.1 原型地盤の強度定数

地盤名	E (kg/cm^2)	q_u (kg/cm^2)	c (kg/cm^2)	ϕ	γ (t/m^3)
神戸層	2,100~2,500	10	2.0	30°	1.1
花崗岩	9,000~10,000	200	5.0	40°	1.3

神戸層の実験地盤に要求される強度定数は小さく、非常にゆるい砂に相当するが、全般せん断に近い破壊形態となるように、湿った海砂を良く締固めて作成することとした。花崗岩の実験地盤に要求される強度定数も小さいが、神戸層と比較して E が 4 倍、 q_u が 20 倍となっており、相対的に剛と考えられるので、ソイルセメントにより作成することとした。

地盤名	E (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ	γ (t/m ³)
神戸層	10.8 ~ 12.9	0.052	0.010	30°	1.7
花崗岩	39.2 ~ 43.6	0.87	0.022	40°	1.7

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟内実験土槽（長さ 5.0 m、幅 10.0 m、深さ 3.0 m）に作成した平行二層地盤上に基礎模型を設置し、300 t ジャッキにより鉛直に載荷してその極限支持力を求めるもので、その概要を図－4.4.1 に示す。



実験地盤は、神戸層を海砂、花崗岩層を4%のソイルセメントで作成した。ソイルセメントは、表面水約7%の砂と早強ポルトランドセメントをコンクリートミキサー（可傾式ドラム容量0.1 m³）により良く混合した。締固めは、砂地盤、ソイルセメント地盤共に一層約30 cmの厚さに敷均して、振動タンパ（60～100 kg）で充分転圧した。

地盤作成手順は、図-4.4.2に示すように、4層目までは同時に作成した。4層目ソイルセメント地盤は $h/B = 0.6$ の高さまで締固めた後、所定の高さにスキ取りコテで表面及び段差部を整形した。ソイルセメント地盤の表面をビニールシートで覆い1週間養生した後砂地盤5層目を作成した。実験地盤は2回作成したが、ソイルセメント地盤まで破壊がおよばなかったため、2回目は砂地盤の入替のみとした。

実験地盤作成終了後、基礎模型を図-4.4.3に示すように設置し、地中すべり線観測のため図-4.4.4に示すように直径2 cmのオーガーで孔をあけ、その中に標砂を詰めた。

荷重載荷は、載荷ガーダーと一体となった300 tジャッキにスペーサーを取り付けて行なった。

載荷方法は、予想最大荷重の1/16を増加荷重とする多サイクル載荷とし各荷重段階で一定時間荷重を保持した。

荷重の大きさは基礎模型の上に設置したロードセル（円形20 t、帯状50 t）により、基礎模型の変位及び地盤の変位は、ひずみ式変位計（ストローク100 mm又は50 mm）により測定した。変位計の設置状況を図-4.4.4に示す。荷重、変位の測定は、各荷重段階に達した直後及び1分、3分、5分後に行なった。載

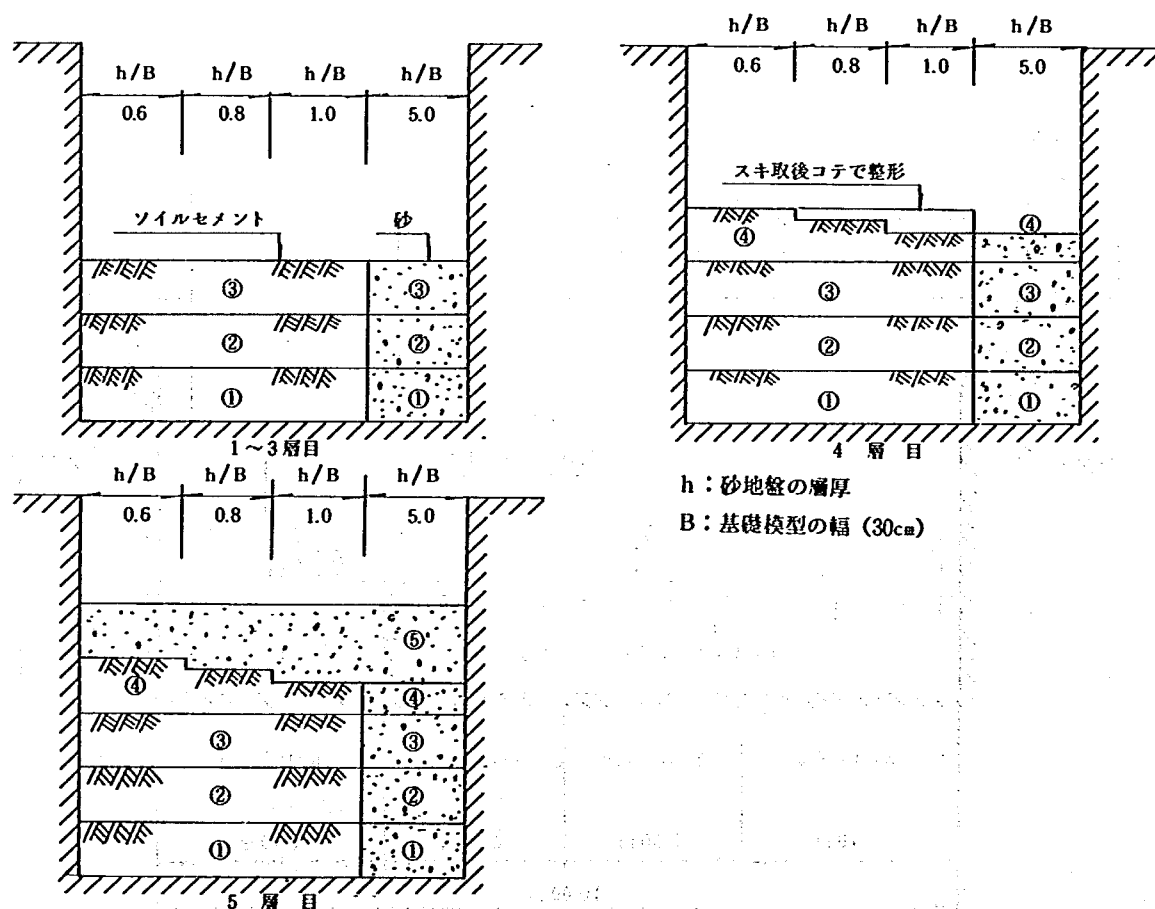


図-4.4.2 地盤作成手順

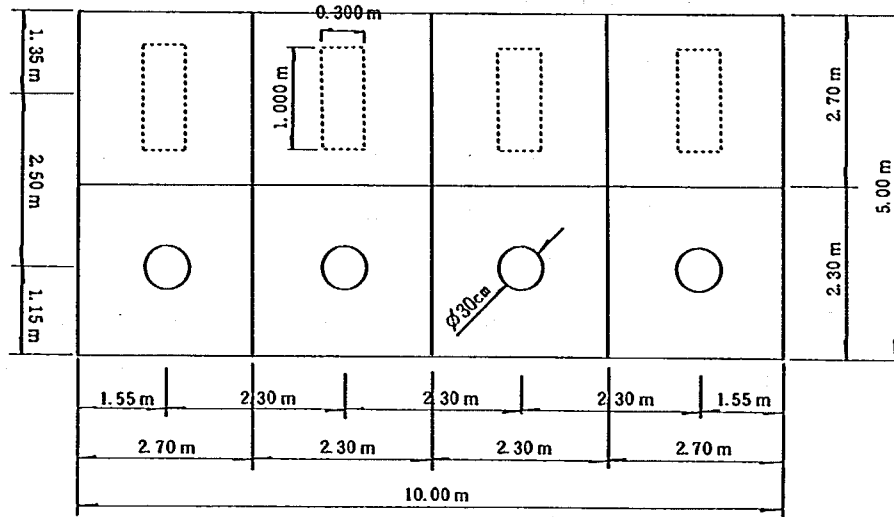


図-4.4.3 基礎模型の配置

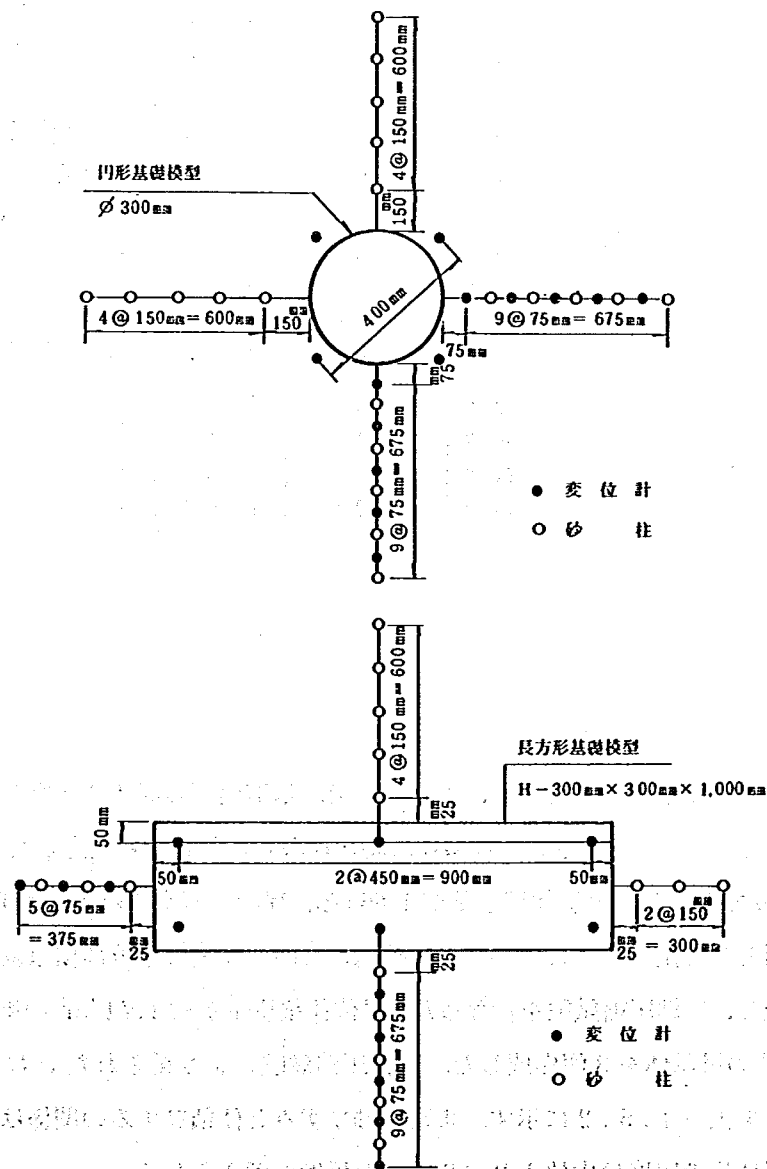


図-4.4.4 変位計及び砂柱設置位置

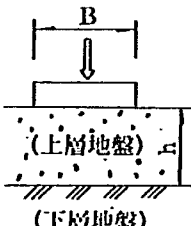
荷終了後地表面のひびわれ及び地中すべり線を観測した。

実験条件は、4-2 研究目的に従い、次のとおりとした。

- ・ 載荷方向は鉛直
- ・ 地盤の強度特性は、松帆側アンカレッジの基礎地盤と相似した、下層地盤が相対的に剛な二層系地盤
- ・ 二層系地盤の幾何学的特性は、 $h/B = 5.0, 1.0, 0.8, 0.6$ の平行二層地盤
- ・ 基礎の平面形状は、円形および長方形 ($B/L = 0.3$)
- ・ 基礎寸法は、松帆側アンカレッジ基礎の $1/300$ 、すなわち直径 (又は B) = 30 cm

同一条件における実験を各2回行なうこととしたので、実験ケースは表-4.4.1のようになる。

表-4.4.1 実験ケース

地 盤	基礎の形状	上層地盤厚さ	h/B	実験番号	備 考
1回目	円 形	150 cm	5.0	A-5.0-1	
		30 "	1.0	A-1.0-1	
		24 "	0.8	A-0.8-1	
		18 "	0.6	A-0.6-1	
	長 方 形	150 "	5.0	B-5.0-1	
		30 "	1.0	B-1.0-1	
		24 "	0.8	B-0.8-1	
		18 "	0.6	B-0.6-1	
2回目	円 形	150 "	5.0	A-5.0-2	{円形基礎} {長方形基礎} 共に $B = 30 \text{ cm}$
		30 "	1.0	A-1.0-2	
		24 "	0.8	A-0.8-2	
		18 "	0.6	A-0.6-2	
	長 方 形	150 "	5.0	B-5.0-2	
		30 "	1.0	B-1.0-2	
		24 "	0.8	B-0.8-2	
		18 "	0.6	B-0.6-2	

4-5 地 盤・定 数

(1) 上層 (砂) 地盤

上層地盤の締固め程度を調べるために、実験終了後、基礎模型の周辺2ヶ所から試料を採取して、単位体積重量を測定した。また、含水比を地盤作成時に採取した試料から測定した。その結果は、表-4.5.1に示すとおりであるが、単位体積重量が 1.66 t/m^3 程度、含水比が4%程度となっている。

上層地盤の材料として用いた砂について、実験地盤と同じ程度の単位体積重量および含水比となるように供試体を作成し、三軸圧縮試験を行なった。単位体積重量が約 1.7 t/m^3 の供試体を4個、単位体積重量が約 1.8 t/m^3 の供試体を3個作成した。三軸圧縮試験により得られた c および ϕ を図-4.5.1に、変形係数 E_{s0} を表-4.5.2に示す。また、軸ひずみと体積ひずみの関係は図-4.5.2のようになり、上層地盤の密度は中位よりやや締った程度と考えられる。

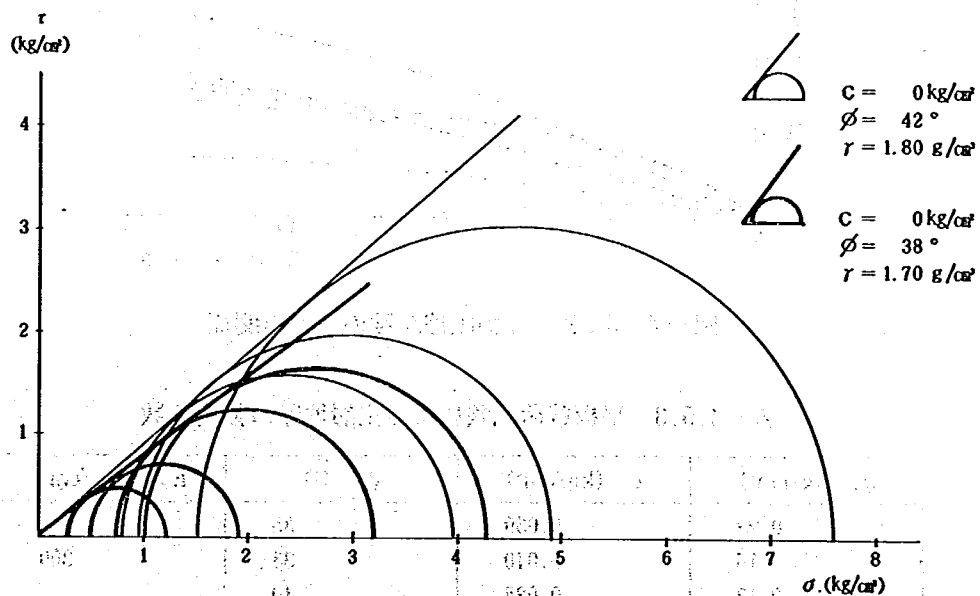
上層地盤の厚さが 150 cm の場合の円形基礎の載荷実験で得られた極限支持力 (4.02 kg/cm^2) から、

表—4.5.1 上層地盤の単位体積重量

地盤	実験番号	単位体積重量 (g/cm ³)	含 水 比 (%)	地盤	実験番号	単位体積重量 (g/cm ³)	含 水 比 (%)
1 回 目	A-0.6-1	1.63	2.44 6.80 4.48 3.93	2 回 目	A-0.6-2	1.70	3.14 4.55 3.66
		1.69				1.72	
	A-0.8-1	1.67			A-0.8-2	1.71	
		1.68				1.68	
	A-1.0-1	1.63			A-1.0-2	1.65	
		1.67				1.65	
	A-5.0-1	1.68			A-5.0-2	1.63	
		1.64				1.68	
	B-0.6-1	1.63			B-0.6-2	1.67	
		1.66				1.69	
	B-0.8-1	1.64			B-0.8-2	1.64	
		1.66				1.64	
	B-1.0-1	1.68			B-1.0-2	1.65	
		1.66				1.62	
	B-5.0-1	1.67			B-5.0-2	1.61	
		1.69				1.60	
平 均		1.66	4.41	平 均		1.66	3.78

表—4.5.2 三軸圧縮試験による E_{50}

単位体積重量(g/cm ³)	側 圧 (kg/cm ²)	E_{50} (kg/cm ²)
1.88	1.5	570
1.82	1.0	590
1.80	0.9	510
平 均		550
1.71	1.0	340
1.70	0.8	—
1.70	0.5	290
1.63	0.3	210
平 均		280



図—4.5.1 三軸圧縮試験による c および ϕ

道路橋示方書に示される式(4.5.1)により逆算して求めた c , ϕ の組合せ, その c , ϕ から, Mohr-Coulomb の破壊基準により式(4.5.2)で求めた一軸圧縮強度 q_u , および荷重～変位曲線の繰り返し部分の立上り勾配の 1/2 から弾性理論により式(4.5.3)で求めた変形係数 E_{30} を, 表一 4.5.3 に示す。

$$p_u = 1.3 c N_c + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad \dots\dots\dots (4.5.1)$$

ここに, p_u : 極限支持力 (kg/cm^2)
 γ : 地盤の単位体積重量 (kg/cm^3)
 B : 基礎の載荷幅 (cm)
 N_c, N_γ : 支持力係数

$$q_u = 2c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (4.5.2)$$

$$E = \frac{0.79(1 - \nu^2)B}{2} \frac{\Delta p}{\Delta S} \quad \dots\dots\dots (4.5.3)$$

ここに, ν : 地盤のポアソン比, $\nu = 0.3$ とする

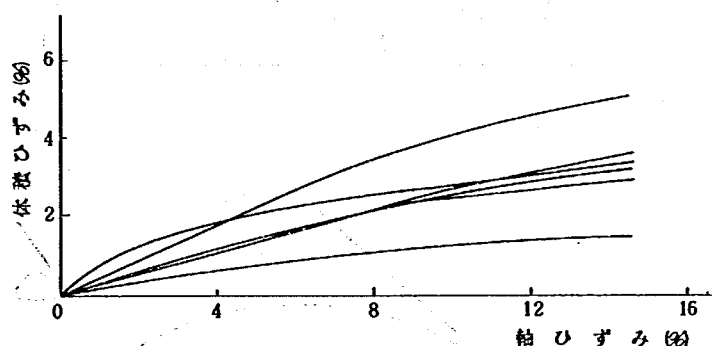
$\Delta p / \Delta S$: 荷重～変位曲線の繰り返し部分の立上がり勾配 (kg/cm^3)

また, 地中すべり線観測のために上層地盤を堀削したときの自立高さ (70 cm 以上) から, 式(4.5.4)により粘着力を求めると, $c = 0.03 \text{ kg}/\text{cm}^3$ 以上となる。

$$c = H_c \cdot \gamma / 2 \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2) \quad \dots\dots\dots (4.5.4)$$

ここに, H_c : 自立高さ

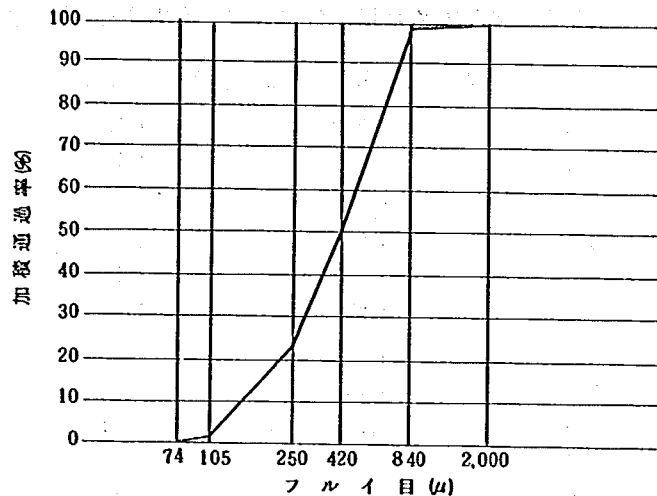
なお, 上層地盤の材料として用いた砂の粒度分布を, 図一 4.5.3 に示す。



図一 4.5.2 三軸圧縮試験のひずみ関係

表一 4.5.3 平板載荷試験による上層地盤の強度定数

q_u (kg/cm^2)	c (kg/cm^2)	ϕ ($^\circ$)	E_{30} (kg/cm^2)
0.23	0.059	35	300
0.16	0.040	38	
0.12	0.028	40	



図—4.5.3 上層地盤に使用した砂の粒度分布

(2) 下層（ソイルセメント）地盤

実験終了後に下層地盤から供試体採取することが困難であると考えられたので、地盤締固め直後に、2層目と4層目の各2ヶ所において、金属箱（10×10×40 cm）を押込んで試料を採取した。実験終了後に、採取した試料から円柱供試体（直径5 cm、高さ10 cm）を作成し、一軸圧縮試験を行なった。その結果を表—4.5.4に示す。

また、地盤各層作成時に、コンクリートミキサーから採取したソイルセメントを突き固めて円柱供試体（直径10 cm、高さ20 cm）を作成し、一軸圧縮試験を行なった。なお、ソイルセメントの材料として用いた砂の含水量を、供試体作成と同時に測定した。それらの結果を表—4.5.5に示す。

さらに、全ての実験終了後上層地盤を撤去し、下層地盤上で直径30 cmの剛円板による載荷試験を行なった。その荷重～変位関係を図—4.5.4に示す。予想したよりも極限支持力が大きく、最大荷重50 tでも破壊に致らなかった。図—4.5.5に示す $\log P \sim \log S$ 曲線の変曲点から、降伏支持力は39 tと推定され、荷重～変位曲線の目視などから、極限支持力はおおむね60 t程度と推定される。

平板載荷試験による極限支持力60 tから、上層地盤の場合と同様に、 c , ϕ , q_u の組合せと変形係数 E_{30} を求めると、表—4.5.6のようになる。

表—4.5.4 地盤から採取した供試体による一軸圧縮試験結果

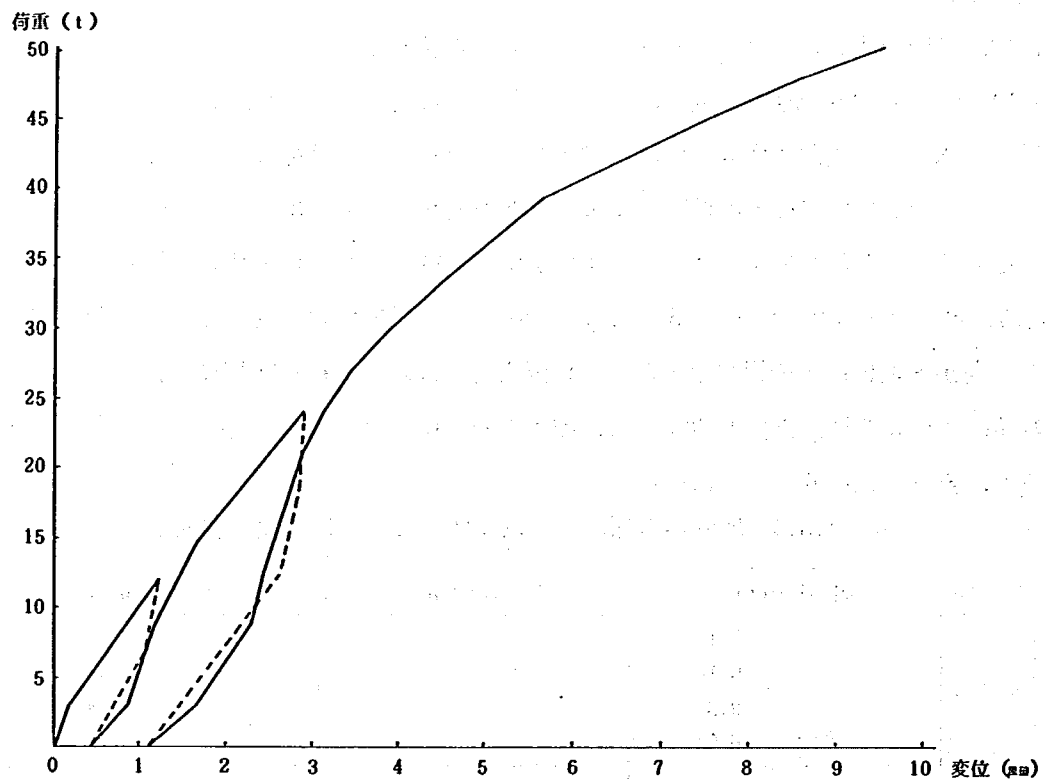
地 盤	q_u (kg/cm ²)	E_{30} (kg/cm ²)	供試体密度 (g/cm ³)
第2層	5.1	—	1.43
	9.1	—	1.48
	9.3	—	1.44
	6.5	—	1.49
第4層	3.4	4,340	1.51
	8.9	1,020	1.58
	8.6	2,687	1.58
	7.4	7,660	1.52
	2.0	—	1.47
	1.5	—	1.63
平 均	6.2	3,927	1.51

表—4.5.5 突き固めた供試体による一軸圧縮試験結果

地 盤	q_u (kg/cm ²)	E_{30} (kg/cm ²)	供試体密度 (g/cm ³)	砂の含水比(%)
第1層	4.6	2,531	1.73	7.91
	3.2	1,295	1.75	7.67
	4.7	1,780	1.73	7.92
第3層	4.5	5,631	1.71	9.27
	5.0	9,960	1.72	8.61
	4.5	2,878	1.74	9.05
第4層	6.7	6,802	1.82	6.83
	7.4	6,757	1.81	
	6.9	5,737	1.84	
	7.9	—	1.80	
	9.6	—	1.84	
平 均	5.9	4,819	1.77	7.86

表—4.5.6 平板載荷試験による強度定数

q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	E_{30} (kg/cm ²)
5.4	1.41	35	2,700
4.3	1.05	38	
3.7	0.85	40	

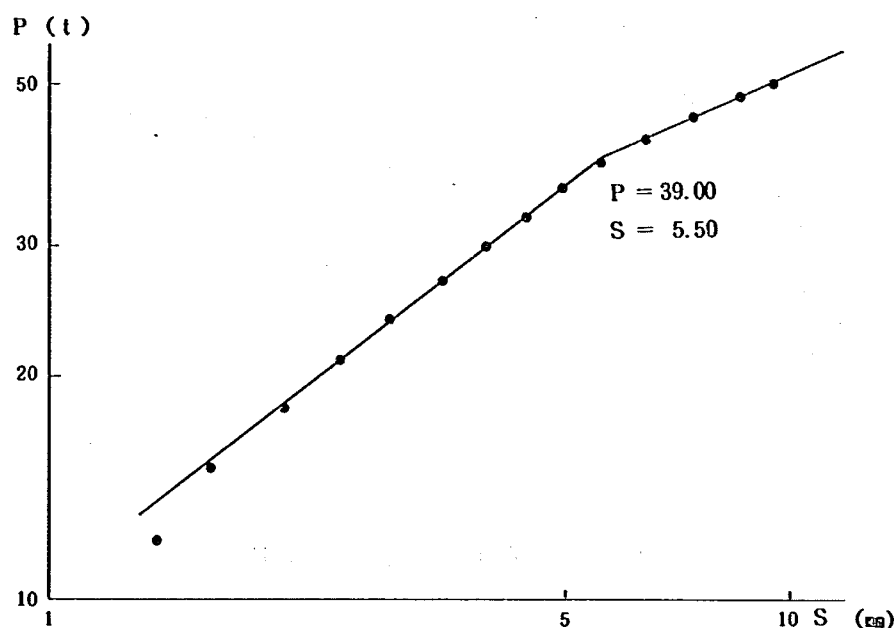


図—4.5.4 平板載荷試験の荷重～変位関係

下層地盤より採取した試料による一軸圧縮強度 q_u の平均は 6.2 kg/cm^2 であり、コンクリートミキサーから採取した試料による q_u の平均は 5.9 kg/cm^2 である。これから、ソイルセメントの q_u を 6 kg/cm^2 として、Mohr-Coulomb の破壊規準により求められる c 、 ϕ の組み合わせを表—4.5.7 に示す。

表—4.5.7 一軸圧縮試験による強度定数

q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
6	1.56	35
	1.46	38
	1.40	40



図—4.5.5 平板載荷試験の $\log P - \log S$

4—6 実験結果

円形および長方形基礎の鉛直荷重強度～鉛直変位の関係を、上層地盤の厚さ h が 150 cm, 30 cm, 24 cm, 18 cm の場合について、それぞれ図—4.6.1～図—4.6.4 に示す。

上層均質地盤の荷重～変位曲線は、図—4.6.1 のように、円形および長方形の両基礎共に極限支持力付近で荷重のピークが見られず、局部せん断破壊に近くなっている。

二層地盤の荷重～変位曲線は、円形基礎については、 h が 30 cm, 24 cm の場合は上層均質地盤と同様に進行性破壊となっているが、 h が 18 cm と小さい場合は極限支持力付近で荷重のピークが見られ、ぜい性破壊となっている。長方形基礎については、 h が 30 cm, 24 cm, 18 cm のいずれも、上層均質地盤と異なり、ぜい性破壊となっている。

載荷は、いずれの場合も、荷重を一定に保持したときに変位が大きく進むか、変位とともに荷重が減少するまで行っており、最大荷重を極限支持力とした。

最大荷重載荷時の基礎および地盤の鉛直変位、載荷終了後の地中すべり線および地表面のクラックや隆起の状況を、図—4.6.5—図—4.6.12 に示す。すべり線観測のため、極限支持力に達した後も基礎が十分に変位するまで、載荷をつづけた。

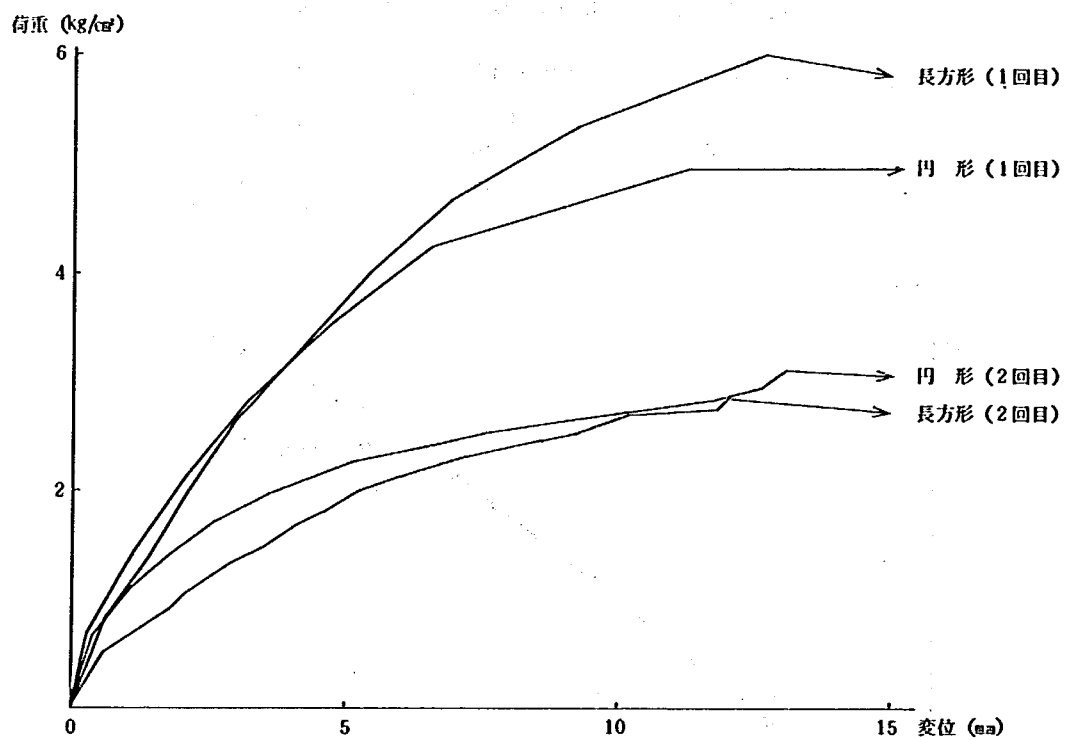


図-4.6.1 荷重～変位関係 ($h/B = 5.0$)

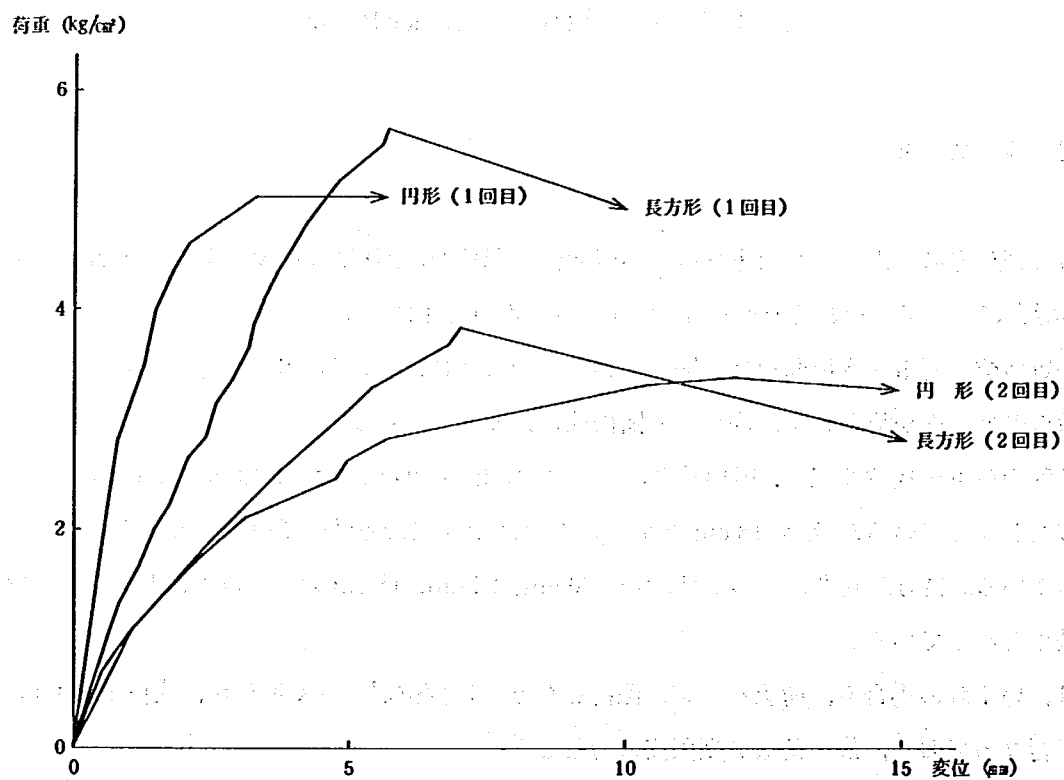
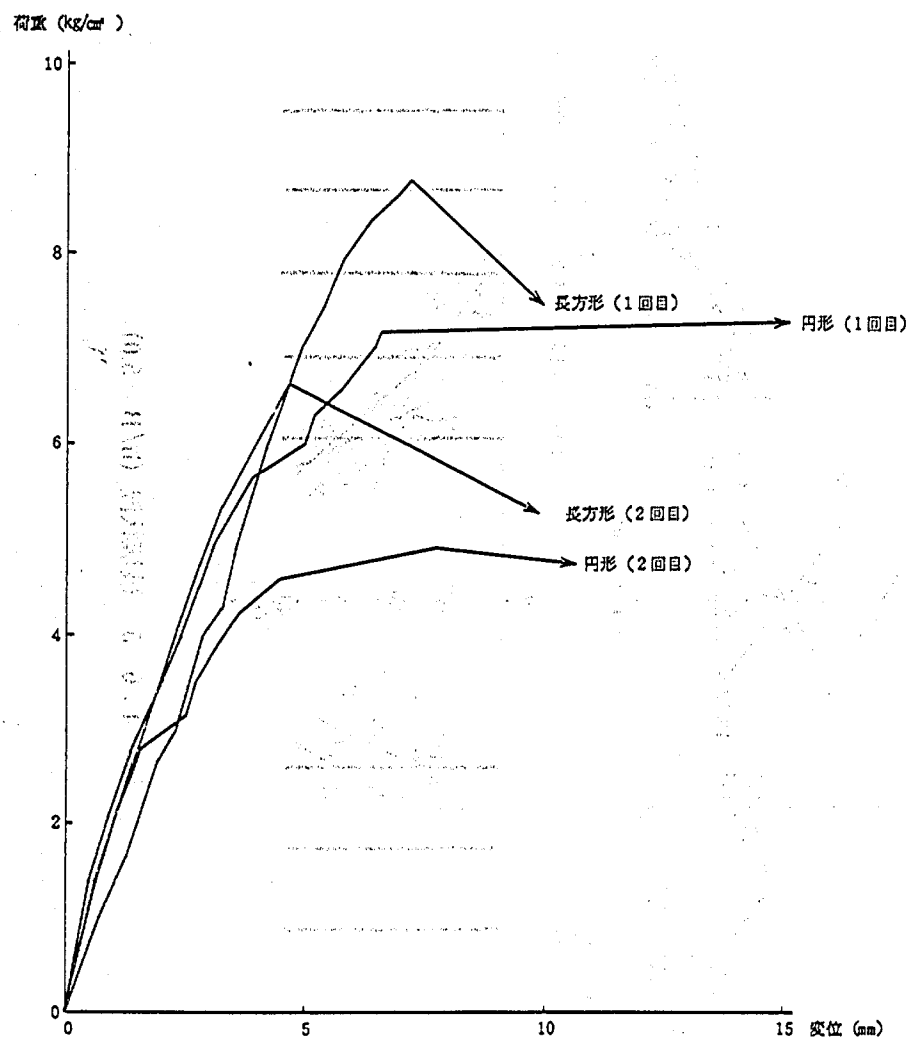
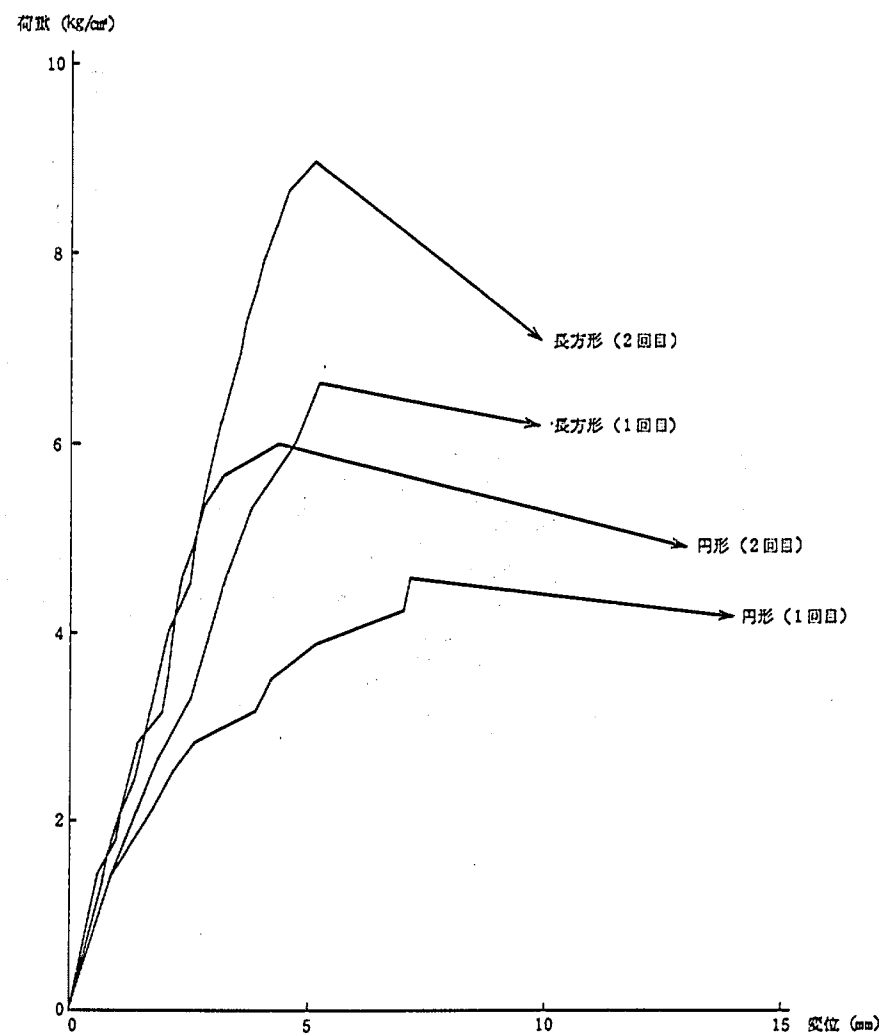


図-4.6.2 荷重～変位関係 ($h/B = 1.0$)



図—4.6.3 荷重～変位関係 ($h/B = 0.8$)



図—4.6.4 荷重～変位関係 ($h/B = 0.6$)

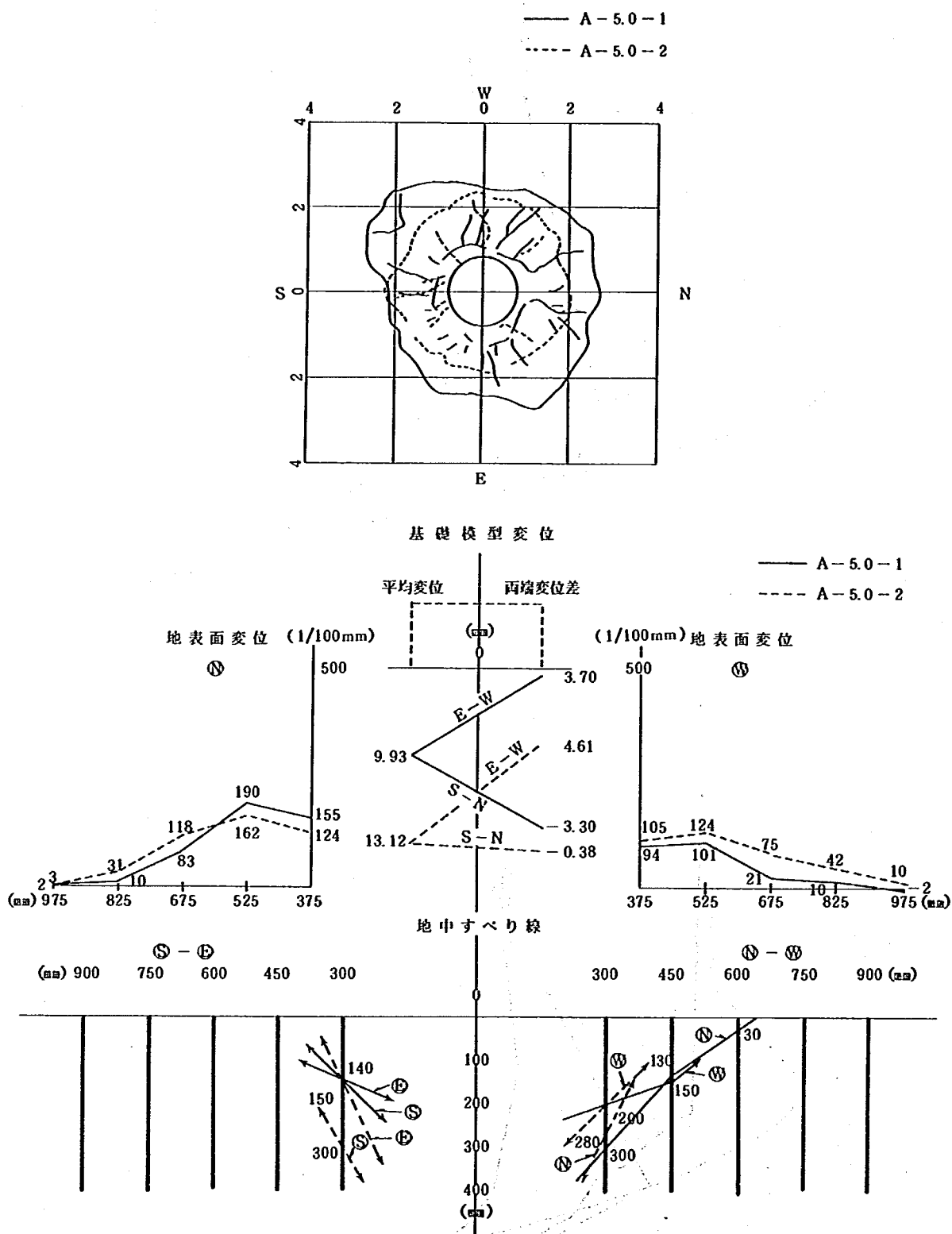


図-4.6.5 破壊状況 ($h/B = 5.0$)

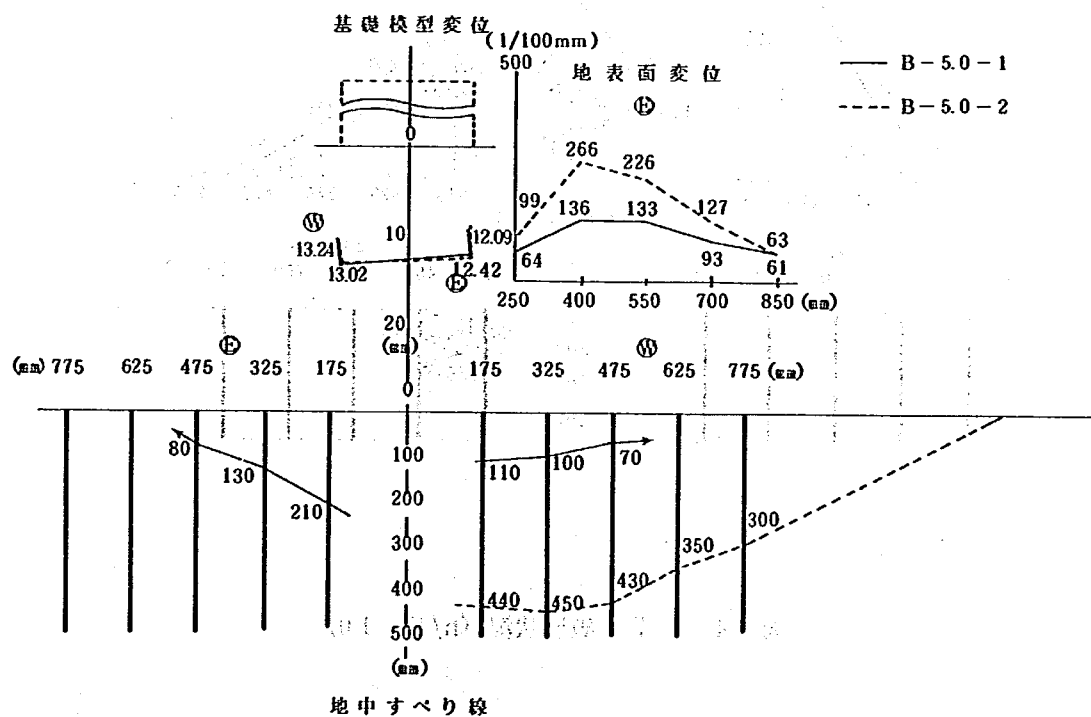
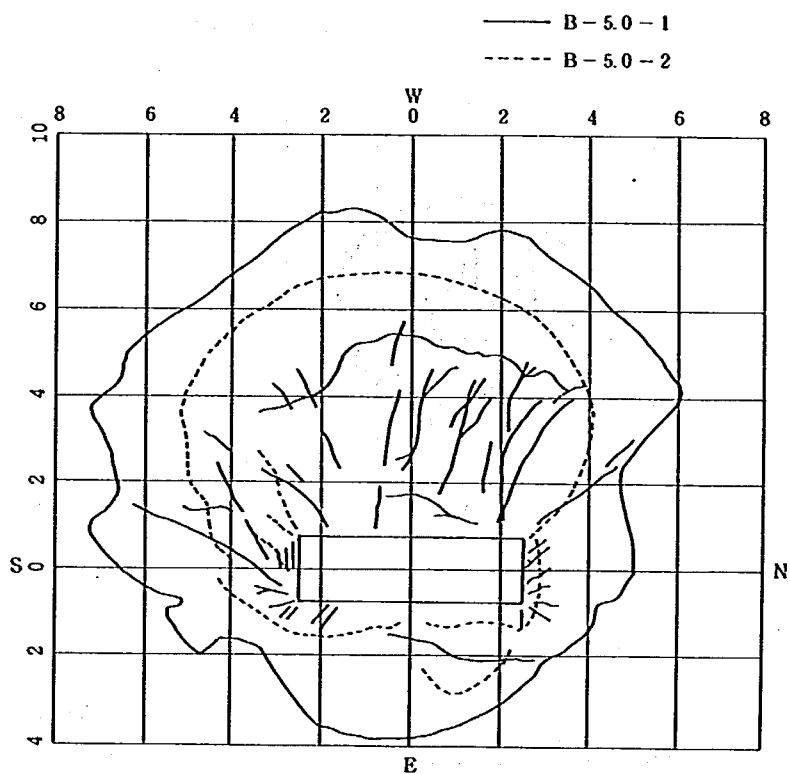


図-4.6.6 破壊状況 ($h/B=5.0$)

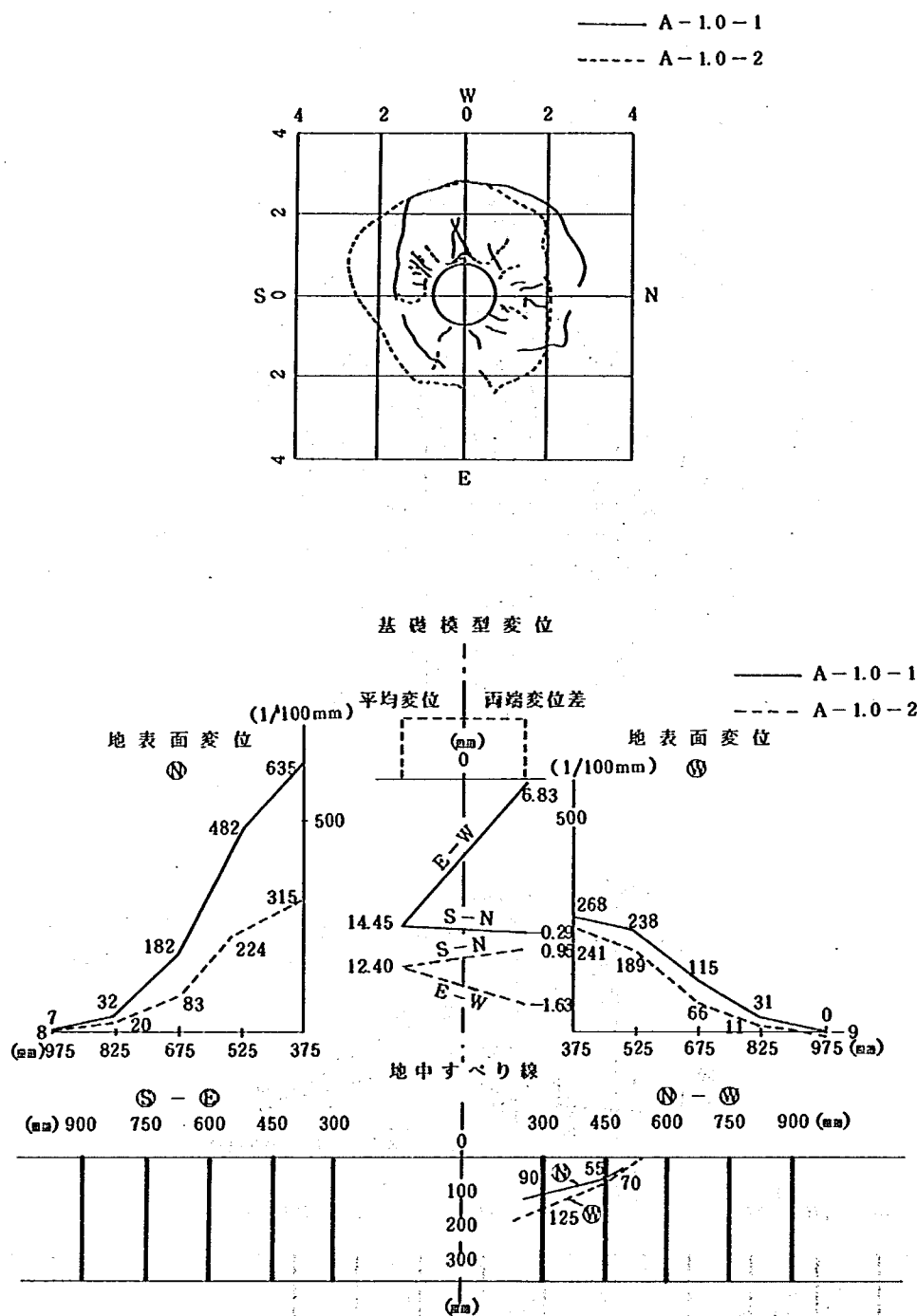


図-4.6.7 破壊状況 ($h/B = 1.0$)

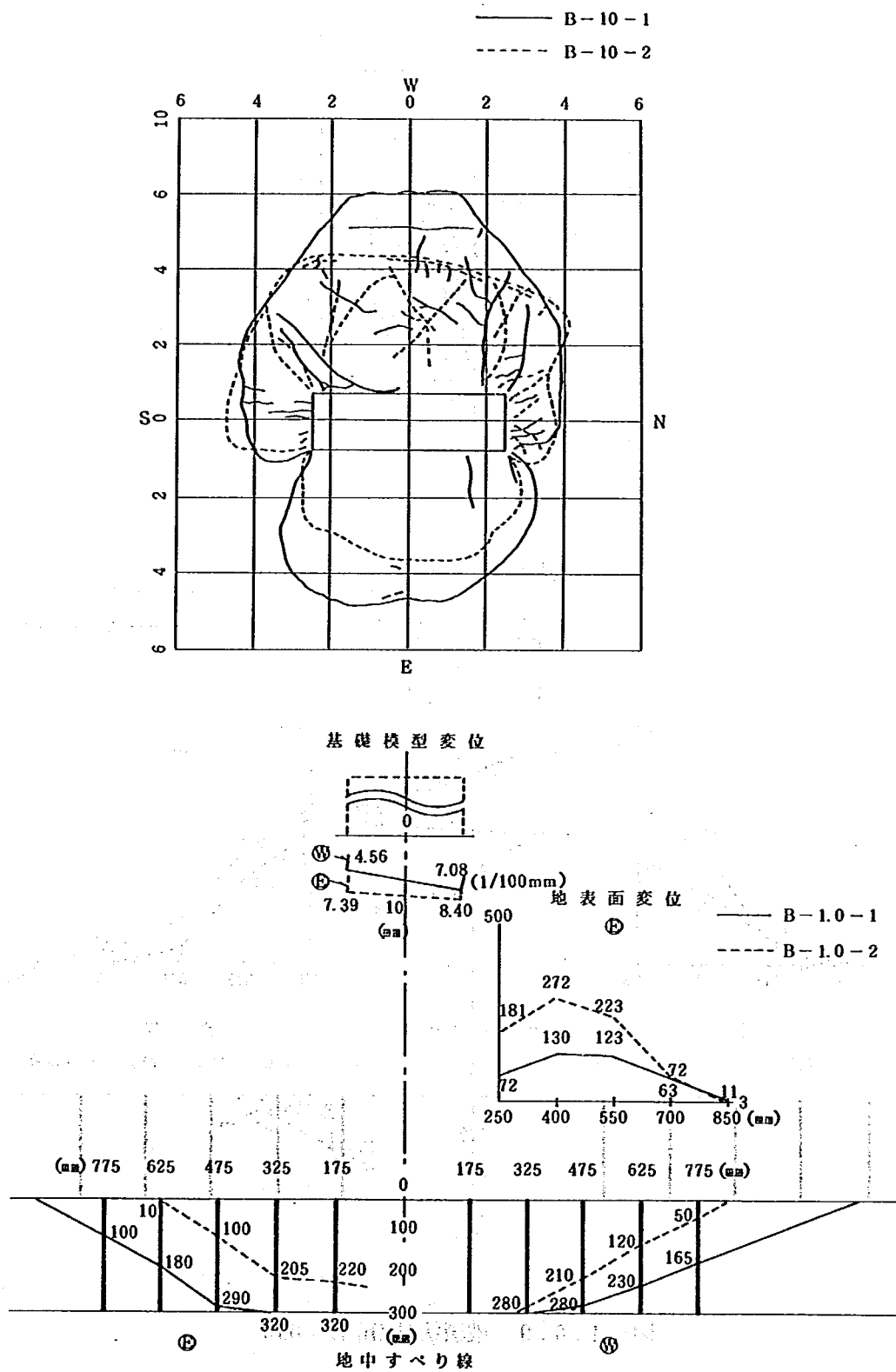


図-4.6.8 破壊状況 ($h/B = 1.0$)

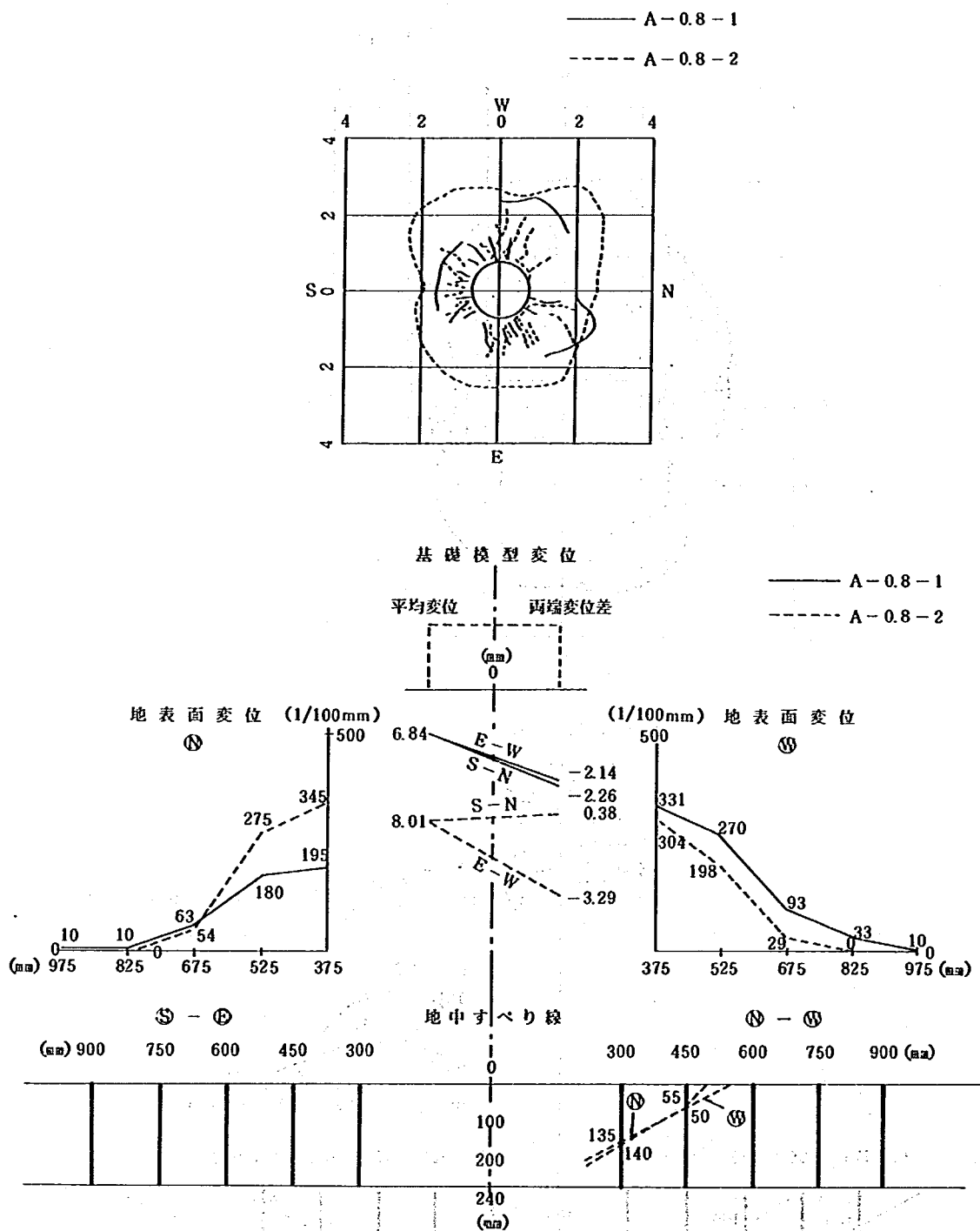


図-4.6.9 破壊状況 ($h/B=0.8$)

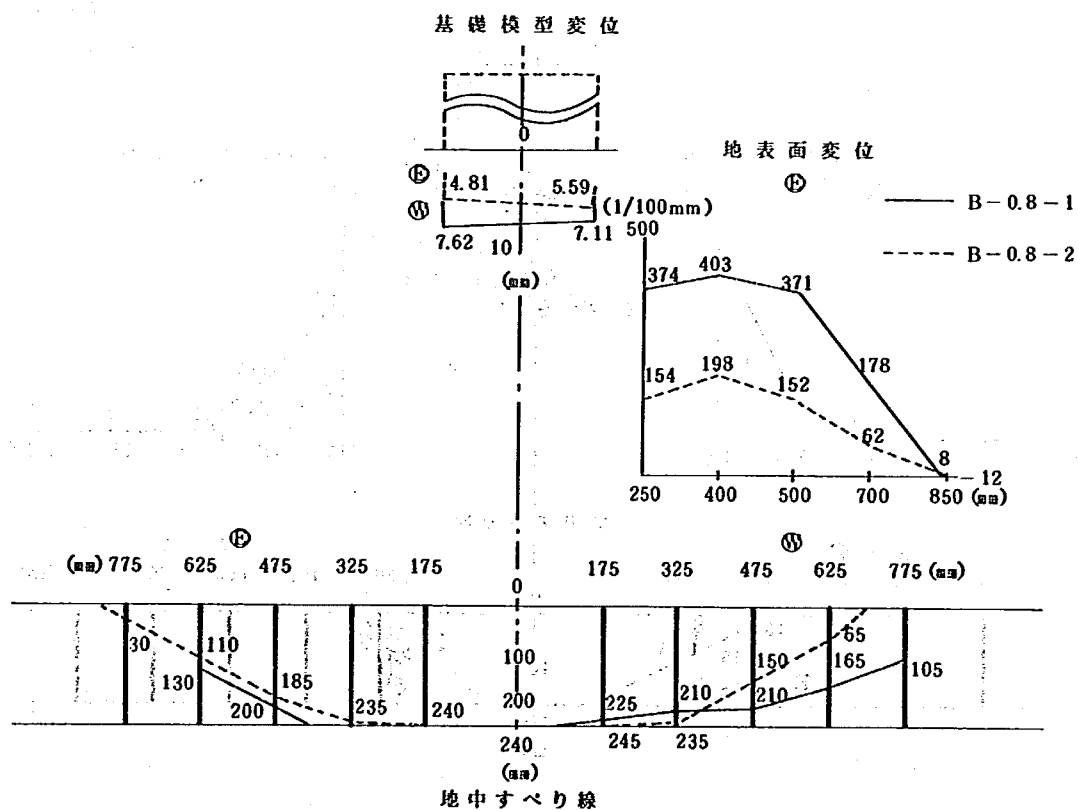
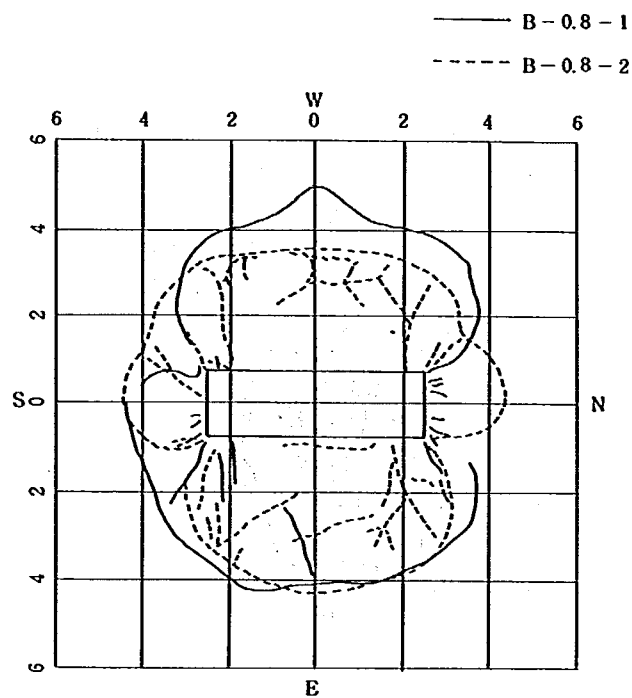
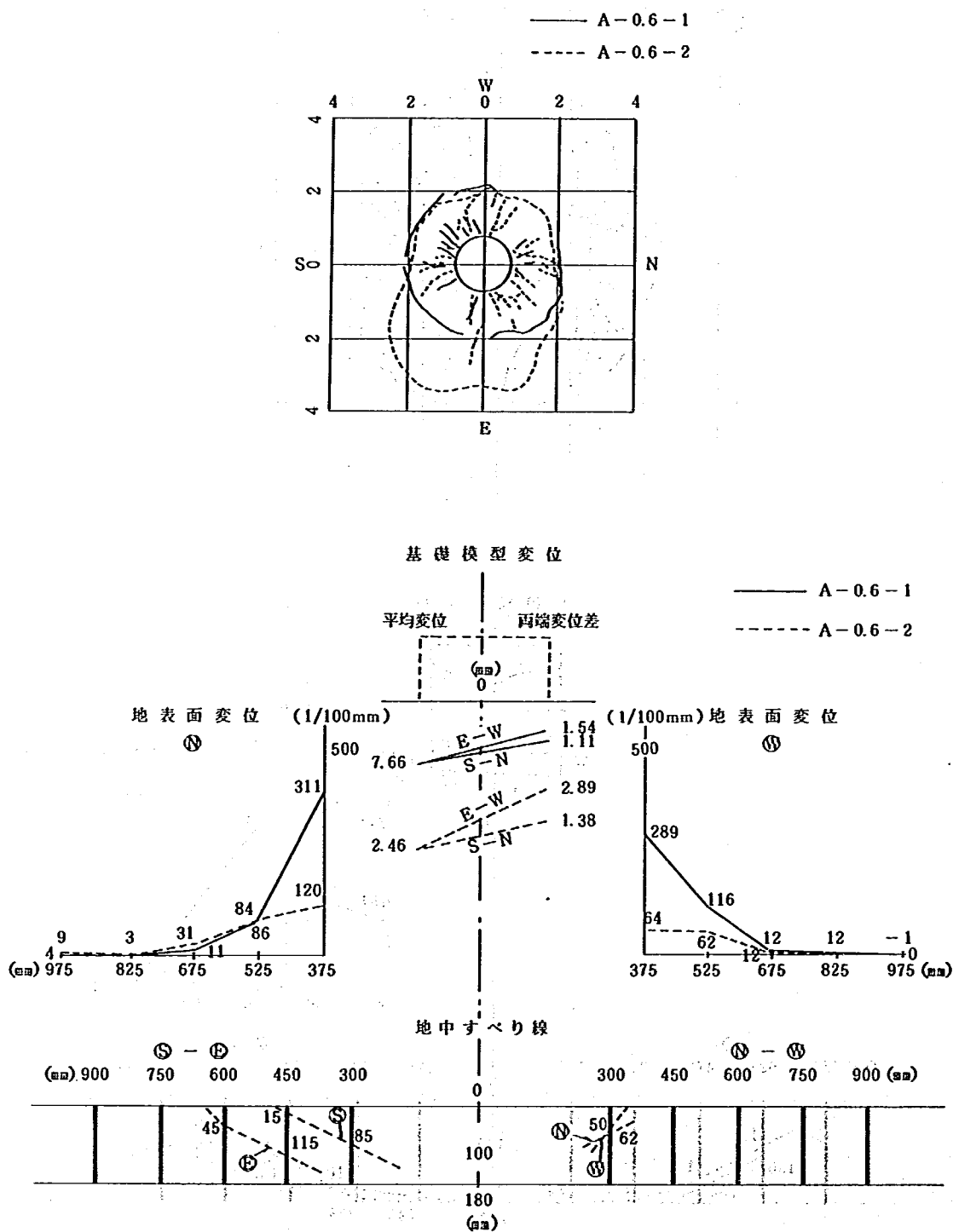


図-4.6.10 破壊状況 ($h/B=0.8$)



図—4.6.11 破壊状況 ($h/B = 0.6$)

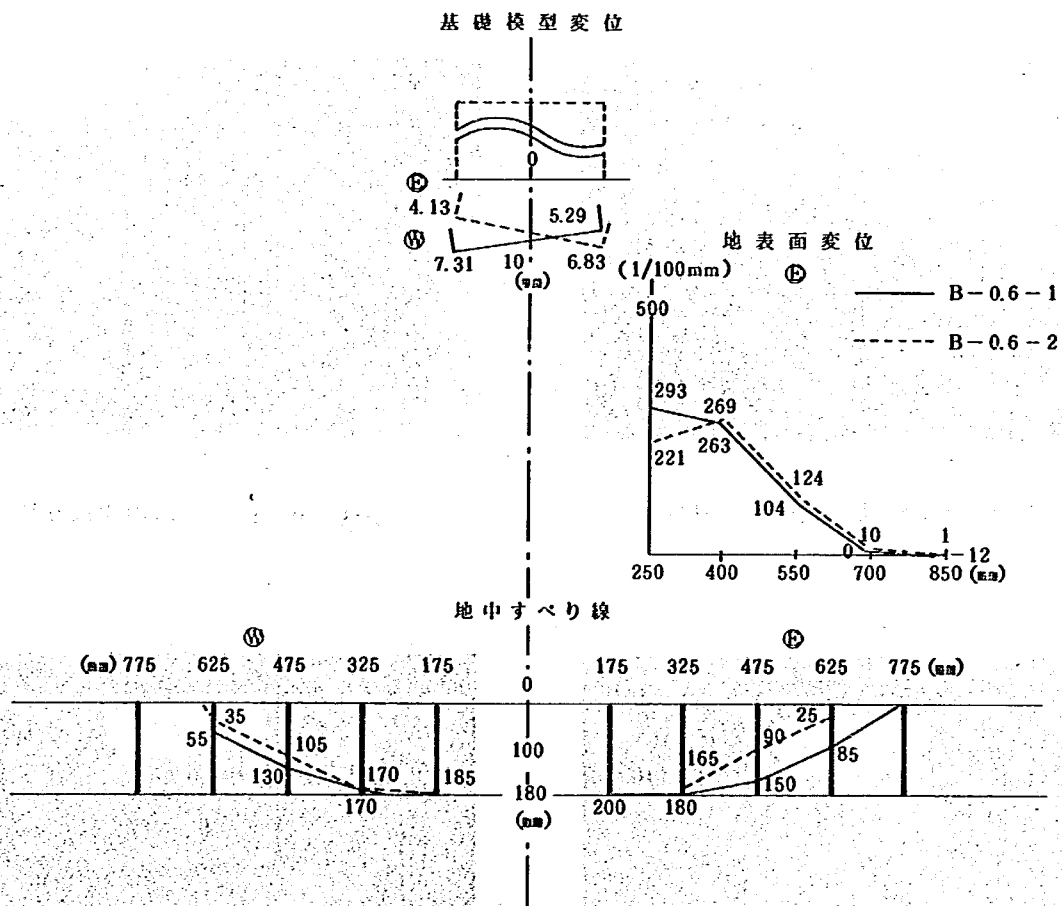
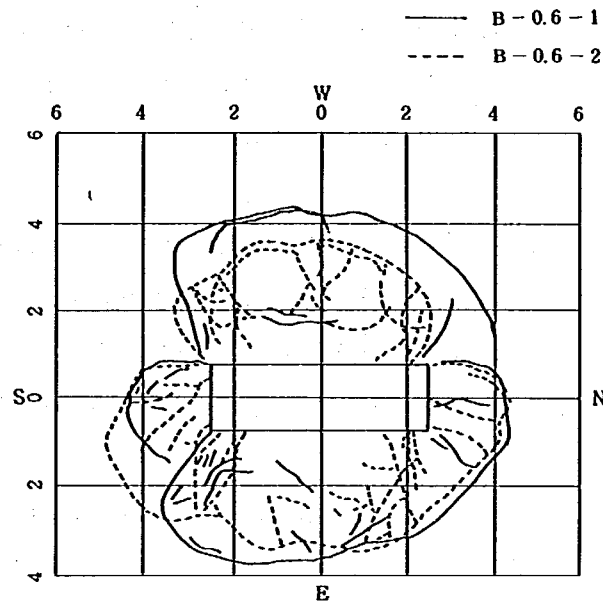


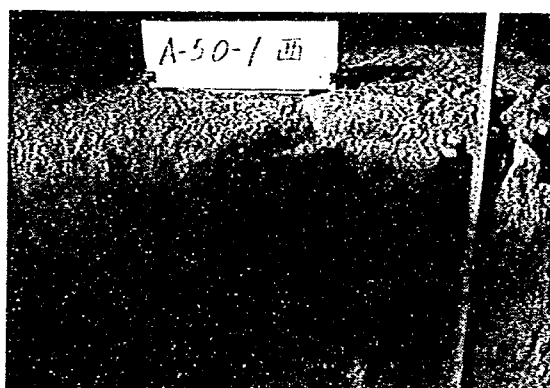
図-4.6.12 破壊状況 ($h/B = 0.6$)

上層均質地盤の円形基礎については、写真—4.6.1のように地中すべり線が不明瞭あるいは殆ど認められず、地盤の塑性領域および地表面変位も長方形基礎に比較して狭い範囲に生じており、局部せん断破壊に近いことを示している。長方形基礎については、写真—4.6.2のように地中すべり線が比較的明瞭であり、地盤の塑性領域および地表面変位も広い範囲に生じているので、これらの点からは全般せん断破壊に近いと考えられる。

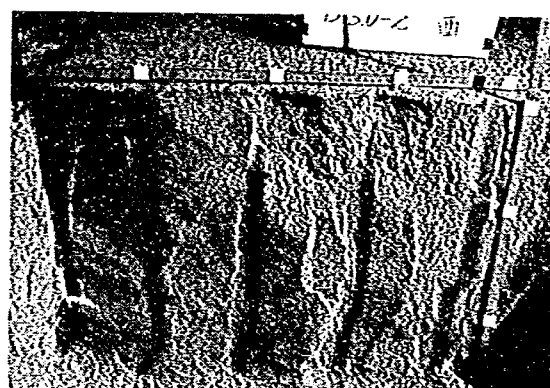
二層地盤の円形基礎については、地中すべり線、地盤の塑性領域および地表面変位の状況が、 h の大きさにかかわらず、上層均質地盤と同様となっている。しかし、 h が18 cmの場合は、写真—4.6.3のように地中すべり線がやや明瞭となっている。長方形基礎については写真—4.6.4のように明瞭なすべり線が、下層地盤に接して発生している。また、 h が小さくなる程、地盤の塑性領域の生ずる範囲が小さくなる傾向が見られる。

極限支持力および降伏支持力を、表—4.6.1に示す。降伏支持力は、図—4.6.13～図—4.6.16に示す $\log P \sim \log S$ 曲線の変曲点から求めた。

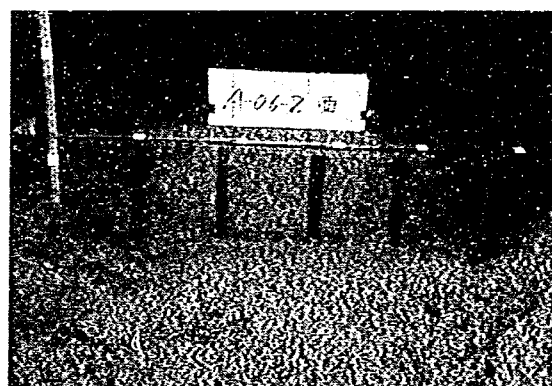
極限支持力は、表—4.6.1に見られるように、1回目と2回目の実験のばらつきが大きい、その平均値をもってその条件における極限支持力とする。



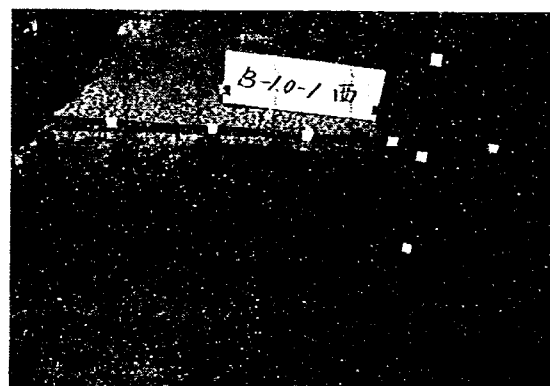
写真—6.4.1 地中すべり線



写真—6.4.2 地中すべり線



写真—4.6.3 地中すべり線



写真—4.6.4 地中すべり線

表—4.6.1 載荷実験による支持力 (kg/cm²)

	実験の種類		上層地盤の厚さ			
	形状	番号	150 cm	30 cm	24 cm	18 cm
極限支持力	円形	1	4.97	5.05	7.43	4.60
		2	3.07	3.37	4.93	5.99
		平均	4.02	4.21	6.18	5.30
	長方形	1	5.99	5.65	8.82	6.66
		2	2.83	3.83	6.67	8.99
		平均	4.41	4.74	7.75	7.83
降伏支持力	円形	1	3.15	5.02	5.38	3.61
		2	2.59	2.70	3.73	4.46
		平均	2.87	2.57	4.56	4.04
	長方形	1	4.67	4.75	8.07	5.67
		2	1.85	2.20	5.07	6.27
		平均	3.26	2.32	6.57	5.97

円形基礎および長方形基礎の極限支持力と、上層地盤の厚さと基礎幅との比(h/B)との関係を、図—4.6.17に示す。同図には、過去に行なわれた二次元実験槽における二層地盤の模型実験結果^{5),6)}もあわせて示す。

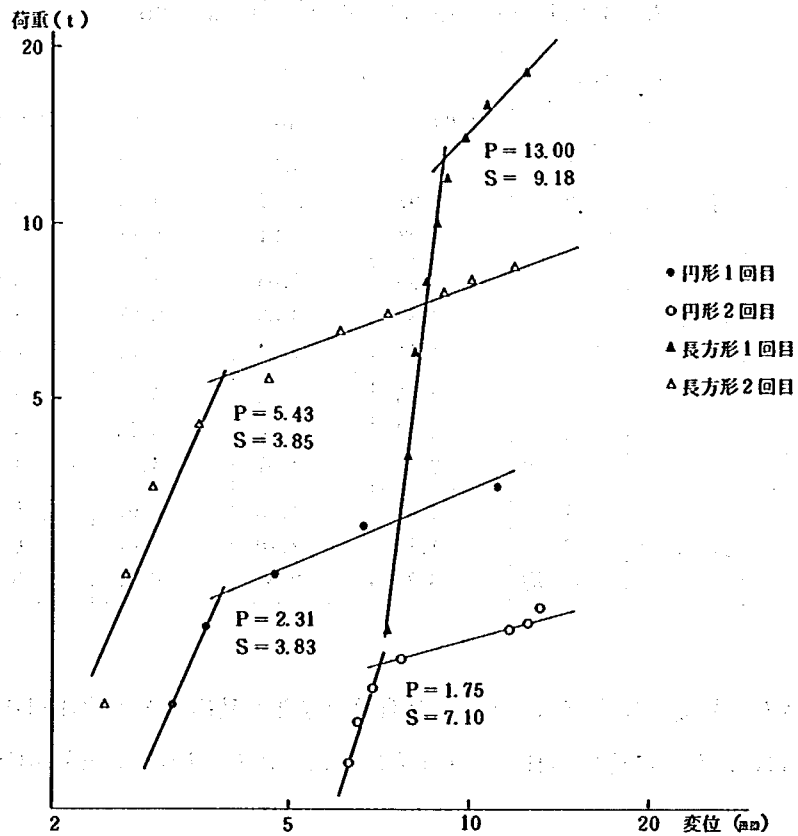
上層均質地盤の帯状基礎に対する極限支持力は、剛塑性理論により式(4.6.1)で求められる。

$$p_u = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_r \dots\dots\dots (4.6.1)$$

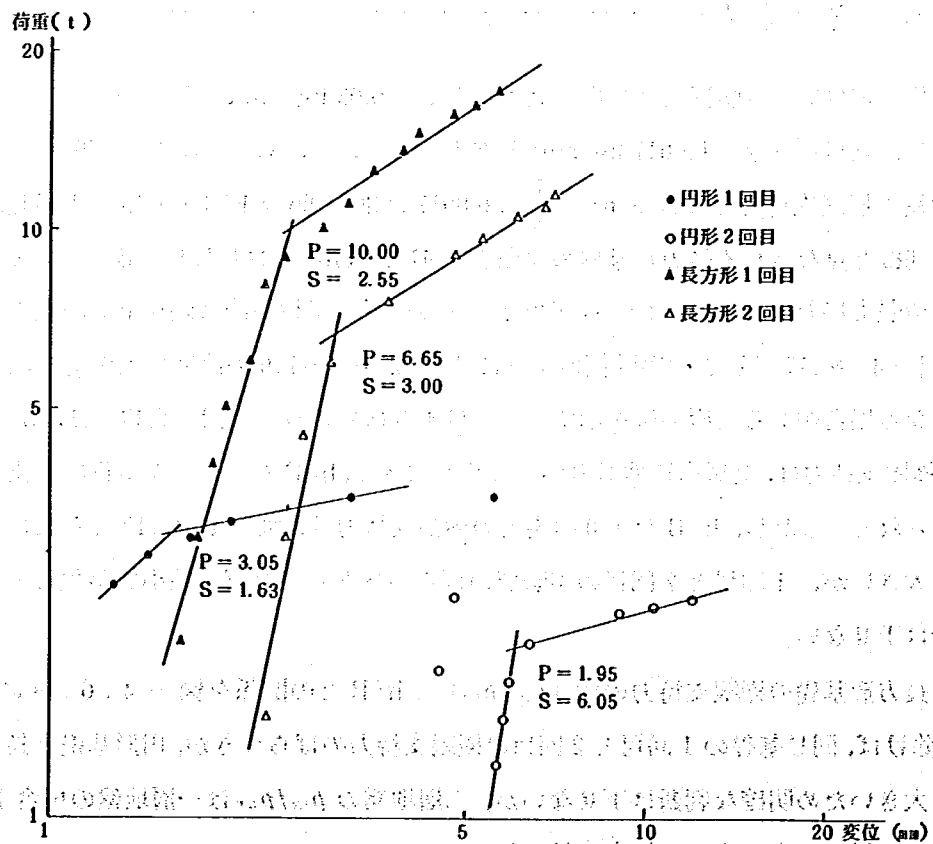
上層地盤の強度定数は、地盤掘削時の自立高さから $c = 0.03 \text{ kg/cm}^2$ 、三軸圧縮試験から $\phi = 38^\circ$ 、実験地盤から採取した試料から $\gamma = 0.0017 \text{ kg/cm}^3$ と推定されるので、 $N_c = 61$ 、 $N_r = 56$ となって、式(4.6.1)から、上層地盤の極限支持力は $0.03 \times 61 + \frac{1}{2} \times 0.0017 \times 30 \times 56 = 1.83 + 1.43 = 3.26 \text{ kg/cm}^2$ と計算され、ほぼ帯状基礎と見なされる長方形基礎の実験値 4.41 kg/cm^2 とおおむね一致している。

二層地盤の極限支持力は、一般には h/B が小さくなるに従って相対的に剛な下層地盤の影響を受けて大きくなるが、図—4.6.17の過去の実験例のように、 h/B が $0.5 \sim 1.0$ の範囲で上層均質地盤の極限支持力よりも小さくなる場合がある（極小値を示す）ことが知られている。今回の実験では、 h/B が 0.8 および 0.6 の場合の極限支持力は、上層均質地盤の場合よりも大きく、 h/B が小さくなる程極限支持力が大きくなる傾向が認められる。しかし、 h/B が 1.0 の場合の極限支持力は、図—4.6.17で見れば上層均質地盤の場合より少し大きい、1回目と2回目の実験値のばらつきから見れば、極小値が生じている可能性もあり明確な判断は下せない。

円形基礎と長方形基礎の極限支持力の比 (p_{uc}/p_{ur}) と h/B との関係を図—4.6.18に示す。 h/B が 0.6 の場合を除けば、同じ基礎の1回目と2回目の極限支持力のばらつきが、円形基礎と長方形の極限支持力の差よりも大きい、ため明確な判断は下せないが、二層地盤の p_{uc}/p_{ur} は一層地盤の場合より小さく、 h/B が小さくなるに従って小さくなる傾向が見られる。



図—4.6.13 $\log P - \log S$ ($h/B = 5.0$)



図—4.6.14 $\log P - \log S$ ($h/B = 1.0$)

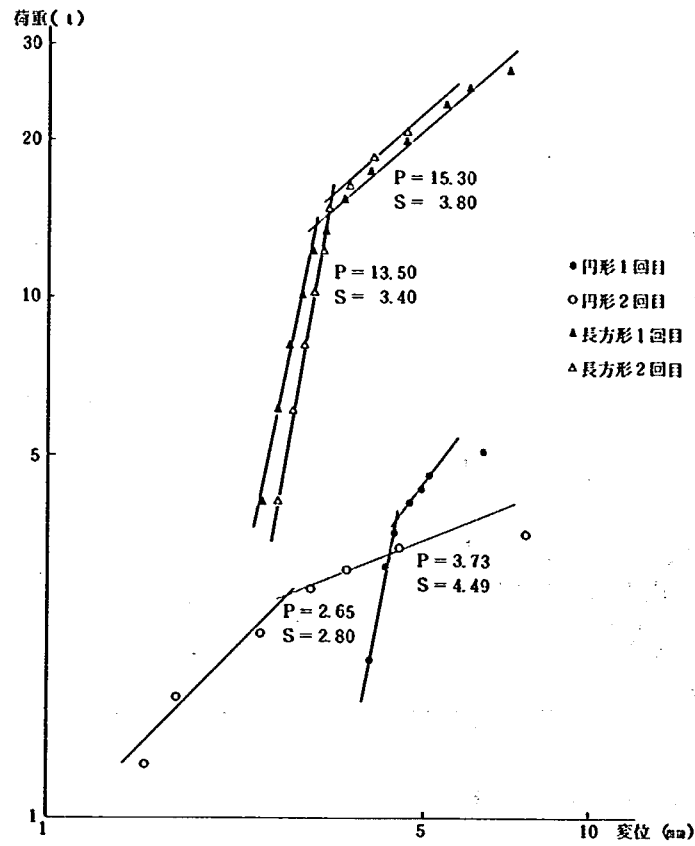


図-4.6.15 $\log P - \log S$ ($h/B = 0.8$)

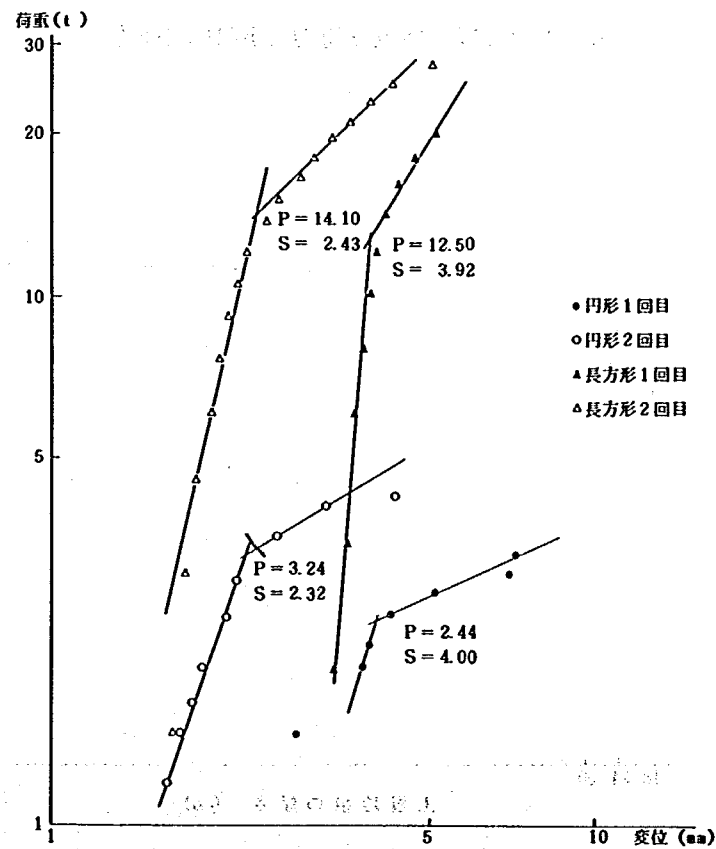


図-4.6.16 $\log P - \log S$ ($h/B = 0.6$)

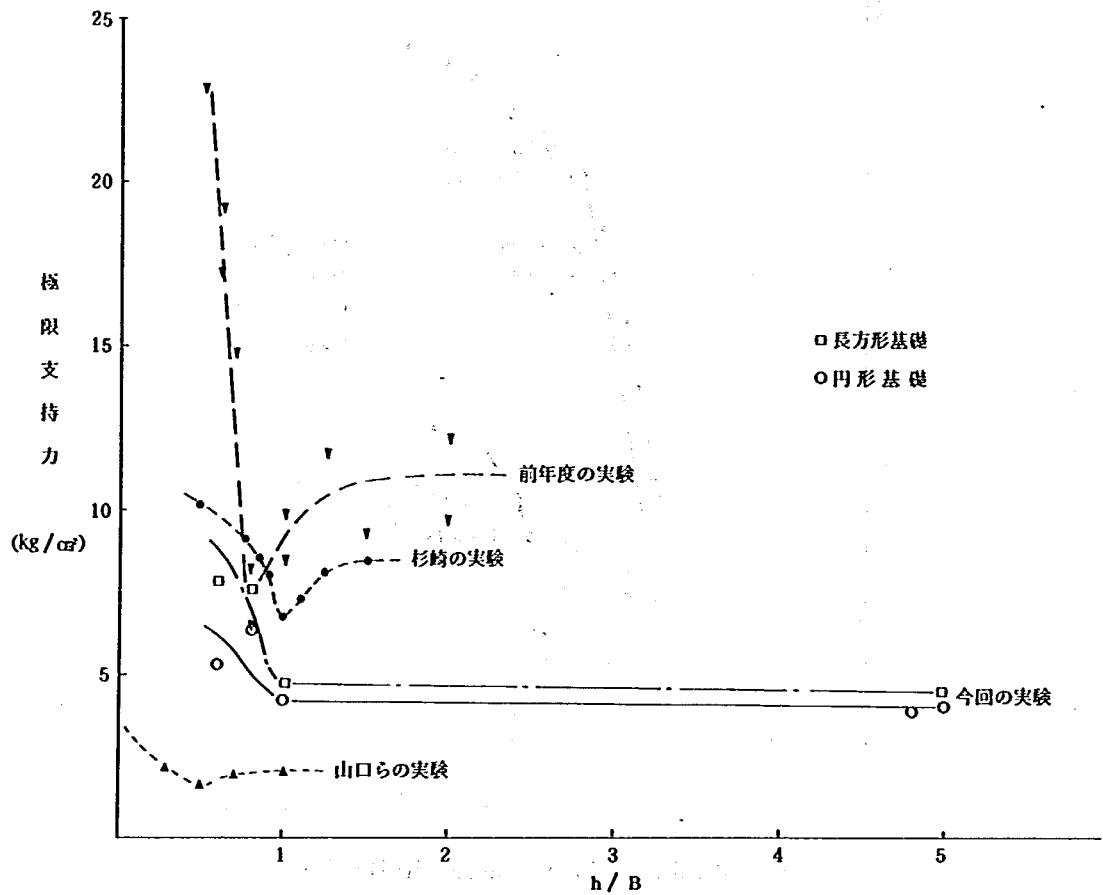


図-4.6.17 極限支持力と h/B の関係

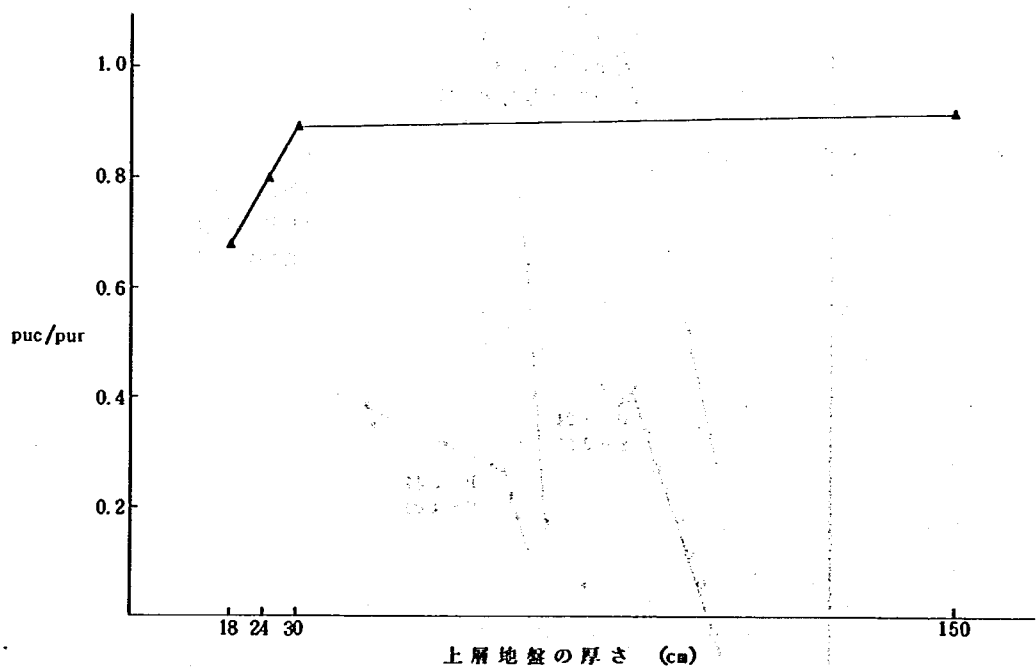


図-4.6.18 円形基礎と長方形基礎の極限支持力の比と上層地盤の厚さ

4-7 考 察

(1) 地 盤 定 数

4-5 地盤定数で得られた実験地盤の強度定数を整理すると、表-4.7.1のようになる。

実験地盤に関する、表-4.7.1の推定された強度定数は、表-4.3.2の相似性を満足させるために要求される強度定数より大きくなっているが、上層地盤と下層地盤の比は q_u が 1:30 程度、 E が 1:10 程度となっており、上層地盤の締固めが十分にはできなかったが、目標をほぼ満足していると考えられる。

表-4.7.1 実験地盤の強度定数

地盤 強度定数 推定根拠	上 層 地 盤				下 層 地 盤			
	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	E (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	E (kg/cm ²)
一軸圧縮試験					6.0	1.56 1.46 1.40	35 38 40	4,500
三軸圧縮試験	0	0	38	280				
平板載荷試験	0.23	0.059	35	300	5.4	1.41	35	2,700
	0.16	0.040	38		4.3	1.05	38	
	0.12	0.028	40		3.7	0.85	40	
自立高さ		0.03						

(2) 破 壊 形 態

本実験による破壊形態は、4-6 実験結果に述べたとおりであり、模式的に表現すれば図-4.7.1のようになろう。

直接基礎の載荷による地盤内の応力条件は、円形基礎の場合は三次元軸対称、長方形基礎の場合は平面ひずみと考えられるが、砂のせん断試験の比較によれば、三軸試験に比して平面ひずみ試験の場合には一般に破壊時の軸ひずみが小さく、得られる ϕ の値が大きいとされており、これが図-4.7.1のような破壊形態となる理由の一つと考えられる。

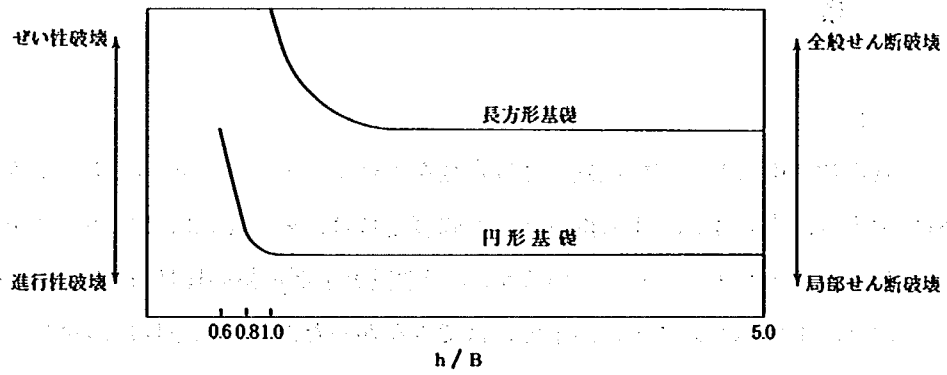
二層地盤における載荷の場合は、相対的に剛な下層地盤により土粒子の鉛直方向の動きが拘束されて破壊時の基礎の変位が小さくなり、全般せん断のような破壊すなわちぜい性破壊を示し易くなるものと考えられる。

(3) 極 限 支 持 力

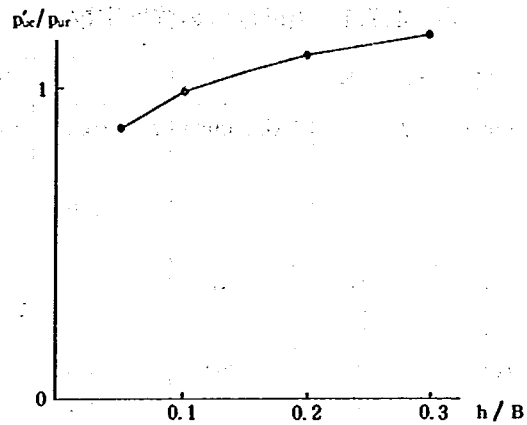
上層均質地盤の極限支持力は、4-6 実験結果に述べたとおり、推定される上層地盤の強度定数($c = 0.03$ kg/cm², $\phi = 38^\circ$)を用いて剛塑性理論により計算される支持力とおおむね一致している。

二層地盤の場合は、 h/B の大きさにより、破壊形態が全般せん断破壊、引裂き破壊、圧縮破壊と変化するが、それに応じて極限支持力 (N_c に関するもので、自重を無視している) が図-4.7.2のようになるといわれている⁷⁾。

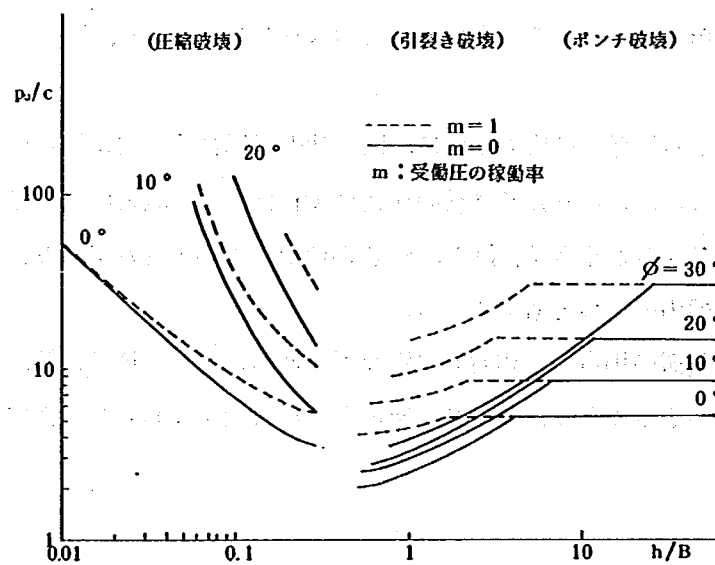
二層地盤の極限支持力の極小値は、自重を考慮してもおおむね図-4.7.2のような現象における引



図—4.7.1 実験条件と破壊形態



図—4.7.2 平行二層地盤の破壊モードと支持力



図—4.7.3 圧縮破壊における形状係数
と h/B との関係

可能性もあるものの明確には認められなかった。 h/B が 0.8 および 0.6 の場合の極限支持力は、上層均質地盤の場合より大きく、引裂き破壊ではなく圧縮破壊に対応した現象が生じていると考えられる。

円形基礎あるいは長方形基礎などの三次元基礎の極限支持力と帯状の二次元基礎の極限支持力との比

裂き破壊に対応して生ずるものと考えられるが、本実験では、 h/B が1.0のとき極小値が生じている可
 較研究により、三次元基礎の形状係数に関する実用公式が多数提案されている。二次元基礎の極限支持
 力は、式(4.6.1)のように、すべり線に沿うせん断抵抗によるもの(N_c 項)と、塑性領域の土の自重に
 よるもの(N_γ 項)との重ね合せで求められており、三次元基礎の形状係数もそれぞれに対して研究され
 ている。

三次元基礎のすべり面には側面部分が加わるので、一般に N_c 項は三次元基礎の方が二次元基礎より
 大きくなる。また、三次元基礎では土粒子の移動の自由度が大きく、基礎から離れた地盤の応力減少度
 が著しいため、一般にその塑性領域は二次元基礎より小さく、 N_γ 項は三次元基礎の方が二次元基礎より
 小さくなる。

形状係数に関する実用公式として、道路橋示方書には式(4.7.1)が示されている。

$$p_{uc} = 1.3 c N_c + \frac{1}{2} 0.6 \gamma B N_\gamma, \dots\dots\dots (4.7.1)$$

ここに、 p_{uc} : 円形基礎の極限支持力

本実験の上層均質地盤の長方形(二次元)基礎に対する極限支持力は、4-6 実験結果に述べたよ
 うに、 N_c 項と N_γ 項の割合がおおむね等しくなっているので、それぞれに対する形状効果が打ち消し合
 い、円形基礎の極限支持力が長方形基礎を若干下回る程度になったものと考えられる。

神戸層の二次元基礎に対する極限支持力も、表-4.3.1の強度定数から $N_c = 30$, $N_\gamma = 15$ となっ
 て、式(4.6.1)により $2.0 \times 30 + \frac{1}{2} \times 0.0011 \times 9000 \times 15 = 60 + 74 = 134 \text{ kg/cm}^2$ と求められ、 N_c 項と
 N_γ 項の割合がほぼ等しいと考えられる。

$\phi = 0^\circ$ 地盤の圧縮破壊に対する極限支持力は、Meyerhof ら⁹⁾によれば式(4.7.2), (4.7.3)で求められ
 るとされている。

$$p'_u = c_u (B/2h + N_c - 1) \dots\dots\dots (4.7.2)$$

$$p'_{uc} = c_u (B/3h + N_{cc} - 1) \dots\dots\dots (4.7.3)$$

ここに、 p'_u , p'_{uc} : 圧縮破壊に対する、二次元基礎および円形基礎の極限支持力

$$N_c \approx \pi + 2, N_{cc} \approx 1.3 N_c$$

式(4.7.2), (4.7.3)から求めた p'_{uc}/p'_u と h/B との関係を示す。同図に見られるよ
 うに、圧縮破壊においては必ずしも三次元基礎の N_c 項が二次元基礎より大きくなるとは限らないので、
 圧縮破壊に対応する現象が生じていると考えられる、 h/B が 0.8 および 0.6 の場合の二層地盤における
 円形基礎の極限支持力は長方形基礎より小さく、その 0.80~0.68 倍となったものと考えられる。

4-8 ま と め

本年度は、下層地盤が相対的に剛な平行二層地盤において、円形および長方形基礎模型による鉛直載荷
 実験を行ない、その破壊形態および支持力特性を調査した。実験地盤は、明石海峡大橋松帆側アンカレッ

平行二層地盤の破壊形態あるいは支持力特性は、上層地盤と下層地盤の強度定数およびその相対的關係により異なるが、本年度の実験から得られる結論は、 $h/B = 5.0$ の上層均質地盤と見なせる場合および $h/B = 1.0 \sim 0.6$ の平行二層地盤の場合についてまとめると次のとおりである。

- ### 参 考 文 献

- 68 -

第5章 耐 風 調 査

構造研究室 山 本 邦 夫
佐 藤 弘 史
中 神 陽 一
湯 沢 聡
神 嵩 一 夫
福 田 誠

5-1 調 査 の 概 要

今年度は児島・坂出ルートに建設される下津井瀬戸大橋（3径間連続補剛桁，中央径間のみ吊構造，130 m+940 m+130 m）の耐風性について調査を実施した。本橋補剛トラスの基本断面は，昨年度耐風調査を実施した南備瀬戸大橋¹⁾の基本断面と同じであるが，自動車および鉄道による騒音を抑制するため種々の対策が施されるので，これらの防音対策が本橋の耐風性に及ぼす影響を明らかにすることを目的として実験および解析を行った。本橋は当面鉄道2線で供用し，将来鉄道4線で供用するため，完成系断面および暫定系断面の両者について耐風性を調査した。今年度得られた成果をとりまとめて報告する。

5-2 調 査 方 法

調査は設計風荷重の推定および動的安定性の検討に大別される。設計風荷重推定のために三分力試験を実施し，抗力係数を求めた。動的安定性を検討するためにバネ支持模型試験を実施した。バネ支持模型試験の結果は，一様な防音対策を施した剛体模型の風に対する振動性状を示すことになるが，防音対策計画は橋軸方向に一様ではなく，また振動振幅も橋軸方向に一様ではないため，実橋の動的安定性を推定するためにはこれらの影響を考慮する必要がある。このため，“2次元空気力の総和より3次元構造物の空気力を求める”という strip theory を用いて実橋の動的安定性を検討した。

三分力試験およびバネ支持模型試験は「本州四国連絡橋風洞試験要領（1980）・同解説」に基き実施した。strip theory による実橋の対風応答の推定方法については本章末の付録を参照されたい。

5-3 試 験 条 件

5-3-1 模 型

模型は，昨年度使用した南備瀬戸大橋の補剛桁模型を用いた。完成系および暫定系の基本断面を図5-1に示す。本橋に対する防音対策は図5-2のように配置するよう計画されている。模型化した各防音対策を図5-3に示す。実験に用いた模型に番号を付して表5-1に示す。三分力試験およびバネ支持模型試験においてはそれぞれの防音対策を模型軸に対し一様に取付けた。

5-3-2 三 分 力 試 験

試験は，建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞を使用し，ピアノ線支持方式で実施した。

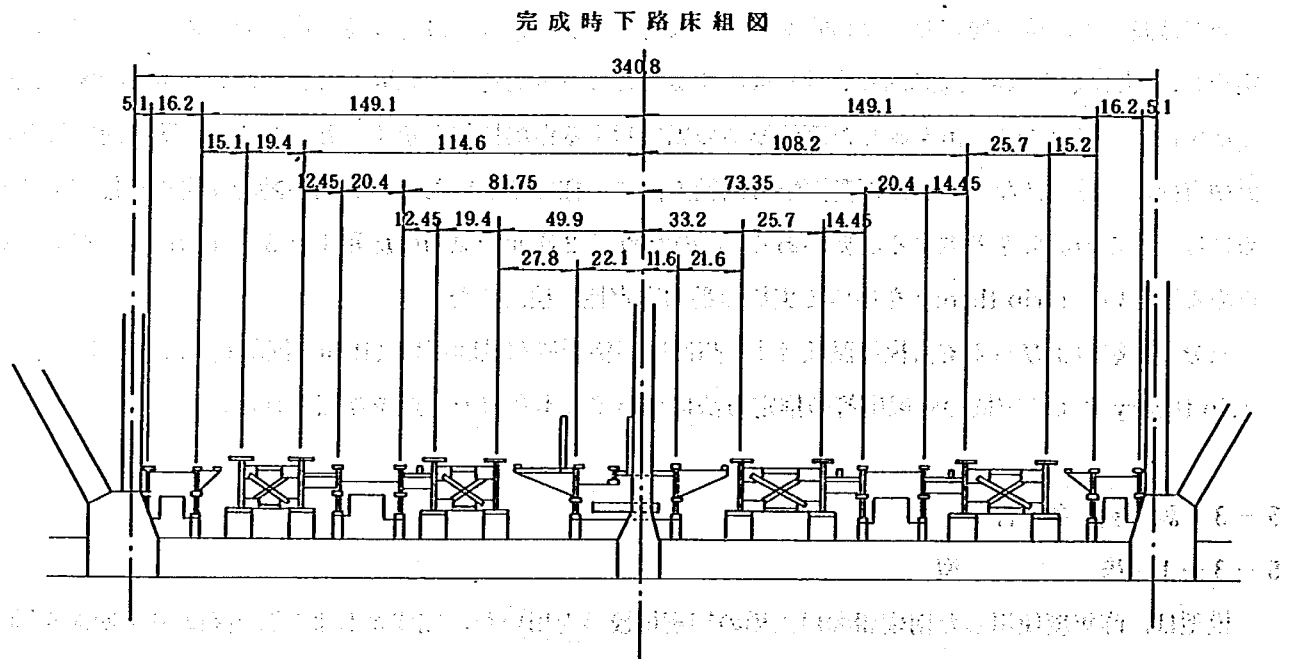
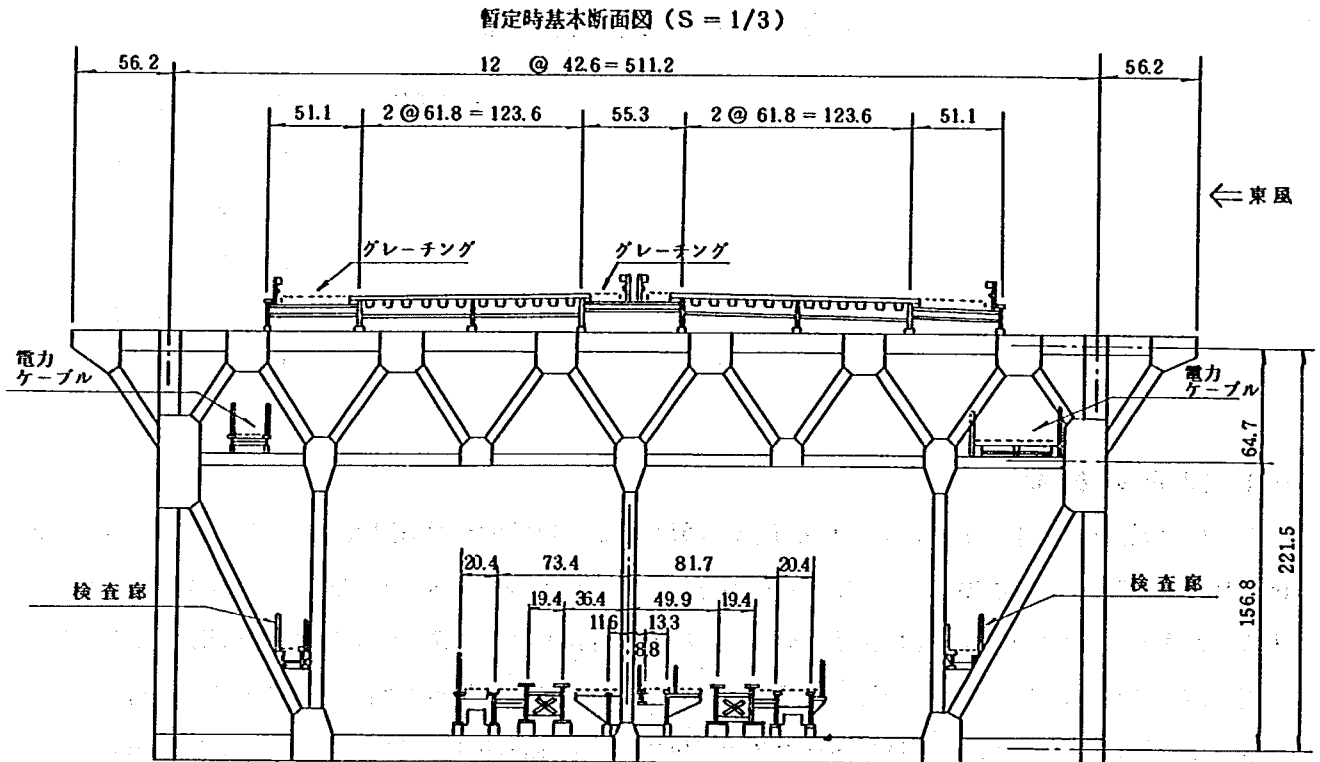


図5-1 下津井瀬戸大橋模型基本断面図

用いた模型は、模型番号5 (完成系断面のグレーチングを鋼床版とし、高さ2mの遮音壁およびU型の防音壁を取付けたもの) および模型番号10 (暫定系断面のグレーチングを鋼床版とし、高さ2mの遮音壁およびU型の防音壁を取付けたもの) である。風向は東風とした。

下津井瀬戸大橋

側面図 1/2000

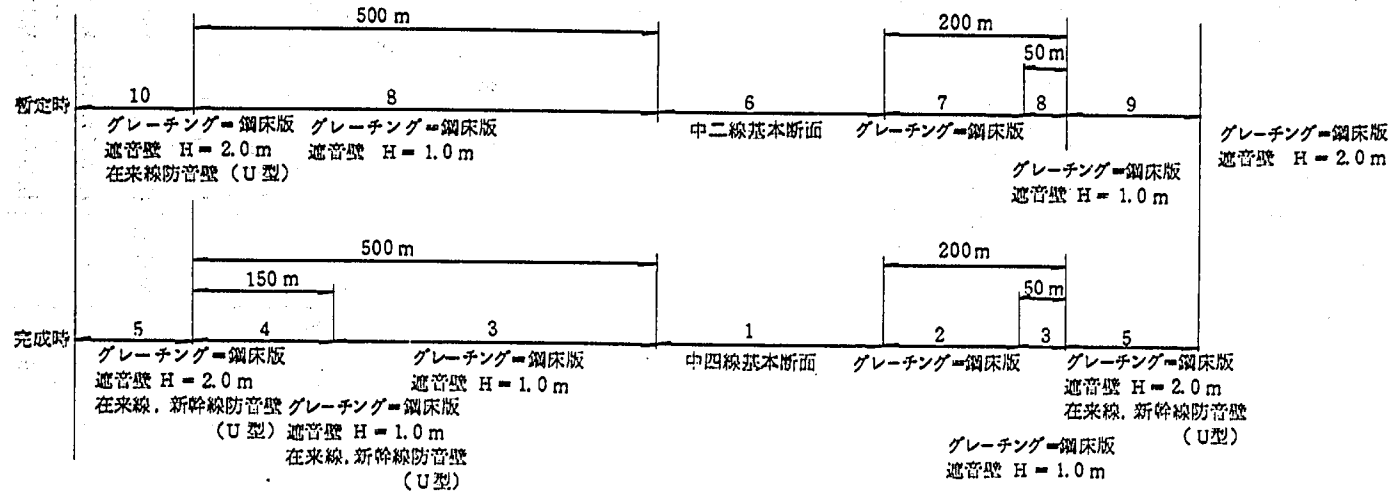
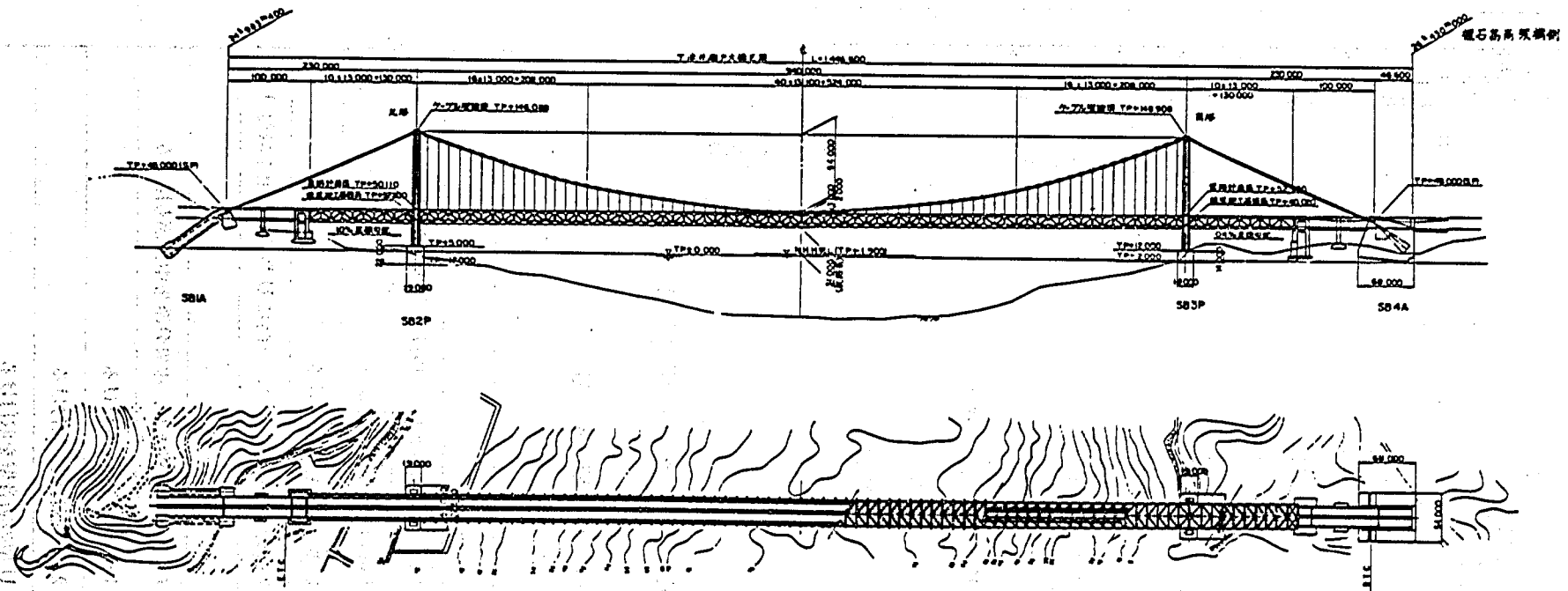


図 5-2 防音対策配置図 (図中の数字は対応する模型番号を示す)

防音壁 (U 型)(S = 1/3)

鋼床版、遮音壁 (S = 1/2)

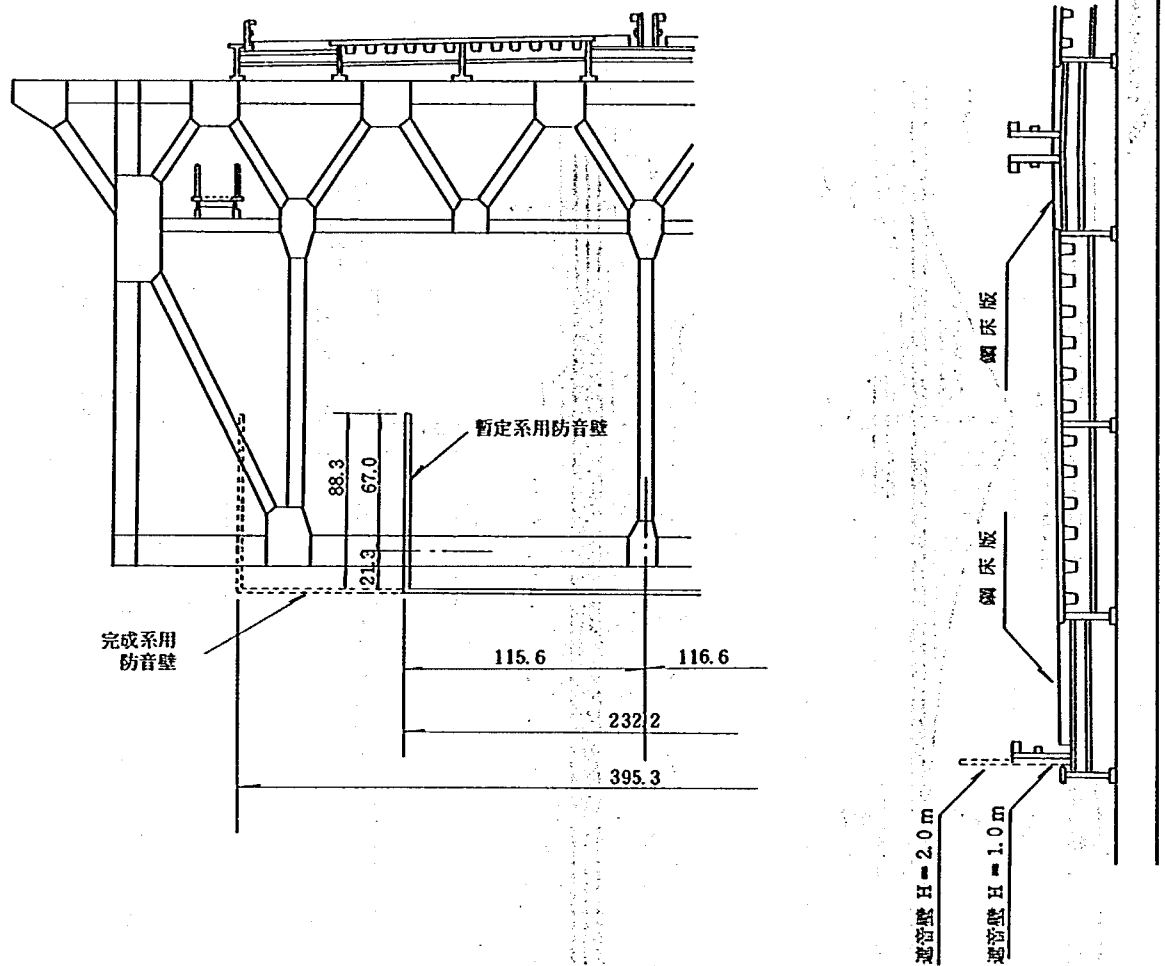


図5-3 各防音対策の模型化

表5-1 模型番号

模型番号	特 徴	
1	完成系	基本断面
2		模型番号1のグレーチングを鋼床版とし、中央分離帯中央部も閉じる
3		模型番号2の上路に1mの遮音壁を取付ける
4		模型番号3の下路にU型の防音壁を取付ける
5		模型番号2の上路に2mの遮音壁を取付け、下路にU型の防音壁を取付ける
6	暫定系	基本断面
7		模型番号6のグレーチングを鋼床版とし、中央分離帯中央部も閉じる
8		模型番号7の上路に1mの遮音壁を取付ける
9		模型番号7の上路に2mの遮音壁を取付ける
10		模型番号9の下路にU型の防音壁を取付ける

端板に作用する空気力は無視できる程小さいため、ピアノ線抗力による空気力の修正のみを実施した。ピアノ線抗力を動圧で除した抵抗面積 A_p は 0.0192 m^2 となり、抗力係数 C_D は A_p および補剛桁の投影面積 A_N を用いて次式で修正される。

$$C_{DC} = C_D - A_p / A_N$$

ここに、 C_{DC} は修正後の抗力係数。

5-3-3 バネ支持模型試験

試験は、建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞を使用し行い、乱れのほとんどない一様気流のもとで模型の振動性状を観測した。各試験における使用模型、設定迎角および設定風向を表5-2に、また各試験における質量、減衰、振動数等の条件を表5-3にそれぞれ示す。質量および極慣性モーメントは模型外部の付加質量の量あるいは位置により調整し、減衰は電磁ダンパーにより調整した。

風速はピトー管とマノメータを用いて測定し、模型の挙動は2台の光学式変位計を用いて測定した。2つの変位の和および差よりそれぞれ鉛直たわみおよびねじれ変位を求め、データレコーダおよびペンレコーダに記録した。

5-4 試験結果

5-4-1 三分力試験

三分力試験結果を図5-4に、抗力係数値を表5-4にそれぞれ示す。試験結果より、設計に用いた抗力係数値1.83はほぼ妥当であるといえる。

5-4-2 バネ支持模型試験

バネ支持模型試験より得られた発振風速と迎角の関係を図5-5に示す。図では風速(V)を振動数(N)およびトラス主構間隔(B)で無次元化して表わした。昨年度の試験結果によれば、完成系および暫定系の

表5-2 試験ケース (バネ支持模型試験)

使用した模型 の 番 号	実施した試験の風向 (東風あるいは西風) と迎角
1	東風 (-7°, -5°, -3°, 0°, 3°, 5°, 7°) 西風 (-7°, -5°, -3°, 0°, 3°, 5°, 7°) } 昭和57年度に実施
2	東風の-3°, -5°および西風のすべての迎角 東風 (-5°, -3°, 0°, 3°, 5°) 西風 (-5°, -3°, 0°, 3°, 5°) } では中央分離帯中央部開放。東風の0°では中央分離帯中央部開放および閉塞の両者について試験。
3	
4	東風 (-3°, 0°, 3°, 5°)
5	
6	東風 (-7°, -5°, -3°, 0°, 3°, 5°, 7°) 昭和57年度に実施
7	
8	
9	東風 (-3°, 0°, 3°, 5°)
10	

表5-3 試験条件(パネ支持模型試験)

使用した 模型の番号	無次元化質量 (4m)/(ρB³)	無次元化極値性 モーメント (4I)/(ρB⁴)	鉛直たわみ 振動数 (Hz)	ねじれ振動数 (Hz)	振動数比 (ねじれ/たわみ)	無風時対数減衰率	
						鉛直たわみ	ねじれ
1	165	34.2	1.95	3.78	1.94	0.030	0.030
2(東風)	159	30.9	2.05	3.31	1.61	0.030	0.030
2(西風)	158	30.7	2.05	3.30	1.61	0.030	0.030
3	162	30.9	2.03	3.27	1.61	0.030	0.030
4	161	30.6	2.04	3.28	1.61	0.030	0.030
5	161	30.8	2.03	3.27	1.61	0.030	0.030
6	151	32.7	2.03	3.90	1.92	0.030	0.030
7	151	28.7	2.10	3.39	1.61	0.030	0.030
8	151	28.8	2.10	3.38	1.61	0.030	0.030
9	151	28.9	2.10	3.38	1.61	0.030	0.030
10	155	29.6	2.08	3.34	1.61	0.030	0.030

参考値(実橋諸元)

下津井瀬戸大橋 完成系中央怪間	156	30.7	対称1次 0.191 逆対称1次0.143	対称1次 0.364 逆対称1次0.560	対称1次 1.91 逆対称1次3.92		
暫定系中央怪間	152	27.1	対称1次 0.202 逆対称1次0.149	対称1次 0.385 逆対称1次0.592	対称1次 1.91 逆対称1次3.97		

表5-4 抗力係数値

使用模型	風洞風速約7.5m/s	風洞風速約15m/s	平均値	設計に用いた値
完成系鋼床版+U型防音壁 +2m遮音壁(模型番号5)	1.785, 1.828	1.737, 1.742	1.77	1.83
暫定系鋼床版+U型防音壁 +2m遮音壁(模型番号10)	1.700, 1.720	1.757, 1.753	1.73	1.83

基本断面(模型番号1および6)は実橋風速 90 m/s(鉛直たわみモードで $V/NB \approx 18$, ねじれモードで $V/NB \approx 9$)まで自励振動や渦励振が発現しないことが明らかとなっている¹⁾。しかしながら、図に示したように騒音対策を施した断面はどれもねじれモードの自励振動(ねじれフラッター)が発現しており、その発現風速は「本州四国連絡橋耐風設計基準」に規定されている風速値(迎角 $-3^\circ \sim 3^\circ$ で 72.0 m/s, $V/NB = 6.68$ (ねじれモード, 完成系), $V/NB = 6.32$ (ねじれモード, 暫定系))に比べ低いケースが多い。ねじれフラッターの振幅は、ほとんどのケースで風速の増加に対し急激に増加する傾向を示した。騒音対策を取付けた各断面のねじれフラッターに関する特性をまとめると次のとおりである。

- 本補剛桁断面は、公共添架物(電々ケーブル, 電力ケーブル)および鉄道床組のため左右が若干非対称である。このため模型番号2では東風および西風の2風向について試験したが、両者のフラッター限界風速はほぼ同じであり(図5-5-1, 図5-5-2)この程度の非対称性は本断面のフラッター特性にほとんど影響を与えないものと考えられる。このため、他の断面については東風の場合のみ試験した。
- U型の防音壁を取付けた場合あるいは2mの遮音壁を取付けた場合は負の迎角のフラッター限界風速が低くなる。他の場合、すなわちU型の防音壁がなく遮音壁の高さが1m以下の場合は正の迎角のフラッター限界風速が低くなる。

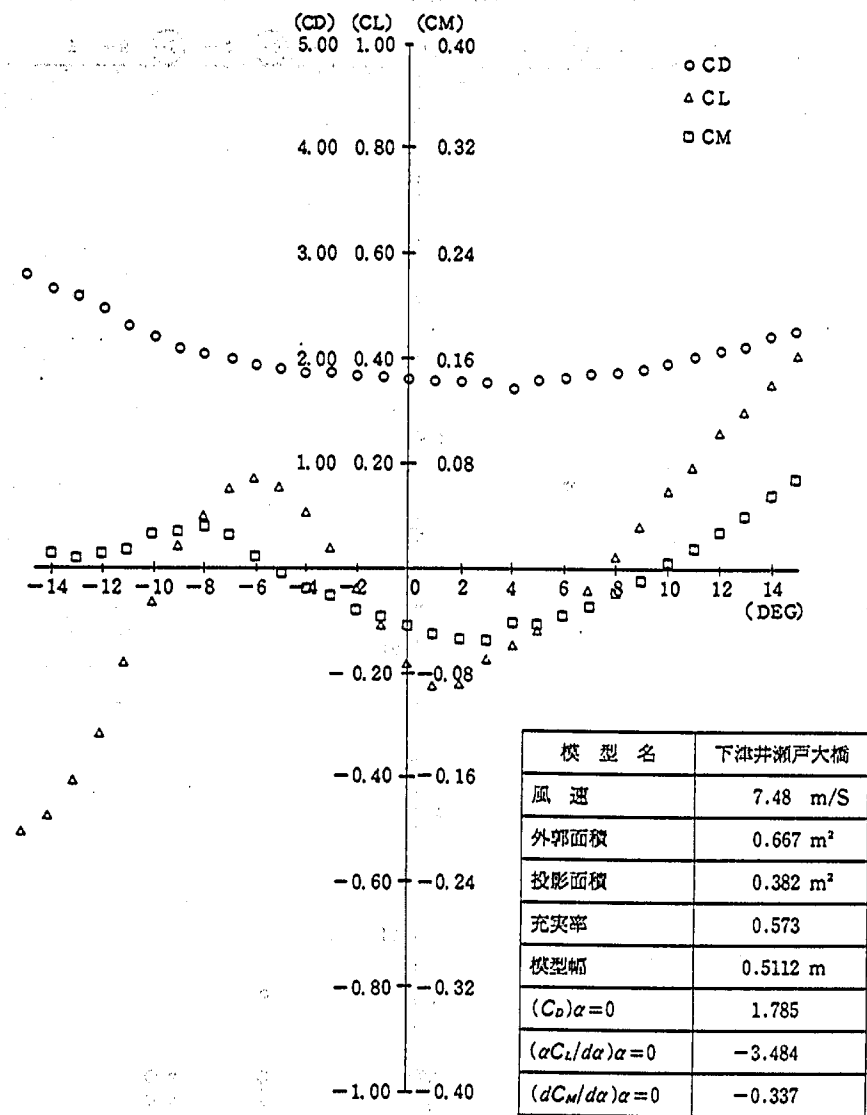


図 5-4-1
下津井瀬戸大橋三分力試験結果
(模型番号 5 完成系鋼床版+U 型防音壁+2 m 遮音壁: 7.5 m/s)

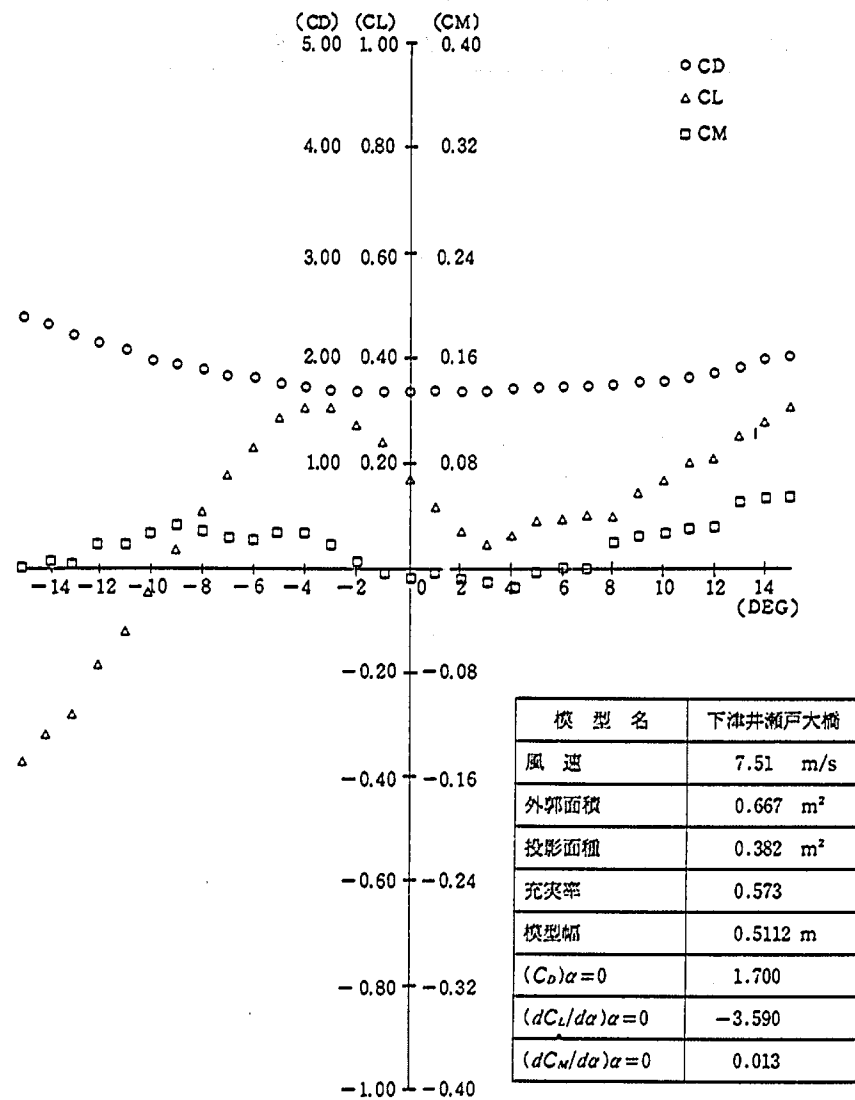


図 5-4-2
下津井瀬戸大橋三分力試験結果
(模型番号 10 暫定系鋼床版+U 型防音壁+2 m 遮音壁: 7.5 m/s)

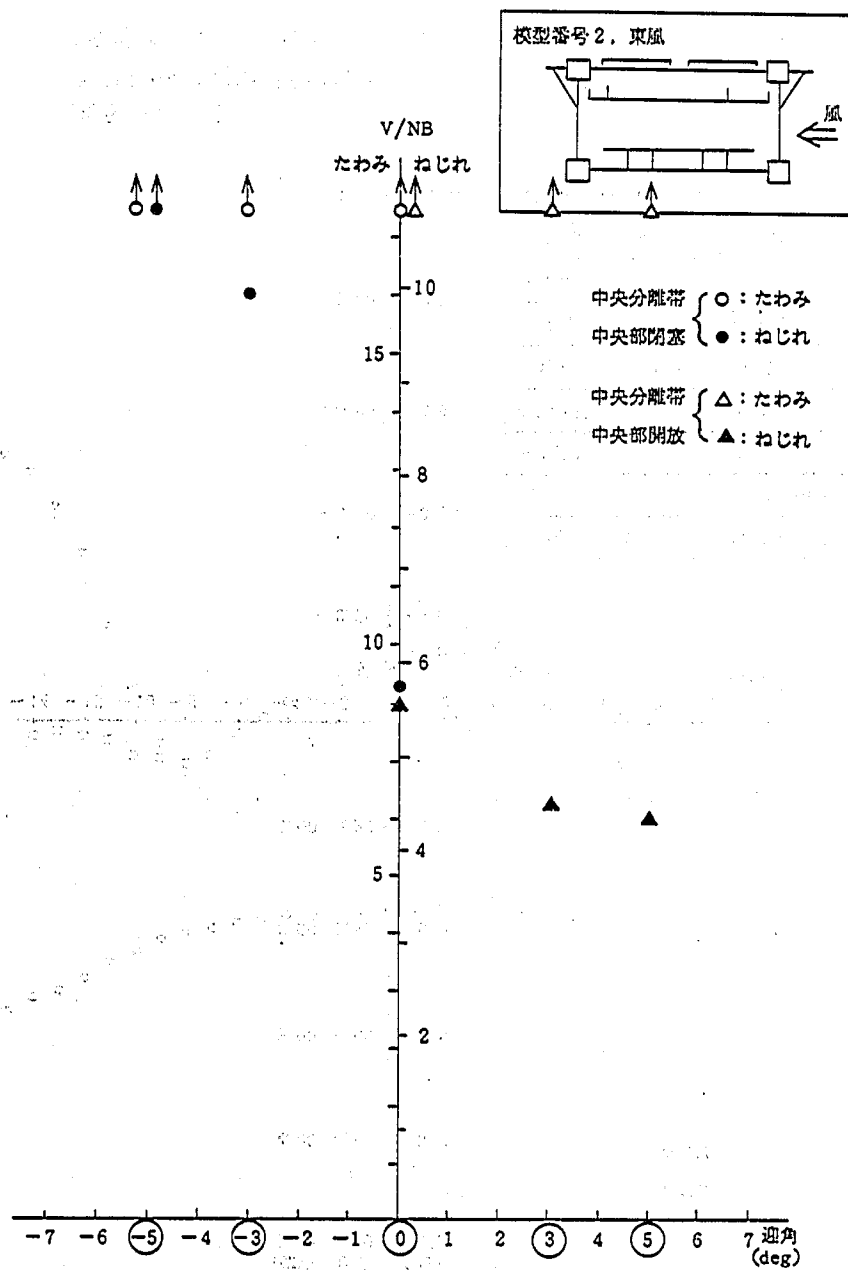


図 5-5-1 発振風速—迎角曲線

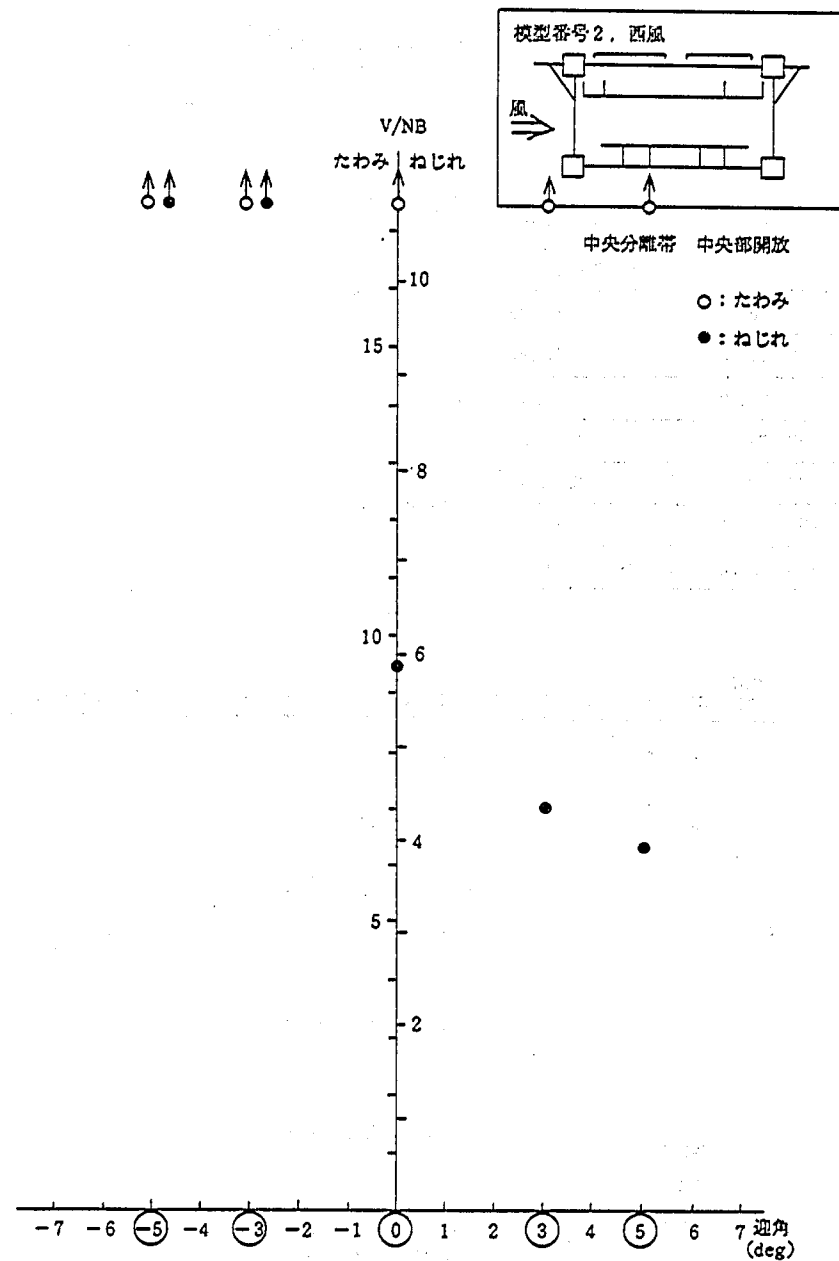


図 5-5-2 発振風速—迎角曲線

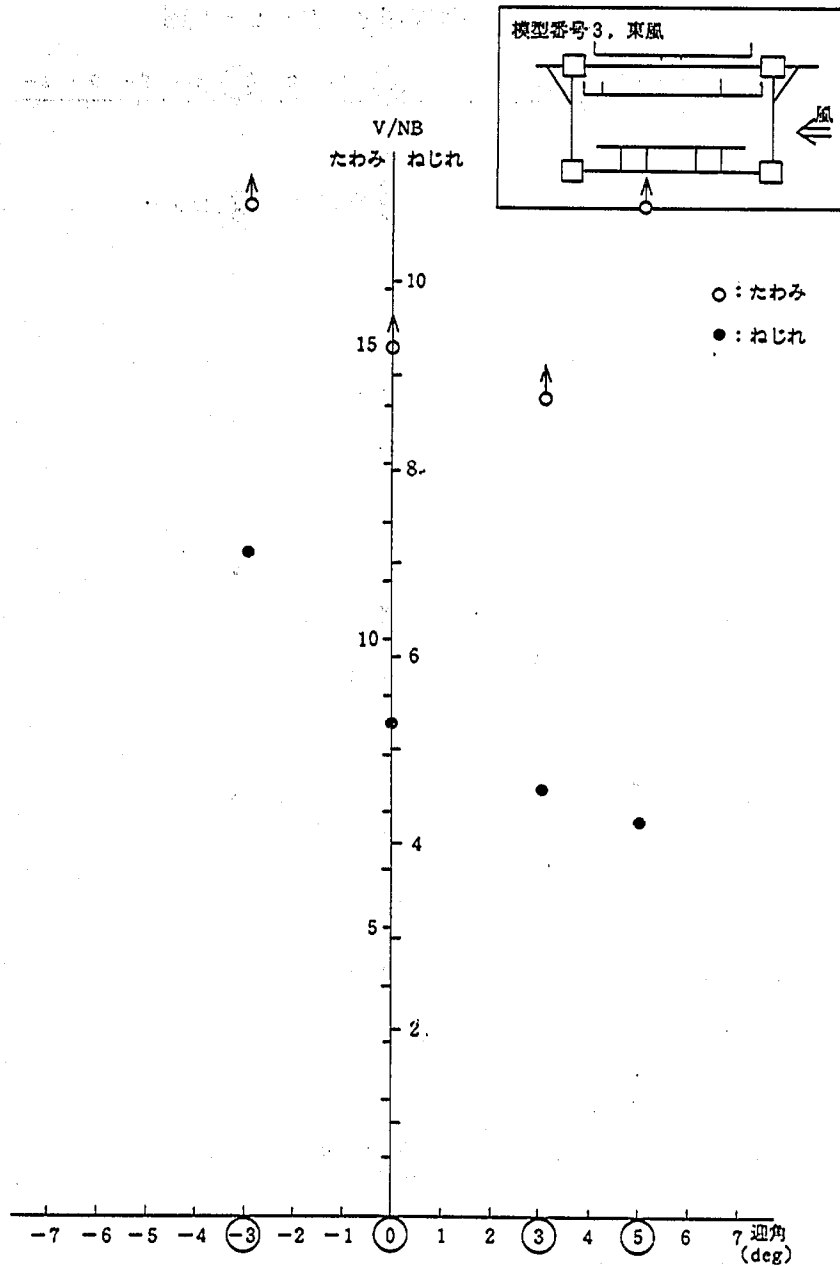


図 5-5-3 発振風速一迎角曲線

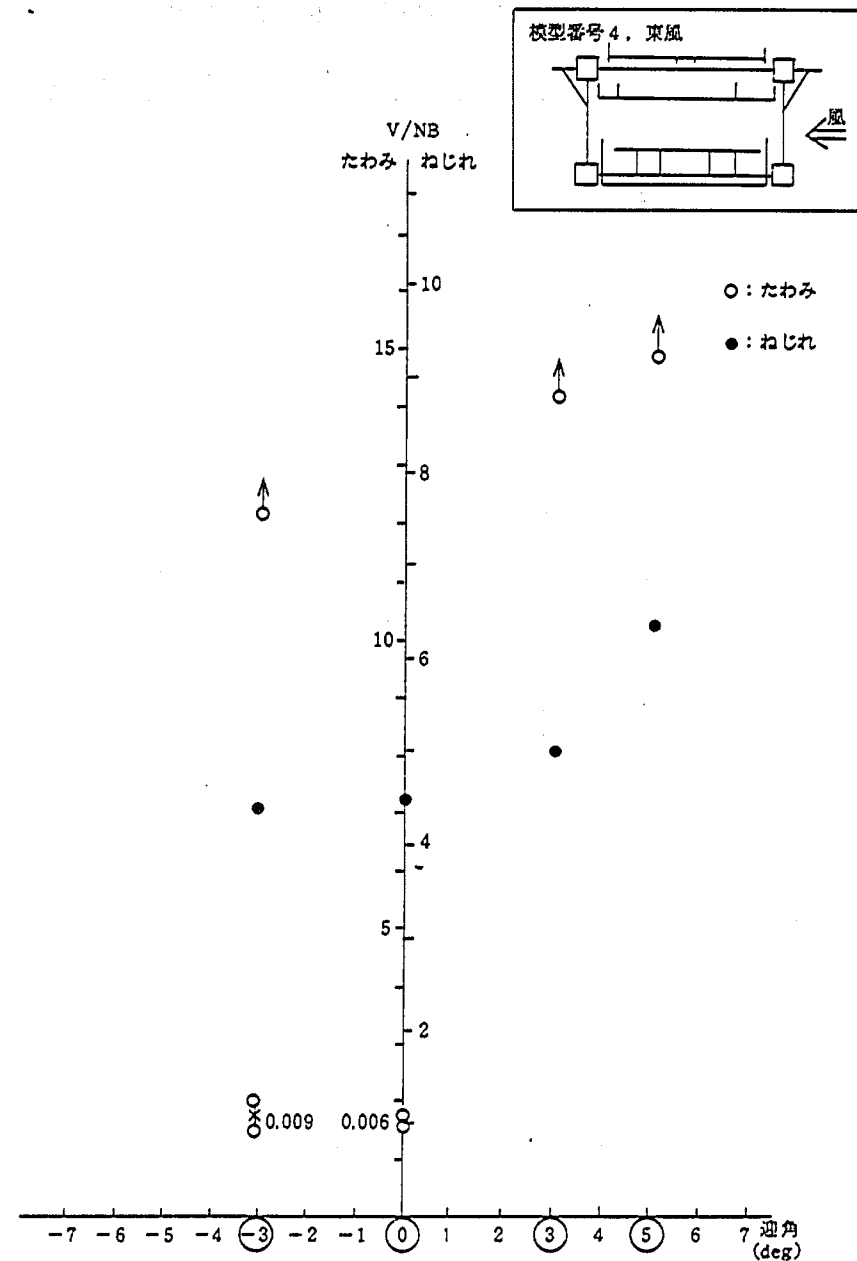
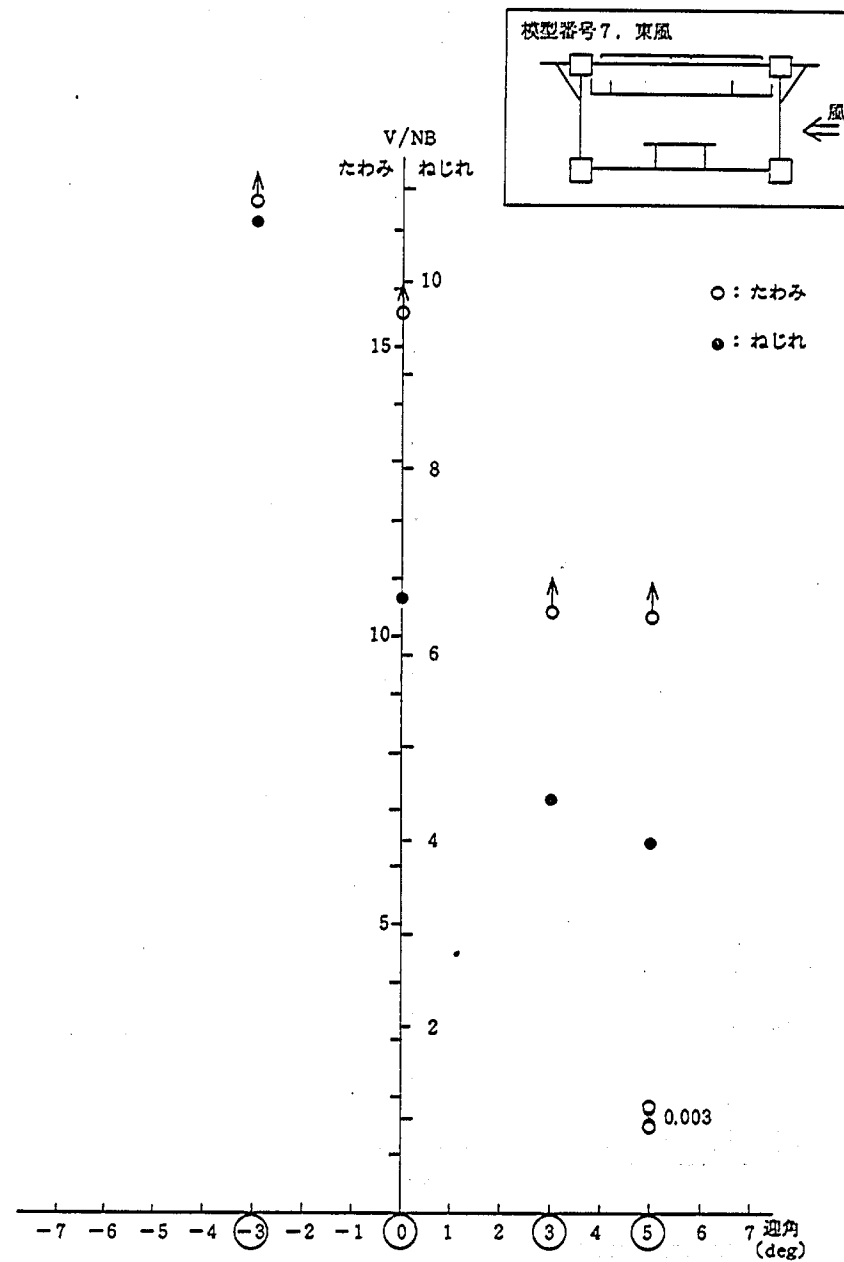
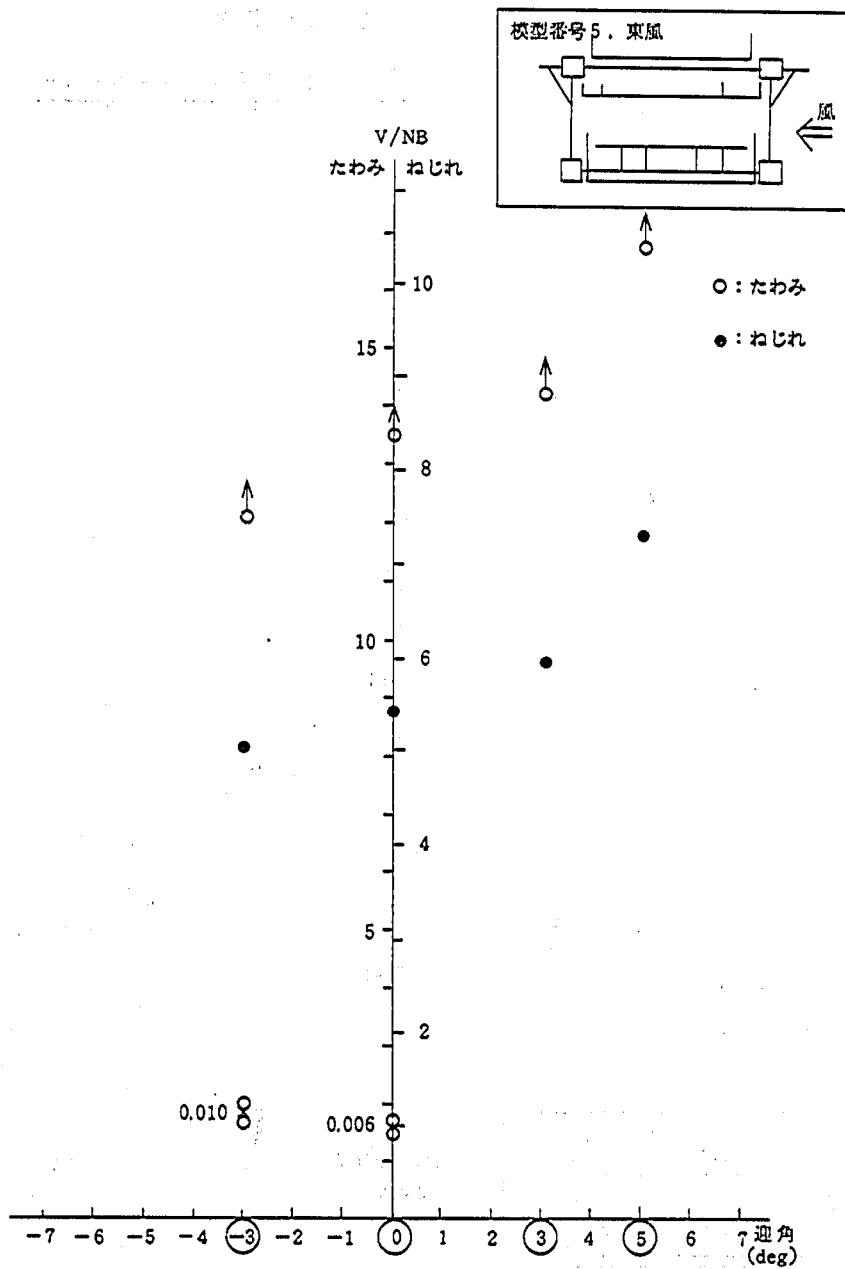


図 5-5-4 発振風速一迎角曲線



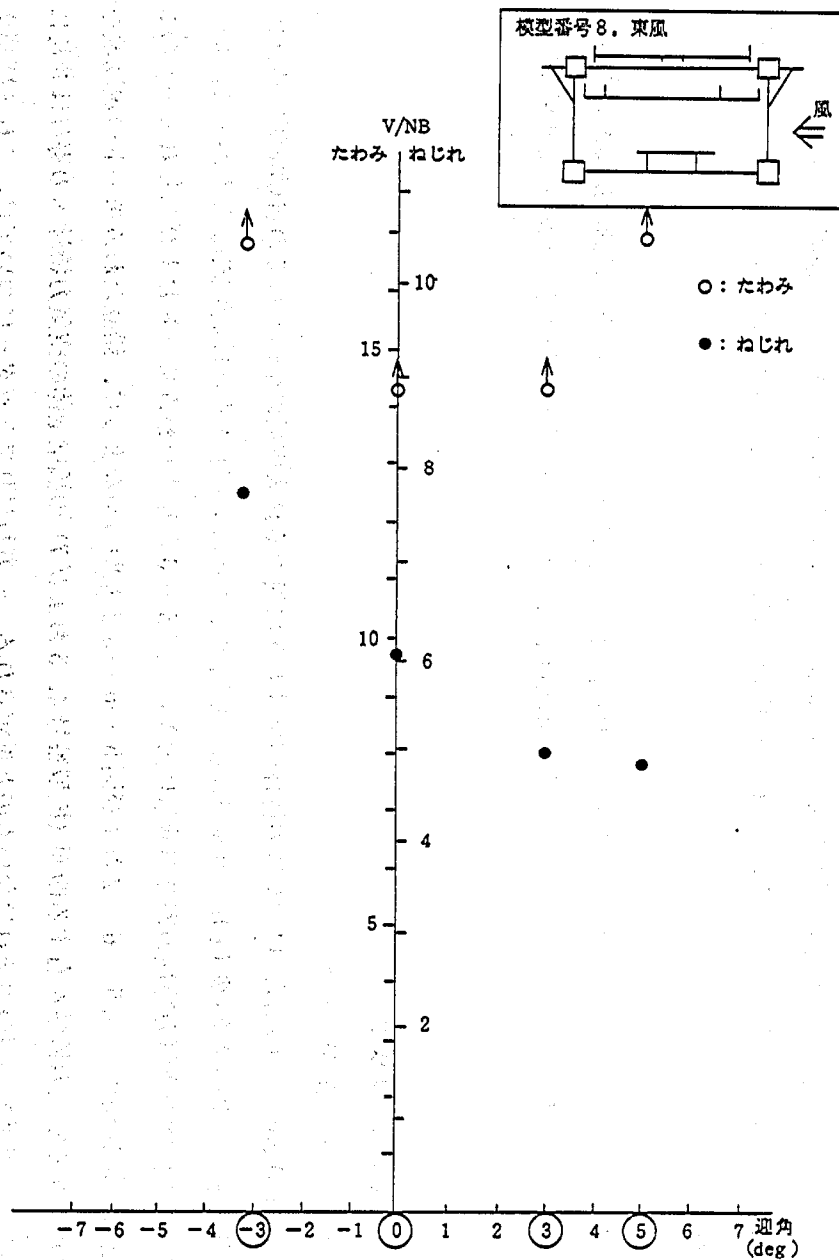


図 5-5-7 発振風速—迎角曲線

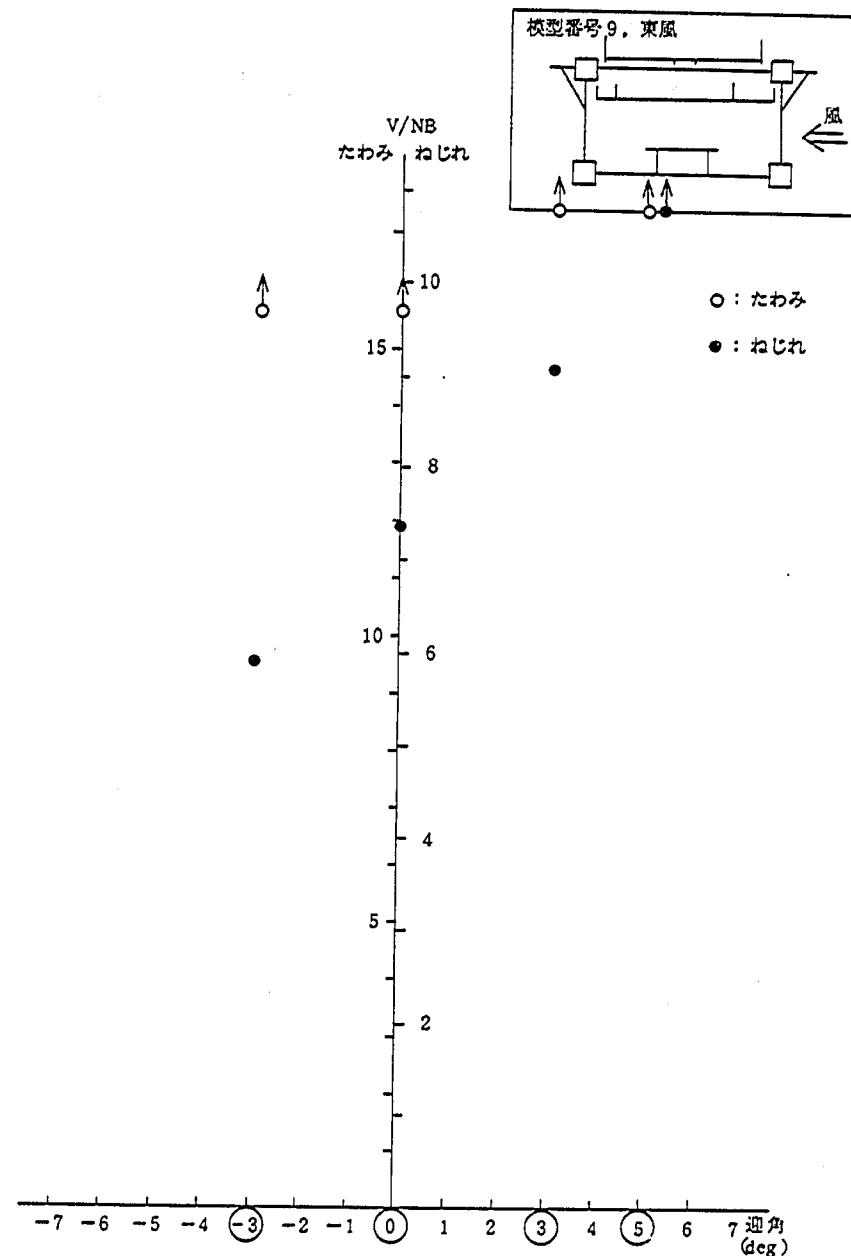


図 5-5-8 発振風速—迎角曲線

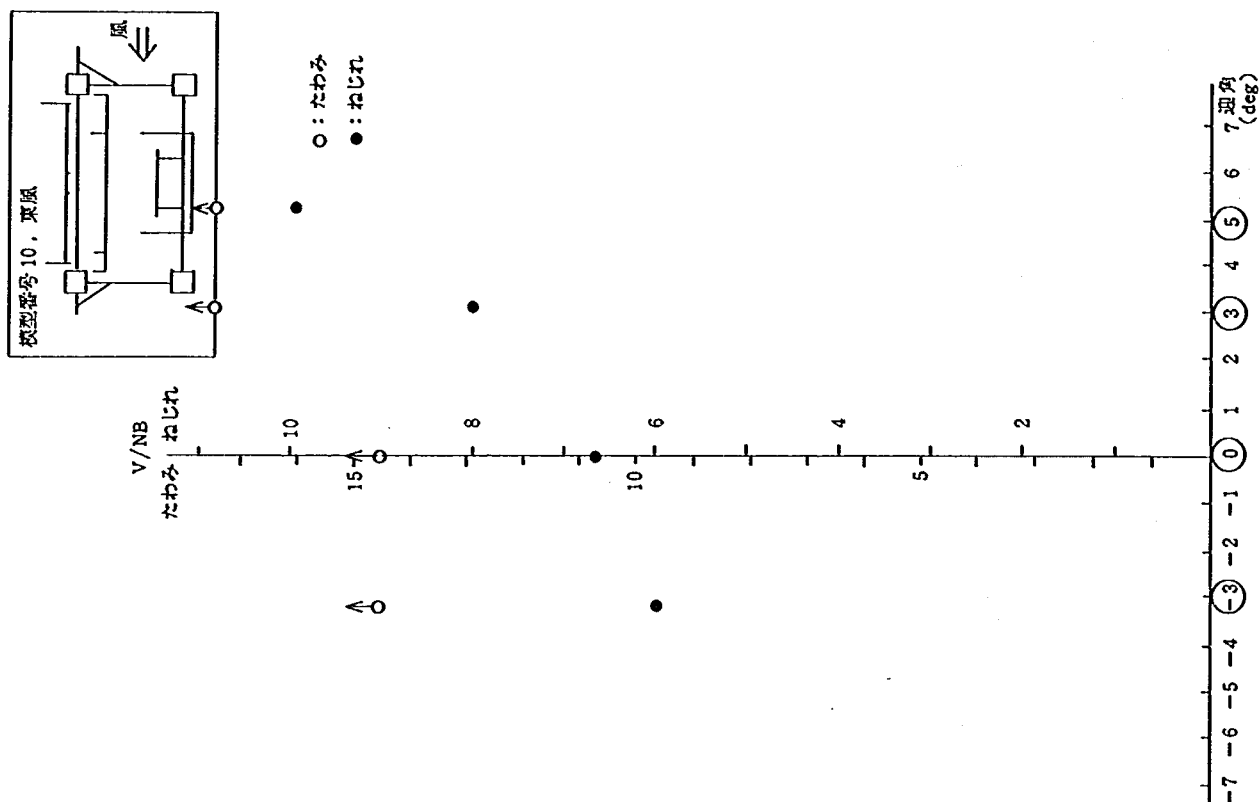


図 5-5-9 発振風速—迎角曲線

c 騒音対策が同じ場合、完成系断面のフラッター特性と暫定系断面のそれはほぼ等しい。

また、U 型防音壁を取付けた完成系断面（模型番号 4、5）およびグレーチングを鋼床版に変更する、という騒音対策のみを施した暫定系断面（模型番号 7）では、1 部の迎角で鉛直たわみモードの渦励振が観測された。

以上のように本橋を構成する各断面の空気力特性はかなり異なり、パネ支持模型試験の結果から直ちには本橋の耐風安定性は評価できない。次節に strip theory にもとづき本橋の耐風性を検討した結果を述べる。

5-5 耐風性の検討

5-5-1 振動モード

strip theory によれば、自励空気力特性が橋軸方向に異なる長大橋梁の全体としての自励空気力特性は各部分をモードの 2 乗($\phi^2(x)$)で重みづけして平均することにより求まる(付録(9)式)。したがって、モードの腹の位置の空気力特性の寄与が非常に大きい。図 5-6 に鉛直たわみモードおよびねじれモードの 2 乗値の形状を示す。図 5-6-2 および図 5-6-3 より明らかなように、鉛直たわみモードの渦励振を発現させる空気力特性を有する断面（模型番号 4、5 および 7）の橋梁全体の空気力特性への寄与は非常に小さく、渦励振発現のおそれはないものと推定される。一方ねじれフラッターについては、これを抑制す

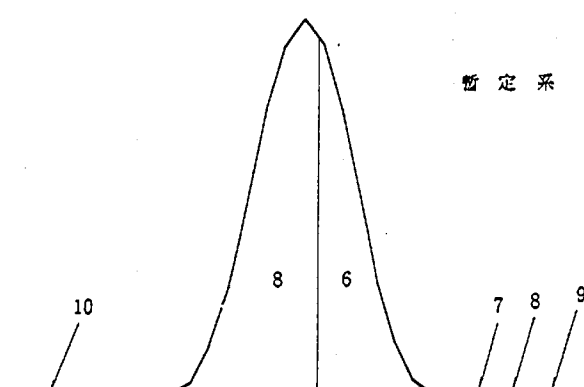
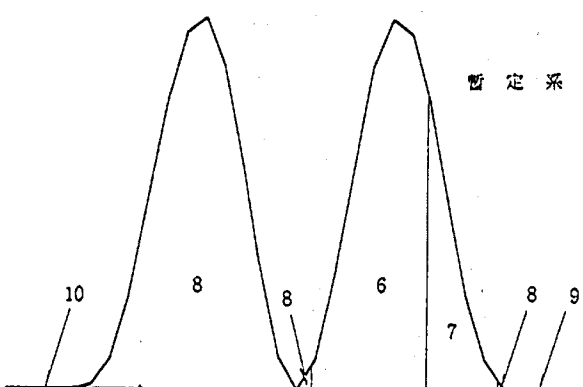
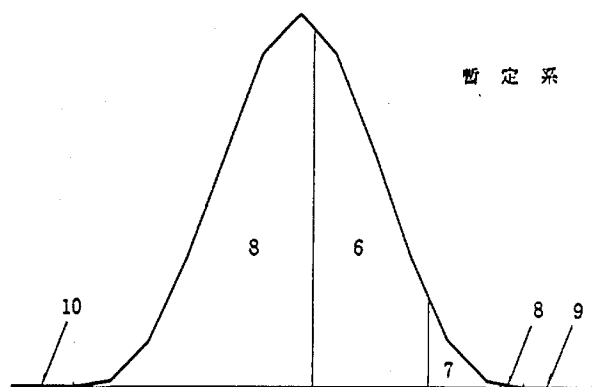
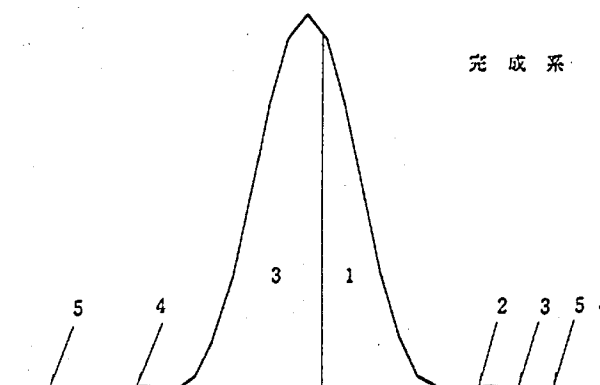
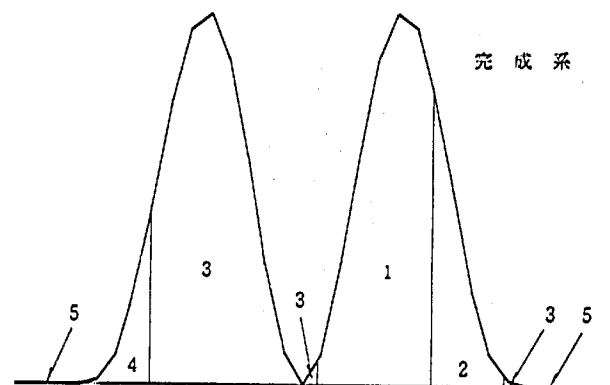
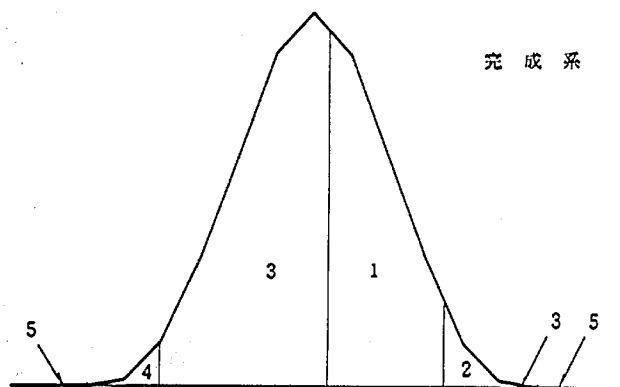


図 5-6-1

モードの 2 乗値 (ねじれ 1 次モード)
(図中の数値は対応する模型番号を表わす)

図 5-6-2

モードの 2 乗値 (鉛直たわみ逆対称 1 次モード)
(図中の数値は対応する模型番号を表わす)

図 5-6-3

モードの 2 乗値 (鉛直たわみ対称 1 次モード)
(図中の数値は対応する模型番号を表わす)

る空気力特性をもった断面（模型番号1あるいは6）の寄与と促進する空気力特性をもった断面（模型番号3あるいは8）の寄与が同程度に大きい。したがって、以下ではねじれフラッターについて数値的に検討を加えることとする。

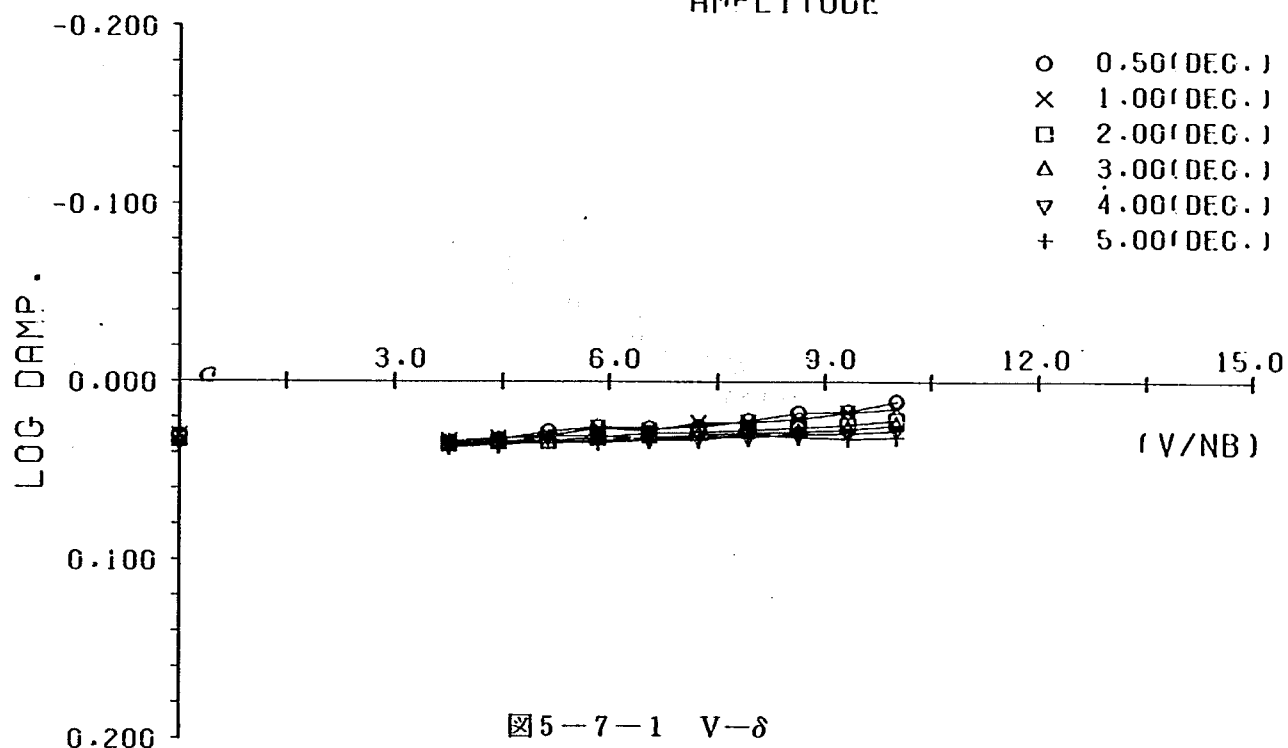
5-5-2 ねじれフラッターに関する耐風性の検討

模型番号3および8は正の迎角でフラッター限界風速が低下するため、迎角 0° および 3° の場合について検討を行った。また、図5-5-3および図5-5-7を比較すると暫定系断面である模型番号8のフラッター限界風速の方が完成系断面である模型番号3のフラッター限界風速に比べてわずかではあるが高くと、無次元化したフラッター限界風速の規定値も暫定系断面の方が低いため、完成系断面についてのみ検討を実施した。

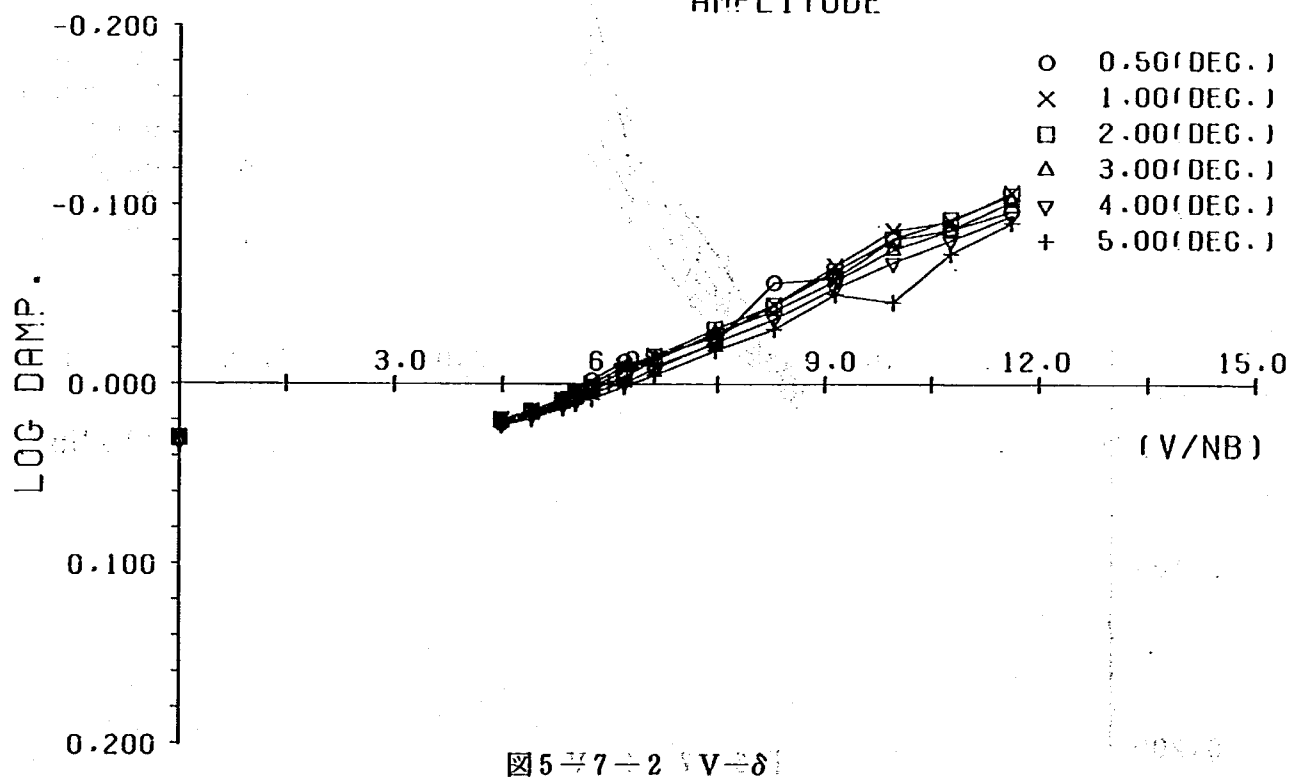
迎角 0° および 3° の完成系各断面の無次元風速とねじれモードの対数減衰率の関係（ $V-\delta$ ）を図5-7に示す。これらの空気力データをもとに付録に示した方法で推定した実橋の対数減衰率を図5-8（迎角 0° ）および図5-9（迎角 3° ）に、また無次元風速と中央径間1/2点における定常的なねじれ振幅の関係（ $V-A$ ）を図5-10にそれぞれ示す。計算結果の内容をとりまとめると次のとおりである。

- a 公団で計画されているように防音対策を配置すると（図5-2）フラッター限界風速は迎角 0° および 3° とも「本州四国連絡橋耐風設計基準」で規定されている値より低くなる。公団原案に対するフラッターの風速は迎角 0° で63 m/s、迎角 3° で56 m/sと推定される。
- b 中央径間の基本断面（模型番号1）の領域を長くし、模型番号3の領域を短くするとフラッター限界風速は高まる。模型番号3の区間を当初案より約190 m短くし、その分を基本断面とすればフラッター限界風速は迎角 0° および 3° とも「本州四国連絡橋耐風設計基準」に規定されている値以上となり、十分な耐風安定性を有するようになる。

MODEL NAME SHIMOTSUI SETO 模型番号 1
 TOR. UNI.
 FREQUENCY 3.78(HZ)
 ANGLE OF ATTACK 0.00(DEC.)
 AMPLITUDE



MODEL NAME SHIMOTSUI SETO 模型番号 2
 TOR. UNI.
 FREQUENCY 3.30(HZ)
 ANGLE OF ATTACK 0.00(DEC.)
 AMPLITUDE



MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 3

TOR. UNI.

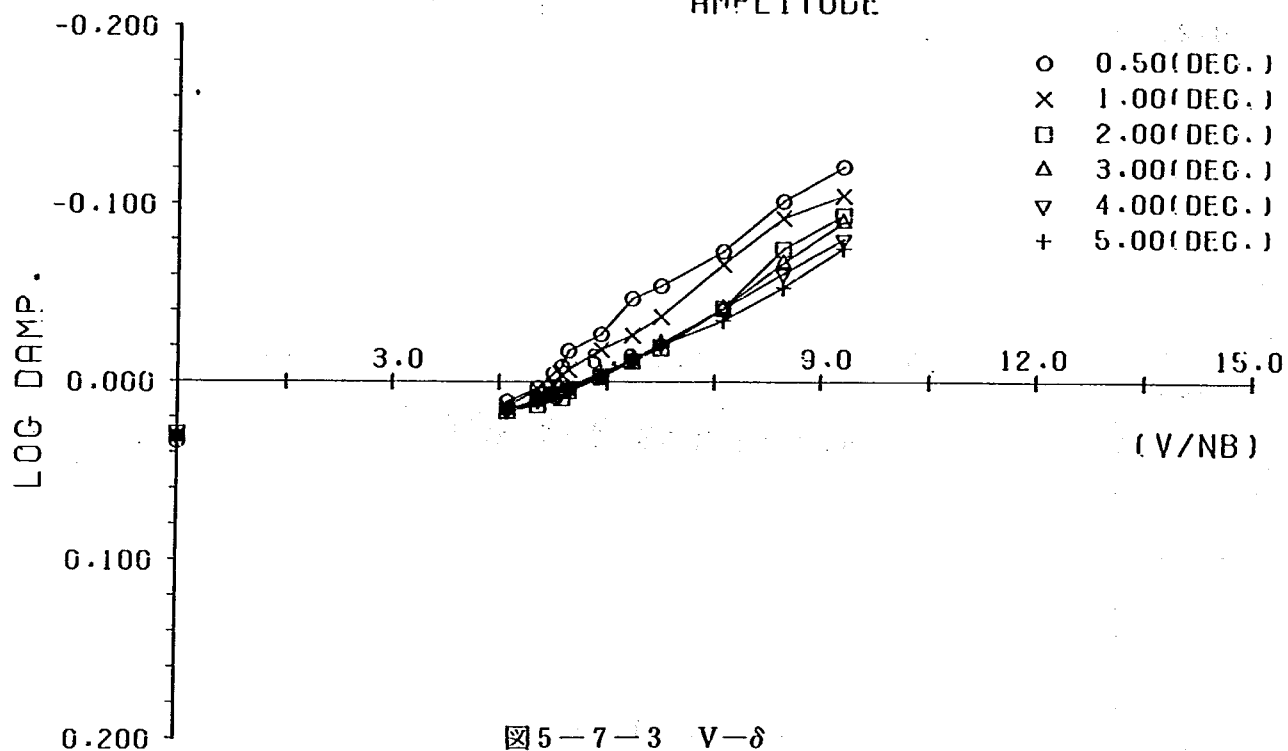
FREQUENCY

3.27(HZ)

ANGLE OF ATTACK

0.00(DEG.)

AMPLITUDE

図 5-7-3 V- δ

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 4

TOR. UNI.

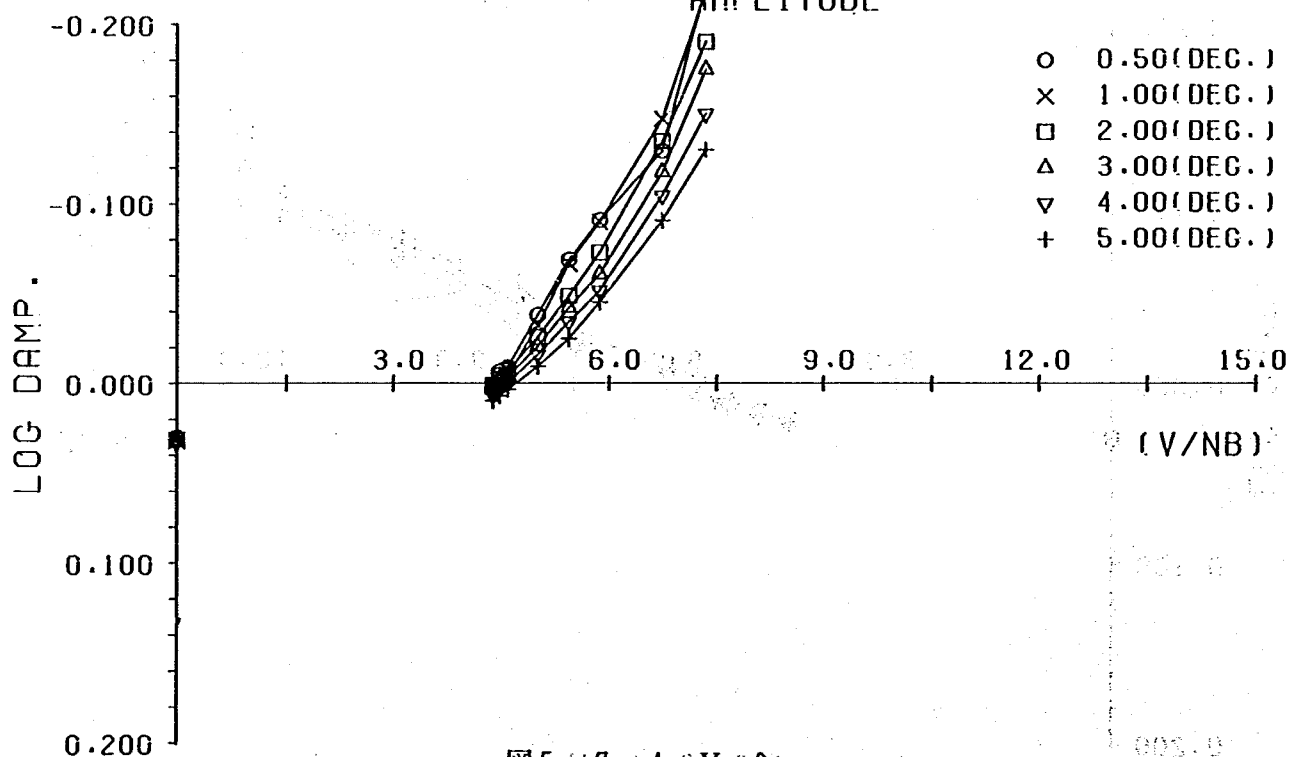
FREQUENCY

3.28(HZ)

ANGLE OF ATTACK

0.00(DEG.)

AMPLITUDE

図 5-7-4 V- δ

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

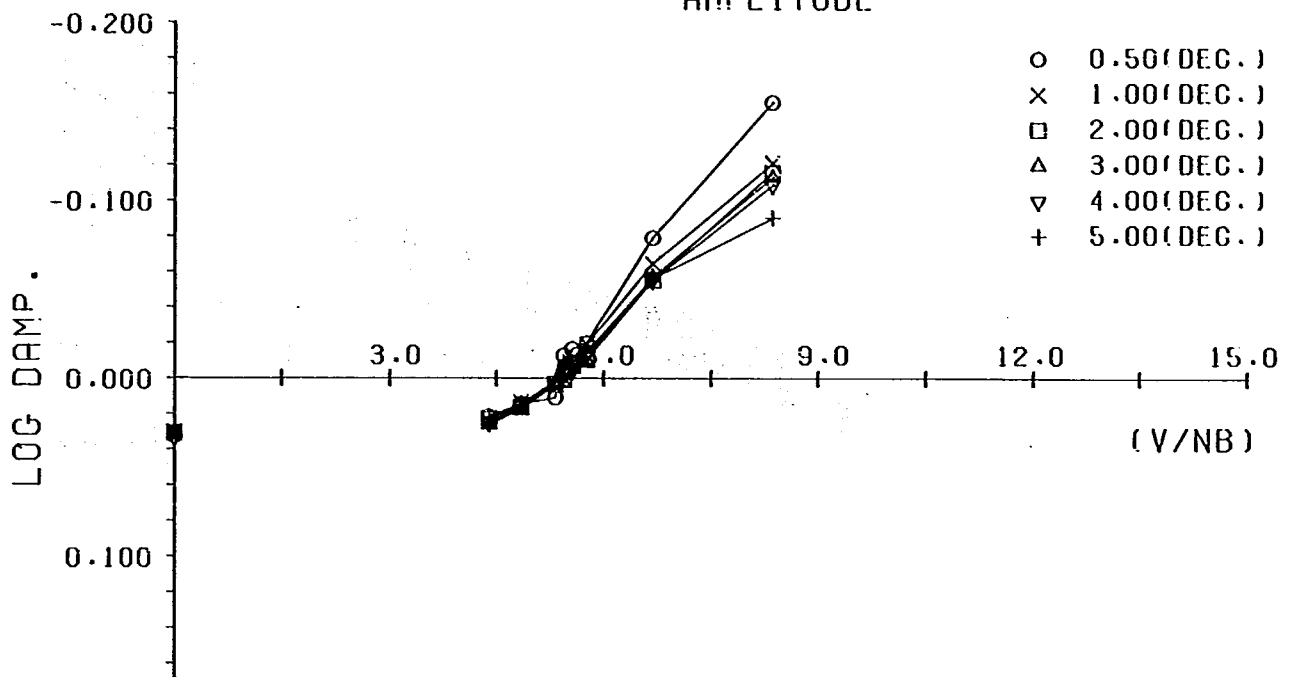
模型番号 5

TOR. UNI.

FREQUENCY 3.27(HZ)

ANGLE OF ATTACK 0.00(DEG.)

AMPLITUDE

図5-7-5 V- δ

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

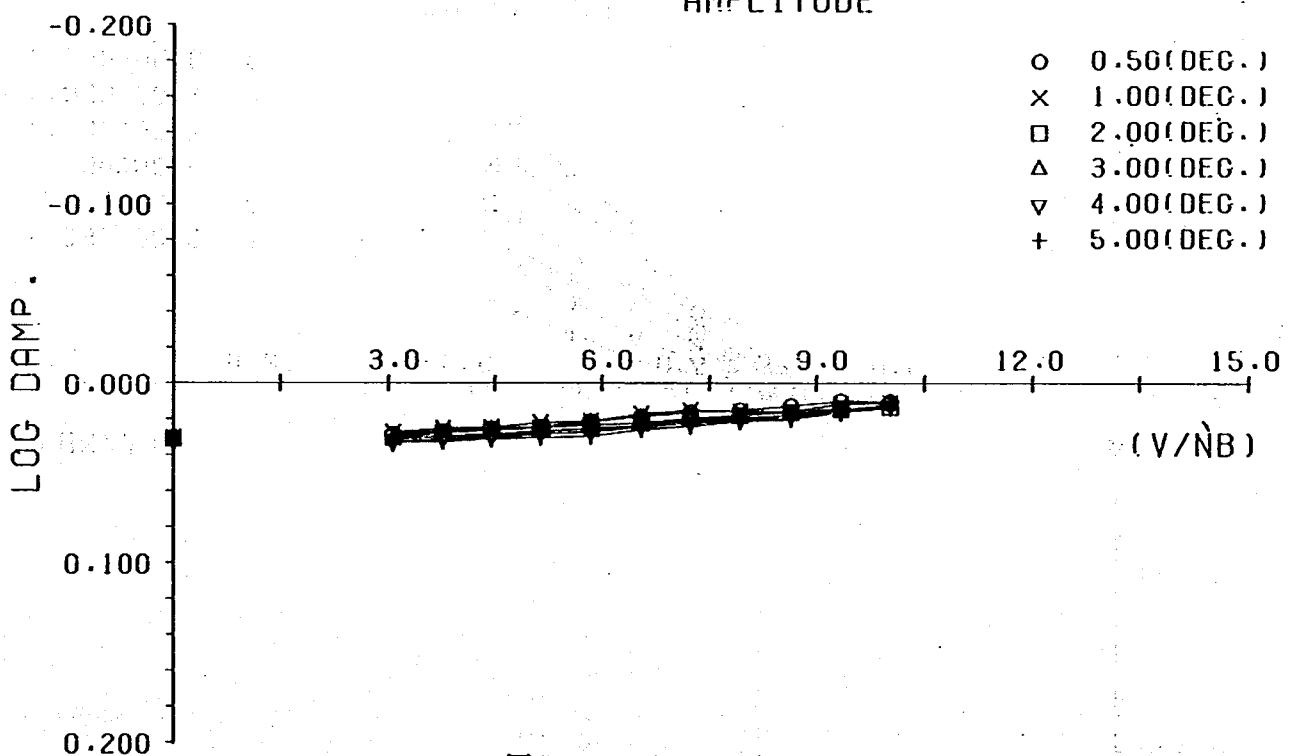
模型番号 1

TOR. UNI.

FREQUENCY 3.78(HZ)

ANGLE OF ATTACK 3.00(DEG.)

AMPLITUDE

図5-7-6 V- δ

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 2

TOR. UNI.

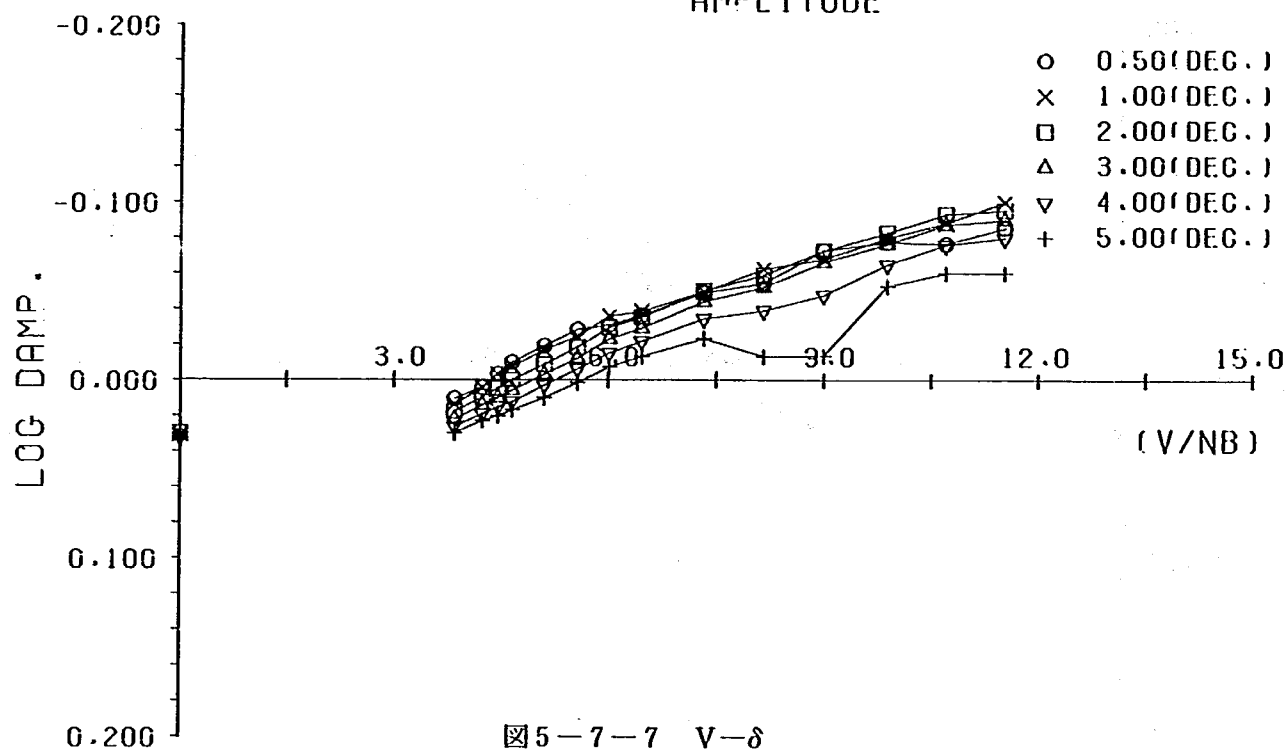
FREQUENCY

3.30(HZ)

ANGLE OF ATTACK

3.00(DEC.)

AMPLITUDE



MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 3

TOR. UNI.

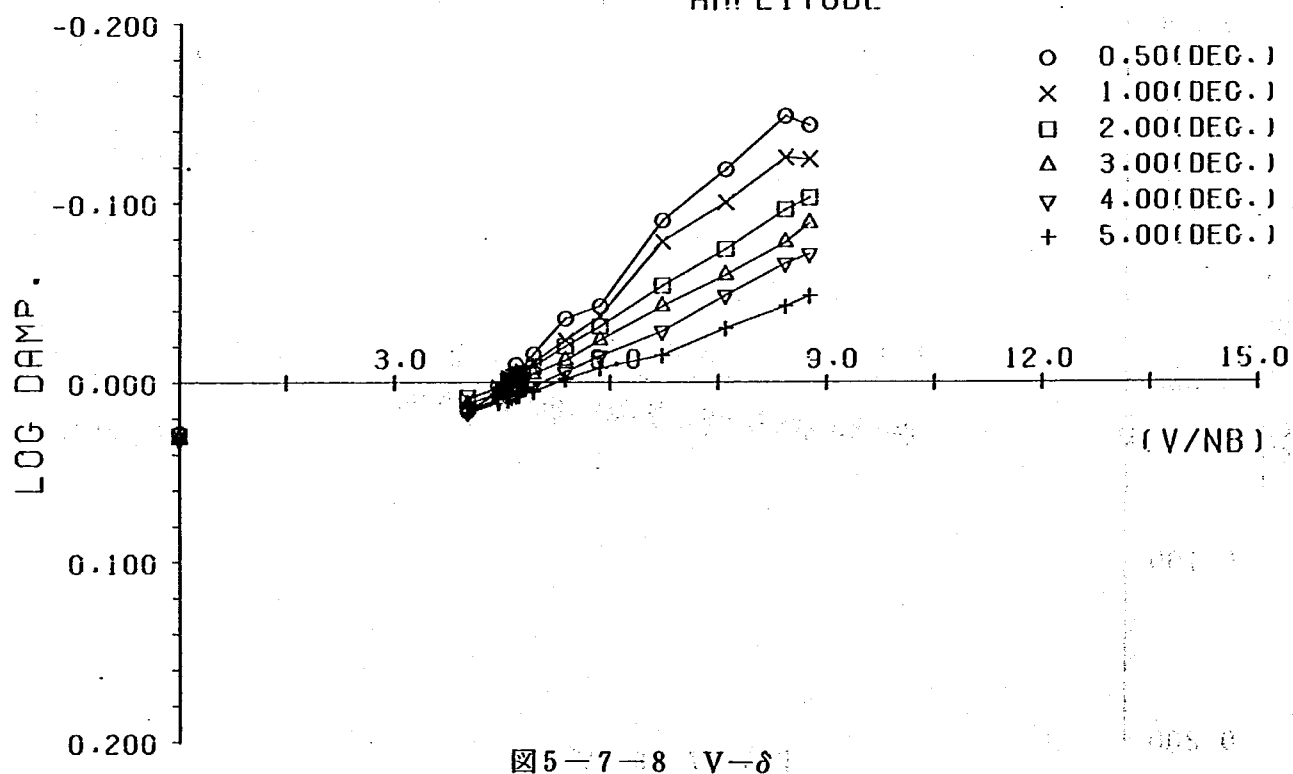
FREQUENCY

3.26(HZ)

ANGLE OF ATTACK

3.00(DEC.)

AMPLITUDE



MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 4

TOR. UNI.

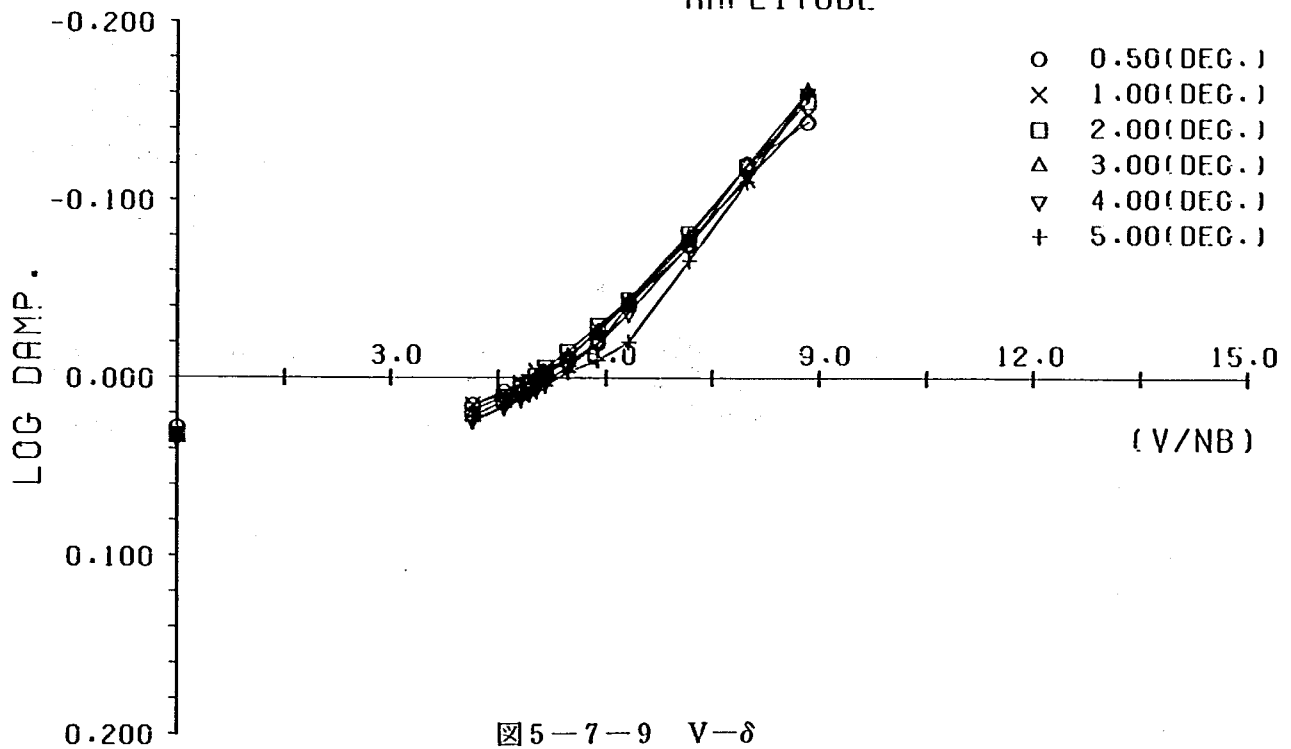
FREQUENCY

3.27(HZ)

ANGLE OF ATTACK

3.00(DEG.)

AMPLITUDE



MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

模型番号 5

TOR. UNI.

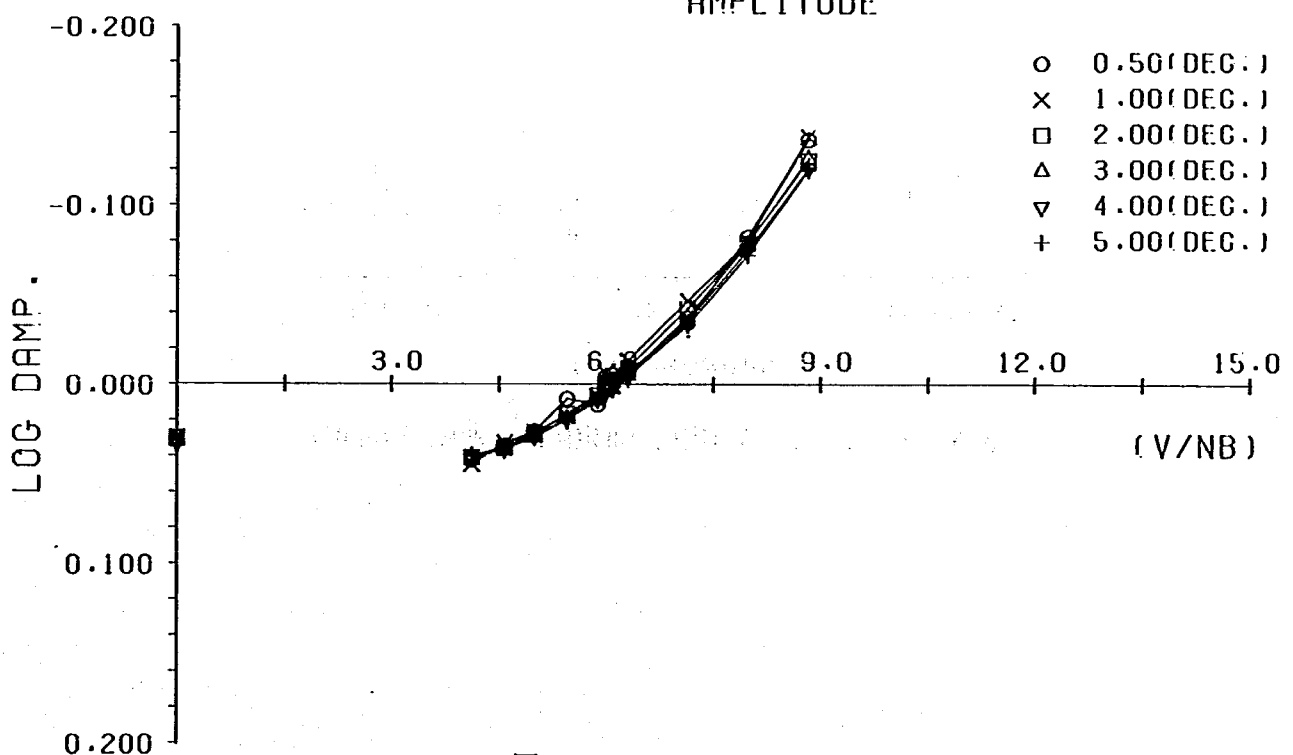
FREQUENCY

3.27(HZ)

ANGLE OF ATTACK

3.00(DEG.)

AMPLITUDE



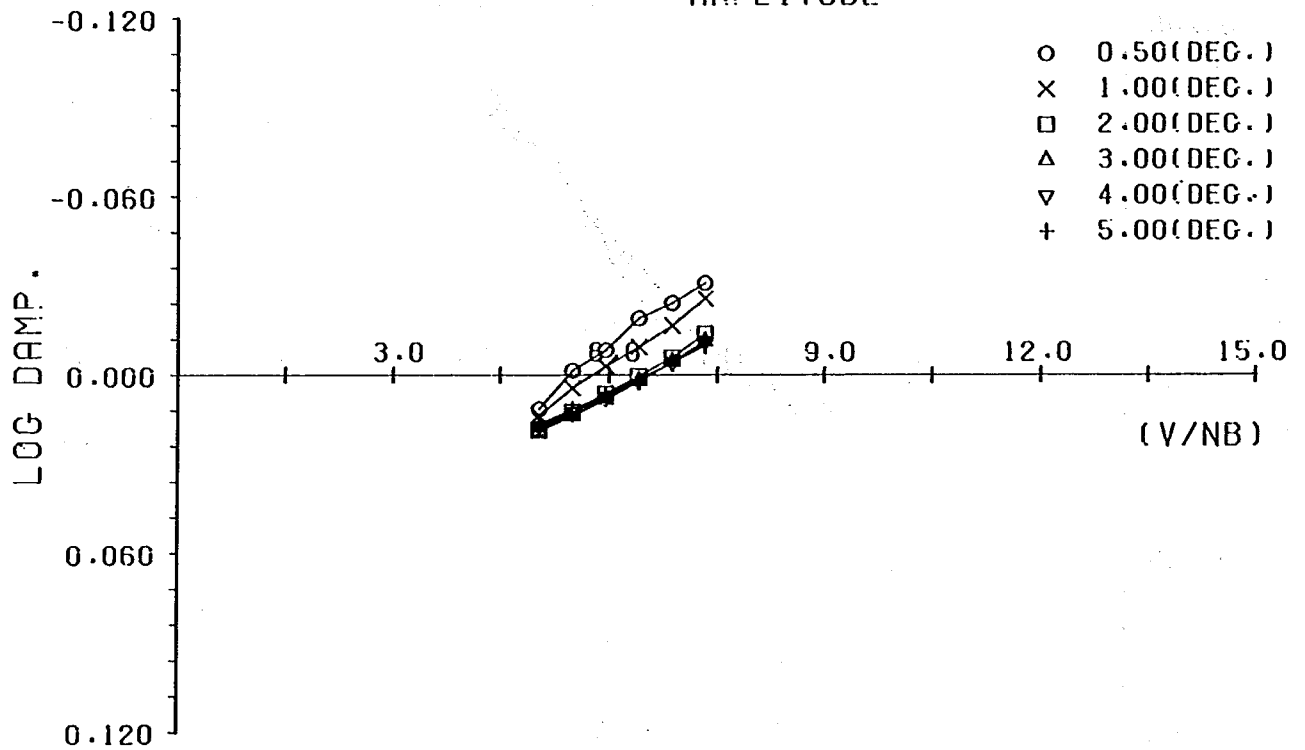
MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

FREQUENCY 0.364(HZ)

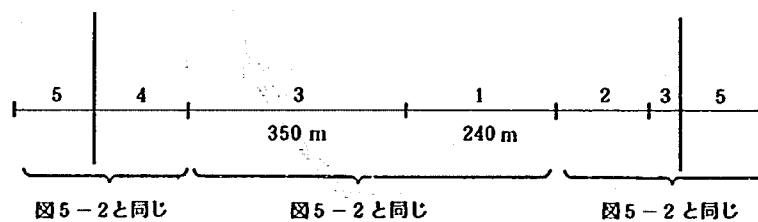
ANGLE OF ATTACK 0.00(DEG.)

AMPLITUDE



CASE 1

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-8-1 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角 0°)

MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

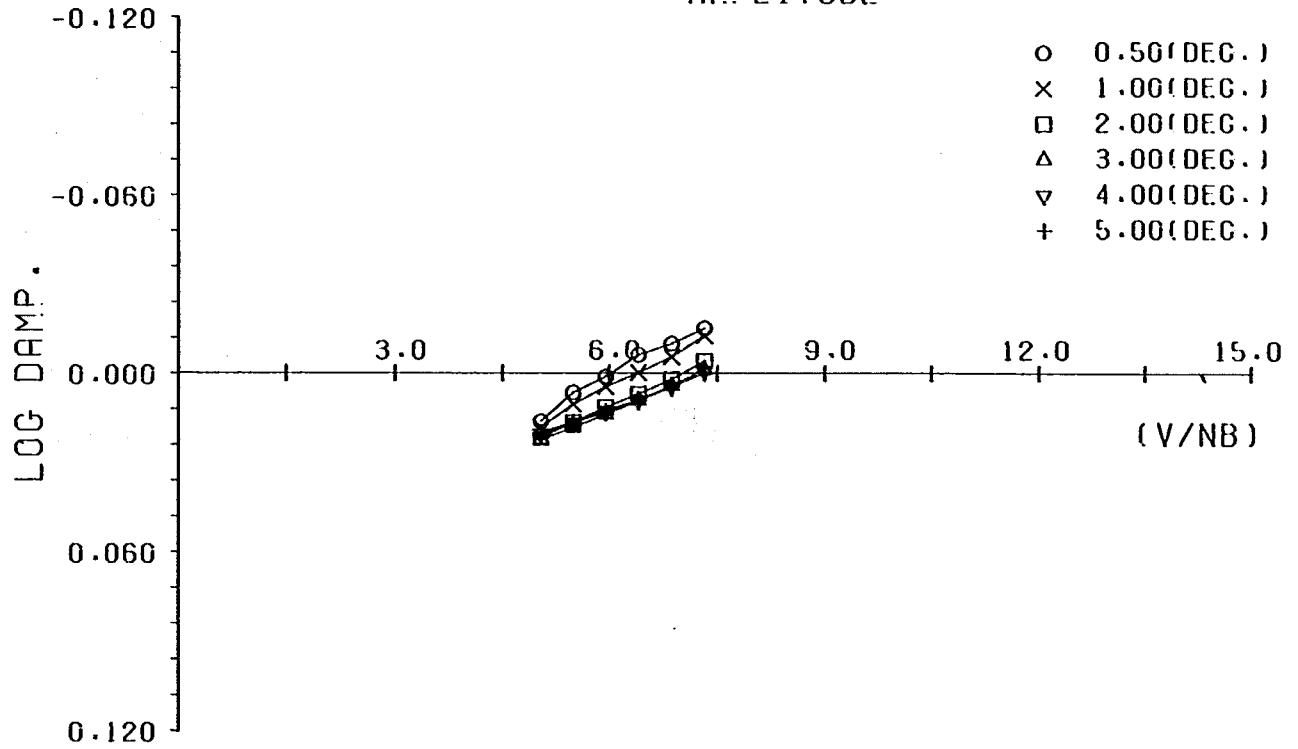
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

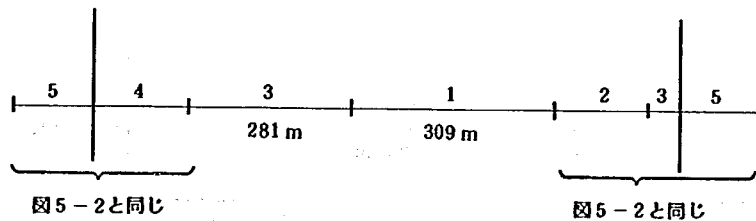
0.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 2

防音対策配置図



数値は橋型番号を表わす。

図5-8-2 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角0°)

MODEL NAME

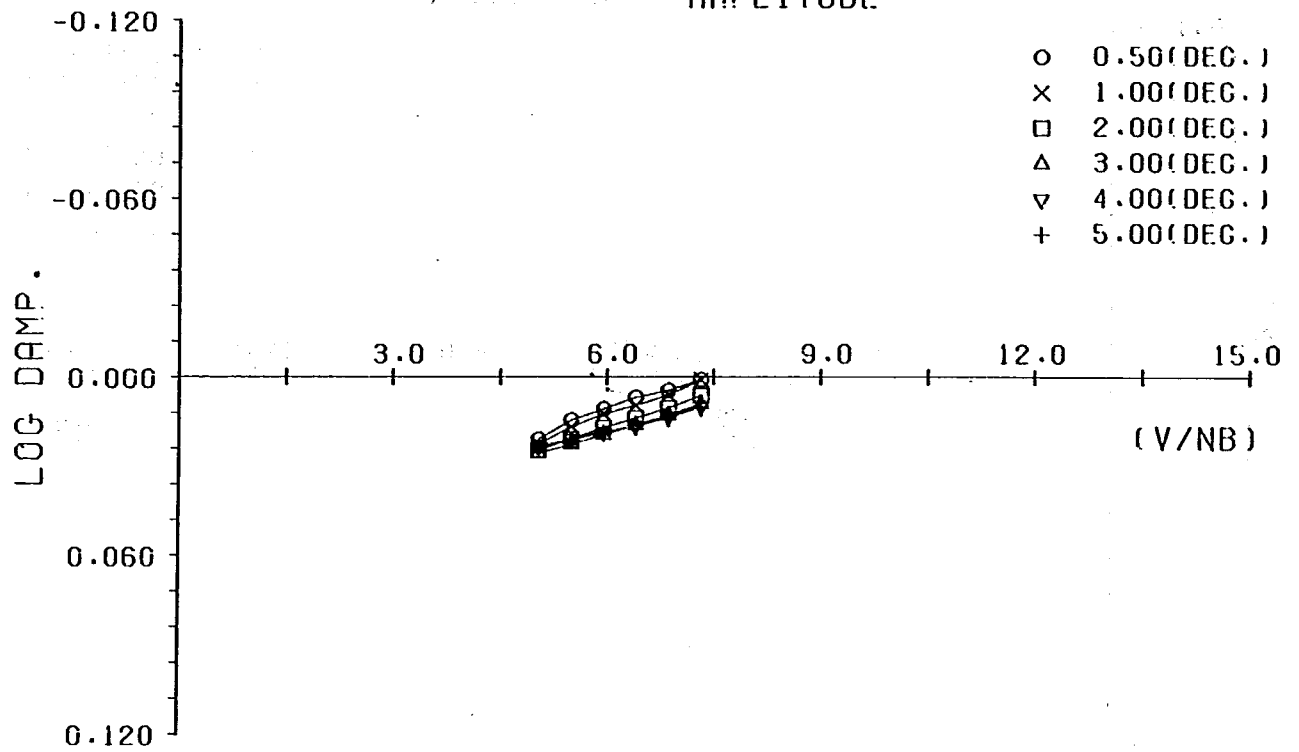
SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

FREQUENCY 0.364(HZ)

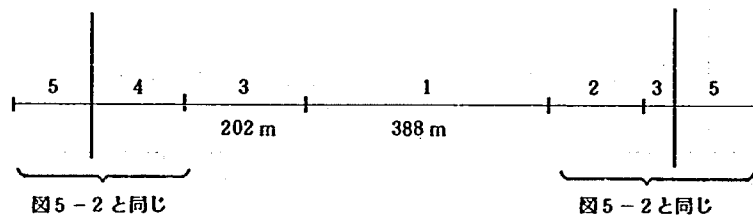
ANGLE OF ATTACK 0.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 3,

防音対策配置図



数値は橋型番号を表わす。

図5-8-3 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角0°)

MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

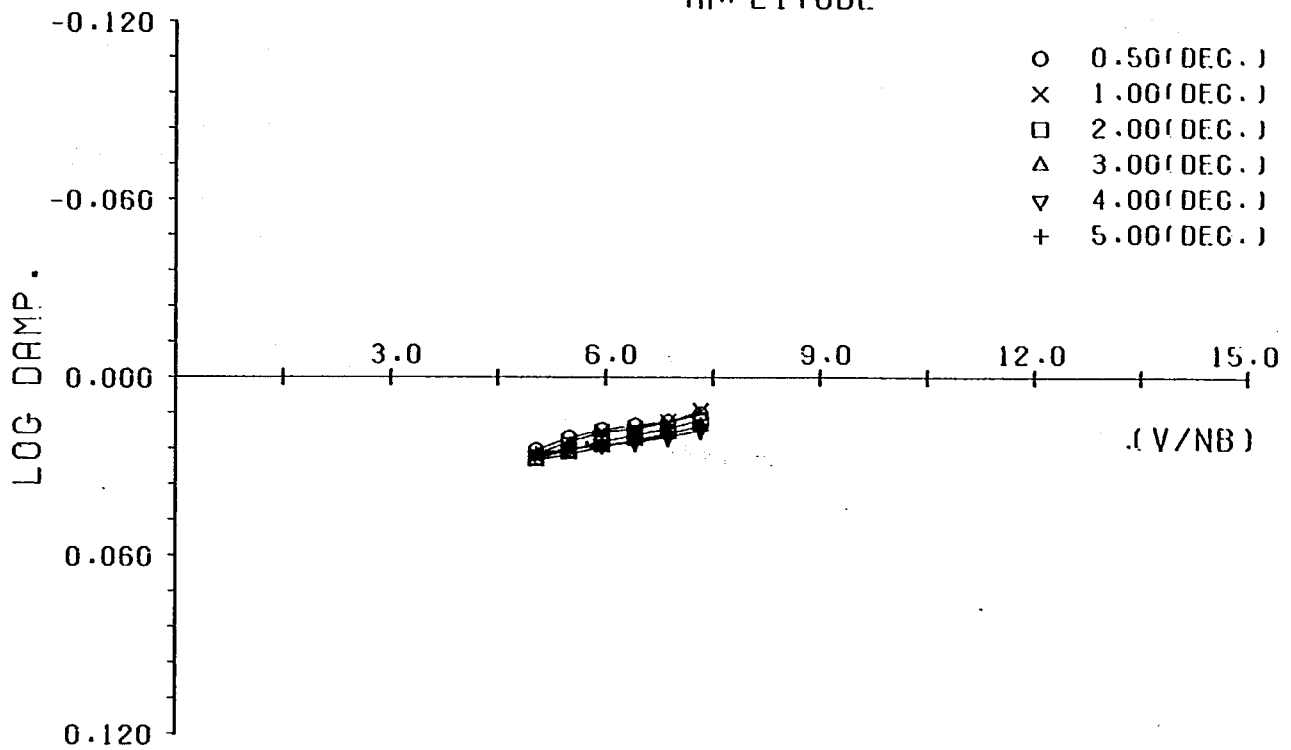
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

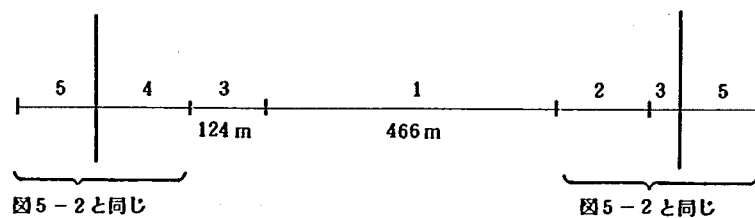
0.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 4

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-8-4 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角 0°)

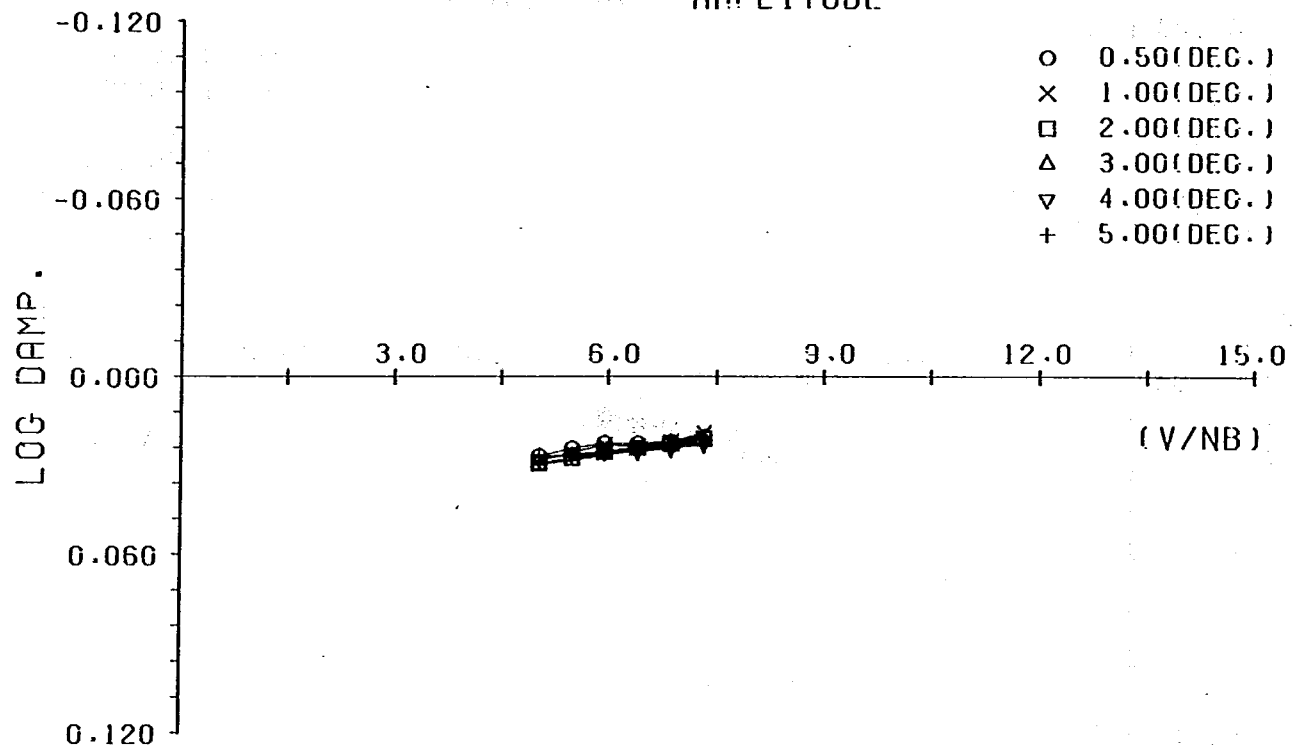
MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

FREQUENCY 0.364(HZ)

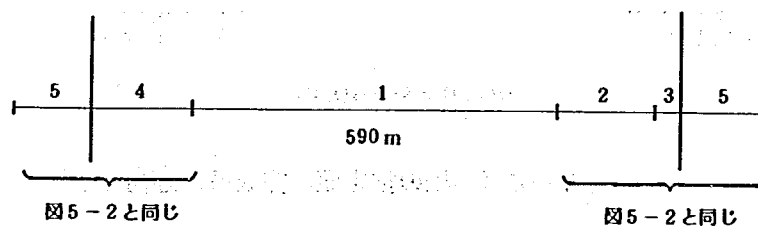
ANGLE OF ATTACK 0.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 5

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-8-5 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角0°)

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

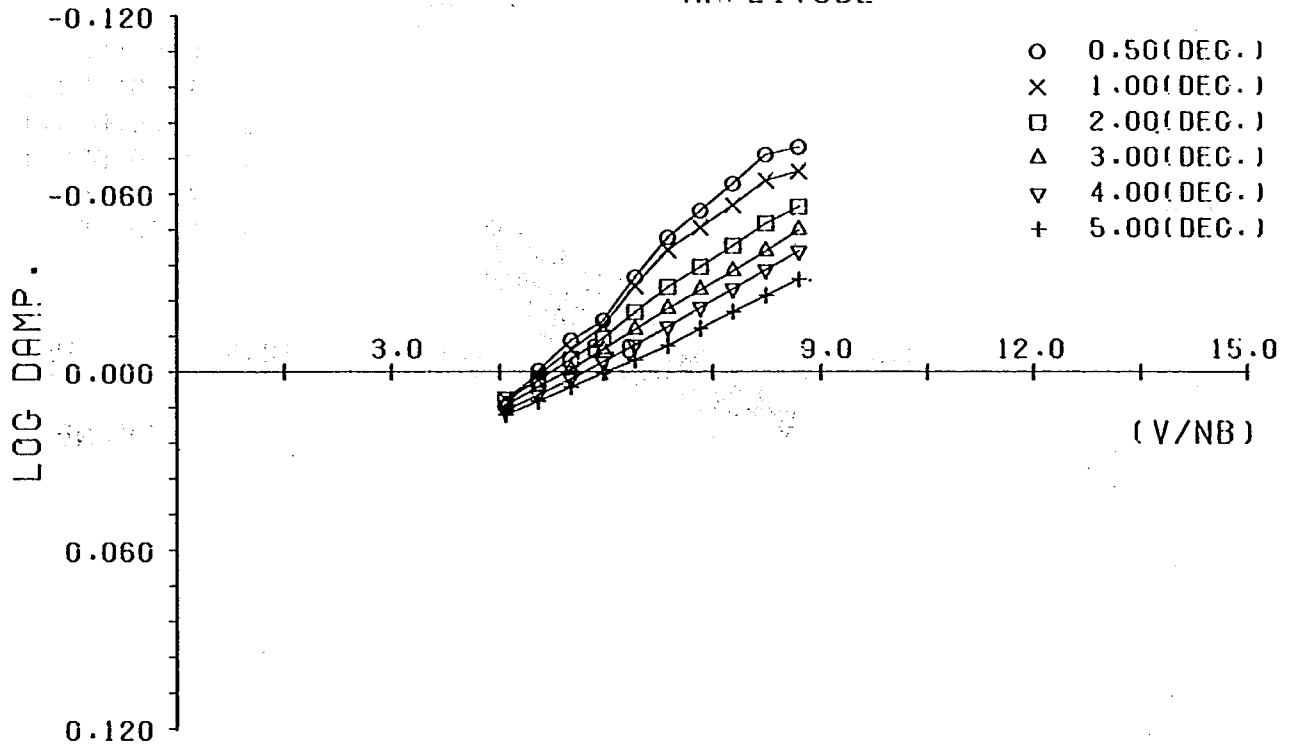
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

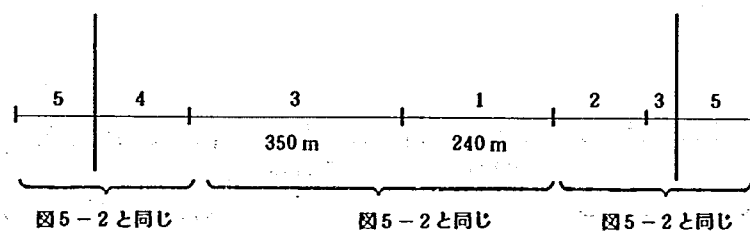
3.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 6

防音対策配置図



数値は機型番号を表わす。

図5-9-1 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角3°)

MODEL NAME

SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

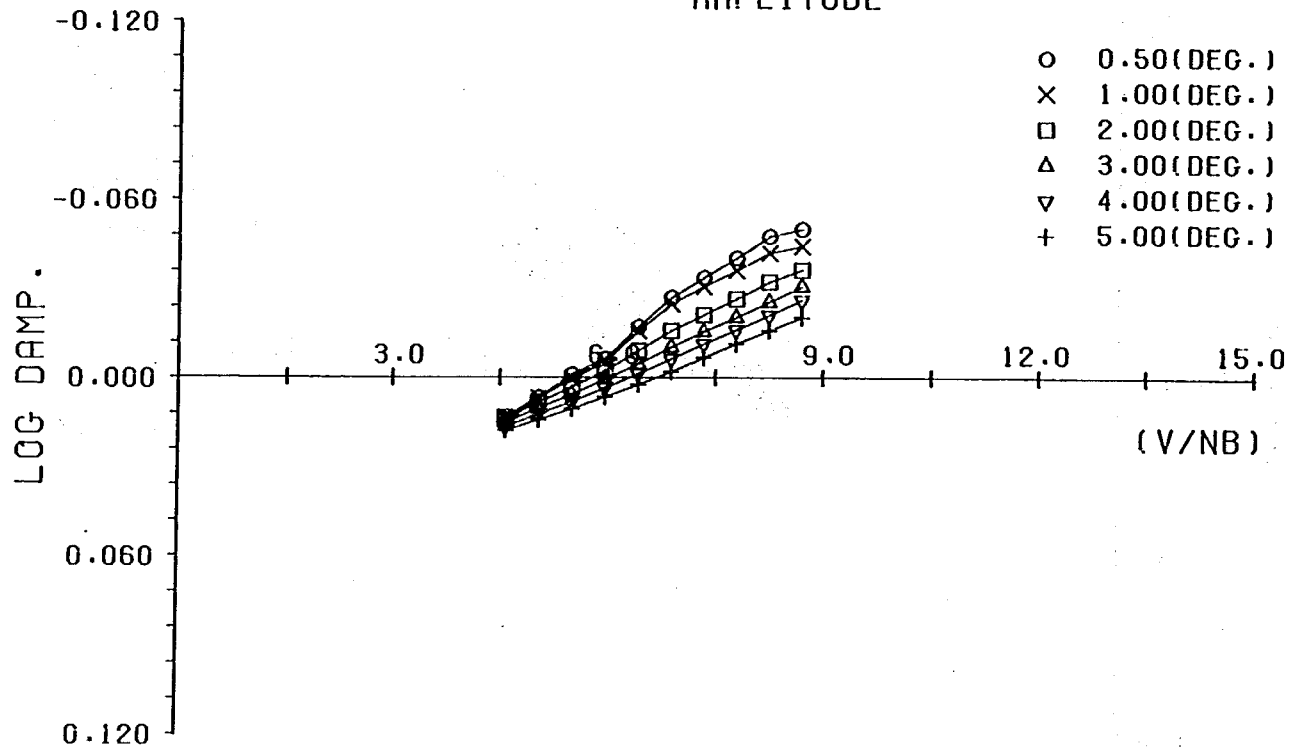
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

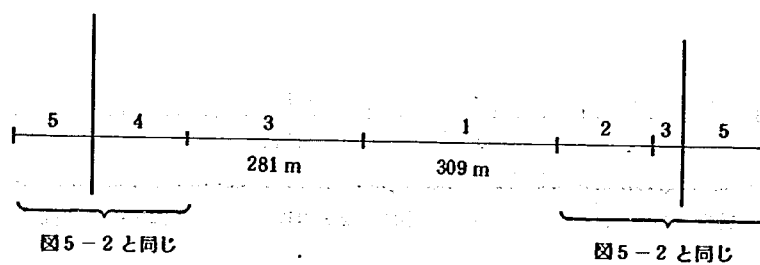
3.00(DEG.)

AMPLITUDE



CASE 7

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-9-2 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角3°)

MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI

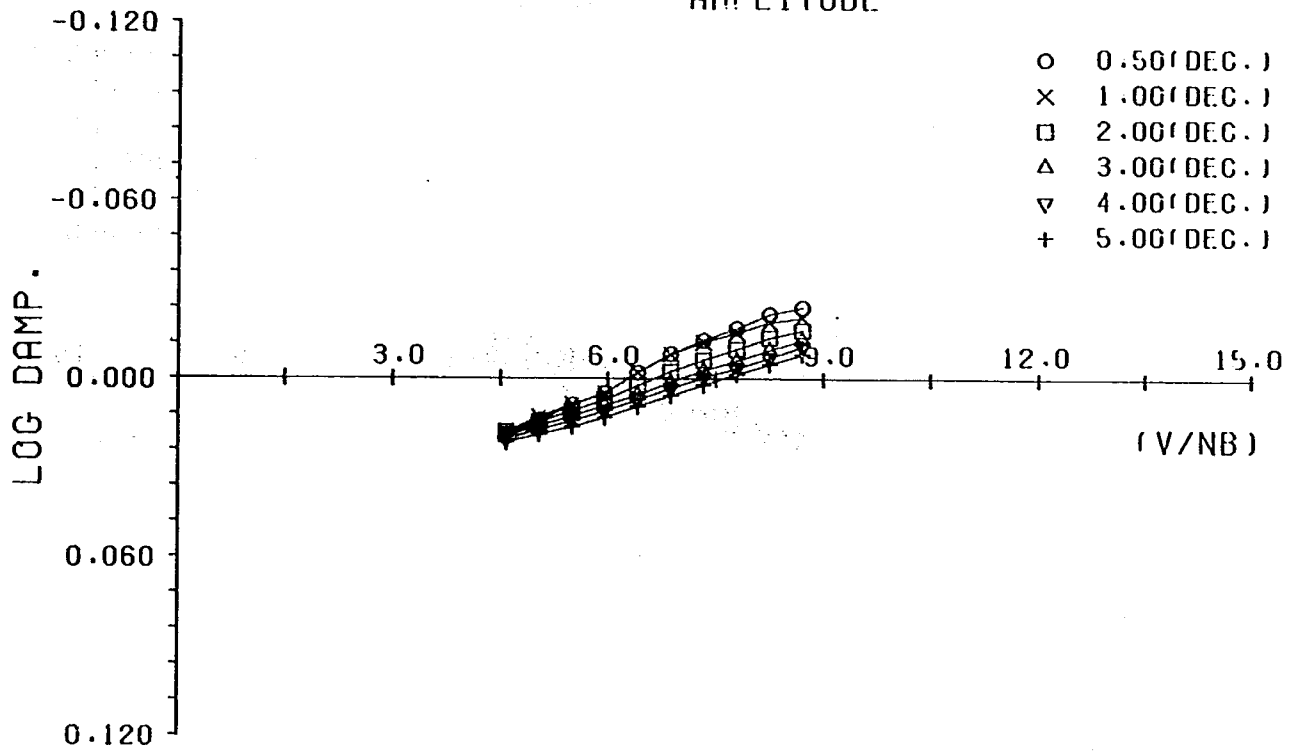
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

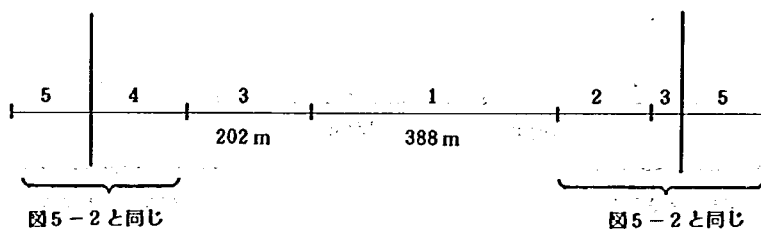
3.00(DEC.)

AMPLITUDE



CASE 8

防音対策配置図



数値は機型号を表わす。

図5-9-3 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角3°)

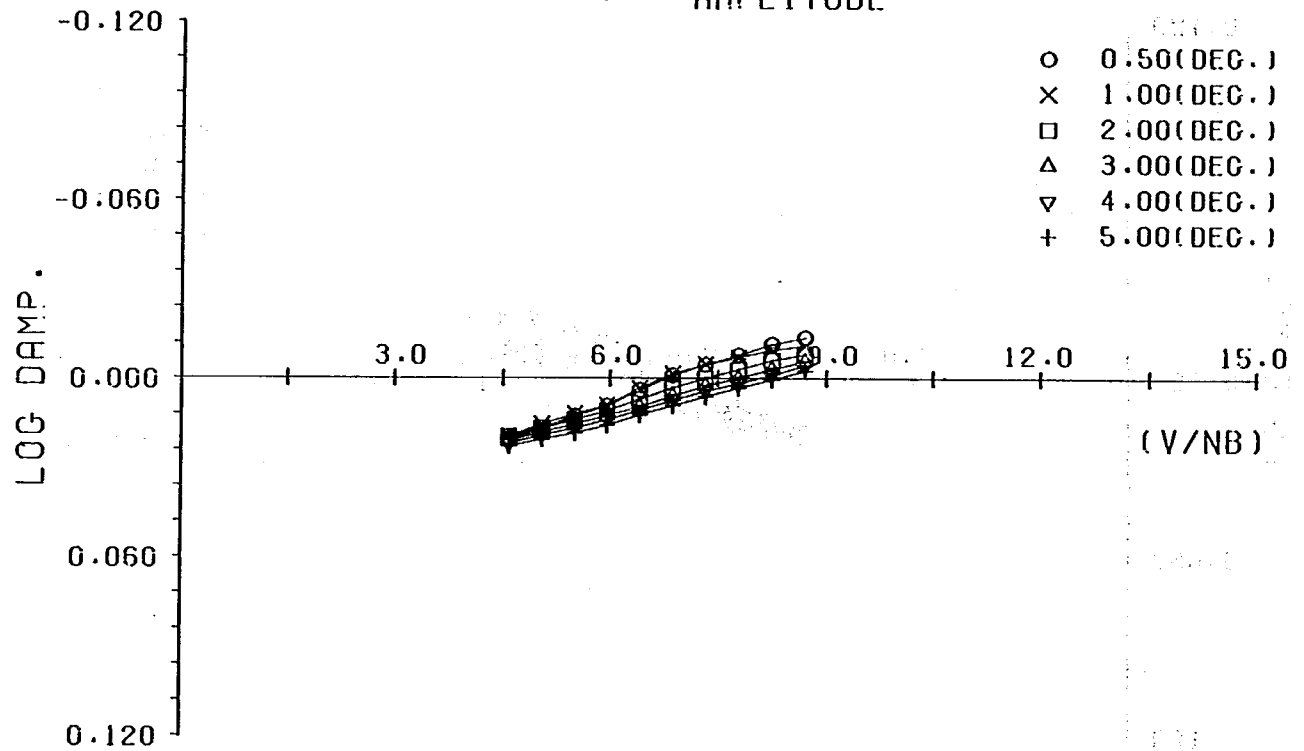
MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

FREQUENCY 0.364(HZ)

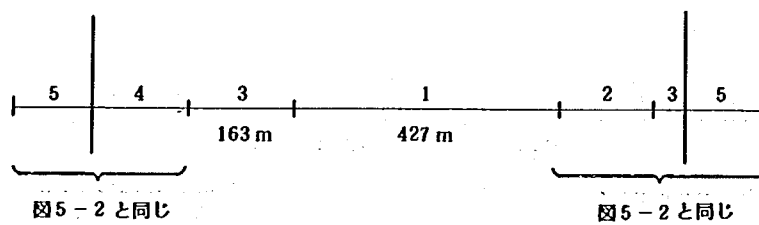
ANGLE OF ATTACK 3.00(DEG.)

AMPLITUDE



CASE 9

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図 5-9-4 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角 3°)

MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

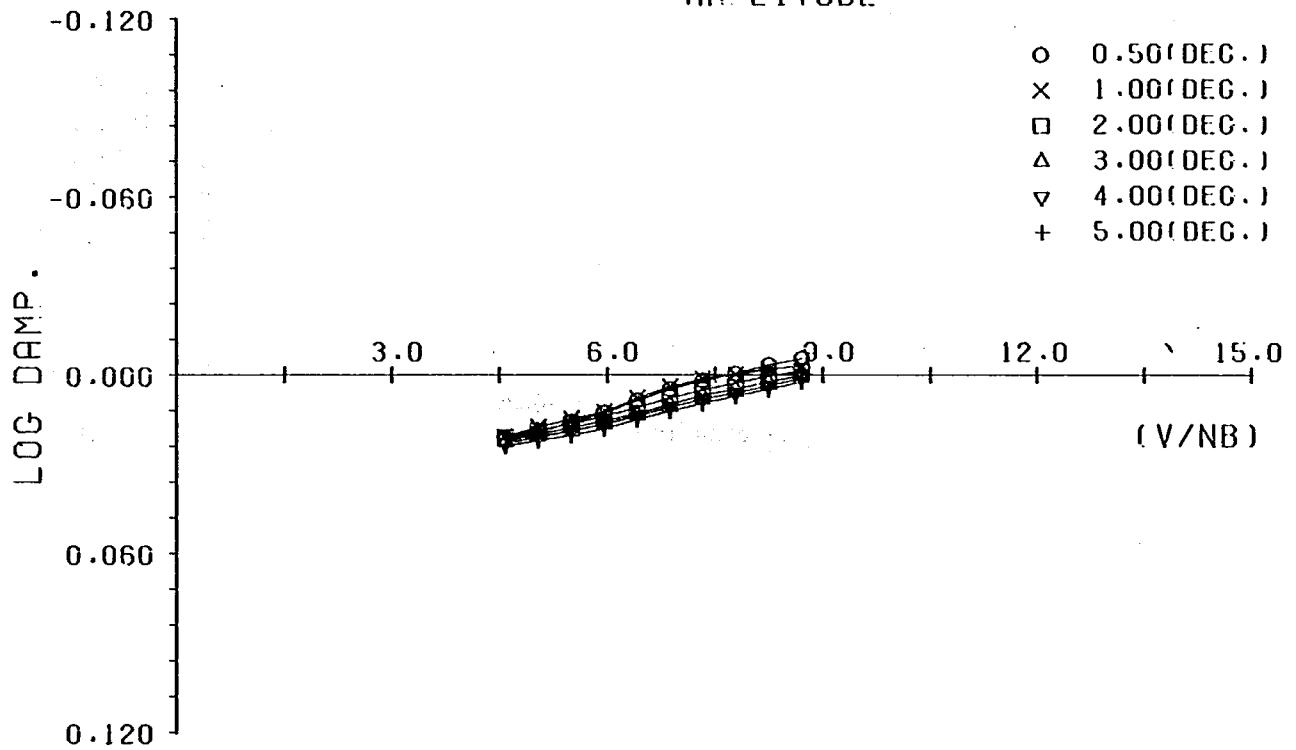
FREQUENCY

0.364(HZ)

ANGLE OF ATTACK

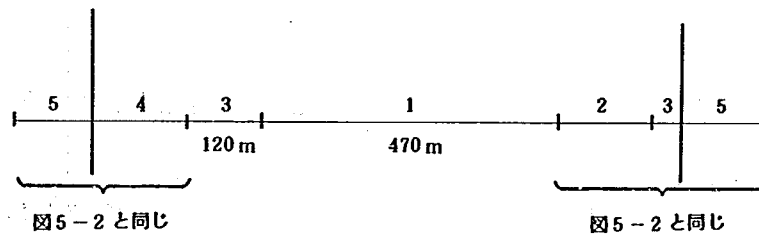
3.00(DEG.)

AMPLITUDE



CASE 10

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-9-5 V-δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角3°)

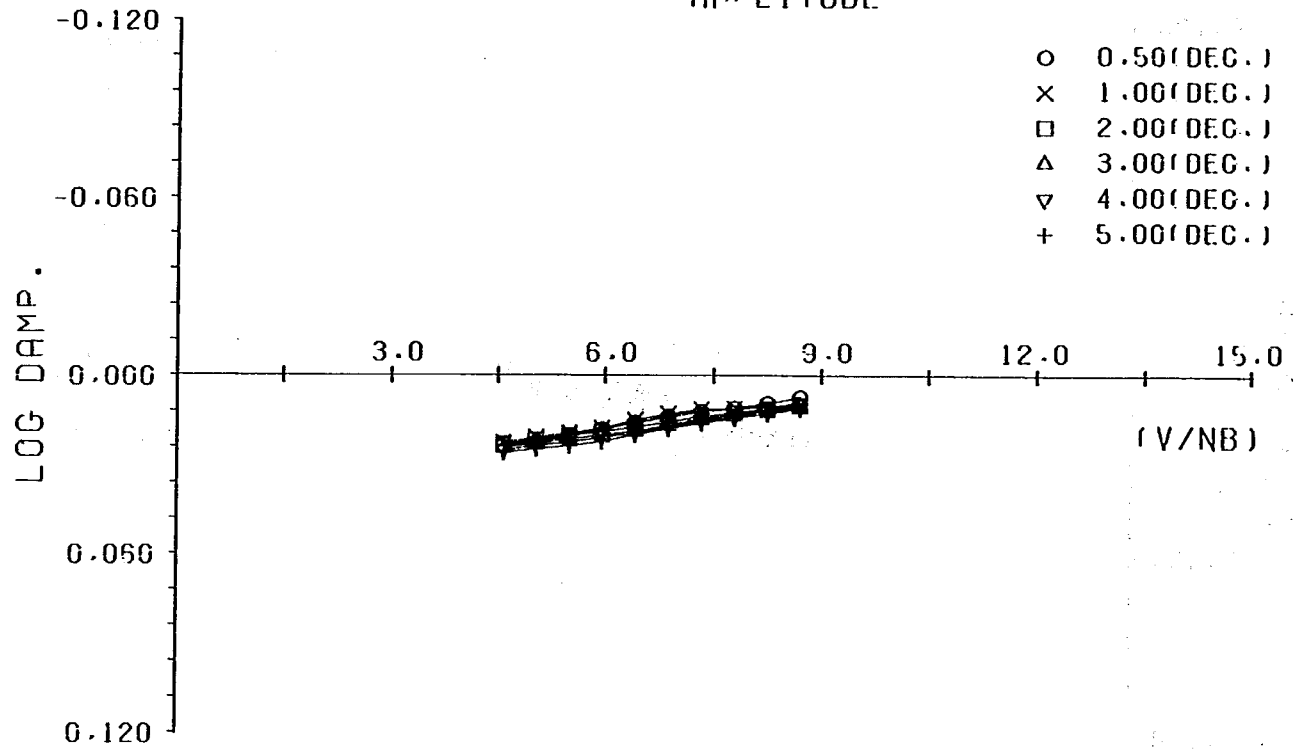
MODEL NAME SHIMOTSUI SETO

TOR. UNI.

FREQUENCY 0.364(HZ)

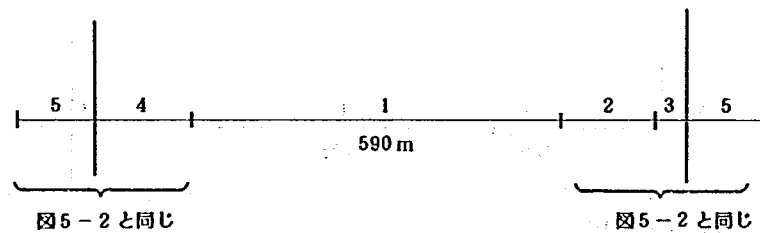
ANGLE OF ATTACK 3.00(DEG.)

AMPLITUDE



CASE 11

防音対策配置図



数値は模型番号を表わす。

図5-9-6 V- δ (実橋の推定値, 完成系, 迎角3°)

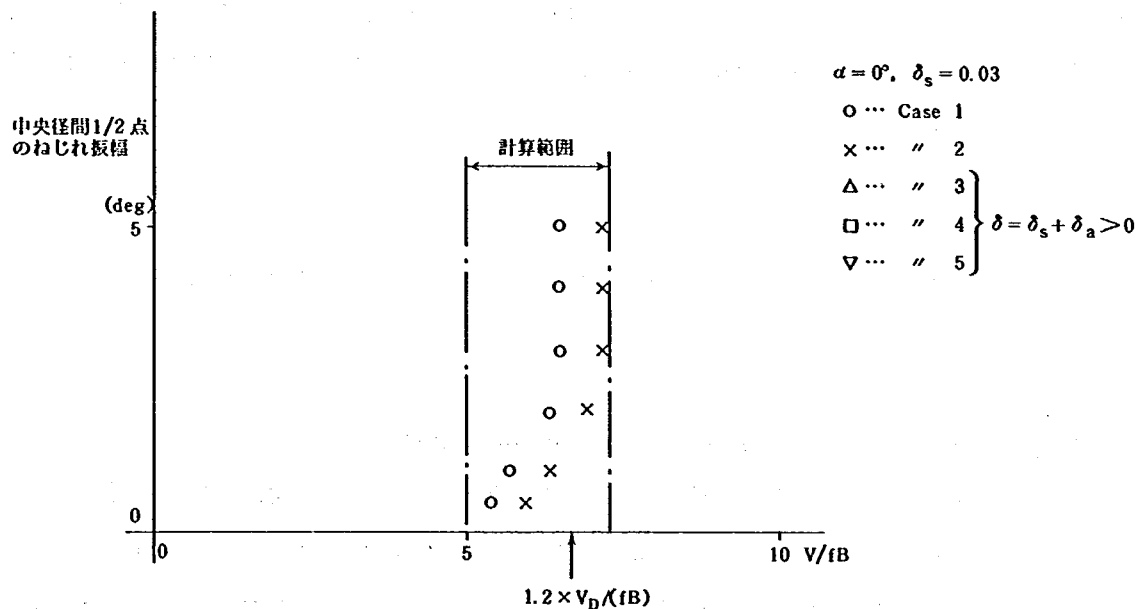


図5-10-1 V-A (実橋の推定値, 完成系, 迎角 0°)

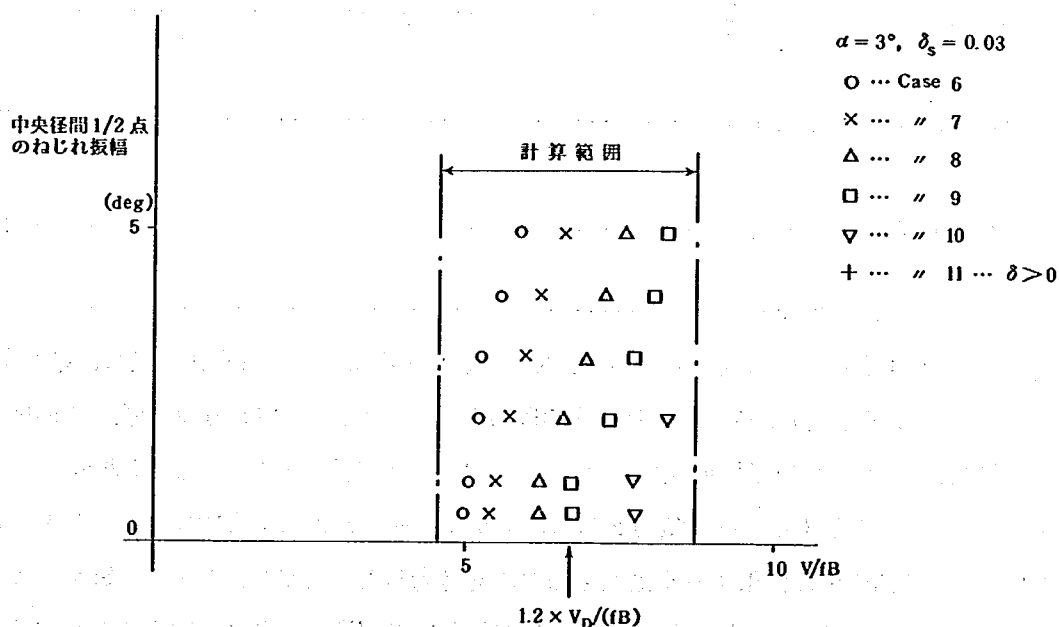


図5-10-2 V-A (実橋の推定値, 完成系, 迎角 3°)

5-6 まとめ

5-6-1 防音対策(グレーチングを鋼床版とし, 上路に2mの遮音壁, 下路にU型の防音壁を取り付けたもの)を施した下津井瀬戸大橋補剛桁断面の風荷重算定に用いた抗力係数値はほぼ妥当である。

5-6-2 公団で計画されているように下津井瀬戸大橋に防音対策を配置すると, 渦励振については安定と判断されるが, ねじれフラッターについてはフラッター限界風速が「本州四国連絡橋耐風設計基準」に規定されている値より低くなり, 迎角 0° で 63 m/s , 迎角 3° で 56 m/s と推定される。

5-6-3 ねじれフラッターに対する安定性を高めるためには中央径間の中央方向に基本断面の区間を伸

ばし、その分対策断面(グレーチングを鋼床版とし、1mの遮音壁を取付ける)の区間を短くすることが有効であり、基本断面を当初案より約190m長くすれば本橋の耐風性は「本州四国連絡橋耐風設計基準」に照らし合わせて十分なものとなる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告（第5章耐風調査），土研資料第1973号，昭和58年3月。

付 録 3次元構造物のねじれフラッターを推定するための一手法

バネ支持模型試験より得られる2次元空気力を用いて、断面形状が橋軸方向に変化する長大橋梁のねじれフラッターを推定するために本章で用いた手法について述べる。ねじれフラッターはねじれモードが卓越する自励振動であり、最低次のモードが最も低い風速で発現するためこのモードのみに着目する。

ねじれ1次モードの基準座標 $q(t)$ に関する方程式は次式で表わされる。

$$\ddot{q} + 2\zeta_s \omega \dot{q} + \omega^2 q = \frac{Q}{M} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Q = \int_0^l p(x, t) \Phi(x) dx \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$M = \int_0^l I_p(x) \Phi^2(x) dx \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\varphi(x, t) = q(t) \Phi(x) \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 ζ_s ；ねじれ1次モードの構造減衰定数， ω ；ねじれ1次モードの固有円振動数， Q ；換算外力， p ；単位長さあたりの変動空気力， Φ ；ねじれ1次の固有振動モード， x ；橋軸方向座標， t ；時間， M ；換算質量， I_p ；単位長さあたりの質量極慣性モーメント， φ ；ねじれ変位， $\cdot$ ； t に関する微分。

多くの場合ケーブルに作用する変動空気力がねじれフラッターにおよぼす影響は小さいと考えられるので、上式の p としては補剛桁に作用する変動空気力のみを考慮した。ただし、ケーブル質量および剛性の影響は考慮されている。一般に補剛桁に作用する変動空気力は補剛桁の振動に起因する自励成分と補剛桁の振動とは無関係の強制成分に大別されるが、接近流の乱れが小さい場合にはトラス補剛桁に実用する強制的な変動空気力は小さく、また自励空気力のうち振動変位あるいは振動加速度に比例する成分は構造物の復元力あるいは慣性力に比べて無視しうるほど小さい。振動速度に比例する自励空気力は構造物の減衰力に比べ必ずしも無視できず、これがねじれフラッターの原因であるため、ここでは(2)式の p を次式で表わした。

$$p(x, t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C(x) \dot{\varphi}(x, t) B/U \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 ρ ；空気密度， B ；補剛トラス主構間隔， U ；風速， C ；空気力係数
空気力係数 C は一般に補剛桁の断面形状、迎角、無次元風速(U/fB ，ここに f はねじれ1次モードの固

有振動数), およびねじれ振動振幅 $\bar{\varphi}$ の関数である。strip theory により, 橋軸上の x における断面に作用する空気力は他の場所の空気力の影響を受けない, と仮定すれば, (5)式の $C(x, t)$ は, x における断面形状を相似させた模型を用い同一の迎角, 無次元風速およびねじれ振動振幅の条件下で実施されたバネ支持模型試験より得られる空気力係数に等しい。

バネ支持模型試験において直接得られる対数減衰率 δ と(5)式の空気力係数 C との関係は次のとおりである。二次元剛体模型ではモード $\Phi(x)$ は x について一定であり, 極慣性モーメント $I_p(x)$ も x について一定である。これらを考慮し, (2)~(5)式を(1)式に代入し整理すると次式が得られる。

$$\ddot{q}_m + 2 \left[\zeta_{sm} - \left(\frac{\rho B^4}{4I_p} \right)_m \cdot \left(\frac{1}{2\pi} \right) \cdot \left(\frac{U}{fB} \right)_m \cdot C \right] \omega_m \dot{q}_m + \omega_m^2 q_m = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに, 下添字 m は模型実験に関する諸量であることを意味する。以下も同じである。

したがって, 通風時に観測される対数減衰率 δ_m は

$$\delta_m = \delta_{sm} - \left(\frac{\rho B^4}{4I_p} \right)_m \left(\frac{U}{fB} \right)_m \cdot C \quad \dots\dots\dots (7)$$

となり, この δ_m より逆に空気力係数 C は次式で求まる。

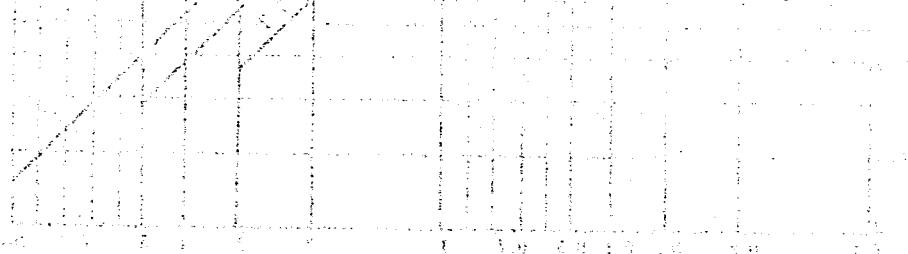
$$C = \left(\frac{4I_p}{\rho B^4} \right)_m \left(\frac{fB}{U} \right)_m (\delta_{sm} - \delta_m) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに, δ_s ; 構造対数減衰率。

(8)式より得られた空気力係数 C を(5)式に代入し, 実橋の構造特性諸量を(2)~(4)式に代入し, (2)~(5)式を(1)式に代入すれば, 風が作用した場合の実橋の対数減衰率 δ がさきほど同様の方法で次式のように求まる。

$$\delta = \delta_s - \left(\frac{\rho B^4}{4 \int_0^l I_p(x) \Phi^2(x) dx} \right) \left(\frac{U}{fB} \right) \int_0^l C(U/fB, \bar{\varphi}(x), \text{迎角, 断面形状}) \Phi^2(x) dx \quad \dots\dots\dots (9)$$

迎角および断面形状が指定された場合の風速と定常振幅の関係は, (9)式で $\delta = 0$ を満足する U/fB および基準座標の振幅 $\bar{q}$ ($= \bar{\varphi}(x)/\Phi(x)$) をプロットすることにより求まる。



第6章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 荒川直士
川島一彦
田村敬一
相沢興
高橋和之

6-1 ま え が き

明石海峡大橋の耐震設計に用いる地震動入力の強度は、本州四国連絡橋耐震設計基準、同解説（以下、耐震設計基準と呼ぶ）により規定されており、これによれば、地震動の最大加速度は、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180 gal とするとされている。また、応答を考慮した修正震度法における設計震度および動的解析に用いる加速度応答スペクトルとしては、それぞれ図 6-1-1 および図 6-1-2 の値を使用するものと規定されている。しかしながら、これらの規定は、昭和 49 年に定められたものであり、現時点に比較し地震動の特性に関する情報が相対的に少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。本課題は明石海峡の耐震設計に用いる動的解析用の加速度応答スペクトルの見直しを図るとともに、時刻歴地震応答解析用の入力地震波を合理的に定めることを目的に、昭和 55 年度を初年度として開始されたものである。

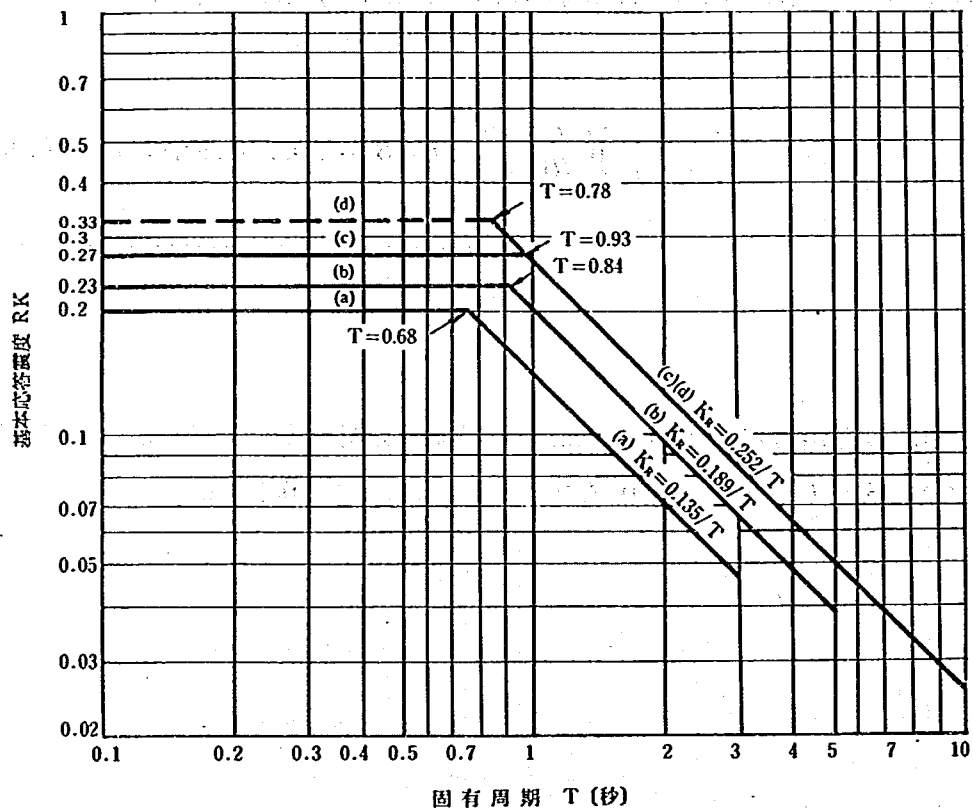


図 6-1-1 設計に用いる基本応答震度

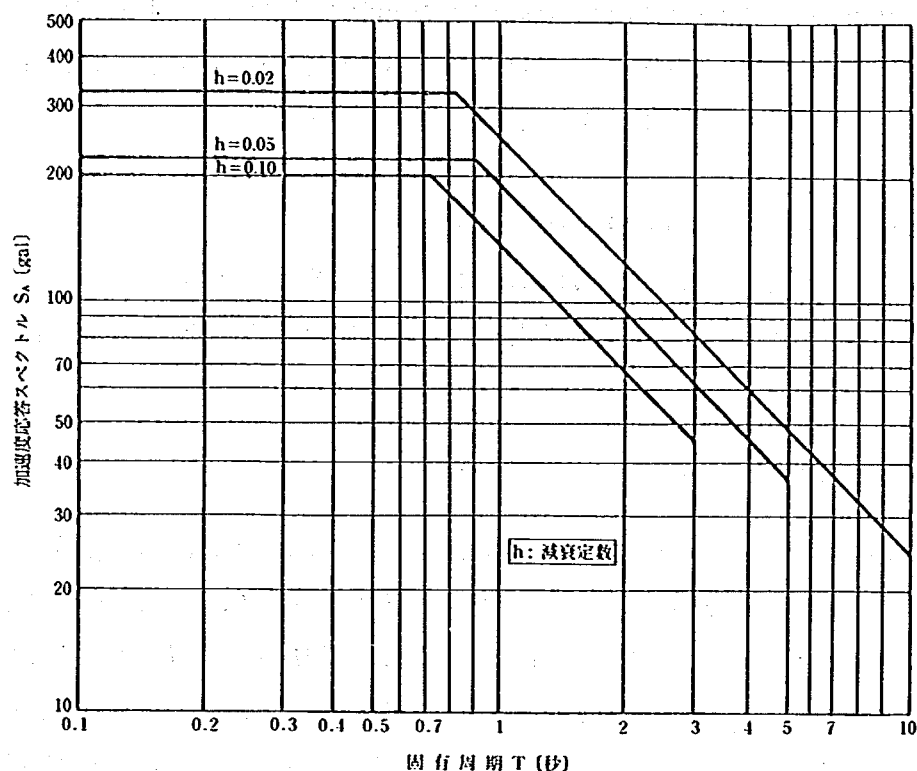


図 6-1-2 加速度応答スペクトル曲線
(地震動の最大加速度が 180 gal の場合)

昭和 55 年度には、架橋地点の地震発生状況を既応の地震活動を考慮して、確率的に解析し得る手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。RISK は任意地点における任意の再現期間に相当する地震応答スペクトルの期待値を求めることのできる電算プログラムである。昭和 56 年度には、RISK に入力するデータとして明石海峡大橋周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、河角のマグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード m_0 の設定法等を検討した。昭和 57 年度には、これに基づき明石海峡大橋建設地点における最大加速度、加速度応答スペクトルの期待値を予備的に検討した。本年度は、昨年度までの検討結果に基づき、予測式まわりのばらつきを考慮した加速度応答スペクトルの期待値を求め、これと現行の耐震設計基準に規定されている動的解析用の加速度応答スペクトルとの比較を行うとともに、明石海峡大橋の動的解析に用いる入力地震応答スペクトルを提案した。また、実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するよう振幅特性を調整する方法により、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形を求めた。

さらに、長周期地震動の特性を検討するため、昨年度から気象庁 1 倍強震計（低倍率の機械式変位型地震計、固有周期 5~6 秒）記録の解析を開始した。これは、従来工学の方面で使用されている SMAC-B₂ 型強震計が振子の固有周期の 0.14 秒の機械式強震計であり、数値化の精度等を含めた総合精度を考慮すると周期 5 秒程度以上の地震動が正しくとらえられていない可能性がある。このために、周期 5~10 秒程度の範囲の長周期地震動を比較的正しくとらえているとされている気象庁 1 倍強震計記録に着目したものであ

る。昨年度は 1968 年十勝沖地震 ($M=7.9$) により東北、北海道地区で観測された 50 成分の変位記録を数値化し、これを数値微分して求めた加速度波形の特徴を予備的に検討した。本年度は、これをもとに、最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰特性を SMAC 型強震計記録から得られている情報と比較しながら検討し、長周期地震動の特性を調査した。

6-2 動的応答解析に用いる応答加速度スペクトルの調査

(1) 解析手法の概要 (詳細は昭和 55 年度および昭和 56 年度の報告書参照)

任意の架橋地点周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は Gutenberg-Richter により次式で与えられるとされている。

$$\log N(M) = a - bM \quad \dots\dots\dots (6-2-1)$$

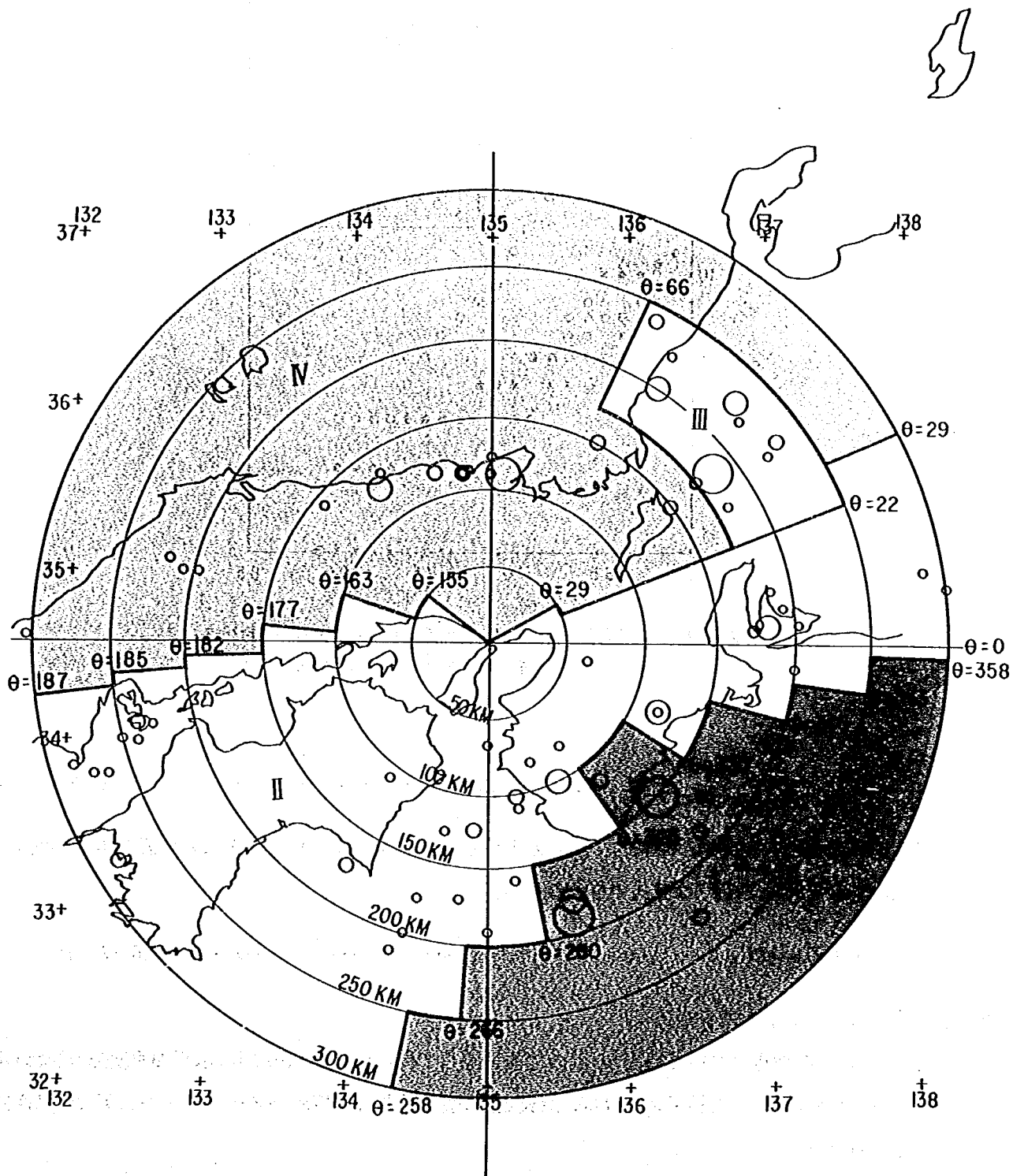
ここで、 $N(M)$ はマグニチュードが M 以上の地震の発生回数であり、 a , b は定数である。たとえば、図 6-2-1 は、1885~1980 年間に明石海峡大橋を中心とする半径 300 km の範囲に生じた地震の位置および規模を示したものであり、これより式(6-2-1)の $N(M) \sim M$ の関係を求めると図 6-2-2 のようになる。図 6-2-1, 6-2-2 には後述するサブゾーンに分割した場合の結果も示されているが、半径 300 km の範囲についてみると (図 6-2-2 の全領域の項参照)、過去 96 年間に M が 6 以上および 7 以上の地震は、それぞれ 85 回、12 回生じている。したがって、これを対象期間で割ると、この地域では M が 6 以上および 7 以上の地震が平均して、それぞれ $85/96 \approx 1$ 回/年、 $12/96 \approx 1/8$ 回/年生じたことになる。

また、図 6-2-1 に示したように、明石海峡建設地点の地震発生状況は一様ではなく、南海トラフ沿いの巨大地震の発生する地域、瀬戸内海沿岸のように地震発生頻度の低い地域、濃尾地震に代表される根尾谷断層系の地域等に大きく分けることができる。このように、同一規模の地震の平均発生回数および生じ得る最大の地震の規模の違いの両者を考慮して東京湾湾央地域を 5 つの小領域 (サブゾーンと呼ぶ) に分割したのが図 6-2-1 に示した結果である。ただし、西南日本では、プレート境界の地震が発生する西端が東北日本のようにはっきりしていないため、今後、周辺地域の区分に関しては慎重に検討していくことが必要である。

いま、このように解析対象地点の周辺を N 個のサブゾーンに分割し、第 i サブゾーンの単位面積当たりの年平均地震発生回数を ν_i [回/年・ km^2] とすれば、第 i サブゾーンに生じる地震 E_i によって着目地点での地震動の強度 Y がある設定値 y を超える確率は次式となる。

$$P[Y > y | E_i] = P[M > m | E_i] \quad \dots\dots\dots (6-2-2)$$

ここに、 $m = g_1(y, \Delta)$ は距離減衰式を $y = f(m, \Delta)$ とした場合に、これを m について変換したマグニチュードの値である。いま、第 i サブゾーンを、解析地点を中心とする半径を Δ_{1i} から Δ_{2i} 、角度 θ_{1i} から θ_{2i} で区切られた範囲とすれば、解析地点で $Y > y$ となる地震の発生回数 $\lambda(y)$ は次式で求められる。



サブゾーン区域	凡 例
I	
II	
III	
IV	

$6.0 \leq M < 6.5 = \circ$
 $6.5 \leq M < 7.0 = \bigcirc$
 $7.0 \leq M < 7.5 = \bigcirc$
 $7.5 \leq M < 8.0 = \bigcirc$
 $8.0 \leq M < 9.0 = \bigcirc$

図6-2-1 明石海峡大橋周辺地区のサブゾーン分割

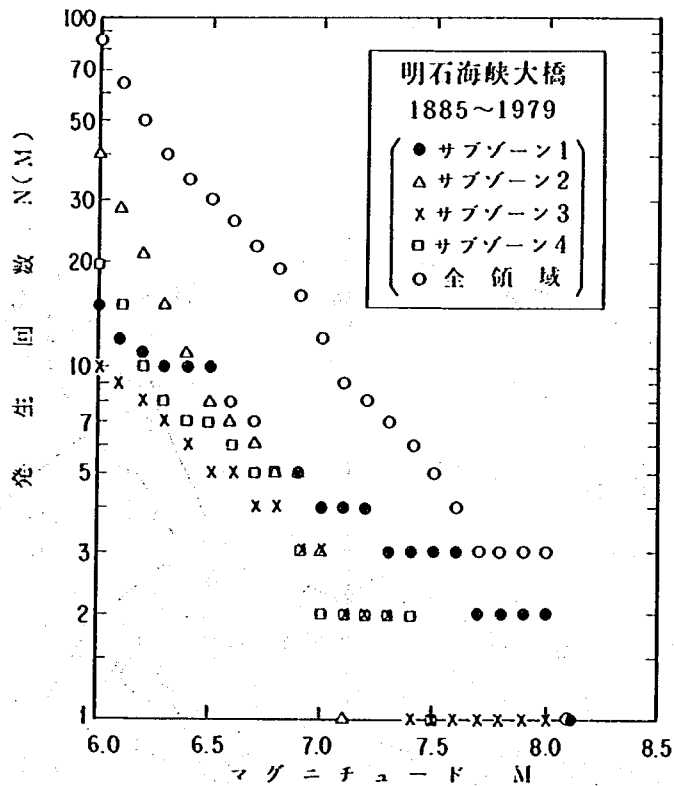


図 6-2-2 明石海峡大橋周辺（半径 300 km 以内）における
発生回数 $N(M)$ ～ マグニチュード M の関係

$$\lambda(y) = \sum_{i=1}^N \int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}} \int_{\Delta_{1i}}^{\Delta_{2i}} P[M > m | E_i] v_i \Delta d \Delta d\theta \quad \dots\dots\dots (6-2-3)$$

ここで、地震の発生が空間的、時間的に独立の事象と仮定できれば、 $Y > y$ となる地震の再現期間（年平均発生確率の逆数） $T_R(y)$ は次式で与えられる。

$$T_R(y) = 1/\lambda(y) \quad \dots\dots\dots (6-2-4)$$

(2) 加速度応答スペクトルの予測式

我国の地盤上 67 地点において過去 88 回の地震に際して得られた 2@197 組の水平加速度強震記録（水平 2 成分）を重回帰分析した結果によれば、減衰定数 5% の絶対加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(T, h)$ は次式により与えられる。

$$\tilde{S}_A(T, 0.05) = a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \quad \dots\dots\dots (6-2-5)$$

ここで、係数 $a(T, GC)$ および $b(T, GC)$ は固有周期 T および地盤種別 GC ごとに表 6-2-1 のように与えられる係数であり、 M 、 Δ はそれぞれ地震のマグニチュードおよび震央距離（km）を表わす。地盤種別は基本的には、道路橋示方書耐震設計編の種別（1 種、2 種、3 種、4 種）によっているが、耐震設計編に規定する 2 種および 3 種地盤をまとめて 2 種地盤とし、全体を 3 種類に分類している。なお、式(6-2-5)を求めるに際しては、SMAC 型強震計の短周期の計器補正を加えるとともに、水平面内で水平

表6-2-1 $\tilde{S}_A$ スペクトルの距離減衰式の係数 $a(T_k, GC_i)$ および $b(T_k, GC_i)$

固有周期 〔秒〕	1 種 地 盤		2 種 地 盤		3 種 地 盤		備考
	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	
0.1	2420	0.211	848.0	0.262	1307	0.208	重相関 係数 $R = 0.90$ $\log U_{SA}$ の標準 偏差 $\sigma = 0.261$
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	1263	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	

$$c = -1.178$$

2成分の合成を施してある。式(6-2-5)の試算例として、震央距離 $\Delta = 100$ km, マグニチュード $M = 5, 6, 7, 8$ のスペクトルを計算すると図6-2-3のようになる。

明石海峡大橋建設地点における加速度応答スペクトル(減衰定数5%) $S_A(T, 0.05)$ を推定するに際しては、式(6-2-5)による1種地盤上の推定式を、次式のように補正して用いるものとした。

$$S_A(T, 0.05) = \gamma_1(T) \times \gamma_2(T) \times \gamma_3(T) \times \tilde{S}_A(T, h) \dots\dots\dots (6-2-6)$$

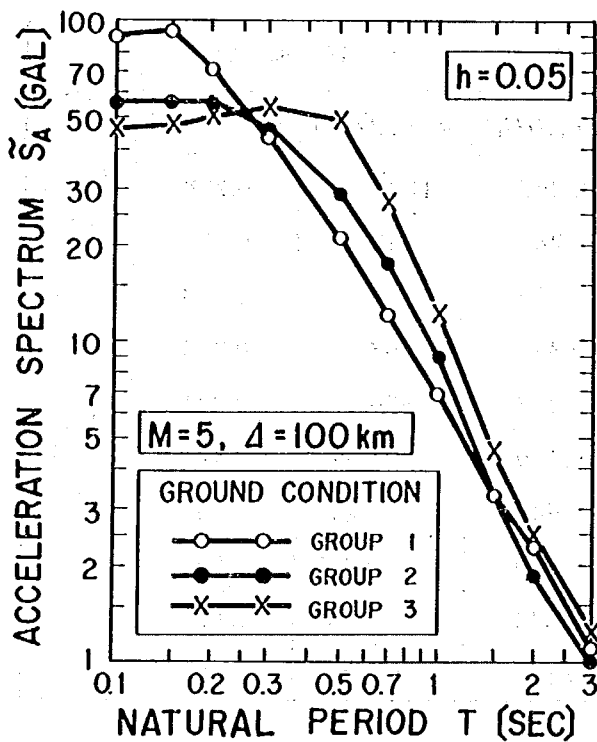
ここで、

$\gamma_1(T)$: 1種地盤表面から下部構造重心位置への変換係数 (= 1.0)

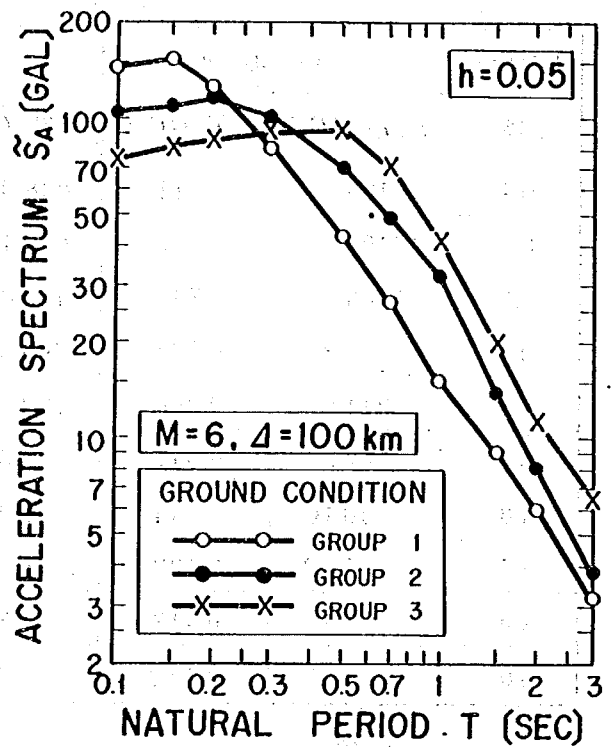
$\gamma_2(T)$: $\tilde{S}_A(T, 0.05)$ スペクトルの推定式の予測精度による補正係数 (= 1.5)

$\gamma_3(T)$: 高次モードに対する補正係数 (= 1.0)

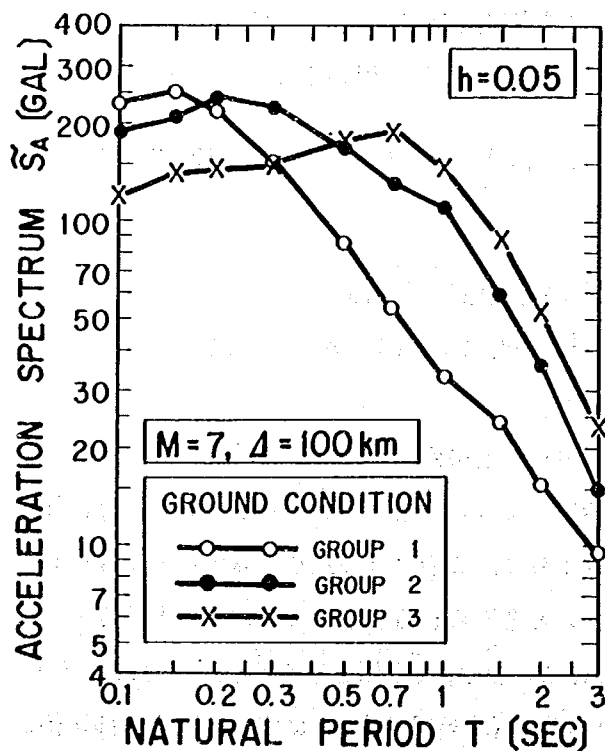
明石海峡大橋の基礎は新第三紀の神戸層に根入れされており、道路橋示方書耐震設計編による地盤種別は1種と考えられる。東京湾等における地中地震観測結果によると新第三紀の土丹層においては、加速度は地表に比較して地中程小さくなることが確かめられており、このような点を考慮すると基礎重心位置では、地表面位置よりも多少スペクトルを下げてよいと考えられる。しかしながら、本地点では地盤の地震応答解析等がまだ詳細に実施されていないため、ここでは、安全側を考え $\gamma_1(T)$ を1.0とする。 $\gamma_2(T)$ は式(6-2-5)による推定値を上廻る値が生じない確率(非超過確率 p)に応じて定める補正係数で、仮に、平均値($p=0.5$)を使うとすれば、 $\gamma_2(T)=1.0$ となる。ここでは、平均値+標準偏差の1倍程度を考え、 $p=0.7$ とすることとし、 $\gamma_2(T)=1.5$ とした。 $\gamma_3(T)$ は、一般に短周期の構造(部材)の振動は大きな減衰定数を持つが、一般に行われる全体系の動的解析では上部構造系2%, 下部構造系10%



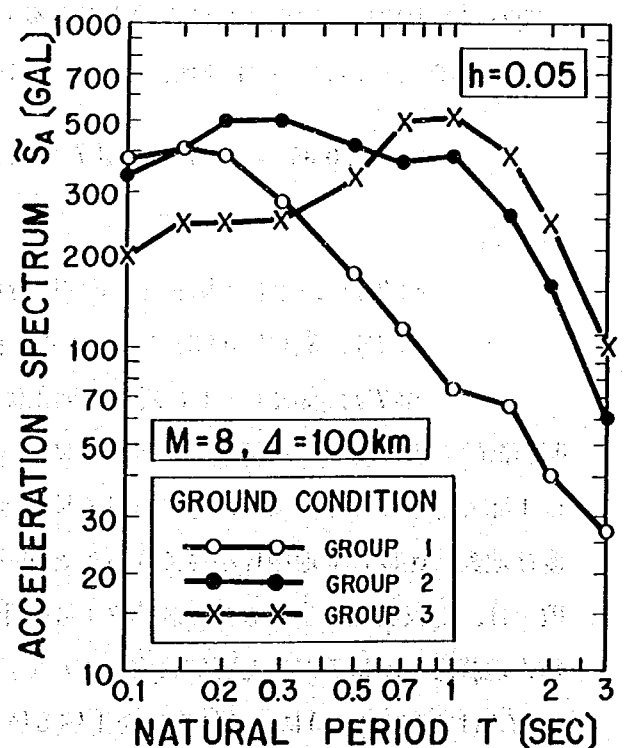
(a) $M=5$



(b) $M=6$



(c) $M=7$



(d) $M=8$

図6-2-3式(5)による $\tilde{S}_a$ スペクトルの試算例

のように解析上減衰定数が一様と仮定されることに伴う誤差を補正するための係数である。今回の解析では、こうした点を特に詳細に検討していないので、安全側となるよう $\gamma_3(T) = 1.0$ とした。

なお、式(6-2-6)は減衰定数 $h = 5\%$ に対する加速度応答スペクトルを与えるものであるが、任意の減衰定数 h に対する加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ は平均的に次式で求めることができる。

$$S_A(T, h) = S_A(T, 0.05) \times \left(\frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \right) \quad \dots\dots\dots (6-2-7)$$

(3) 動的解析用応答スペクトル

上述した式(6-2-4)および式(6-2-6)を用いて、減衰定数 $h = 5\%$ の加速度応答スペクトルの期待値 S_A を求めた結果が図6-2-4である。ここで、再現期間 T_R は75年の場合と150年の場合の2ケースの場合を示している。再現期間として75年と150年を選んだのは、次の理由による。すなわち、一般の道路橋の耐用年数を50年程度とみなし、この間にあるレベルの地震動が生じない確率が0.5となるような地震動の再現期間を求めると約75年となる。一方、明石海峡大橋の耐用年数は一般の道路橋よりも長いと考え、これを100年程度とみなすと、上記と同様の条件の再現期間は約150年となる。

なお、本州四国連絡橋の耐震設計に考慮すべき地震として、耐震設計基準では紀伊半島沖および土佐沖に100年あたり1~2回の発生を予想される(再現期間は50~100年程度)マグニチュード8程度の地震を想定するとしている。図6-2-5は式(6-2-6)を用いて $M = 8$ および、これよりもう一まわり大

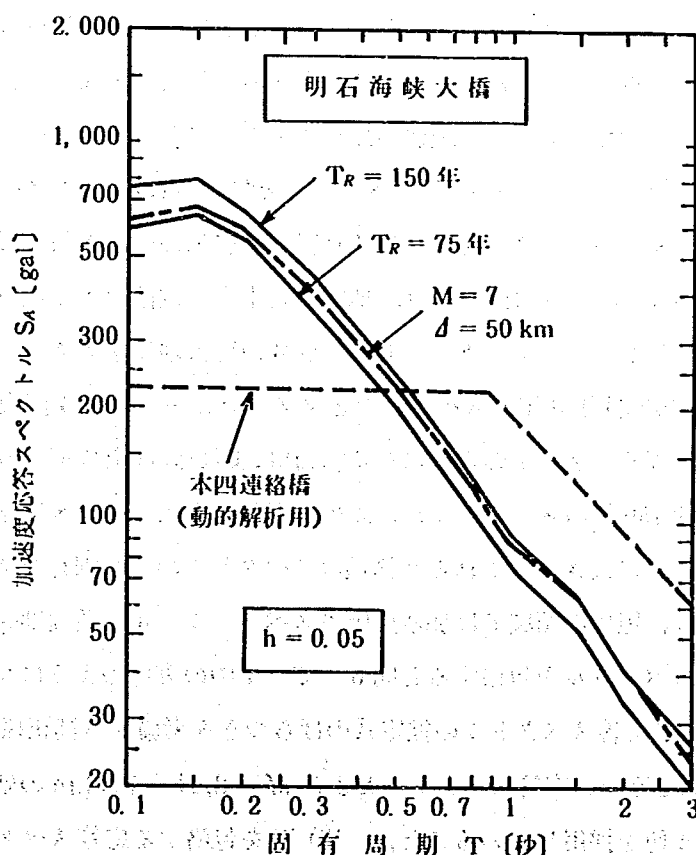


図6-2-4 再現期間75年および150年に相当する
加速度応答スペクトル $S_A(T, 0.05)$

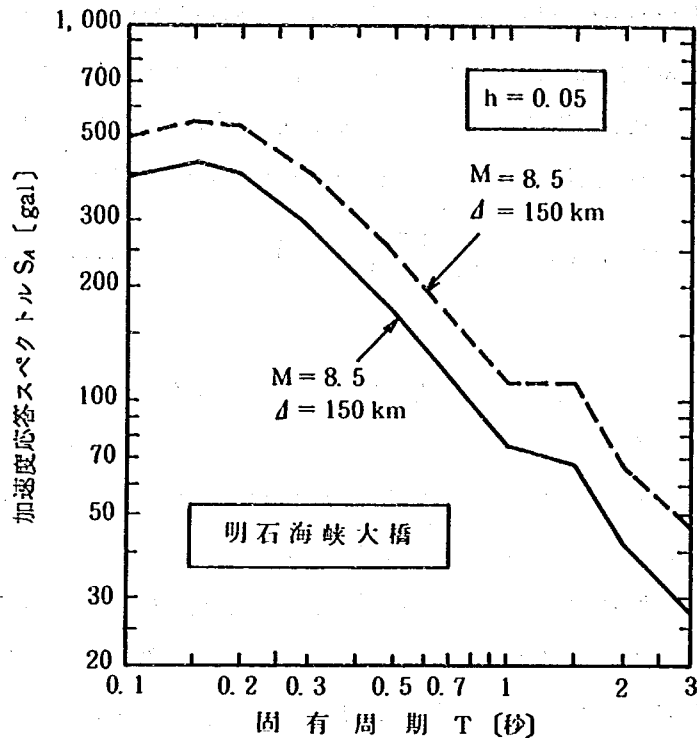


図 6-2-5 マグニチュード $M=8$ および 8.5 , 震
央距離 $\Delta=150$ km に相当する加速度
応答スペクトル $S_a(T, 0.05)$

きい $M=8.5$ の地震が震央距離 150 km の地点に発生したとした場合の明石海峡建設地点に生じるであろう加速度応答スペクトルを推定したものである。別途検討した我国周辺に発生し得る可能最大地震の調査結果 (図 6-2-6 参照) によると紀伊半島から土佐沖にかけての地域において地球物理学的に生じ得る最大規模の地震のマグニチュードは $8 \sim 8.5$ 程度と推定される。したがって、遠距離大規模タイプの地震としては、 $M=8 \sim 8.5$ とすることは、起こり得る地震動のほぼ上限を考慮していることになると思われる。なお、図 6-2-3 の解析では、地震の発生する位置および規模を確率的にとらえているのに対して、耐震設計基準ではマグニチュード 8 クラスの巨大地震を考えている点が異なっている。

上記結果のうち、再現期間 150 年のスペクトルとマグニチュード 8.5 , 震央距離 150 km に相当するスペクトルを比較すると図 6-2-7 のようになる。これによれば、固有周期 T が 0.5 秒付近を境として、短周期側では再現期間 150 年のスペクトルが、また、長周期側では $M=8.5$, $\Delta=150$ km スペクトルの方が、それぞれ、相対的に大きい。これら 2 種類のスペクトルのうち固有周期ごとにいずれか大きい方のスペクトル値をとり、短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定として上記のスペクトルを包絡すると図 6-2-7 中の実線のようになる。この応答スペクトルは、上述したように i) 応答スペクトルの推定式のばらつきを考慮する補正係数 $\gamma_2(T)$ を 1.5 として、ii) 再現期間 150 年の応答スペクトルおよび $M=8$, $\Delta=150$ km の応答スペクトルのうち大きい方の応答スペクトル値を採用していること、iii) ii) を包絡する応答スペクトルを用いること、等から、かなり余裕を持った応答スペクトルということができよう。式 (6-2-6) の補正係数等、検討すべき点も残されているが、本年度は、この応答スペクトルを明石海峡大橋の動的解析用のスペクトルとして

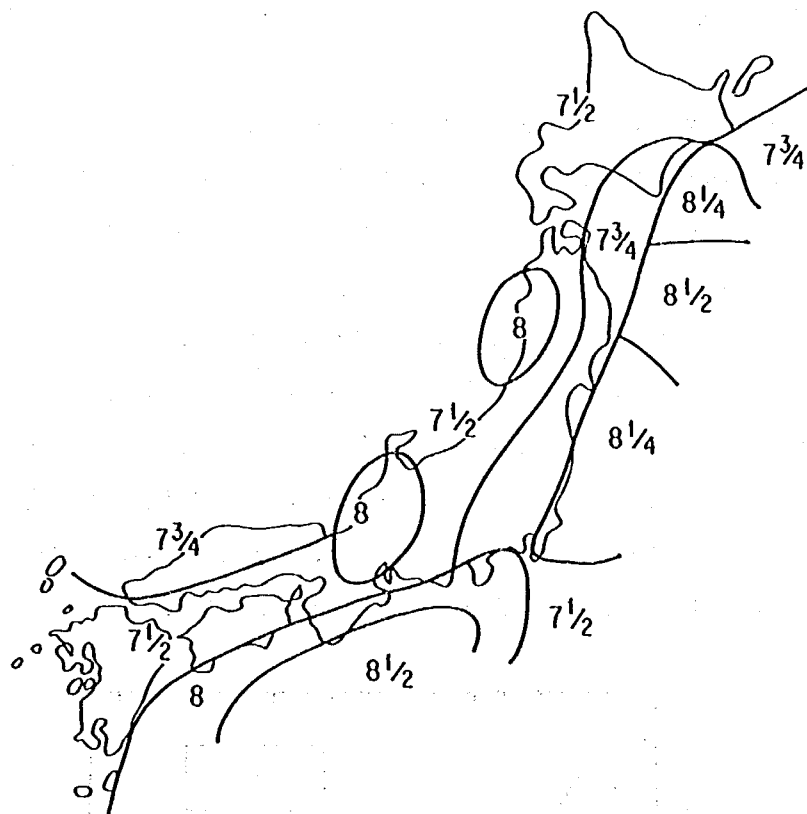


図 6-2-6 工学的判断を加えて求めた可能最大地震のマグニチュードの分布 (暫定結果)

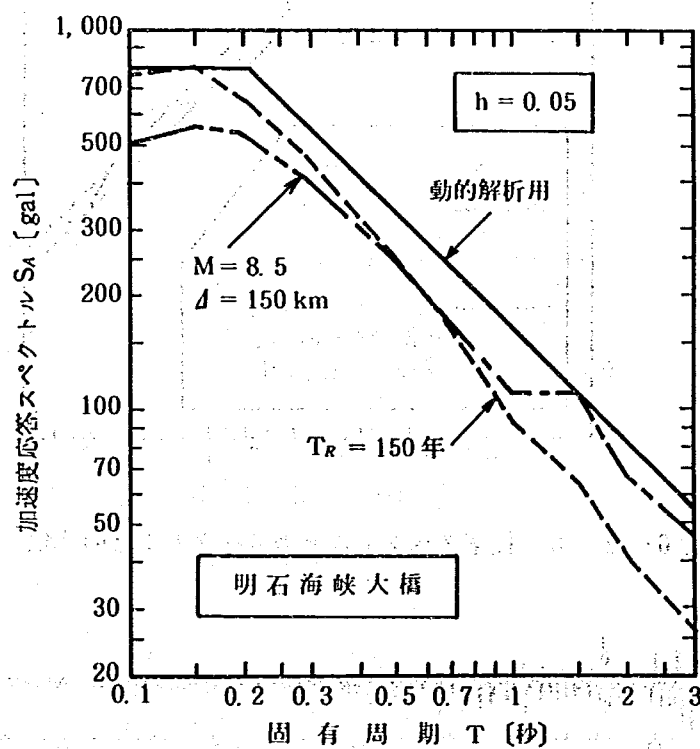


図 6-2-7 再現期間 150 年のスペクトルおよび $M=8$, $\Delta=150\text{km}$ のスペクトル比較および提案する動的解析用スペクトル

提案することとする。今後、本応答スペクトルを用いた試算を行い、適用性について検討することが必要とされる。

図6-2-8は、上記提案応答スペクトルと耐震設計基準の応答スペクトルの比較を示したものである。また、同図中には1978年宮城県沖地震により、宮城県石巻市の開北橋周辺地盤上で得られた橋軸直角方向成分の加速度強震記録（図6-2-9参照）の応答スペクトルも参考のため示している。これより、以下の事項が指摘される。

- i) 提案応答スペクトルは、耐震設計基準の応答スペクトルに比較し、固有周期約0.8秒以上の周期領域では、15%程度小さい。これに対して、固有周期約0.7秒以下の周期領域では提案応答スペクトルの方が耐震設計基準の応答スペクトルよりもかなり大きい。これは、耐震設計基準の応答スペクトルの方が230 galを上限として、頭切りをしているためである。一般に構造物の減衰力は短周期の構造物ほど大きくなり、修正震度法等の震度を求める場合には、このような効果を考慮することにより、ある程度の頭切りの効果を見込むことができる。しかしながら、動的解析においては、減衰力の大小は

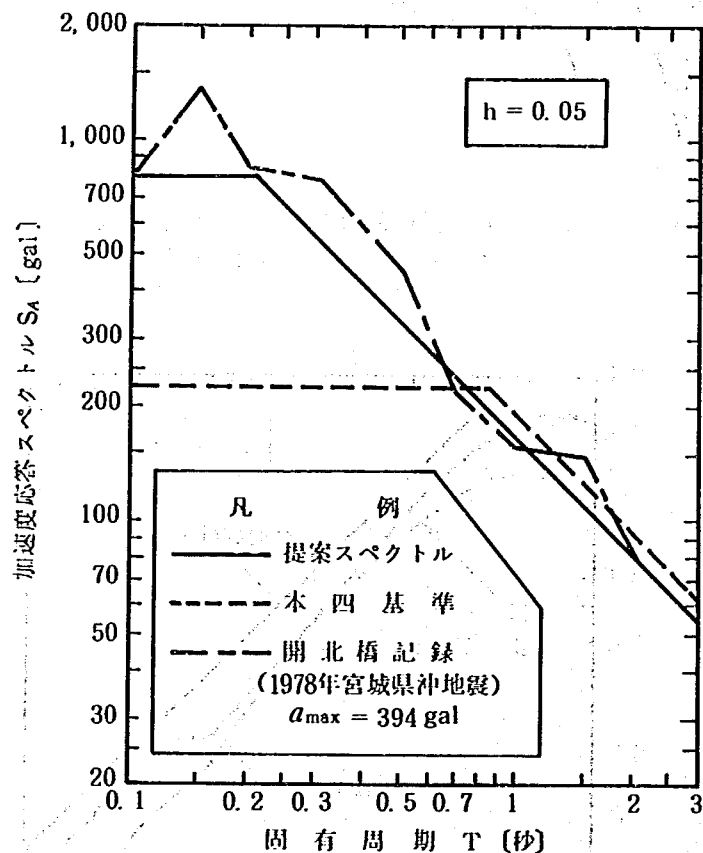


図6-2-8 提案スペクトルと他スペクトルとの比較

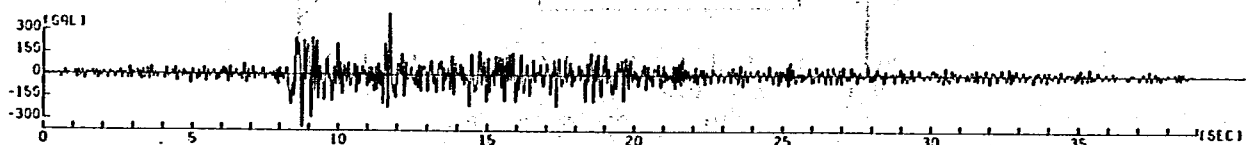


図6-2-9 1978年宮城県沖地震(M=7.4)による開北橋周辺地盤上の記録(橋軸直角方向), 最大加速度 $a_{max} = 394 \text{ gal}$

計算の過程で場所ごと（一般には、モードごと）に減衰定数を指定することにより取り入れられるため、入力段階でこれを見込む必要はない。このような見方をすると、耐震設計基準の応答スペクトルには 230 gal を上限として頭切りをするには無理があると考えられ、提案スペクトルのように短周期のスペクトル値をそのまま残しておくことが合理的と考えられる。

- ii) 提案応答スペクトルは、1978 年宮城県沖地震 ($M = 7.4$) による開北橋周辺地盤上の記録 (震央距離 $\Delta \approx 80$ km) の応答スペクトルとほぼ同程度の値をとる。したがって、提案スペクトルを入力として動的解析を行うということは、仮に、明石海峡大橋が開北橋周辺 (宮城県石巻市) に存在し、宮城県沖地震が生じたとした場合に構造物に生じるであろう振動を計算上求めることに相当する。なお、宮城県沖地震により開北橋周辺地盤では図 6-2-9 に示したように最大加速度 394 gal (短周期計器補正済み) の振動が生じ、開北橋をはじめ周辺の構造物にはある程度の被害が生じている。

6-3 動的応答解析に用いる地震動の調査

耐震設計基準では、動的解析に用いる地震動として、架橋地点付近で記録された代表記録および 1940 年エルセントロ地震記録を基礎地盤上において最大加速度 180 gal に縮小もしくは拡大して用いると規定されている。しかしながら、現状では、明石海峡建設地点周辺で耐震計算に使用できる程度の強震記録が得られていないこと、また、エルセントロ地震記録の最大加速度を 180 gal に縮小して入力地震動とすることには、長周期構造物の耐震設計上問題が多いことを考慮し、ここでは、上記図 6-2-7 に示した提案応答スペクトルに一致するよう応答スペクトル特性を修正した模擬地震波形を作成し、これを地震入力として用いることを提案する。

模擬地震波形の作成方法は参考文献 7) に詳しいが、その概要を示すと次の通りである。目標とする応答スペクトルが図 6-2-7 の提案スペクトルのような形で与えられた場合に、強震記録の特性を微調整し、その応答スペクトルが目標とする応答スペクトルに合致するよう修正するためには、i) 位相特性は変化させず、振幅特性のみを振動数領域で変化させる、ii) 振幅特性は変化させず、位相特性のみを振動数領域で変化させる、iii) 振幅特性および位相特性の両者を振動数領域で変化させる、の 3 種類の方法が考えられる。ここでは、物理的な意味が最も単純な i) の方法を用いることとする。いま、目標として与えられた加速度応答スペクトルを $S_A(f)$ 、振幅特性を調整したい加速度強震記録を $a(t)$ 、その加速度応答スペクトルを $\tilde{S}_A(f)$ とする。ただし $S_A(f)$ と $\tilde{S}_A(f)$ の応答スペクトルを計算する際の減衰定数は任意の値でよいが、両者に共通の値を用いるものとする。等時間間隔の強震記録 $a(t)$ を $a_m (m = 0.1, \dots, N-1)$ と表わすと、このフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} a_m \exp\left(-i \frac{2\pi k m}{N}\right) \quad \dots\dots\dots (6-3-1)$$

ここで、

$$K = 0, 1, 2, \dots, N-1$$

C_k : 複素フーリエ係数 (複素振幅)

複素フーリエ振幅 C_k は,

$$C_k = \frac{A_k - iB_k}{2} \quad (k = 0, 1, 2, \dots, N-1) \quad \dots\dots\dots (6-3-2)$$

であり, ここで, A_k, B_k はそれぞれ有限フーリエ cos 係数, 有限フーリエ sin 係数である。式(6-3-1)から A_k, B_k は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} A_k &= 2\operatorname{Re}(C_k) \\ B_k &= -2\operatorname{Im}(C_k) \end{aligned} \right\} \quad \left(k = 0, 1, 2, \dots, \frac{N}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (6-3-3)$$

k 次成分の振幅 X_k および位相 ϕ_k は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} X_k &= \sqrt{A_k^2 + B_k^2} \\ \phi_k &= \tan^{-1}\left(\frac{B_k}{A_k}\right) \end{aligned} \right\} \quad \left(k = 0, 1, 2, \dots, \frac{N}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (6-3-4)$$

いま, 強震記録の持つ位相特性は保ったまま, 振幅特性のみを調整するためには, 式(6-3-4)から, A_k, B_k に一定の倍率を乗じればよいことがわかる。したがって, いま目標とする応答スペクトル $S_A(f)$ に対する強震記録の応答スペクトル $\bar{S}_A(f)$ の比 $a(f)$ を次式で定義し,

$$a(f) = \frac{S_A(f)}{\bar{S}_A(f)} \quad \dots\dots\dots (6-3-5)$$

修正した複素フーリエ振幅 c_k' を次式で求める。

$$C_k' = a(f)C_k = a(f)\frac{A_k - iB_k}{2}$$

これを, 逆フーリエ変換すれば, 修正した加速度波形 a_m' が次のように求められる。

$$a_m' = \sum_{k=0}^{N-1} C_k' \exp\left(i \frac{2\pi k m}{N}\right) \quad \dots\dots\dots (6-3-6)$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振動数領域において一義的な対応関係がないため, 特殊な場合を除き, 式(6-3-6)の a_m' の応答スペクトル $\bar{S}_A(f)$ は $S_A(f)$ と一致しない。したがって, 式(6-3-1)～(6-3-6)の過程を数回イテレーションし, 最終的に式(6-3-5)がある一定の値以下となるようにする。

以上に示した方法をフローチャートにすると図 6-3-1 となる。土木研究所では, 上記の手法に従って任意の波形をもとに, その応答スペクトル特性を任意の応答スペクトルに調整できる電算プログラム WAVE-1 を開発した⁷⁾。ただし, ここで注意しなければならないのは, 単に目標とする応答スペクトル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と考える。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として, 部分的に振幅特性のみを振動数領域で調整することとしたものである。ここで, 振幅特性を調整しようとする強震記録の応答スペクトルが, 目標とする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

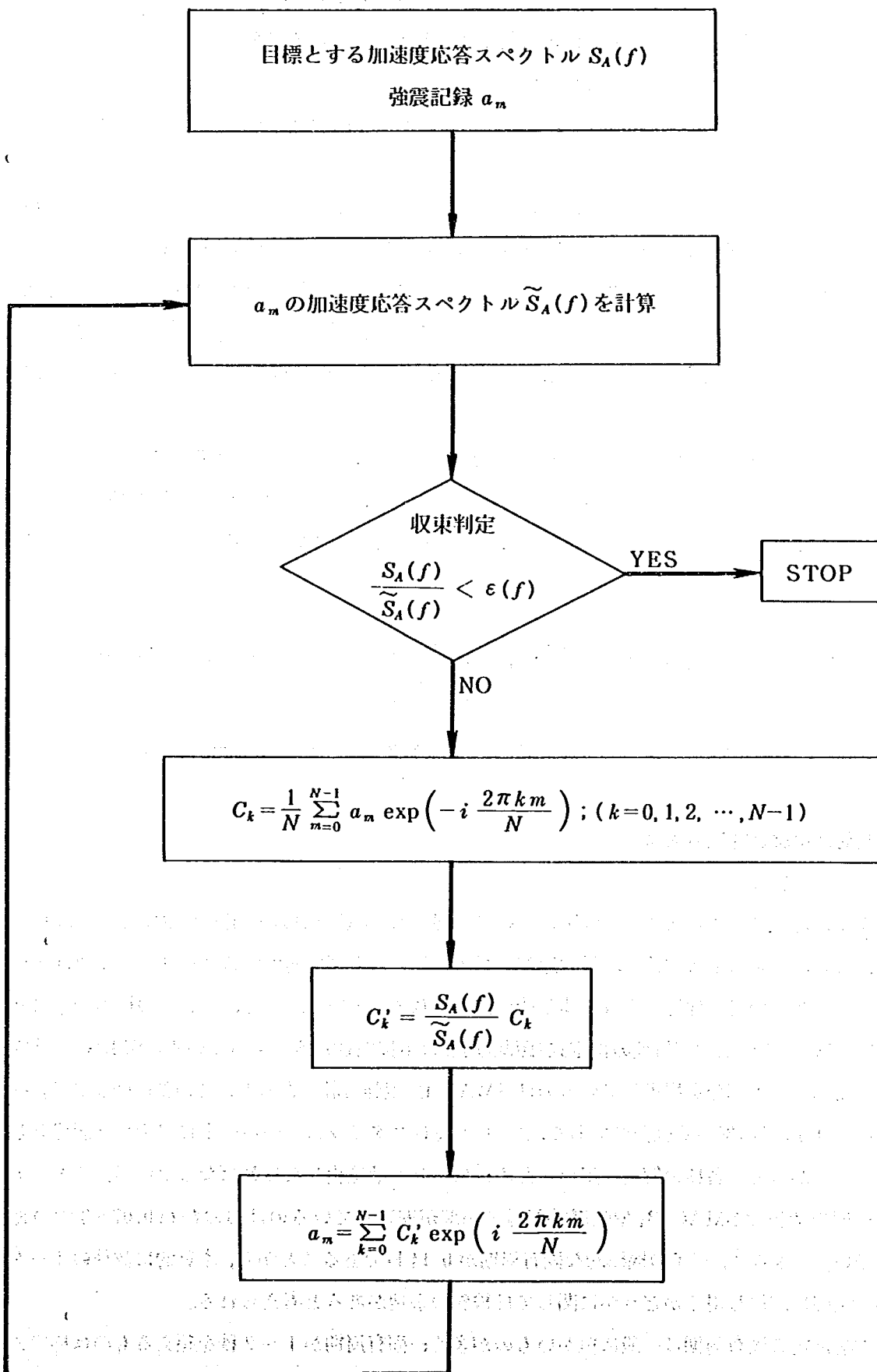


図 6-3-1 強震記録の振幅特性調整のフローチャート

だし、このような条件を満足するためには、以下の2つの条件を満足することが必要とされる。

- 1) 振幅の調整量を最小にするため、振幅調整しようとする記録のスペクトル特性がもともと目標とする応答スペクトルに近似した特性を有していること。
- 2) 記録の得られた地震が本来耐震設計で想定することが現実的な M および Δ の組み合わせの地震であること。

以上のような波形の選定上の基準と、現在までに動的解析に用いられる事例が多いという実績の両者を考慮し、ここでは、図6-2-9に示した1978年宮城沖地震による開北橋周辺地盤上の記録をもとに振幅調整して図6-2-8の提案スペクトルに一致した応答スペクトル特性をもつ模擬地震波形を作成することとした。なお、図6-2-8に示したように、開北橋記録は提案応答スペクトルに比較的近い応答スペクトル特性を有しており、また、 $M = 7.4$ 、 $\Delta = 80 \text{ km}$ という条件で得られたものであり、上記1)、2)の条件を満足している。

このようにして固有周期0.1~5秒の範囲で振幅調整をして求めた波形が図6-3-2である。なお、本年度は長周期側の上限を5秒としているが、これについては、次章に示す長周期地震動特性の検討結果を待って、より長周期成分をカバーする地震動波形を検討していく予定である。

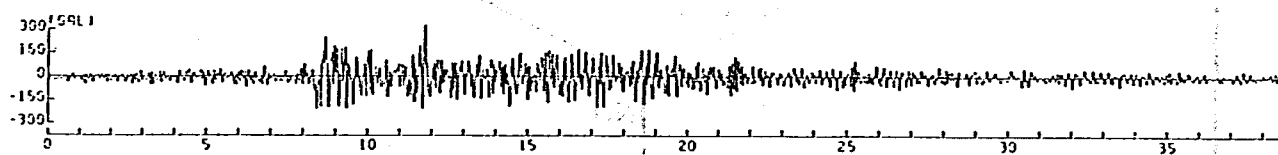


図6-3-2 振幅調整した加速度波形，最大加速度 324 gal

6-4 長周期地震動特性の検討

(1) 検討の経緯

地震動の特性に関する研究は、我国においては従来SMAC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）および加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(6-2-5)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。SMAC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SMAC-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，さらに記録はスタイラス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ければならないが，主としてこの過程の精度の関係でSMAC-B₂型強震計記録の精度が安定しているのはおおむね0.07~3秒の範囲内とされている。さらに，振子の機械的な固有周期が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るかどうかに関しては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かいものが多く，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では数秒のオーダーになる場合がある。こうした長周期構造物の設計地震力を設定する際には，SMAC型強震計記録の検討だけでは十分ではなく，長周期の地震動特性を慎重に検

討する必要があると考えられる。

昨年度は上記の観点から周期5～15秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえていると考えられる気象庁1倍強震計（固有周期5～6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50成分の記録を数値化することにより、これらの特性を予備的に検討した。1968年十勝沖地震を選んだのは、同地震のマグニチュードが7.9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を解明するのに都合がよいと考えたためである。記録の数値化を行ったのは、釧路、青森、函館、根室、盛岡、仙台、広尾、大船渡、札幌、室蘭、秋田、石巻、宮古、留萌の14箇所で作られた気象庁1倍強震計記録であり、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ので、これを周波数領域で数値微分して、速度および加速度を求めた。一例として、釧路の例を示すとそれぞれ図6-4-1のようになる。この結果、従来のSMAC型強震計記録の解析からは得られない長周期地震動の特徴として、i)継続時間が非常に長い（7～10分継続とする）、ii)長周期成分（周期5～15秒程度）を卓越して含んでいる。iii)変位振幅が大きい（20cmを超えるものがある）等が明らかとなった。

本年度は、これらの記録をもとに、最大地震動および加速度応答スペクトル両者につき、それぞれの距離減衰特性を検討した。

(2) 最大地震動（最大変位、速度、加速度）の距離減衰特性

図6-4-2～6-4-4は、それぞれ気象庁1倍強震計記録から求めた本震の最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰を示したものである。ここで、水平成分の場合には水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示しており、また、距離の指標には、気象庁による本震の震央からの距離（震央距離）を用いている。また、図6-4-5は工学式強震計記録による最大加速度の距離減衰を示したものである。整理の方法は気象庁1倍強震計記録の場合と同様である。これより、最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰に関し、以下の事項が指摘される。

- 1) 気象庁1倍強震計による変位の距離減衰には工学式強震計による最大加速度の距離減衰と同程度の大きなばらつきがある。気象庁1倍強震計記録は前述したように2～20秒の間の非常に長い周期成分が主体となっており、このような長周期地震動は短周期領域の加速度と違って地表から数10m程度の間の表層地盤の増幅特性に強く影響されるとは考えにくい。したがって、地震動の特性にはこうした表層地盤よりもさらに深層の地盤条件の影響が強く表われることを示していると考えられる。
- 2) 震央距離200kmおよび300kmにおける最大変位、最大速度および最大加速度の範囲を図6-4-2～図6-4-5から読み取ると表6-4-1のようになる。また、表中には我国で得られた既往の強震記録（394成分）の統計解析から求められた次の予測式による値も参考のため示している。

$$\bar{a}_{\max} = \begin{cases} 987 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 232 \times 10^{0.313M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 404 \times 10^{0.265M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \dots\dots\dots (6-4-1)$$

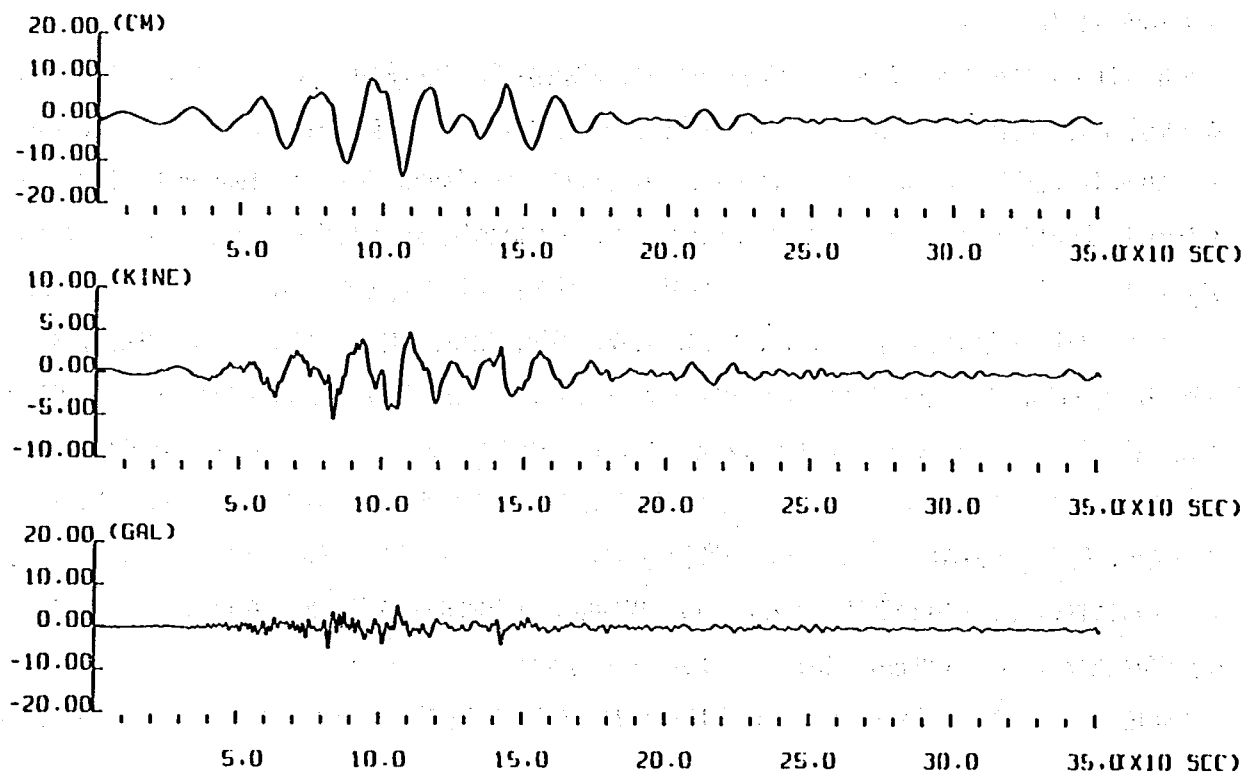


図6-4-1(a) NS成分, 気象庁1倍強震計記録から求めた変位, 速度および加速度 (釧路)

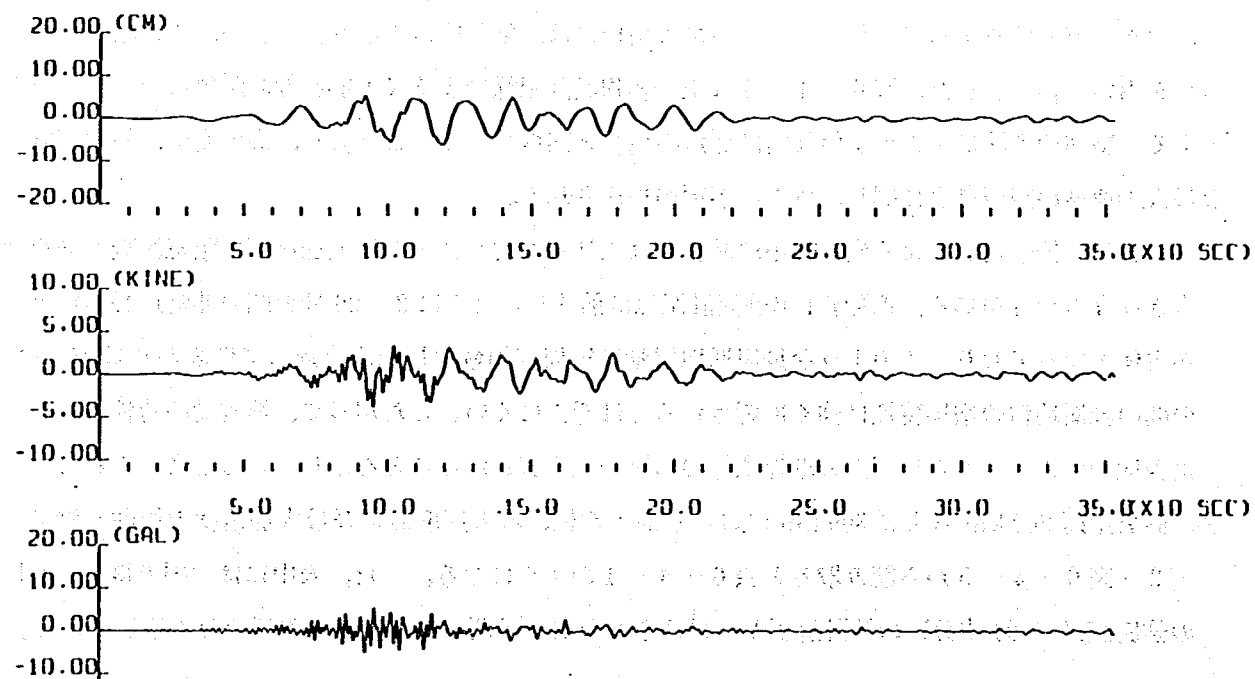
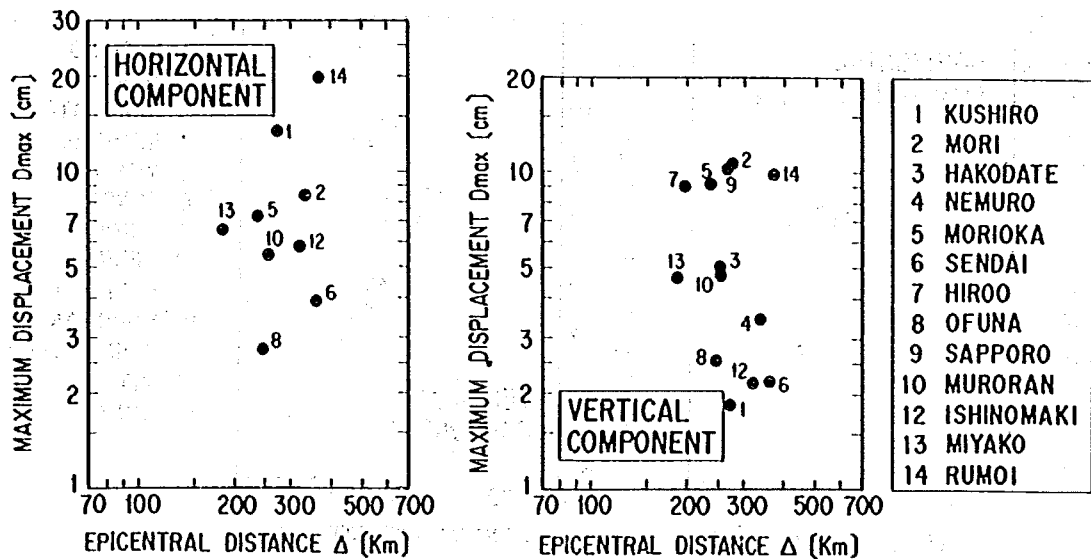


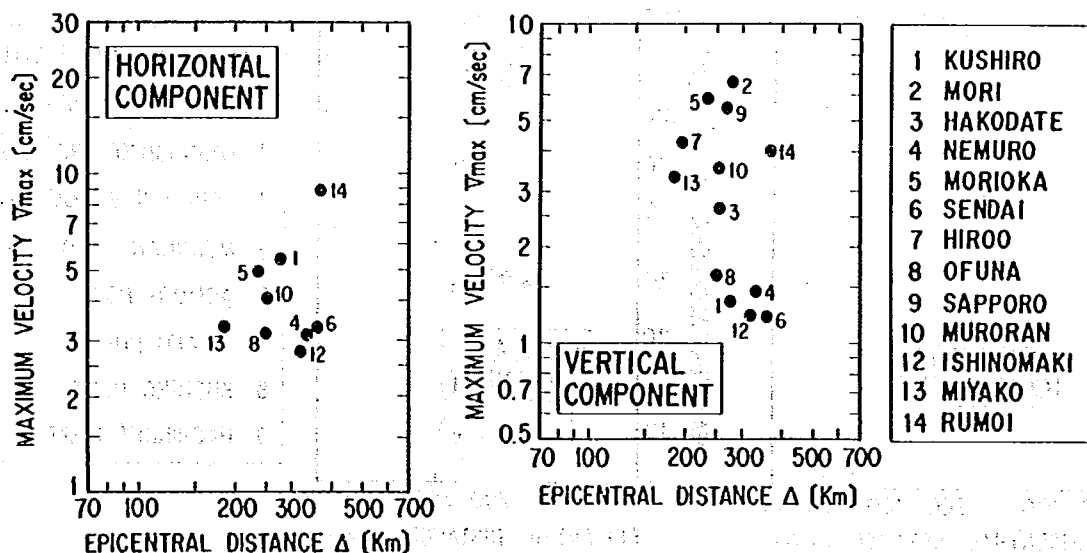
図6-4-1(b) EW成分, 気象庁1倍強震計記録から求めた変位, 速度および加速度 (釧路)



(a) 水平成分

(b) 上下成分

図 6-4-2 最大変位の距離減衰 (気象庁 1 倍強震計記録)



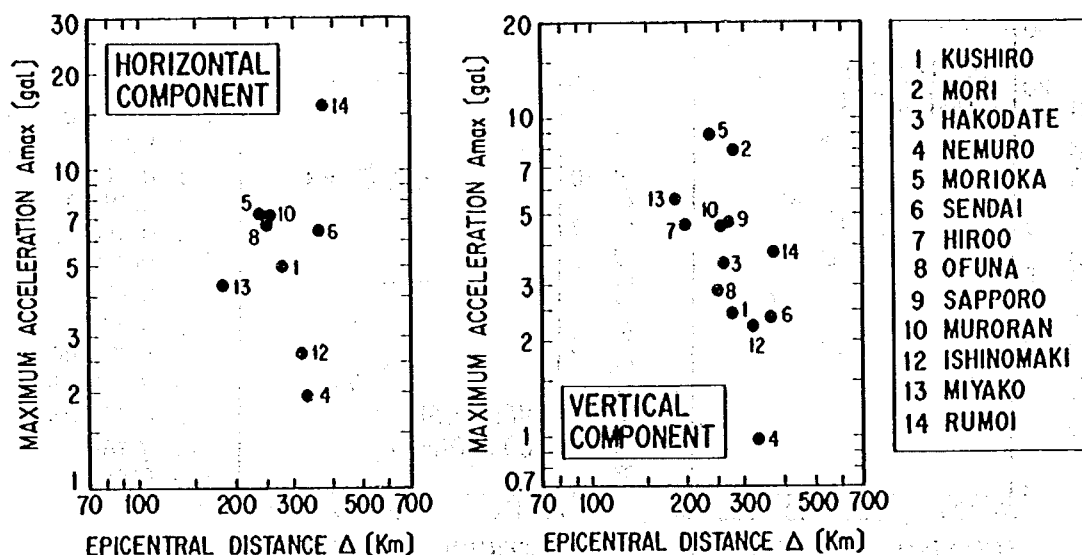
(a) 水平成分

(b) 上下成分

図 6-4-3 最大速度の距離減衰 (気象庁 1 倍強震計記録)

$$\bar{v}_{max} = \begin{cases} 20.8 \times 10^{0.263M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 2.80 \times 10^{0.430M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \dots\dots\dots (6-4-2) \\ 5.11 \times 10^{0.404M} \times (\Delta + 30)^{-1.222} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases}$$

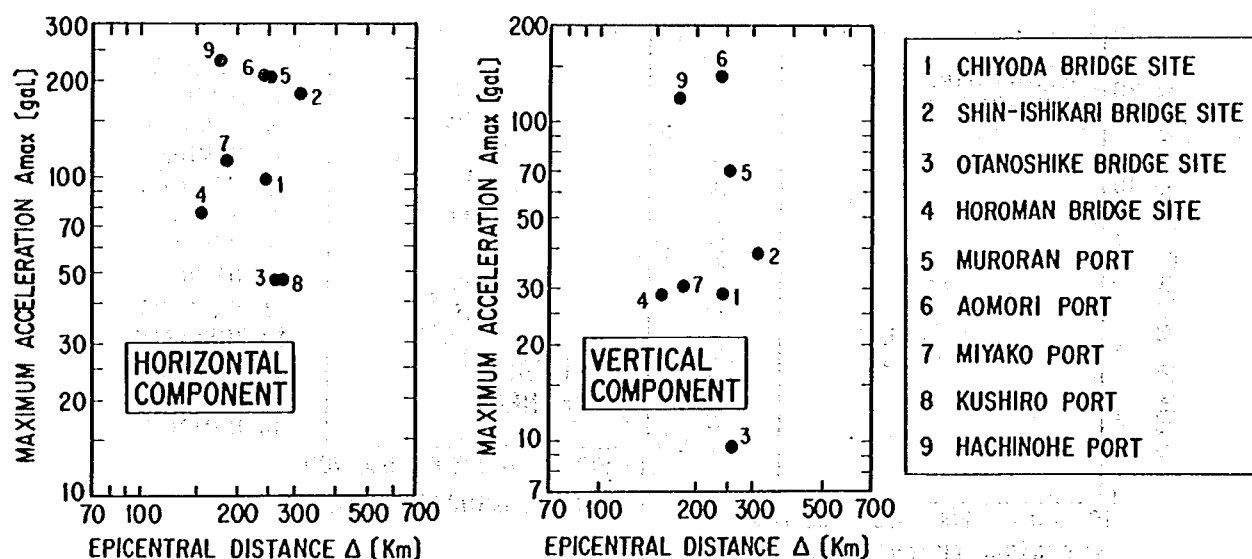
$$\bar{a}_{max} = \begin{cases} 0.626 \times 10^{0.372M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 0.0617 \times 10^{0.567M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \dots\dots\dots (6-4-3) \\ 0.0704 \times 10^{0.584M} \times (\Delta + 30)^{-1.254} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases}$$



(a) 水平成分

(b) 上下成分

図 6-4-4 最大加速度の距離減衰 (気象庁 1 倍強震計記録)



(a) 水平成分

(b) 上下成分

図 6-4-5 最大加速度の距離減衰 (SMAC 型強震計記録)

ここで、地盤種別は道路橋示方書耐震設計編の地盤種別を示している。また、上記推定式を求める際には、強震記録に 1/12 秒および 3 秒をそれぞれ周期の下限および上限とする計器補正を加えてある。

表 6-4-1 より以下の事項が指摘される。

- a) 最大変位については、気象庁 1 倍強震計記録から求められる値が 3~30 cm (震央距離 200 km), 2.5~20 cm (震央距離 300 km) であるのに対し、式(6-4-3)による推定値は 0.6~3.2 cm (震央距離 200 km), 0.4~2.0 cm (震央距離 300 km) と小さい。これは、上述したように式(6-4-3)が周期 3 秒までの変位を対象としているのに対して、気象庁 1 倍強震計記録では 20 秒までの周期成分を対象

表6-4-1 最大地震動（水平成分）の比較（十勝沖地震本震）

	震央距離	気象庁1倍 強震計記録	工学式強震 計 記 録	既往の工学式強震計記録の統計 解析に基づく予測式			備 考
				1種地盤	2,3種地盤	4種地盤	
最大変位 (cm)	200km	3～30	—	0.6	2.0	3.2	既往の工学式強震計 記録の統計解析に基 づく予測式では3秒 以上の長周期成分は 遮断されている。
	300km	2.5～20	—	0.4	1.3	2.0	
最大速度 (cm/sec)	200km	3～15	—	3	9	10	
	300km	2～10	—	2	6	7	
最大加速度 (gal)	200km	3～20	60～300	67	91	67	気象庁1倍強震計記 録には2秒以下の周 期成分が含まれてい ない（数値化時に数 値的に遮断している） ため、最大加速度は 小さくなっている。
	300km	2～15	40～200	43	59	43	

としているためと考えられる。

b) 最大加速度については、上記a)と反対で、気象庁1倍強震計記録から求められる値は3～20 gal(震央距離 200 km)、2～15 gal(震央距離 300 km)と非常に小さい。これは、前述したように気象庁1倍強震計記録には周期2秒以下の短周期成分が含まれていないために、加速度値が小さく求められたものである。なお、工学式強震計記録による最大加速度は60～300 gal(震央距離 200 km)、40～200 gal(震央距離 300 km)となっており、同一の震央距離でも大きなばらつきを持っていることがわかる。なお、式(6-4-1)による最大加速度の推定値は67～91 gal(震央距離 200 km)、43～59 gal(震央距離 300 km)となっており、これらは工学式強震計による実測値の下限に近い値を与えている。

c) 最大速度については、気象庁1倍強震計記録から求められる値と式(6-4-2)により求められる推定値は比較的良く一致している。これらは、後述の速度応答スペクトルからわかるように速度は加速度と変位の中の中間の周期領域(一般に周期4～10秒程度)で卓越し、上記a)とb)の中間的な性格を有しているため、気象庁1倍強震計記録の周期帯域と工学式強震計記録の周期帯域がおおむね合致しているためと考えられる。

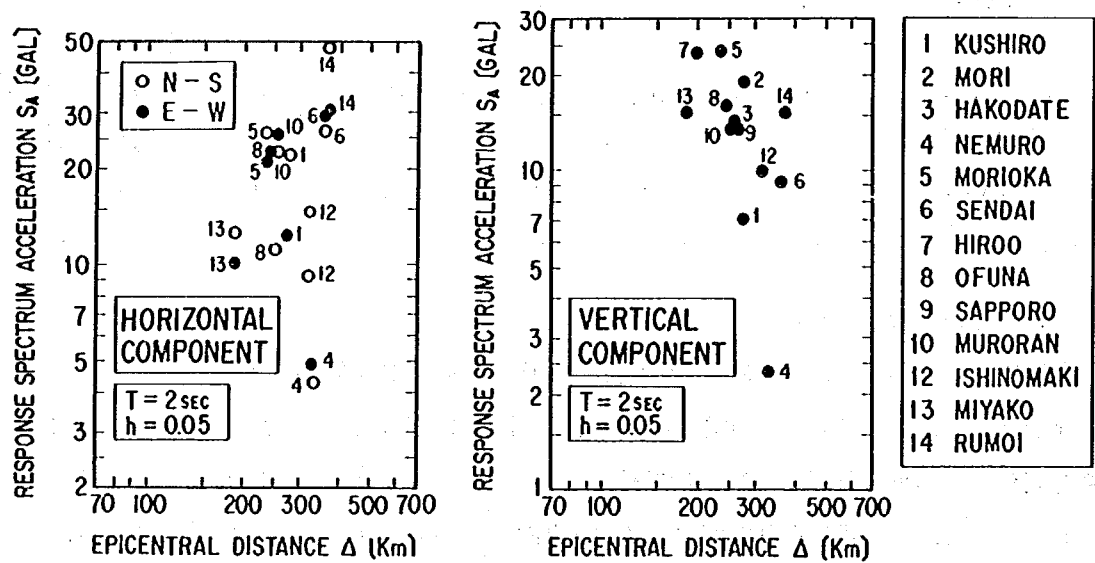
以上の点から、式(6-4-1)～(6-4-3)で与えられる既往の強震記録の統計解析結果に基づく最大加速度、最大速度、最大変位の予測式から求められる値と気象庁1倍強震計記録から求められる値を比較すると、両者の周期帯域の違いから、最大加速度および最大変位については直接比較することはできない。しかしながら、最大速度については、式(6-4-2)の距離減衰式は気象庁1倍強震計記録より求められる距離減衰と大勢においてよく一致している。

(3) 加速度応答スペクトルの距離減衰特性

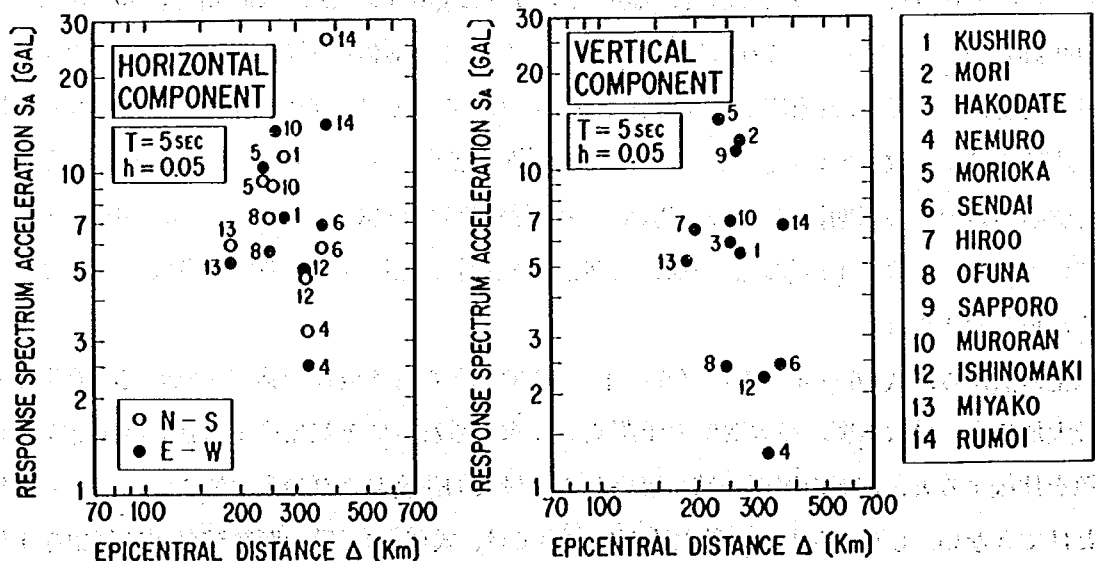
気象庁1倍強震計記録の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)から固定周期2秒、5秒、10秒およ

び20秒について距離減衰を求めると図6-4-6のようになる。また、工学式強震計によって得られた記録から加速度応答スペクトルを計算し(減衰定数5%, 付属資料1参照), 固定周期2秒, 5秒および10秒のスペクトル値の減衰特性を求めると図6-4-7のようになる。ここで、工学式強震計による記録には、強震計の短周期計器補正は加えていない。この理由は、ここで検討対象しているような長周期地震動に対しては計器特性の影響はないためである。

図6-4-5および図6-4-6の距離減衰特性を比較するために、震央距離200kmおよび300kmについて両者の加速度応答スペクトル値を比較した結果が表6-4-2である。ここで、表中には、式(6-4-1)~(6-4-3)と同一の既往強震記録の統計解析から求められた加速度応答スペクトル値(減衰定数5%, 固有周期2秒, 水平成分)を示している。

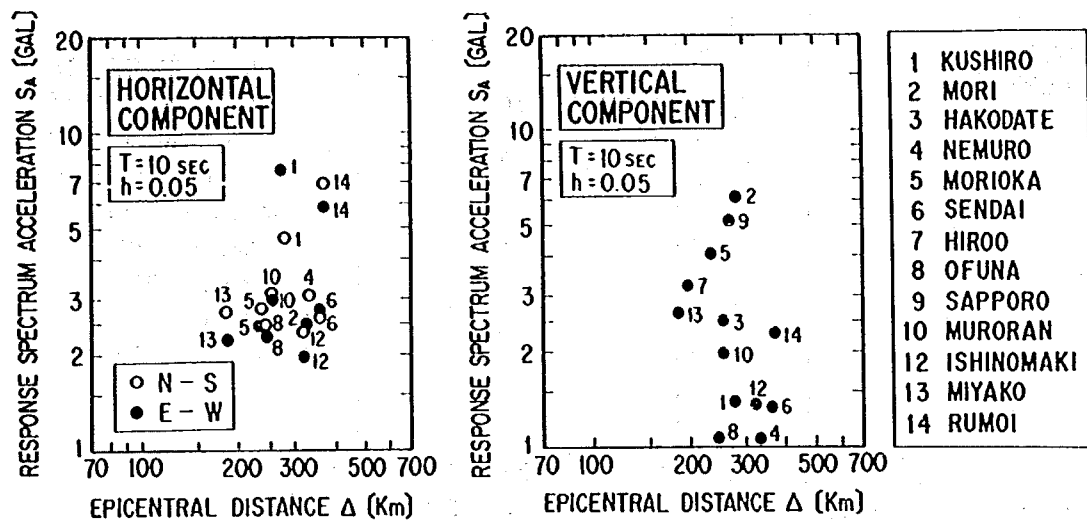


(a) $T = 2$ 秒

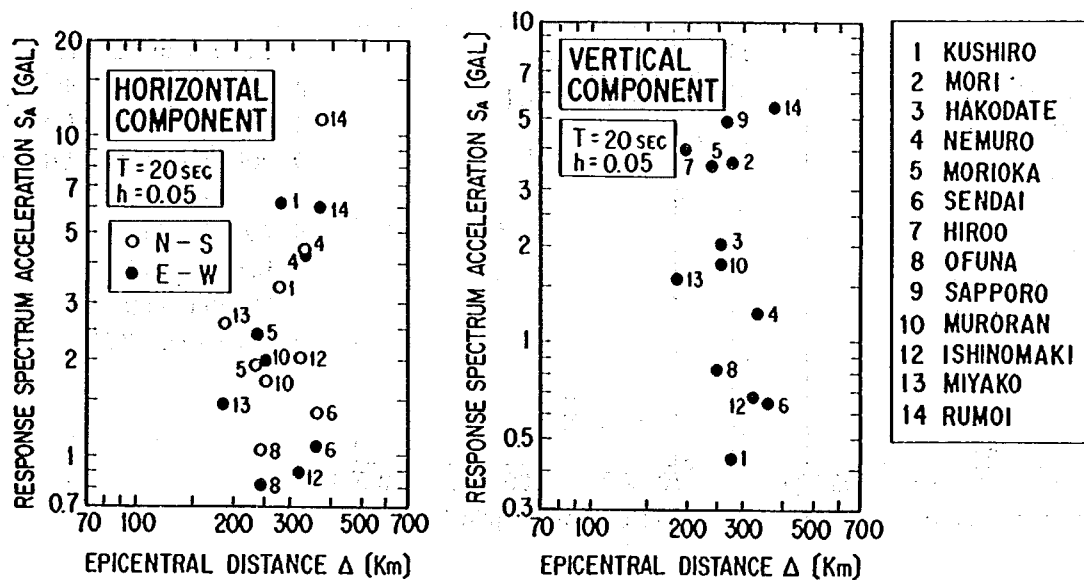


(b) $T = 5$ 秒

図6-4-6(1) 加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=0.05$)の距離減衰
(気象庁1倍強度震計記録)



(c) $T = 10$ 秒



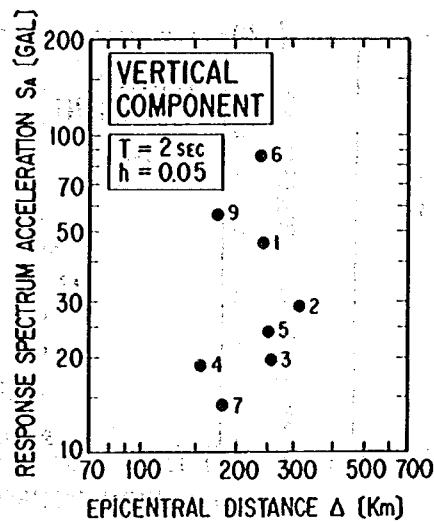
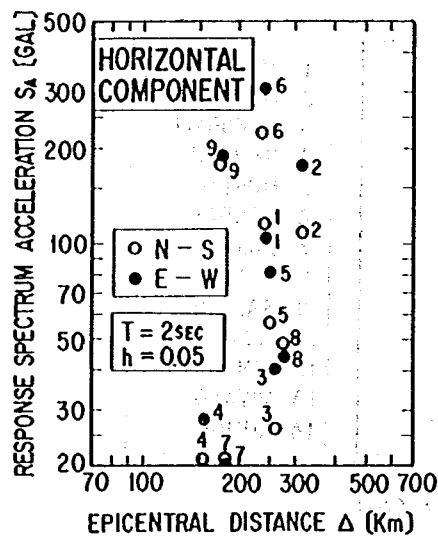
(d) $T = 20$ 秒

図 6-4-6(2) 加速度応答スペクトル (減衰定数 $h = 0.05$) の距離減衰
(気象庁 1 倍強震計記録)

表 6-4-2 加速度応答スペクトル値 (減衰定数 $h = 0.05$) の比較

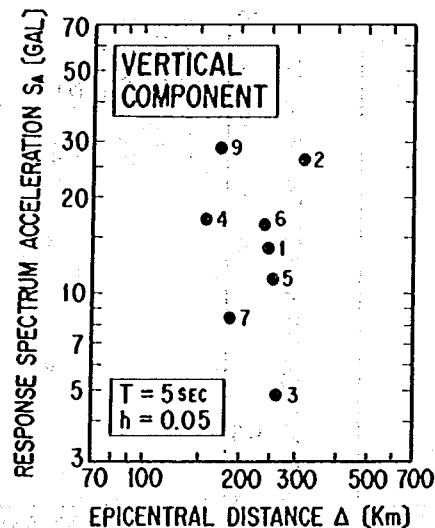
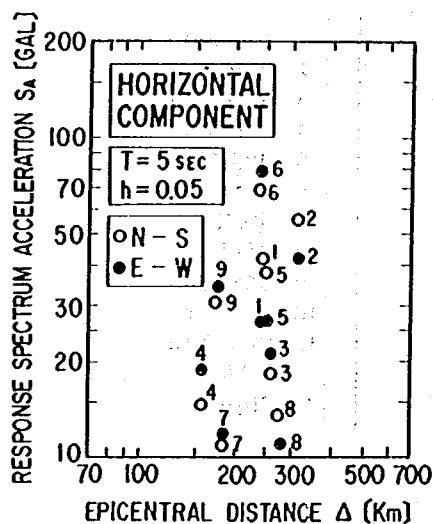
(a) 水平成分

固有周期 T (秒)	震央距離 200 km		震央距離 300 km	
	気象庁 1 倍強震計記録	工学式強震計記録	気象庁 1 倍強震計記録	工学式強震計記録
2	10 ~ 40	20 ~ 400	5 ~ 30	20 ~ 200
5	5 ~ 30	10 ~ 100	2 ~ 20	10 ~ 60
10	2 ~ 10	5 ~ 25	1.5 ~ 8	4 ~ 15
20	1.5 ~ 10	—	0.7 ~ 7	—



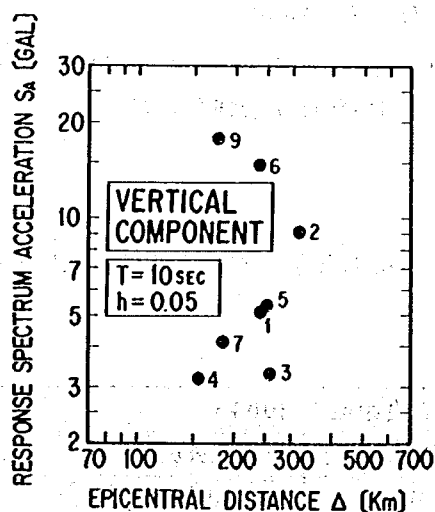
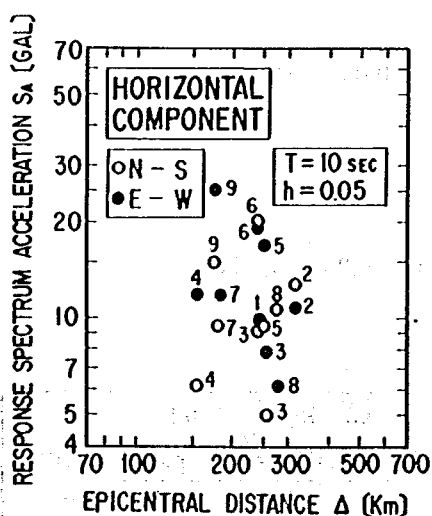
- 1 CHIYODA BRIDGE SITE
- 2 SHIN-ISHIKARI BRIDGE SITE
- 3 OTANOSHIKE BRIDGE SITE
- 4 HOROMAN BRIDGE SITE
- 5 MURORAN PORT
- 6 AOMORI PORT
- 7 MIYAKO PORT
- 8 KUSHIRO PORT
- 9 HACHINOHE PORT

(a) $T = 2$ 秒



- 1 CHIYODA BRIDGE SITE
- 2 SHIN-ISHIKARI BRIDGE SITE
- 3 OTANOSHIKE BRIDGE SITE
- 4 HOROMAN BRIDGE SITE
- 5 MURORAN PORT
- 6 AOMORI PORT
- 7 MIYAKO PORT
- 8 KUSHIRO PORT
- 9 HACHINOHE PORT

(b) $T = 5$ 秒



- 1 CHIYODA BRIDGE SITE
- 2 SHIN-ISHIKARI BRIDGE SITE
- 3 OTANOSHIKE BRIDGE SITE
- 4 HOROMAN BRIDGE SITE
- 5 MURORAN PORT
- 6 AOMORI PORT
- 7 MIYAKO PORT
- 8 KUSHIRO PORT
- 9 HACHINOHE PORT

(c) $T = 10$ 秒

図 6-4-7 加速度応答スペクトル (減衰定数 $h = 0.05$) の距離減衰
(工学式 (SMAC 型) 強震計記録)

(b) 上下成分

固有周期 T (秒)	震央距離 200 km		震央距離 300 km	
	気象庁 1 倍強震計記録	工学式強震計記録	気象庁 1 倍強震計記録	工学式強震計記録
2	10 ~ 30	15 ~ 100	3 ~ 20	10 ~ 70
5	3 ~ 20	6 ~ 30	1.5 ~ 20	4 ~ 30
10	1.5 ~ 8	3 ~ 20	1 ~ 5	2 ~ 10
20	0.7 ~ 7	—	0.4 ~ 5	—

(c) 既往の工学式強震計記録に基づく加速度応答スペクトル値
(固有周期 2 秒, 水平成分, $h = 0.05$)

震央距離 (km)	表層地盤条件		
	1 種地盤	2, 3 種地盤	4 種地盤
200	18.9	70.0	106.9
300	12.4	45.7	69.9

$$S_A(2 \text{ 秒}) = \begin{cases} 111 \times 10^{0.261M} \times (\Delta + 30)^{-0.924} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 86.5 \times 10^{0.358M} \times (\Delta + 30)^{-1.052} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 598.7 \times 10^{0.338M} \times (\Delta + 30)^{-1.360} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad \cdots (6-4-4)$$

これらの結果より, 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) 同一震央距離に対する固有周期 2 秒, 5 秒, 10 秒のスペクトル値を, 気象庁 1 倍強震計記録および工学式強震計記録の両方で比較すると, 相互にかなりのばらつきはあるが, いずれの場合にも全体として後者の方が前者よりも約 2 倍程度大きい。しかしながら, 固有周期および震央距離による応答スペクトル値の変化の様子は両者間でよく似ている。
- 2) 式(6-4-4)による固有周期 2 秒の応答スペクトル (水平成分) 推定値は 19~107 gal (震央距離 200 km), 12~70 gal (震央距離 300 km) である。一方, 工学式強震計記録による固有周期 2 秒の応答スペクトル値 (水平成分) は 10~100 gal (震央距離 200 km), 10~60 gal (震央距離 300 km) であり, また, 気象庁 1 倍強震計記録の場合には 10~40 gal (震央距離 200 km), 5~30 gal (震央距離 300 km) である。これより, 式(6-4-4)による応答スペクトル値は, 工学式強震計記録の距離減衰とよく一致しているといえよう。また, 上記 1) に示したように気象庁 1 倍強震計記録による応答スペクトル値は式(6-4-4)による推定値および工学式強震計記録から計算した値と比較するとやや小さいが, 震央距離による応答スペクトル値の変化の様子はよく一致している。

6-5 ま と め

以上に示した本年度の調査結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 再現期間 150 年の応答スペクトルおよびマグニチュード $M = 8.5$, 震央距離 150 km の応答スペクトルのうち, 固有周期ごとにいずれか大きい方の応答スペクトル値をとりこれを短周期領域では, 加速度

応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定として包絡し、図6-2-7の提案スペクトルを得た。今後、試算等を行い、適用性について検討することが必要とされる。

(2) 上記提案スペクトルと応答スペクトル特性が一致するよう開北橋周辺地盤記録(1978年宮城県沖地震)の振幅特性を周波数領域で調整し、図6-3-2に示す動的解析用入力地震動波形を求めた。ただし、上記の応答スペクトル特性の調整の過程で長周期地震動の性質がよくわかっていないことを考慮して、長周期側の遮断周期を5秒としているため、本波形は5秒以上の固有周期特性を有する構造物には適用できない。これについては、長周期地震動特性の検討を加え、より長周期成分をカバーする地震動波形を検討していく必要がある。

(3) 気象庁1倍強震計記録の解析から長周期地震動の特性に関し、中間的に以下の事項がわかった。

i) 気象庁1倍強震計記録のように周期2~20秒の長周期地震動においても、その距離減衰特性は観測地点ごとに大きくばらついている。このような長周期地震動は短周期地震動のように地表から数10mの表層地盤の増幅特性に強く影響されるとは考えられないことから、地震動特性を考える場合には深層の地盤条件の影響を無視できないことを示していると考えられる。

ii) 対象とする周期帯域の違いを考慮して十勝沖地震による気象庁1倍強震計記録と工学式強震計記録の両者を固有周期2秒、5秒および10秒の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)で比較すると、一般に後者の方が前者よりも2倍程度大きい。しかしながら、震央距離および固有周期による応答スペクトル値の変化の様子等はよく一致している。

iii) 既往の強震記録の統計解析に基づき求められた式(6-4-1)~(6-4-3)の距離減衰式から十勝沖地震による最大加速度、最大速度、最大変位の距離減衰を推定し、これを気象庁1倍強震計記録から求めた最大加速度、最大速度、最大変位と比較すると最大速度については、両者はよく一致する。ただし、気象庁1倍強震計とSMAC型強震計がカバーする周期帯域の違いから最大加速度および最大変位については両者の比較はできない。

同様に既往の強震記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の推定式(式(6-2-5))から、固有周期2秒(水平成分)の加速度応答スペクトルを求め、これと気象庁1倍強震計記録より求めた同じ条件の加速度応答スペクトルとを比較すると、前者の方が後者よりも一般に2倍程度大きい。全体としての特性は両者はよく一致している。

なお、上述した式(6-2-5)の距離減衰式から求めた加速度応答スペクトルは十勝沖地震による工学式強震計記録より得られた加速度応答スペクトルの平均値とよく一致している。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会，昭和53年3月。
- 2) 建設省土木研究所振動研究室：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土木研究所資料，第1696号，昭和56年7月。
- 3) 建設省土木研究所：長大橋の設計地震入力に関する調査試験，昭和55年本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料，第1660号，昭和56年3月。
- 4) 勝又 護：日本列島およびその周辺におけるサイスミシティとそれに関連する諸問題，験震時報，第35巻，第3，4号，1970。
- 5) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動，震研彙報，Vol.54，1979。
- 6) 建設省土木研究所振動研究室：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—，土研資料，第1864号，昭和57年11月。
- 7) 建設省土木研究所振動研究室：確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法，土研資料，第1992号，昭和58年3月。

第7章 長大橋の耐震性に関する調査試験

耐震研究室 岩崎敏男

萩原良二

長谷川金二

小山達彦

吉田武史

7-1 ま え が き

本州四国連絡橋では明石海峡大橋を始め、深い水深下に長大橋の基礎を計画する場合が多い。その構造として脚付きケーソン基礎は有力な方法と考えられ、すでに榎石島橋に採用され、現在施工されている。

本調査は地震時における脚付きケーソン基礎のケーソン部および脚部の応答および基礎底面と周面の地盤反力応答に着目し、力学モデルがどの程度簡素化し得るかを検討するものである。本年度は、前年度に行った脚部の応答性状に関する調査に引き続き、動的解析における脚部のモデル化の方法について調査し、今後の解析手法の参考とするものである。

通常の杭基礎ではフーチングより下方の杭の質量を無視して動的解析を行うのが一般的である。本調査が対象としている脚付きケーソン基礎の脚部は、沈設されたケーソンの下方に大口径の場所打ち杭を密に打ちこむため、脚杭ならびにそれらによって囲まれた部分の土の質量を考慮するか、しないかが動的解析の結果にかなりの影響を与えるものと考えられる。また、力学モデルの設定にあたって、脚部の質量を集中させる点（質量格点）および地震時の振動を周辺の地盤から脚部へ入力させる点（入力格点）のとり方も動的解析の結果に影響を与えるものと考えられる。

本調査では、脚部の質量を無視したモデル、質量を無視しないが質量格点ならびに入力格点のとり方を変えたモデルについて応答スペクトル法による動的解析を行い、それらの結果を比較して脚部の質量効果ならびに解析モデル上の格点のとり方が解析結果に及ぼす影響を検討する。

本調査で設定した脚付きケーソン基礎の構造寸法は前年度と同じものであり、明石海峡大橋下部工一般図（2P、3P）および榎石島橋下部工構造図（HB3P）を参考にして設定し、地盤条件は脚付きケーソン基礎設置予定地点付近のものをを用いた。

7-2 調 査 目 的

本調査は、明石海峡大橋架橋地点において脚付きケーソン基礎を設計する場合の脚部の合理的な動的解析のモデル化の方法について検討し、今後、脚付きケーソン基礎の合理的な耐震設計手法を確立するための参考資料を得ることを目的とする。

7-3 検 討 条 件

7-3-1 脚付きケーソン基礎の構造と地震動入力条件

対象とする脚付きケーソン基礎の構造諸元は前年度と同じく、図7-3-1に示す構造とする。

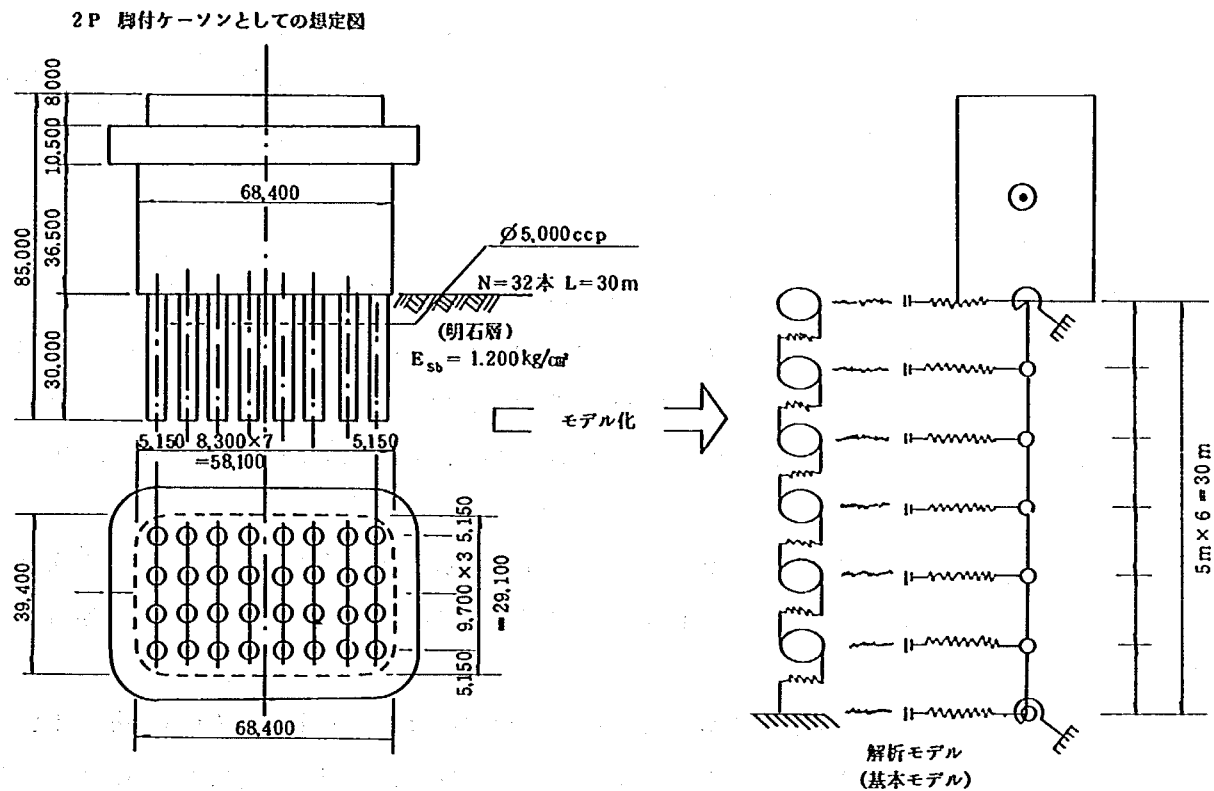


図 7-3-1 脚付きケーソン基礎の構造諸元および解析モデル

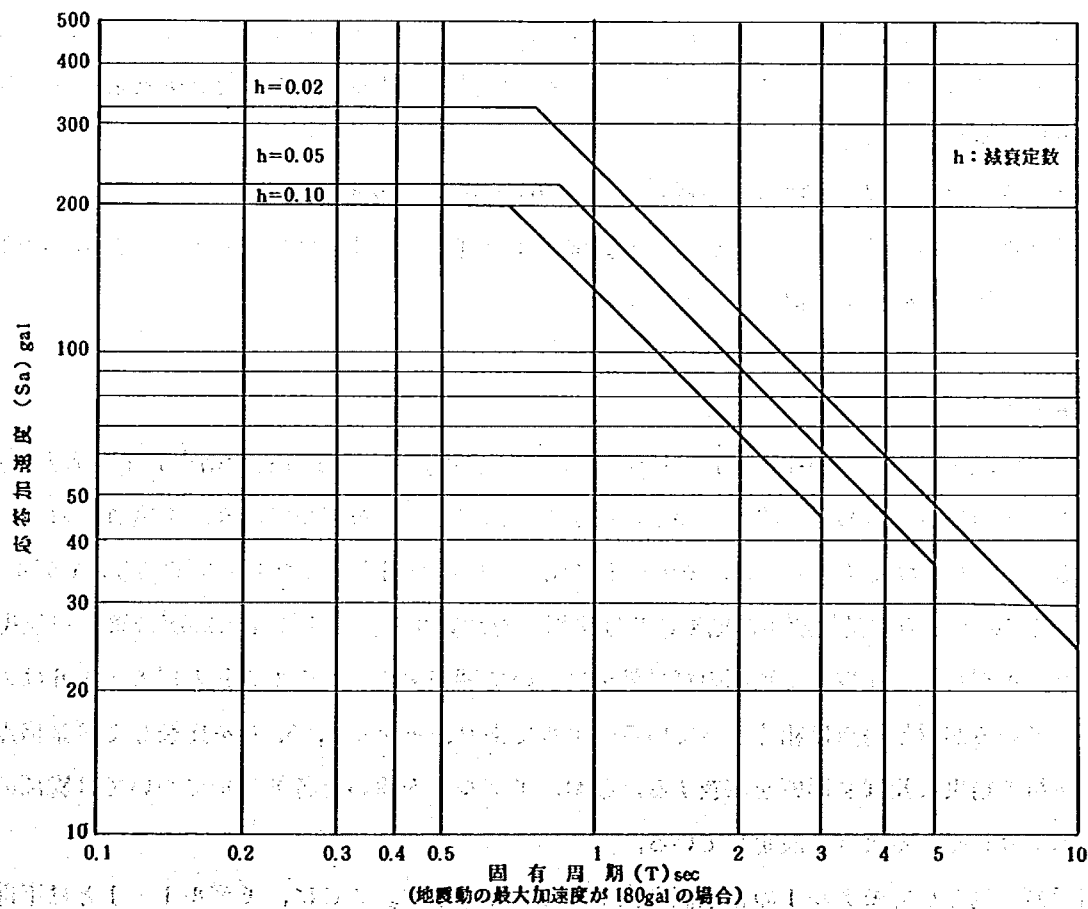


図 7-3-2 動的解析に用いる応答加速度スペクトル

脚付きケーソン基礎の解析モデルは図7-3-1に示すように、横方向の地盤ばねを介して明石層での地震動が脚部の入力格点に入力される。地震動の入力の基準位置は脚杭先端の明石層とし、ここに本州四国連絡橋耐震設計基準(昭和52年3月)で示されている動的解析に用いる加速度応答スペクトル(図7-3-2参照)に相当する地震動が入力されるものとする。

7-3-2 地盤条件および減衰定数

脚杭根入れ部の地盤振動モデルは、明石層の変形係数 $E = \alpha E_{sb} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ ならびにポアソン比 $\nu = 0.4$ から算出されるせん断弾性定数 $G = E/2(1 + \nu) = 857 \text{ kg/cm}^2$ 、および単位体積重量 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ を用いて設定する。また、地盤振動モデルが対象とする地盤は、脚付きケーソン基礎を中心とした $500 \text{ m} \times 500 \text{ m}$ の区域内の地盤である。地震時の地盤歪レベルに応じた非線形性等は、これらの地盤定数を用いて考慮されているものとする。

地盤ばね定数は変形係数 $E = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ を用いて、「道路橋示方書IV下部構造編(以下、下部構造編という)8章くい基礎の設計」に従って設定した地盤ばね定数および群杭効果を想定した地盤ばね定数の2種類を考える。

下部構造編に従って設定した地盤ばね定数は脚杭1本あたりの地盤ばねを求め、それを脚杭の本数倍するものである。このとき、下部構造編に示されているくい中心間隔とくい径との比による補正係数を乗じて群杭効果による横方向地盤ばねの低減を考慮している。

群杭効果を想定した地盤ばね定数では、脚部を脚杭の外周で囲まれるケーソンと考えて地盤反力係数および地盤ばね定数を算出している。この場合、地盤ばねはケーソンと同様の評価を行っており、動的解析では脚部の杭剛性は保持している。この手法により求めた地盤ばねは前年度求めた群杭効果を含む地盤ばねに類似した特性を有している。

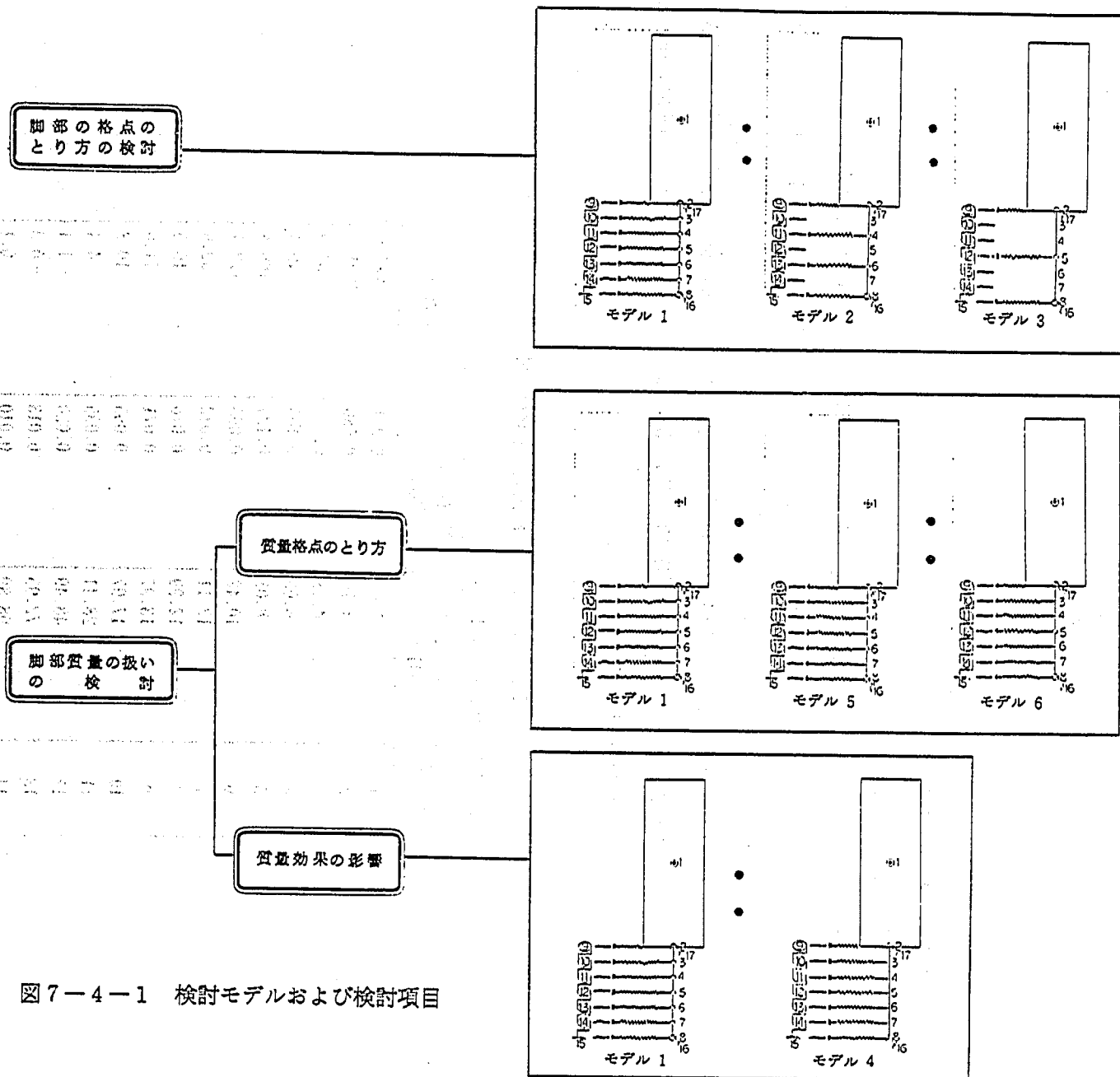
減衰定数は地盤に対して $h_g = 10\%$ 、基礎に対して $h_f = 10\%$ と仮定する。

脚部の質量は脚杭の外周で囲まれた内部の土と脚杭本体の質量を合計したものとする。脚部の剛性は脚杭1本あたりの剛性を脚杭の本数倍したものとする。

7-4 検討モデル

調査目的に従い、検討モデルを図7-4-1のように設定する。モデル1は質量格点および入力格点(以下、質量格点と入力格点を合わせて格点と呼ぶ)をかなり密にとったモデルであり、本調査における基準モデルとする。モデル2およびモデル3はモデル1に比べて格点を粗くとったモデルであり、モデル1, 2, 3を比較して格点のとり方が動的解析の結果に及ぼす影響を調査する。モデル4は脚部の質量を無視したモデルであり、モデル1と比較して脚部の質量効果について調査する。モデル5およびモデル6は入力格点を密にとっているが質量格点は粗くとっているモデルであり、モデル1, 5, 6を比較して質量格点のとり方が動的解析の結果に及ぼす影響を調査する。なお、モデル4を除いた各モデルについては脚部の質量の合計がすべて等しくなるように設定している。

モデル諸元の一例としてモデル1の各数値を表7-4-1に示す。ここに、モデル1-1とは下部構造編に従った地盤ばね定数を用いたモデルであり、モデル1-2とは群杭効果を想定した地盤ばねを用いたモ



※各モデルに次の2種類の地盤ばねを考える。

- 1 : 道路橋示方書に従った地盤ばね。
- 2 : 群杭効果を想定した地盤ばね。

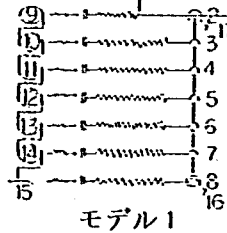
図 7-4-1 検討モデルおよび検討項目

表7-4-1 モデル諸元

地盤モデル				基礎構造モデル							
地盤のせん断バネ t/m		地盤の格点重量 t		脚杭の剛性 t・m ³	脚杭重量 t		回転バネ t・m/rad		横方向地盤バネ t/m		
①-①	4,285×10 ⁴	①	125×10 ⁴	$\Sigma EI = 2950 \times 10^4$	③	231×10 ³	1-1: $\Sigma \lambda^2 k_r = 24,158 \times 10^4$			1-1	1-2
①-①	"	①	250×10 ⁴		④	"			③-②	7,560×10 ³	247×10 ³
①-①	"	①	"	杭先端ばね	⑤	"			①-①	15,120×10 ³	494×10 ³
①-①	"	①	"	$\Sigma k_s = 128 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$	⑥	"			①-④	"	"
①-①	"	①	"	$\Sigma k_s = 256 \times 10^4 \text{ t/m}$	⑦	"	1-2: $\Sigma \lambda^2 k_r = 17,135 \times 10^4$		①-⑤	"	"
①-①	"	①	"	ケーソン部重量	⑧	115×10 ³			①-⑥	"	"
				水平方向 マス					①-⑦	"	"
				回転慣性 $= 2,380 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}^2$					①-⑧	7,560×10 ³	247×10 ³

Σk_s : ①-①
 Σk_s : ①-①
 $\Sigma \lambda^2 k_r$: ②-③

モデル1



デルである。

7-5 計算結果および比較検討

7-5-1 計算結果

モード解析の結果の一例としてモデル1の固有振動数と固有周期を表7-5-1に、主要な振動モード(全体系の1次と2次)を図7-5-1に示す。全体系の1次はケーソンの1次振動が、全体系の2次は地盤の1次振動が起きており、これは他のモデルについても同じであった。

応答値の一例として、モデル1における格点の加速度と変位、ケーソン部の回転角、脚頭部における脚杭32本分のせん断力と曲げモーメントの最大応答値を表7-5-2に示す。さらに、格点の加速度分布と変位分布およびケーソン部の回転角を図7-5-2に示す。

表7-5-1 固有振動数固有周期

脚付きケーソンモデル1-1

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	モード寄与率
1	1.02	0.971	287.9
2	1.70	0.586	1091.2
3	4.98	0.200	-354.9
4	6.03	0.165	-49.4
5	8.01	0.124	-189.4
6	10.42	0.095	112.1
7	12.11	0.082	59.9
8	12.99	0.076	-19.5
9	13.97	0.071	-11.8
10	17.97	0.055	-10.8
11	28.41	0.035	4.4
12	48.49	0.020	-1.1
13	72.95	0.013	-0.3
14	98.89	0.010	0.1

脚付きケーソン モデル1-2

次 数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	モード寄与率
1	0.65	1.534	-232.3
2	1.69	0.591	1086.9
3	2.02	0.494	202.0
4	4.95	0.201	275.2
5	5.03	0.198	224.0
6	7.94	0.125	189.8
7	10.35	0.096	-111.9
8	11.15	0.089	-8.1
9	12.05	0.082	-60.3
10	12.93	0.077	-19.2
11	25.61	0.039	1.5
12	46.35	0.021	-0.3
13	71.81	0.013	-0.1
14	97.80	0.010	0.02

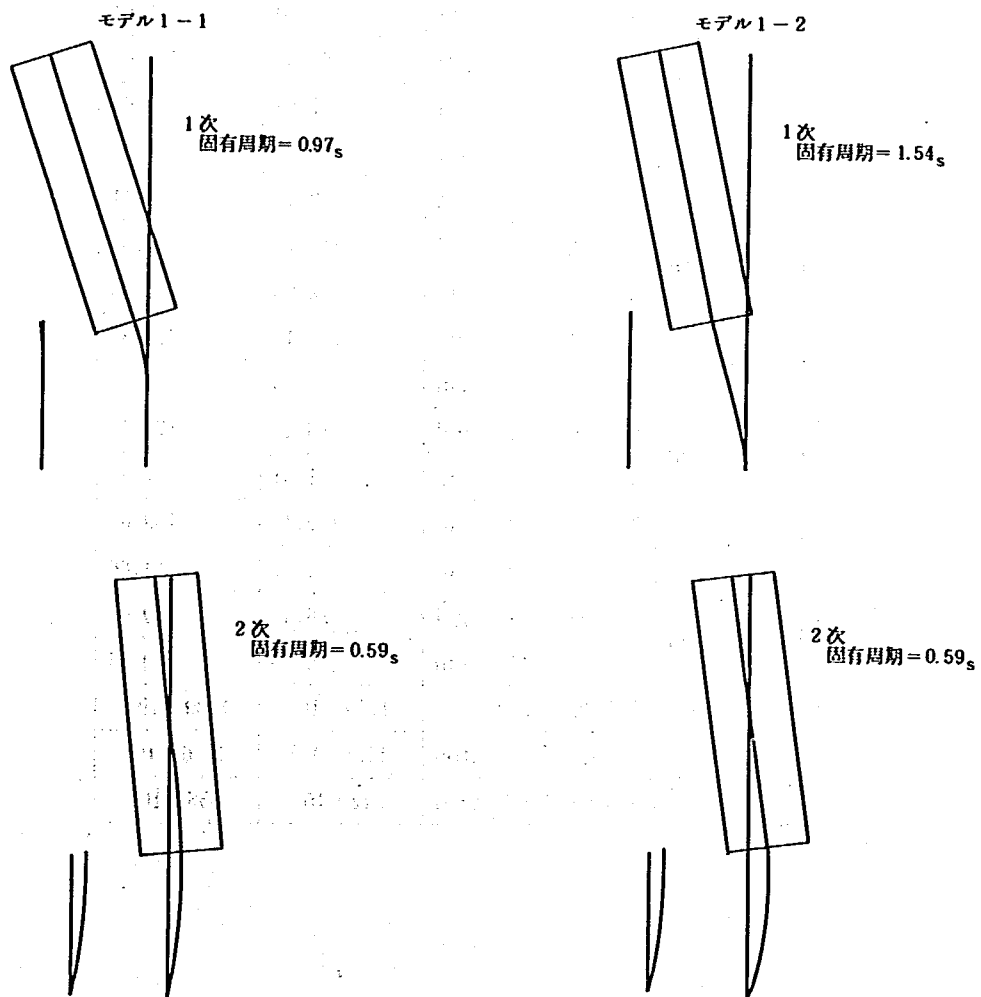


図7-5-1 振 動 モ ー ド

表7-5-2 最大応答値

		ケース1-1	ケース1-2
格点 1	加 速 度 gal	174.3	124.5
	変 位 cm	3.93	5.70
格点 2	加 速 度 gal	256.4	415.9
	変 位 cm	2.03	4.44
格点 3	加 速 度 gal	257.5	434.2
	変 位 cm	2.06	4.30
格点 4	加 速 度 gal	222.7	426.8
	変 位 cm	1.09	3.84
格点 5	加 速 度 gal	185.2	469.7
	変 位 cm	1.56	3.18
格点 6	加 速 度 gal	142.1	559.9
	変 位 cm	1.11	2.41
格点 7	加 速 度 gal	102.6	647.0
	変 位 cm	0.60	1.61
格点 8	加 速 度 gal	80.5	716.6
	変 位 cm	7.08	0.99
格点 9	加 速 度 gal	259.9	251.0
	変 位 cm	2.13	2.11
格点 10	加 速 度 gal	241.7	234.8
	変 位 cm	2.06	2.04
格点 11	加 速 度 gal	216.1	211.5
	変 位 cm	1.85	1.83
格点 12	加 速 度 gal	186.1	177.7
	変 位 cm	1.51	1.50
格点 13	加 速 度 gal	149.1	153.6
	変 位 cm	1.07	1.06
格点 14	加 速 度 gal	98.4	89.0
	変 位 cm	0.56	0.55
ケーソン部の回転角(ラジアン)		1.35×10^{-3}	1.39×10^{-3}
脚頭部断面力	せん断力 ton	26.7×10^3	40.6×10^3
	曲げモーメント t・m	512×10^3	656×10^3

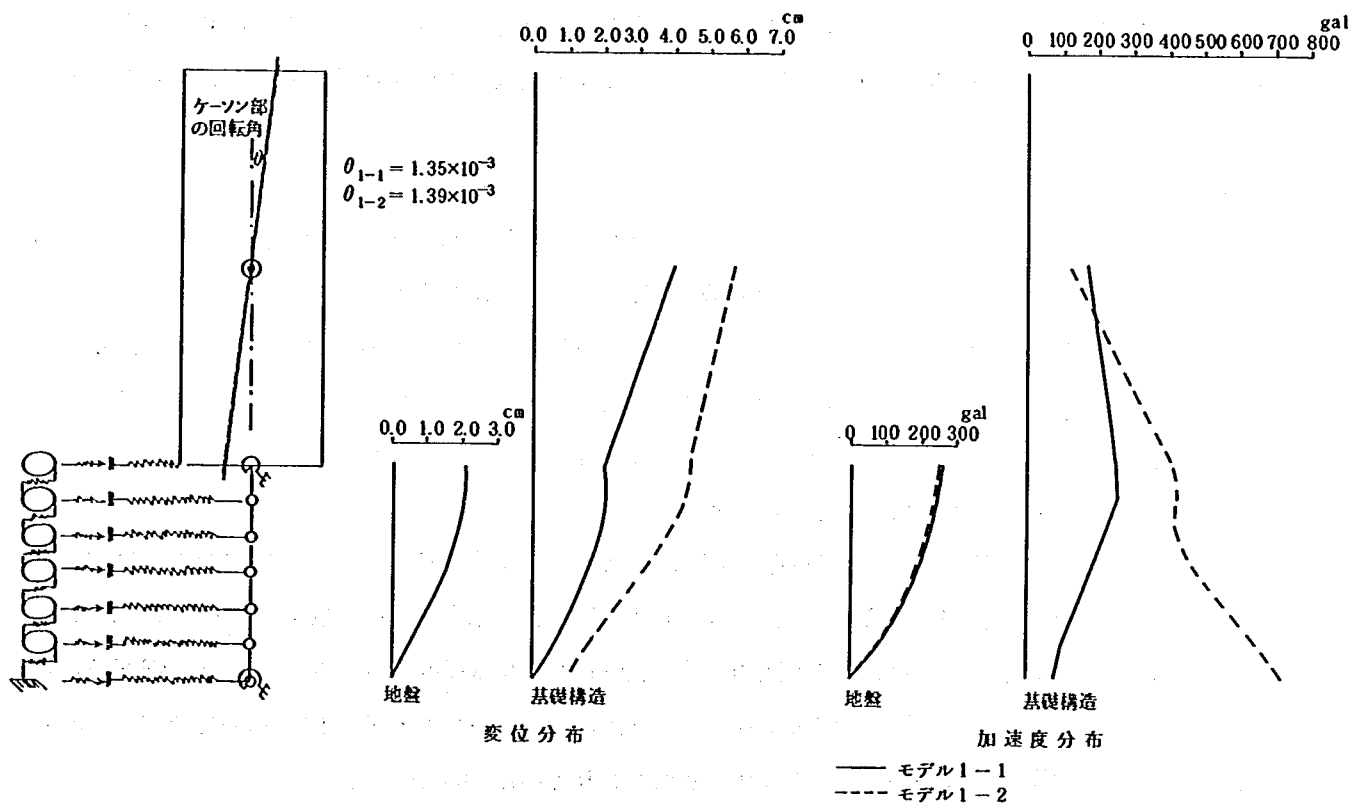


図7-5-2 応答加速度分布, 変位分布, ケーソン部回転角

7-5-2 比較検討

脚部の質量効果ならびに解析モデル上の格点のとり方が動的解析の結果に及ぼす影響を, 固有周期, ケーソン重心位置での加速度ならびに変位, ケーソンの回転角, 脚頭部における脚杭32本分のせん断力ならびに曲げモーメントに着目して検討する。各モデルにおけるこれらの最大応答値を表7-5-3に示す。

表7-5-3 最大応答値

着目量 モデル		固有周期		ケーソン部			脚頭部	
		1次(ケーソン部の1次) (sec)	2次(地盤の1次) (sec)	重心位置での 応答加速度 (gal)	重心位置での 応答変位 (cm)	応答回転角 (rad)	応答せん断力 (t)	応答曲げ モーメント (t・m)
モデル1	1-1	0.971	0.587	174.3	3.93	1.35×10^{-3}	26.7×10^3	512×10^3
	1-2	1.535	0.591	124.5	5.70	1.39×10^{-3}	40.6×10^3	656×10^3
モデル2	2-1	0.953	0.586	179.4	3.91	1.38×10^{-3}	36.6×10^3	624×10^3
	2-2	1.564	0.591	121.7	5.80	1.41×10^{-3}	31.6×10^3	624×10^3
モデル3	3-1	0.937	0.585	182.1	3.87	1.41×10^{-3}	45.3×10^3	723×10^3
	3-2	1.498	0.589	110.5	5.44	1.24×10^{-3}	26.9×10^3	472×10^3
モデル4	4-1	0.961	0.585	173.0	3.87	1.33×10^{-3}	26.4×10^3	508×10^3
	4-2	1.501	0.587	103.3	5.30	1.09×10^{-3}	32.9×10^3	41.4×10^3
モデル5	5-1	0.980	0.586	169.8	3.94	1.35×10^{-3}	27.0×10^3	504×10^3
	5-2	1.550	0.590	116.8	5.69	1.32×10^{-3}	39.3×10^3	581×10^3
モデル6	6-1	0.990	0.586	166.8	3.95	1.35×10^{-3}	27.6×10^3	502×10^3
	6-2	1.565	0.589	108.7	5.68	1.26×10^{-3}	37.6×10^3	515×10^3

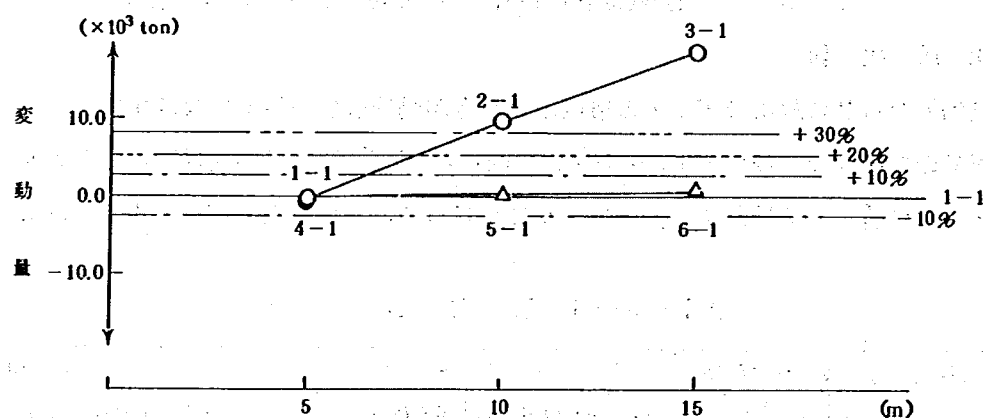
モデル 1, 2, 3 の最大応答値を比較することにより格点のとり方の影響, モデル 1, 5, 6 の最大応答値を比較することにより質量格点のとり方の影響, モデル 1, 4 の最大応答値を比較することにより質量効果の影響を検討する。

(1) 固有周期

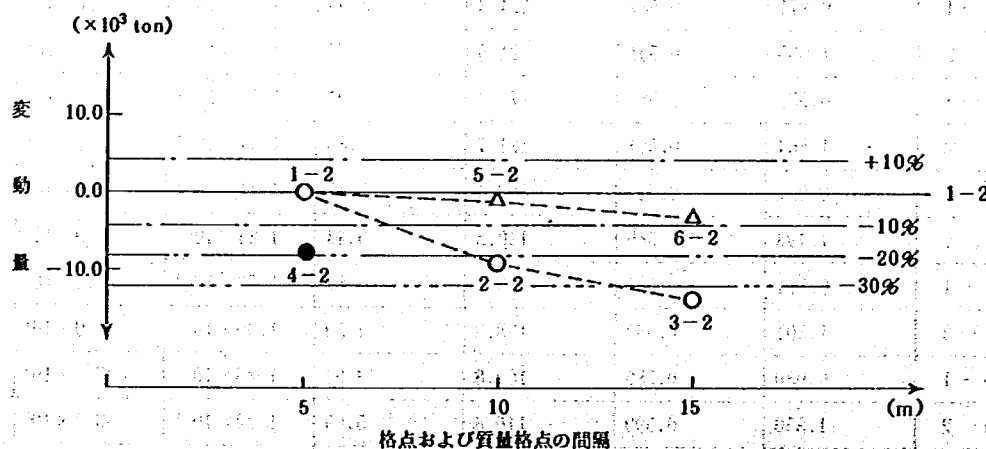
全体系の 1 次の固有周期 (つまりケーソンの 1 次周期) は地盤ばね定数の設定方法により変化しているが, 同じ設定方法による地盤ばね定数を用いれば各モデル間で差が小さく, 格点ならびに質量格点のとり方および質量効果の影響は小さい。全体系の 2 次の固有周期 (つまり地盤の 1 次周期) は, 基礎の振動が地盤の振動にほとんど影響しない程度の地盤領域を考えてモデル化していることから, 各モデル間で差が小さく, 格点ならびに質量格点のとり方および質量効果の影響は小さい。

(2) ケーソン重心位置での加速度, 変位および回転角

下部構造編に従って設定した地盤ばね定数を用いれば各モデル間で差が小さく, 格点ならびに質量格点のとり方, および質量効果の影響は小さい。群杭効果を想定した地盤ばね定数を用いるとモデル 4-2 はモデル 1-2 に比較して加速度および回転角の最大応答値が 20% 程度小さくなっており, 脚部の質量を無視するとケーソン重心位置での加速度および回転角は低めに評価される。群杭効果を想定した地盤ばね定数を用いた場合でも, 格点ならびに質量格点のとり方の影響は小さい。



(a) モデル 1-1 に対する変動量 (道路橋示方書による地盤ばね)



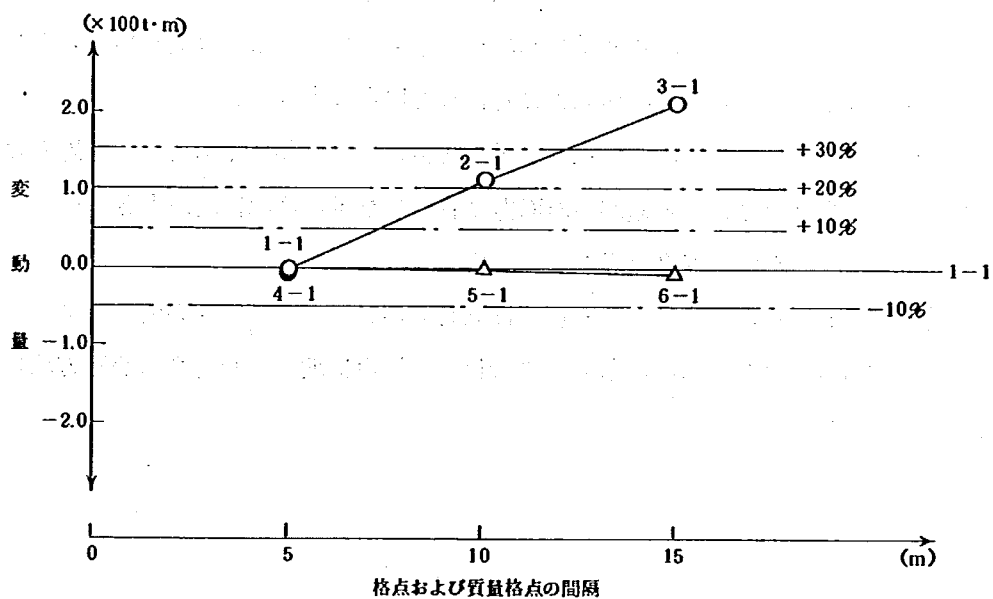
(b) モデル 1-2 に対する変動量 (群杭効果を想定した地盤ばね)

図 7-5-3 脚頭部におけるせん断力

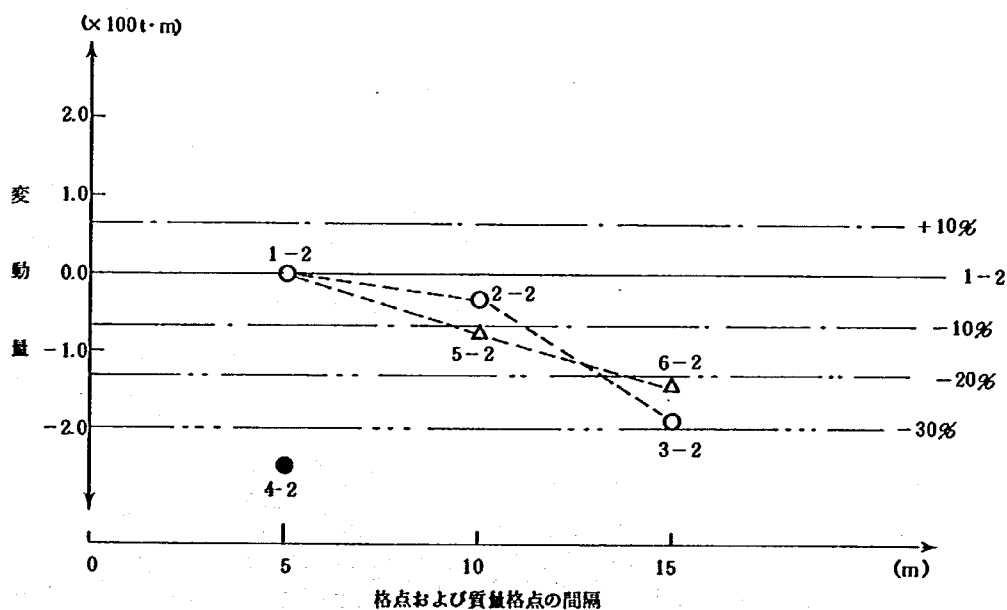
(3) 脚頭部におけるせん断力および曲げモーメント

脚頭部におけるせん断力および曲げモーメントの、最大応答値の基準モデルであるモデル1に対する各モデルの変動量を図7-5-3および図7-5-4に示す。図7-5-3(a)および図7-5-4(a)は下部構造編に従って設定した地盤ばね定数を用いた場合であり、図7-5-3(b)および図7-5-4(b)は群杭効果を想定した地盤ばね定数を用いた場合である。

下部構造編に従って設定した地盤ばね定数を用いると、格点のとり方に関してはモデル1-1, 2-1, 3-1を比較することにより、格点のとり方が粗くなるとせん断力および曲げモーメントの応答値は40%から70%増加していることがわかる。しかし、質量格点のとり方および質量効果の影響は小さい。



(a) モデル1-1に対する変動量 (道路橋示方書に従って設定した地盤ばね)



(b) モデル1-2に対する変動量 (群杭効果を想定した地盤ばね)

図7-5-4 脚頭部における曲げモーメント

群杭効果を想定した地盤ばね定数を用いると、格点のとり方に関してはモデル 1-2, 2-2, 3-2 を比較することにより、格点のとり方が粗くなるとせん断力および曲げモーメントの応答値は 30 % 程度減少していることがわかる。質量格点のとり方に関してはモデル 1-2, 5-2, 6-2 を比較することにより、質量格点のとり方が粗くなると曲げモーメントの応答値は 20 % 程度減少していることがわかる。モデル 4-2 はモデル 1-2 に比べてせん断力および曲げモーメントの応答値が小さくなっており、脚部の質量を無視するとせん断力および曲げモーメントの応答値は 20 % から 40 % 程度低めに評価される。

7-6 結 論

本調査により脚付きケーソンのモデル化について以下の結論を得た。

1. 脚部の格点のとり方に関して、その粗密が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの挙動に着目した場合は小さく、脚頭部の断面力に着目した場合は大きい。
2. 脚部の質量格点のとり方に関して、その粗密が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの挙動に着目した場合は小さい。脚頭部の断面力に着目した場合は比較的、大きくなるが地盤ばね定数の設定方法により、その影響の程度は異なる。
3. 脚部の質量効果が動的解析の結果に与える影響は固有周期およびケーソンの変位に着目した場合は小さい。ケーソンの加速度および脚頭部の断面力に着目した場合は地盤ばね定数の設定方法により、その影響の程度は異なる。

第8章 明石海峡大橋の設計荷重に関する調査試験

8-1 ま え が き

明石海峡大橋は、現段階において主径間 1,780 m で計画されている長大吊橋である。長大スパンであるがゆえに現行の許容応力度設計法に基づく設計を再検討すべきとの指摘がある。すなわち明石海峡大橋の場合、ケーブル最大張力あるいは主塔塔頂最大鉛直力の内、死荷重の占める割合が約 9 割であるため、各荷重に対して一率の安全率を留保することとなる許容応力度設計法を適用することは、変動の少ない死荷重、変動が大きいと考えられる活荷重の双方を正しく評価しえないのではないかと、換言すれば、変動の少ない死荷重に付与する安全率が安全側に過ぎ経済性を損ねているのではないかととの指摘である。これらの指摘の前提には、現行の設計基準に定められている死荷重、活荷重の設計用値が同一の破壊確率に基づき定められていないとの認識があると思われる。

以上に鑑み、本調査試験は、確率論的に十分明らかにされているとは言い難い活荷重、特に長大スパンにおいて問題となる L 荷重について、極値理論によりその特性値を検討することを目的とする。

なお、限界状態設計法に基づき明石海峡大橋を設計するためには、活荷重の特性値に加えて、死荷重、風荷重、地震の影響など各種荷重の特性値、材料の強度および全体の安全係数を明らかにする必要がある、本年度の研究成果はこれら特性値、安全係数等検討の第一歩と位置づけることができる。

8-2 限界状態設計法の概念

現在の橋梁の設計は主として許容応力度設計法に基づいて行われている。この設計法では、例えば死荷重と活荷重が作用した場合に構造物（一般には部材単位）が安全かどうかは、死荷重によって生じる応力度と活荷重によって生じる応力度の和が許容応力度以下であるかどうかで照査される。

すなわち照査式は次のように与えられている。

$$\sigma_d + \sigma_l \leq \sigma_a \cdots \cdots (2.1)$$

ここに σ_d : 死荷重応力度

σ_l : 活荷重応力度

σ_a : 許容応力度

(2.1) 式中の許容応力度について考えてみると、例えば鋼部材の許容引張応力度は鋼材の降伏点 σ_y 、許容圧縮応力度は部材の座屈応力度をそれぞれ安全率（ ≈ 1.7 ）で割った値となっている。

一方、設計荷重であるが、例えば活荷重 (T-20) についてみれば、実際に橋梁に作用する荷重は T-20 を大きく超える場合がある。死荷重についてみれば実際値は設計値からあまり大きくは変動しないことが直感的に感じられる。

このため、許容応力度設計法で設計された部材では、このような荷重のばらつきに対する許容値（安全率）が、各橋梁、各部材によってまちまちになっているのではないかととの指摘が呈されることとなる。

また、許容応力度設計法では、材料強度の誤差、部材断面の誤差、解析誤差などを抱括して安全率を定めているため、安全率の意味自体も不明確と受けとられることとなる。

限界状態設計法の意図するところは

- (1) 構造物の限界状態に対して設計を行う。
 - (2) (1)の限界状態に対して、合理的な安全性を有する設計を行う。
- にあるといえよう。

構造物の限界状態は、一般に、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態がある。終局限界状態というのは構造物の強度に対する限界で、その限界を越えると構造物が破壊してしまうことを意味している。また、使用限界状態は使用性の限界で、強度に対しては余裕があり破壊はしないが、変形が残って使用性が悪くなるなどという限界である。

次に、このような限界状態を対象にして設計を行うためには設計計算を行うのに必要な荷重や構造物の限界状態を示す値を決めなければならない。

いま、構造物の終局限界状態を示すものとして、 R という部材耐荷力が与えられたとする。しかし、この耐荷力は設計を行うための基準値として与えられた値であって、構造物の実際の耐荷力は材料の強度や寸法のばらつきなどにより R と異なる値となるであろう。したがって設計においてはこれらのばらつきに対して安全率を見込む必要があり、これを γ_R とする。つぎに設計に用いる荷重 (L_i) が与えられ、この荷重による断面力を S_i とすると、 S_i も R の場合と同じように荷重のばらつきによって生じる実際の応力度と異なるであろう。このため γ_i という安全率を見込むこととする。この他終局限界状態すなわち構造物の破壊が社会に与える影響の差や構造物の重要度等に対する安全率 γ_g を考えるとすれば、構造物の安全性を照査する式は次のようになる。

$$\frac{1}{\gamma_R} R \geq \gamma_g \sum \gamma_i S_i \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

(2.2)式は様々に書き換えが可能で、 γ_R , γ_g , γ_i の係数を取りまとめることも考えられる。しかしながら、(2.2)式において示される概念で重要なことは、 $\gamma_i \cdot S_i$ の値が確率的な意味において、各荷重間で等価であることが原則として必要である。現行の許容応力度設計法においては $\gamma_i \cdot S_i$ の値が各荷重間において確率的な意味での等価関係を有しておらず、この点において各部材間で整合のとれた安全率を保持していないという指摘につながるわけである。

したがって、(2.2)式による構造物照査を可能とするためには、まず、 $\gamma_i \times S_i$ すなわち、各種の γ_i , L_i を確率的等価な値として設定する必要がある。 L_i とは、死荷重、活荷重、風荷重、地震の影響等の各種荷重の設計用値であり、 γ_i とは $\gamma_i \times S_i$ を各種荷重間で確率的に等価となるように乗じる係数である。

本調査研究では、 L_i として活荷重のうちの L 荷重を取り上げ、シミュレーション等により、 γ_i , L_i を明らかにするものである。

8-3 解析理論 ((極値理論))

活荷重に対する適切な安全率を決定するためには、供用期間に生じる最大の活荷重の大きさを推定する必要がある。供用期間に相当する長い年月に渡るような活荷重のデータが得られる場合は、この推定はそれ程困難なく行うことができるが、現実にはそれ程多くのデータを得ることは不可能であり、少ないデー

タから最大値を予測する必要がある。このために用いられるのが極値理論である。

極値理論とは、1回の試行に対するある変数の分布形と試行回数を得られた時に、試行回数の中で変数を取り得る最大値を求める理論である。しかしながら、実際にはこの最大値はある変動を持った分布形で与えられ、その分布を極値分布という。

1回の試行に対する変数 t の分布形の確率密度関数を $g(t)$ 、累積確率密度関数を $G(t)$ とすると、 n 回の試行回数の中の最大値の分布の確率密度関数 $h(t)$ および累積確率密度関数 $H(t)$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$h(t) = n\{G(t)\}^{n-1}g(t) \dots\dots\dots (3.1)$$

$$H(t) = \{G(t)\}^n \dots\dots\dots (3.2)$$

最大値のモードを u で表わすと、 u は方程式

$$h'(t) = 0 \dots\dots\dots (3.3)$$

の根である。(3.1)式を(3.3)式に代入することにより次式を得る。

$$(n-1)\frac{g(u)}{G(u)} = -\frac{g'(u)}{g(u)} \dots\dots\dots (3.4)$$

t が十分大きいときは、ロピタルの定理から次の近似式を得る。

$$\frac{g(t)}{1-G(t)} \doteq \frac{g'(t)}{g(t)} \dots\dots\dots (3.5)$$

よって、(3.4)式および(3.5)式から

$$G(u) = 1 - \frac{1}{n} \dots\dots\dots (3.6)$$

が得られる。すなわち、 n が十分大きければ近似的に、最大値の分布 $h(t)$ のモード u は分布 $g(t)$ の 100 $(1-1/n)$ パーセント点となる。

$\ln\{1-G(t)\}$ を $t=u$ の近くでテーラー展開すると

$$\ln\{1-G(t)\} = \ln\{1-G(u)\} - \frac{g(u)}{1-G(u)}(t-u) - \left[\frac{g'(t)\{1-G(u)\} + \{g(t)\}^2}{2\{1-G(u)\}^2} \right]_{t=u+\epsilon} (t-u)^2 \dots (3.7)$$

となる。(3.7)式の右辺第3項は剰余項であり、 $|\epsilon|$ は十分小さい値である。 n が十分大きければ、(3.5)式が成り立つから、(3.7)式の右辺第3項は零となり、さらに(3.6)式を代入すると結局(3.7)式は次式のようになる。

$$\ln\{1-G(t)\} = -\ln(n) - \alpha(t-u) \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに、

$$\alpha \equiv n \cdot g(u) = \frac{g(u)}{1-G(u)} \dots\dots\dots (3.9)$$

3.8)式から $G(t)$ および $g(t)$ を求め、(3.1)式に代入し、
さらに、

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left\{ 1 - \frac{1}{n} e^{-a(t-u)} \right\}^n = \exp\{-e^{-a(t-u)}\} \dots\dots\dots (3.10)$$

であることを用いれば、試行回数が n の場合の最大値の分布 (t) の漸近分布、すなわち極値分布は次式のようにになる。

$$f(t) = a \cdot \exp\{-a(t-u) - e^{-a(t-u)}\} \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに、

$u =$ (分布 $g(t)$ の $100(1-1/n)$ パーセント点)

$$a = ng(u)$$

また、この極値分布と平均値 μ と標準偏差 σ は次式で与えられる。

$$\mu = u + \frac{0.577215}{a} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot a} \dots\dots\dots (3.13)$$

8-4 シミュレーションの方法

支間の長い橋梁部材に生じる断面力は、自動車一台のみでなく、自動車列が載荷された状態で決定される。このような場合に用いられる設計活荷重が L 荷重であり、本州四国連絡橋公団においては、表4-1のように規定されている。しかしながら、実際に橋梁上に載荷される自動車列荷重は設計 L 荷重を上回る可能性もあり、橋梁の供用期間最大の自動車列荷重を知る必要がある。

自動車列荷重を支配する要因には、車両の諸元、重量ならびに車頭間隔などがある。これらは路線や走行状態などによって異なるため、明石海峡大橋においてどのように設定すればよいかが問題となるが、これに対しては、次のような前提を置いた。

- 1) シミュレーションに用いる車両の諸元、重量は重交通が通行していると考えられる国道上で計測されたデータを用いる。
- 2) 車両混入率 (特に大型車混入率) は、5 ケース設定し、状況に応じて使用可能なアウトプットとする。
- 3) 車間距離は、事故などによる完全渋滞を想定した 1m および交通量が交通容量を上回ることにより発生する自然渋滞を想定した 2.1m の 2 ケースを設定する。

表4-1 設計活荷重

荷重区分		支間 L (m)	曲げモーメントを計算する場合		せん断力を計算する場合
			(1)連続桁の支点およびその近傍	(2)単純桁の支間および連続桁の(1)以外の部分	
主載荷荷重 (幅5.5mまで)	線荷重 P_1 (kg/m)	$L \leq 130$	$8,900 + 15.0L$	$7,600 + 20.9L$	$9,200 + 15.8L$
		$130 < L \leq 1000$	$10,700 + 1.1L$	$10,100 + 1.7L$	$11,100 + 1.2L$
		$1000 < L$	$11,200 + 0.6L$		$11,800 + 0.5L$
	等分布荷重 p_1 (kg/m ²)	$L \leq 80$	350		
		$80 < L \leq 130$	$430 - L$		
		$130 < L \leq 500$	300		
		$500 < L$	$300 \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right)$		
従載荷荷重	線荷重 P_2 (kg/m)		2,500		
	等分布荷重 p_2 (kg/m ²)		p_1 の $\frac{1}{2}$		

ここに、 L :支間(m)。ただし、吊橋については原則として、中央支間とする。

注) 設計活荷重は、本州四国連絡橋公団、上部構造設計基準・同解説昭和52年8月の、等価 L 荷重を引用した。

以下に、シミュレーションに用いた値、シミュレーションの方法について説明する。

(1) 車両の諸元、重量

土木研究所、橋梁研究室は昭和56年、国道4号、6号、246号、254号において、車種別混入率、車種別総重量、車両長の計測を行っている。車種分類を23とし、大型車については車両総重量と車両長を計測した結果、それぞれの平均値、変動係数を表4-2に示すように設定している。(小型車の総重量と車両長は、カタログデータより決定しているが、この仮定はシミュレーション結果に大きな影響を与えない。)

本シミュレーションにおいては、車両の諸元、重量は、表4-2に基づくこととした。

(2) 車種別混入率

本シミュレーションにおいては、大型車混入率を5、10、20、30、40%の5ケースとする。これら大型車混入率を満足するため、車種別混入率を表4-3のように仮定した。表4-3において、番号は車種を示し、各番号は表4-2のそれと対応している。

(3) 車間距離

車間距離については、完全渋滞に対応するものと自然渋滞に対応するものの2つを設定した。

完全渋滞とは、事故等により車線上、あるいは橋梁上全面にわたって自動車が停止している状態をいい、この場合の車間距離は1mと仮定した。

一方、自然渋滞とは季節、時間帯により多数の車両が交通容量を上回って通行し、ノロノロ運転の状態で車頭間隔がせばまる状態を想定している。自然渋滞に対応する車間距離は2.1mとしているが、こ

の値は以下の検討により設定した。

表4-2 車 種 分 類 表

番号	車 種		平均車両長(m)	変 動 係 数	平均重量(ton)	変 動 係 数
1	軽 自 動 車		3.1	0	0.85	0.10
2	普 通 自 動 車		4.4	0.07	1.20	0.30
3	ト ラ ッ ク	空 車	4.4	0.07	2.50	0.10
4		積 載	4.4	0.07	4.50	0.10
5		空 車	6.0	0.08	3.50	0.08
6		積 載	6.0	0.08	7.50	0.12
7		空 車	8.5	0.15	5.00	0.20
8		積 載	8.5	0.15	14.00	0.23
9		空 車	11.0	0.05	9.00	0.05
10		積 載	11.0	0.05	19.00	0.32
11		大 型 ダ ンプ	空 車	7.5	0.03	9.00
12	積 載		7.5	0.03	23.00	0.06
13	過 積 載		7.5	0.03	26.00	0.12
14	セミトレーラー	空 車	14.0	0.11	13.00	0.15
15		積 載	14.0	0.11	27.70	0.40
16	フルトレーラー	空 車	18.0	0.05	15.00	0.15
17		積 載	18.0	0.05	27.70	0.40
18	大 型 タ ン ク ロ ー リ ー		8.0	0.08	19.00	0.05
19	大 型 生 コ ン 車		7.5	0.08	19.00	0.05
20	大型ゴミ・バキューム車		8.0	0.08	19.00	0.05
21	バ ス	マイクロ	5.5	0.06	4.00	0.10
22		中 型	8.5	0.03	8.00	0.03
23		大 型	10.5	0.08	13.00	0.08

図4-1は、京葉道路において観測された $Q-V$ 図であるが、図中に記したように、渋滞側で $Q-V$ 曲線を包絡する直線は $V=Q/20$ (V :km/h, Q :台/5分/2車線)となる。

一方、日本道路公団の設計要領第4集に示される車線利用率(図4-2参照)を引用すると5分間フローレイト80台において、多利用率を示す車線(左側車線)では利用率が60%となる。

いま、車頭間隔を L (m)、平均速度を V (km/h)、交通容量を $\bar{Q}$ (台/5分/1車線)とすると、

$$L = \frac{V}{\bar{Q}} \cdot \frac{1000}{12} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

と表わせる。図4-1および図4-2より得られた $V/Q=1/20$ 、 $\bar{Q}=0.6 \cdot Q$ を(4.1)式に代入すると

$$L = 6.9\text{m} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

となる。

さらに、図4-1が得られた京葉道路の車種構成をもとに平均車長を求めると4.8mとなり、最短車間

表4-3 車種別混入率表(累積確率 単位: %)

番号	大型車混入率				
	5%	10%	20%	30%	40%
1	3.354	3.177	2.824	2.471	2.118
2	83.441	79.049	70.266	61.482	52.699
3	86.089	81.558	72.496	63.434	54.372
4	95.000	90.000	80.000	70.000	60.000
5	95.285	90.570	81.140	71.711	62.281
6	97.000	94.002	88.001	82.002	76.003
7	97.023	94.048	88.093	82.140	76.187
8	97.268	94.537	89.071	83.607	78.143
9	97.424	94.850	89.697	84.545	79.394
10	98.985	97.974	95.945	93.917	91.890
11	99.116	98.236	96.470	94.704	92.940
12	99.335	98.674	97.346	96.017	94.691
13	99.387	98.778	97.553	96.327	95.105
14	99.414	98.831	97.659	96.486	95.317
15	99.650	99.302	98.601	97.899	97.201
16	99.651	99.304	98.605	97.906	97.210
17	99.659	99.319	98.635	97.952	97.271
18	99.817	99.634	99.265	98.897	98.531
19	99.828	99.656	99.309	98.963	98.619
20	99.841	99.682	99.361	99.041	98.723
21	99.856	99.713	99.423	99.134	98.849
22	99.876	99.753	99.502	99.253	99.005
23	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000

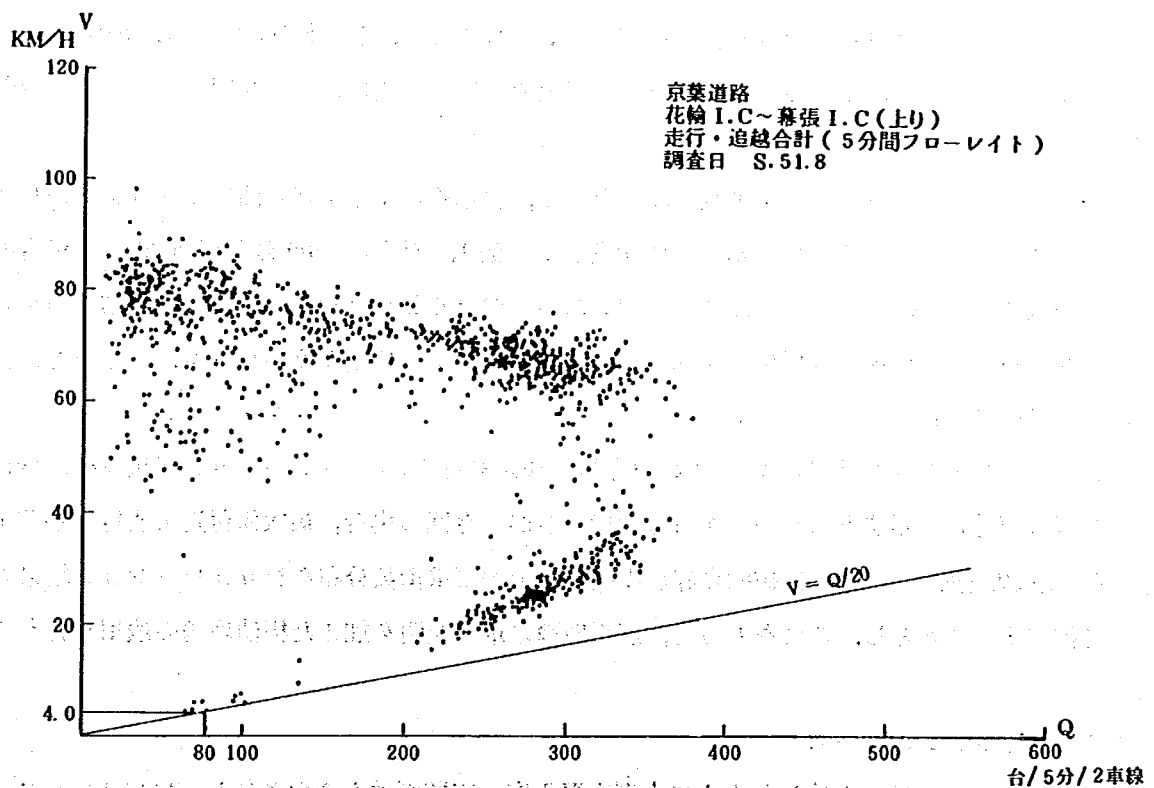
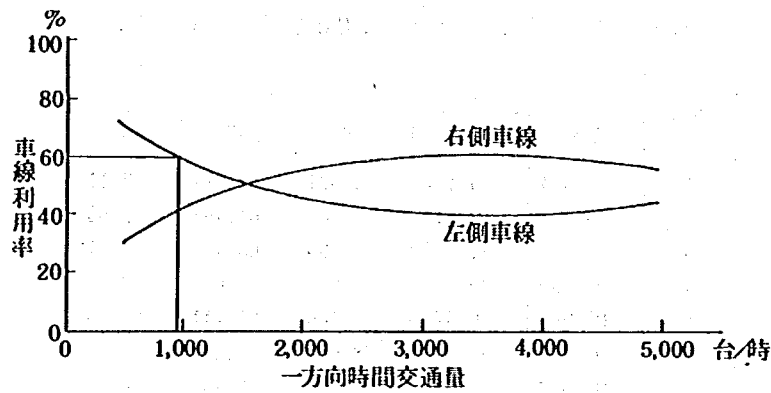


図4-1 交通量と平均速度



設計要領第4集 S47.4

図4-2 交通量と車線利用率の関係

距離 (Gm) は

$$Gm = 6.9 - 4.8 = 2.1m \dots\dots\dots (4.3)$$

となる。

(4) シミュレーションプログラム等

計算機によるシミュレーションによって、完全渋滞時および自然渋滞時における橋梁上の自動車列を再現する。

シミュレーションのフローは図4-3に示すとおりである。すなわち、乱数により任意の車両の車種を表4-3に示した混入率特性より決定する。続いて、乱数により、その車両の総重量、車両長を表4-2に示した特性に基づいて決定する。このようにして定めた車両を橋げた上に配置して、一回の渋滞状態を再現することができる。

このようなシミュレーションを多数回繰り返して、実車両による主げた曲げモーメントのヒストグラムを作成することができる。大型車混入率 20%，車線数 1，支間 40，200 および 2000 m の場合のヒストグラムを図4-4に示す。ここに示したように、スパンが長くなればシミュレーション結果の平均値が増大するがスパンが長い場合は橋梁上すべてにわたって渋滞を生じる頻度が小さく、この点を、結果をみる場合に考慮に入れておく必要がある。

次にシミュレーション結果により、その分布型の決定を行う。シミュレーション結果を確率紙にプロットし良好な直線性を示すものを選定するものであるが、今回の場合、最大値付近で直線性が若干失われるが(結果は安全側となる)、比較的良好な直線性を示す二重指数分布をシミュレーション結果の分布型として採用することとし、これをもって、解析理論の章で説明を加えた極値理論の適用を行うこととする。

(5) シミュレーションのケース

シミュレーションは、上述したように大型車混入率、車間距離を変化させたのに加えて、スパン等も変化させている。シミュレーションおよびアウトプットにあたって、変化させた項目、内容を表4-4に

掲げる。

なお、供用期間は最大 100 年としているが、供用期間を 200 年とした場合でも、断面力の最大値は 100 年の値と大差はない。

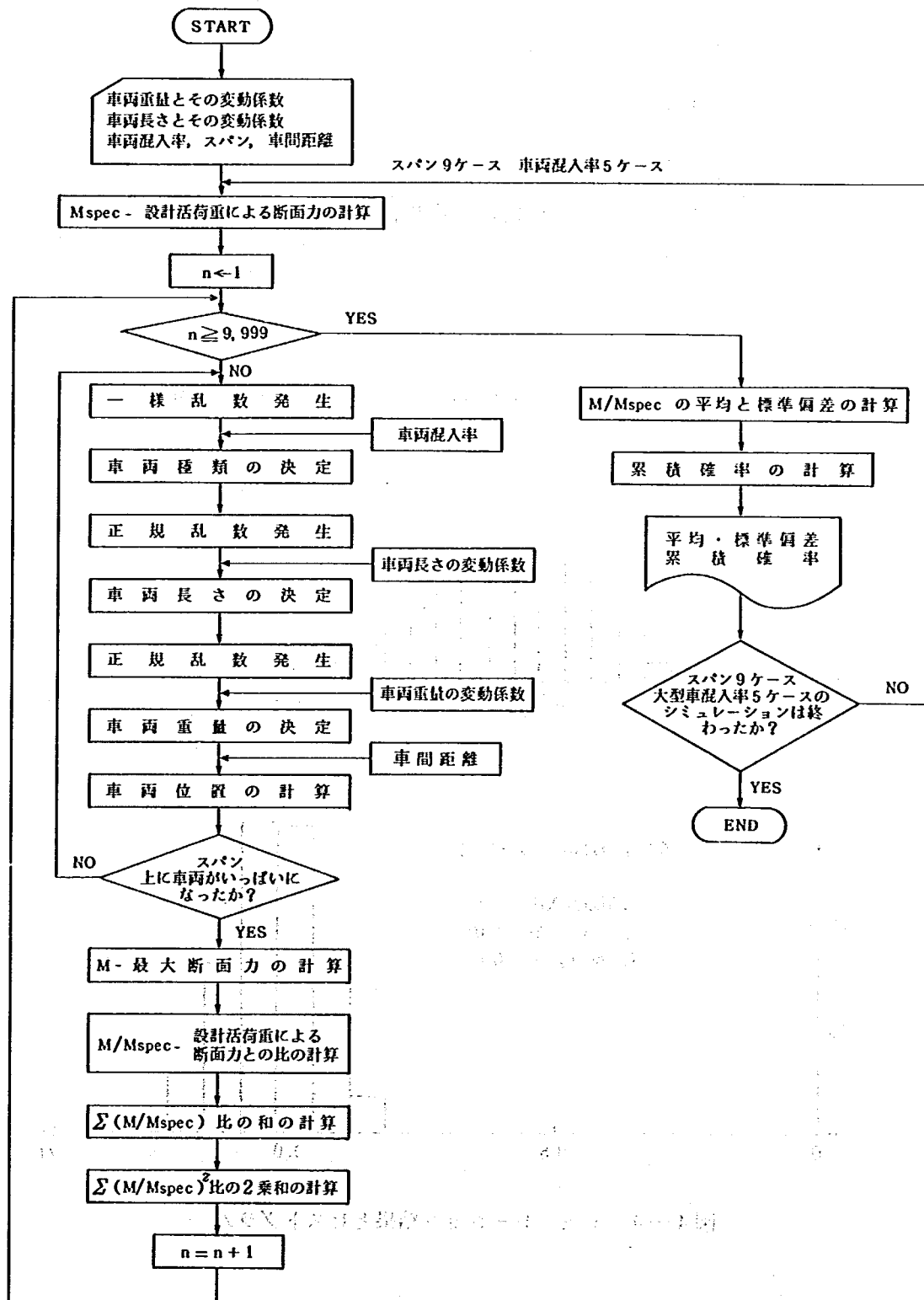


図4-3 シミュレーションプログラム

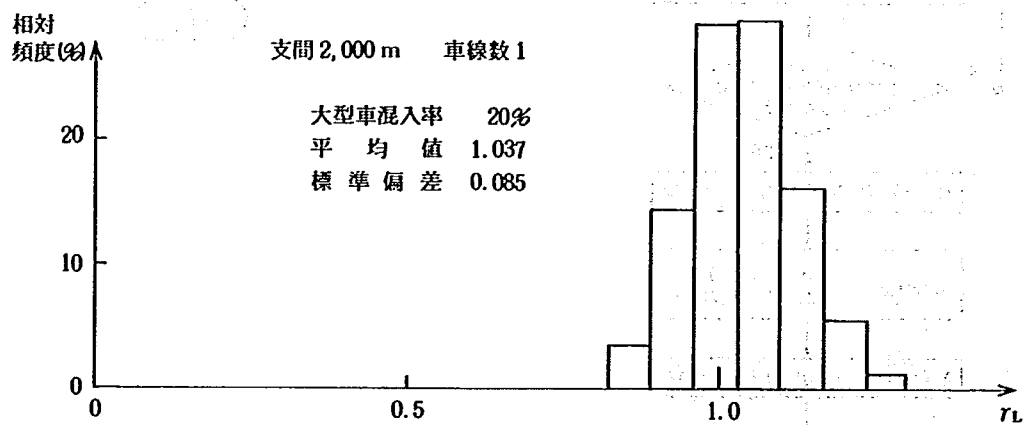
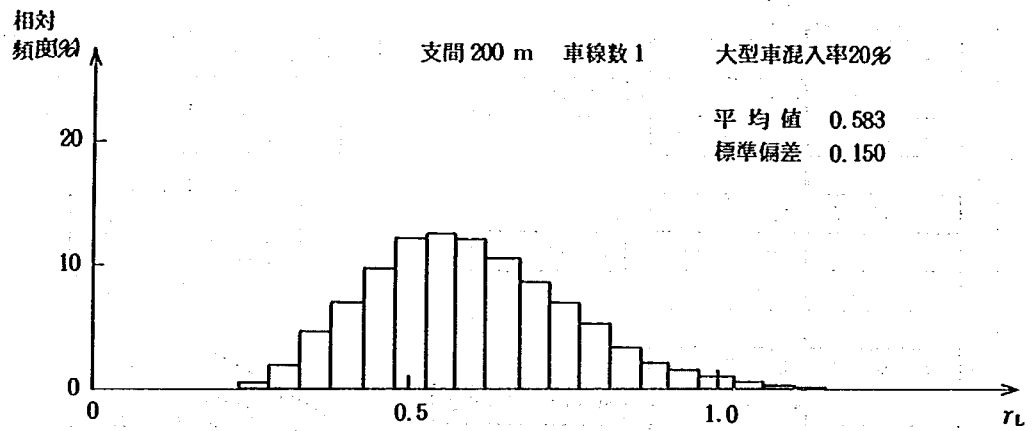
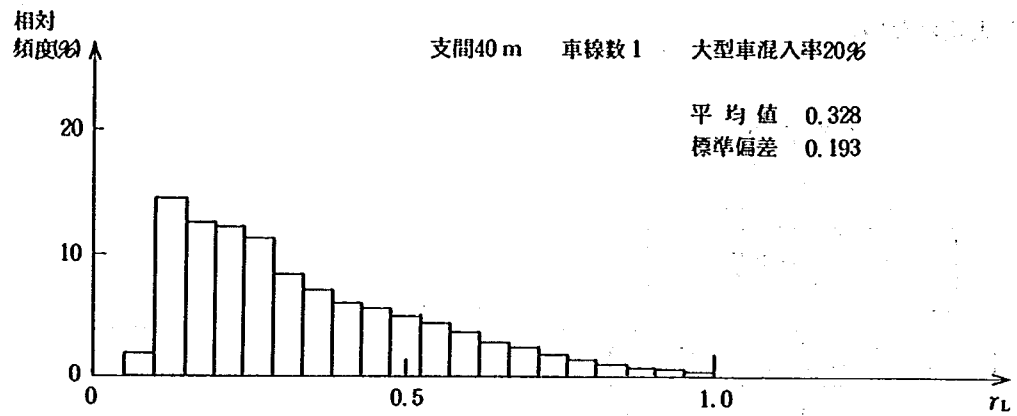


図4-4 シミュレーション結果とヒストグラム

表4-4 シミュレーションにあたってのパラメータ

項 目	内 容
大型車混入率	5%, 10%, 20%, 30%, 40%
車 間 距 離	1.0m, 2.1m
車 線 数	1, 3, 6
ス パ ン	20m, 40m, 80m, 130m, 160m, 200m, 500m, 1,000m, 2,000m
渋 滞 回 数	100回/日, 10回/日, 1回/日
供 用 期 間	100年, 50年, 25年, 10年, 5年

8-5 シミュレーション結果

図4-3に基づくシミュレーション結果を表5-1～表5-4および図5-1～図5-6に掲げる。これらは、計算機において自動車列を1万回発生させて得られた結果であり、解析理論において説明した極値分布の確率密度関数等、すなわち、(3.11)式を決定するためのものである。したがって、最終的に活荷重係数を求めるためには、(3.11)式に、供用期間に対応した試行回数を代入することが必要となる（この結果については次章で述べる）。本章の結果をみる際には、この点に留意する必要がある。以下、主な項目毎にシミュレーション結果を考察する。

(1) ス パ ン

表5-1～表5-4、図5-1～図5-6において、いずれも支間が一方のパラメーターとなっている。どの表をとっても言えることであるが、スパンが長くなるほど平均値は増大し、逆に変動係数は減少している。

表5-1および図5-1、図5-2を例にとると、大型車混入率40%の場合、活荷重係数(ここでは、Mシミュレーション/M設計値、以下同じ)の平均値は、スパン200mで0.823、500mで0.962、1,000mで1.223、2,000mで1.470と漸次増大している。一方、変動係数は、200mで0.198、500mで0.128、1,000mで0.090、2,000mで0.063と漸次減少している。

シミュレーション結果として、スパンが大きくなる程活荷重係数の値は大きくなり、バラツキが小さくなることは当然の帰結である。ただし、短いスパンにおいては変動が大きいと、平均値の小さいことが供用期間内の活荷重係数値が小さくなることと必ずしもつながらない。逆に、長いスパンにおいては、変動が小さいと、平均値の大きいことが供用期間内の活荷重係数値が短いスパンと比較し大きくなるとは必ずしも言えない。

(2) 大型車混入率

大型車混入率による活荷重係数の平均値、変動係数の相違は、表5-1～表5-3および図5-1～図5-2より読み取れる。

大型車混入率が高くなる程、重車両が負載される可能性が高くなり、当然ながら活荷重係数の平均値は増大する。一方、変動係数についてみると、表5-1に示されるように、スパン2,000mでは、混入率40%で0.063、混入率30%で0.072、混入率20%で0.082、混入率10%で0.089、混入率5%で0.086と大きな差はない。大型車両の重量を確率関数で与えてあるので混入率が高い程、変動は小さくなると考えられ、この点からこの結果は妥当であると言える。

(3) 車 線 数

車線数による活荷重係数の平均値、変動係数の相違は、表 5—1～表 5—3 および図 5—3～図 5—4 より読み取れる。

一般的な傾向としてはスパンの項で記した結果と同様である。すなわち、車線数が多くなる程、活荷重係数の平均値が増大し、変動係数は減少する。車線数の増加はシミュレーションにおいて、スパン長の増大と同じ意味を有するので、これもまた、当然の結果である。

さらに、詳細に結果を吟味すれば、図 5—3 に示されるように活荷重係数の平均値において、車線数 3 の結果は車線数 6 の結果よりも車線数 1 の結果により近い。しかしながら、図 5—4 に示されるように活荷重係数の変動係数においては、車線数 3 の結果は車線数 1 の結果よりも車線数 6 の結果により近い。

(4) 車 間 距 離

車間距離による活荷重係数の平均値、変動係数の相違は、表 5—4 および図 5—5～図 5—6 より読み取れる。

活荷重係数の平均値は橋梁上に負載しうる自動車数が車間距離が短い程多くなるので、当然ながら完全渋滞の場合の車間距離 1 m のケースが、自然渋滞の場合の車間距離 2.1 m のケースを上回る。また車間距離 1 m と 2.1 m の平均値の比はスパン長にかかわらず、ほぼ一定である。

しかしながら、供用期間中に完全渋滞が発生する回数と自然渋滞が発生する回数を比較した場合、後者の回数が圧倒的に多いと予想され、上記の結果と同様な傾向を供用期間中の活荷重係数値が示すとは言えない。また、完全渋滞の場合においては、自動車は静止し、衝撃は生じないことを前提とするが、自然渋滞の場合は、速度は低いものの自動車は走行しているので何らかの衝撃は考慮する必要がある。この点からも、支間 1 m のシミュレーション結果が支間 2.1 m のそれを上回るといって、供用期間中最大的设计値を支間 1 m のシミュレーション結果のみで考えることは適当でないと言えよう。

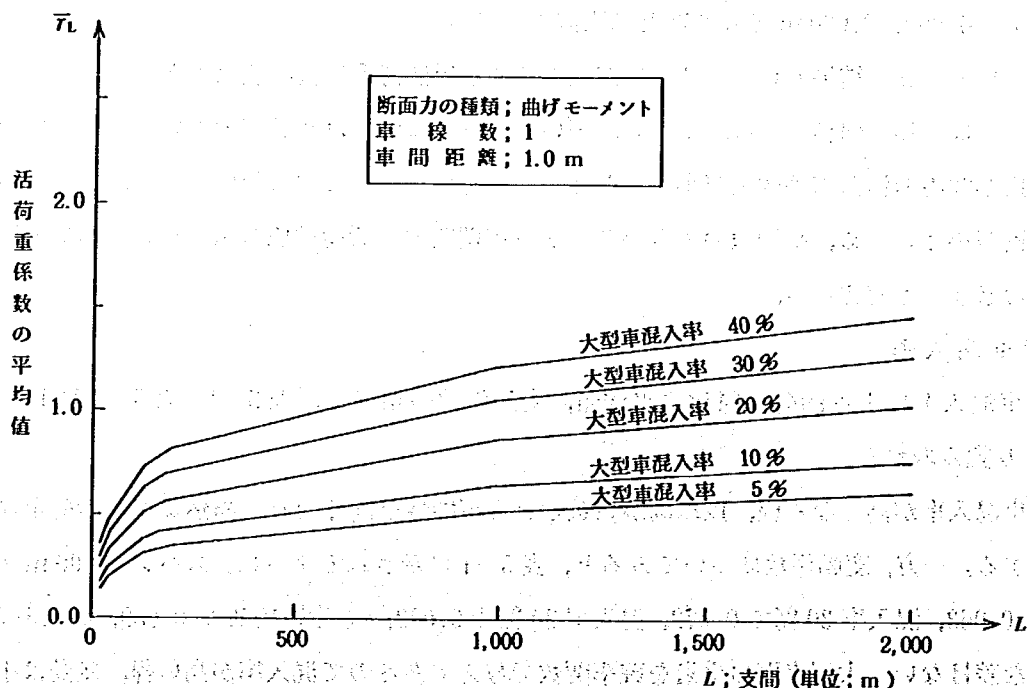


図 5—1 シミュレーション結果

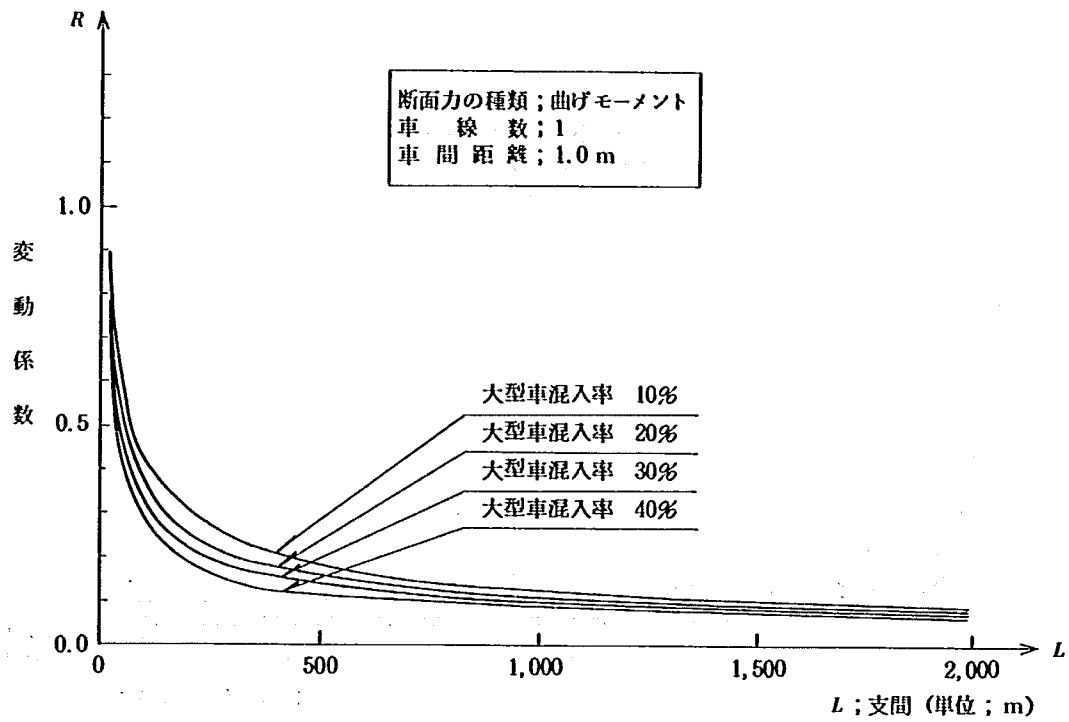


図5-2 シミュレーション結果

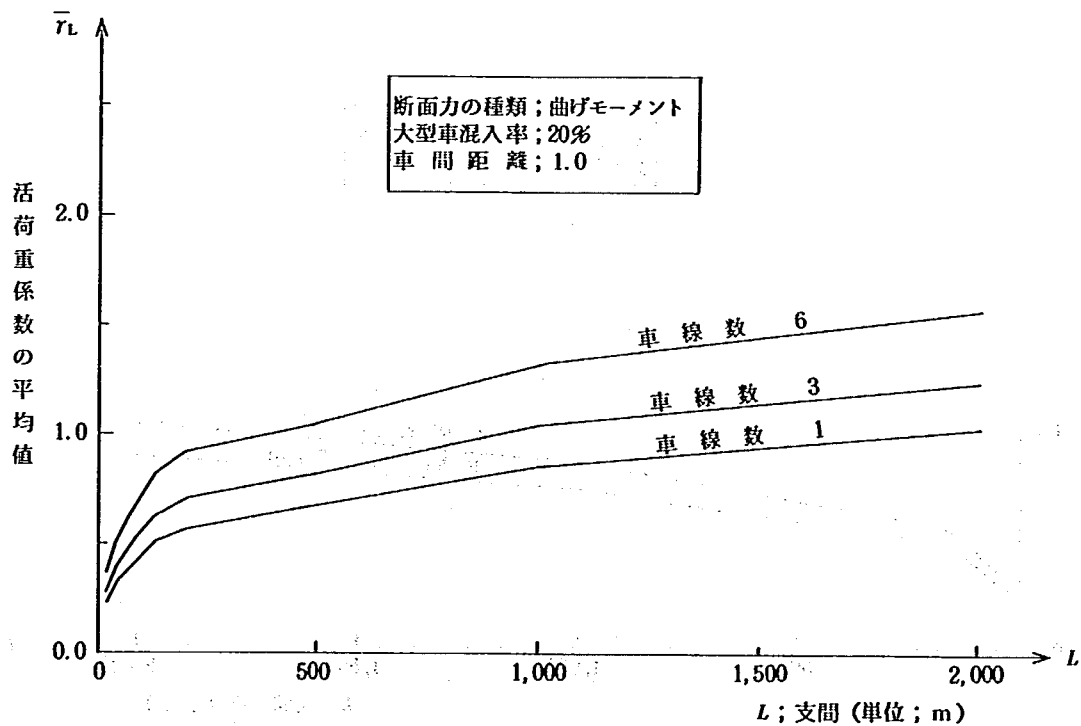


図5-3 シミュレーション結果

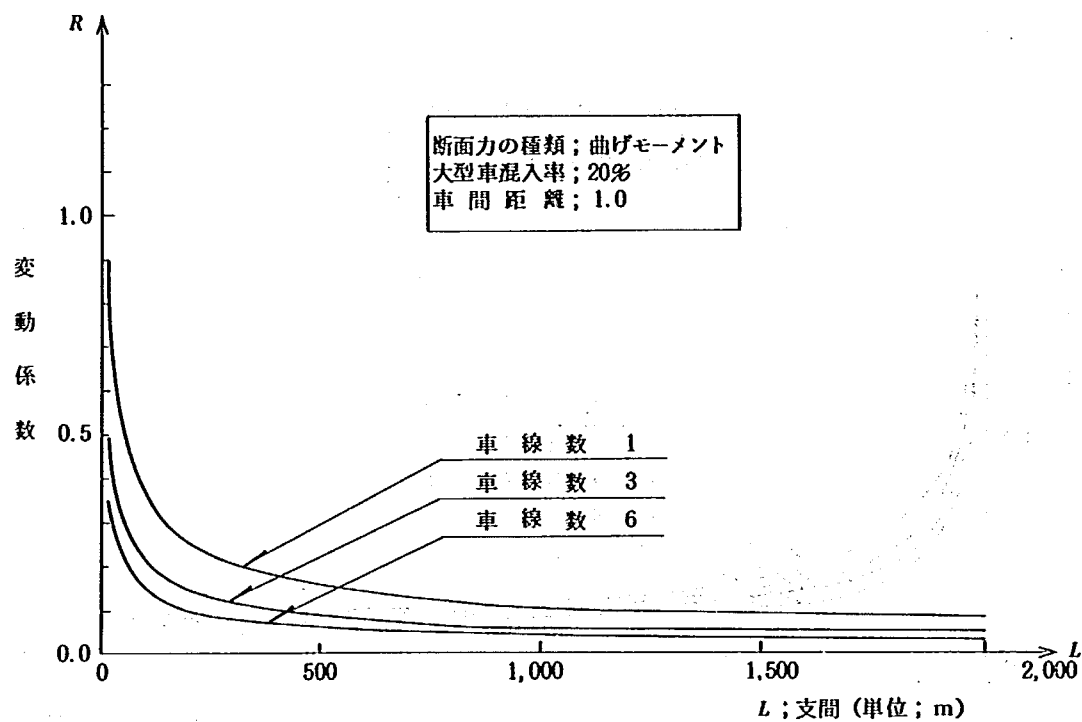


図5-4 シミュレーション結果

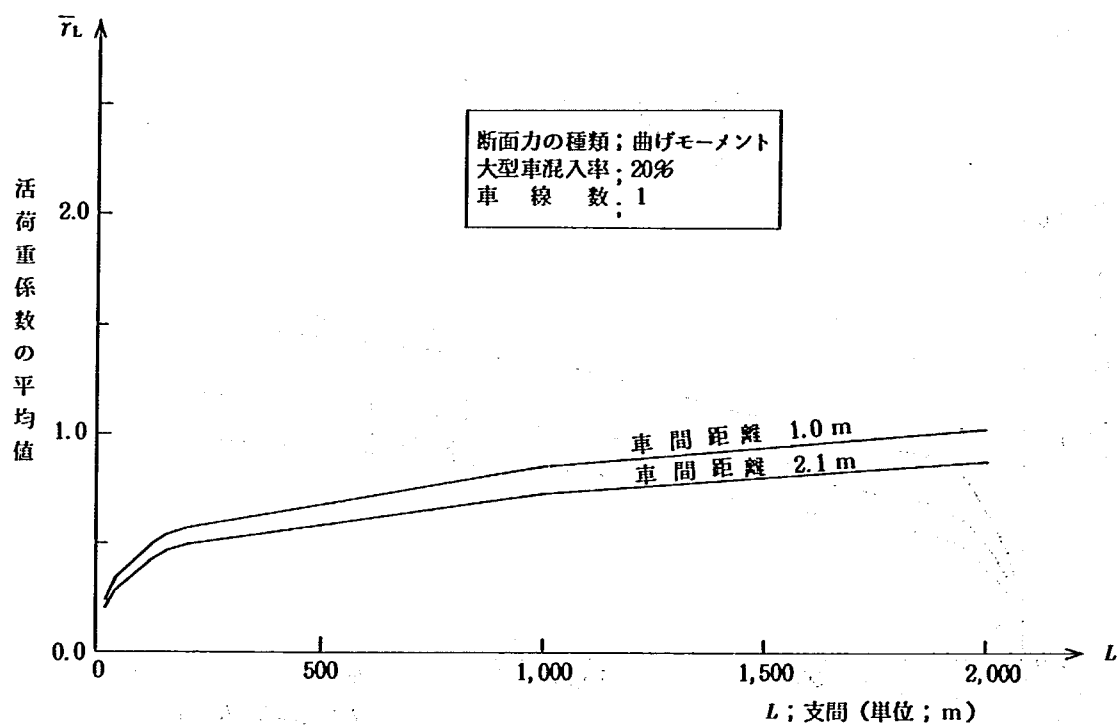


図5-5 シミュレーション結果

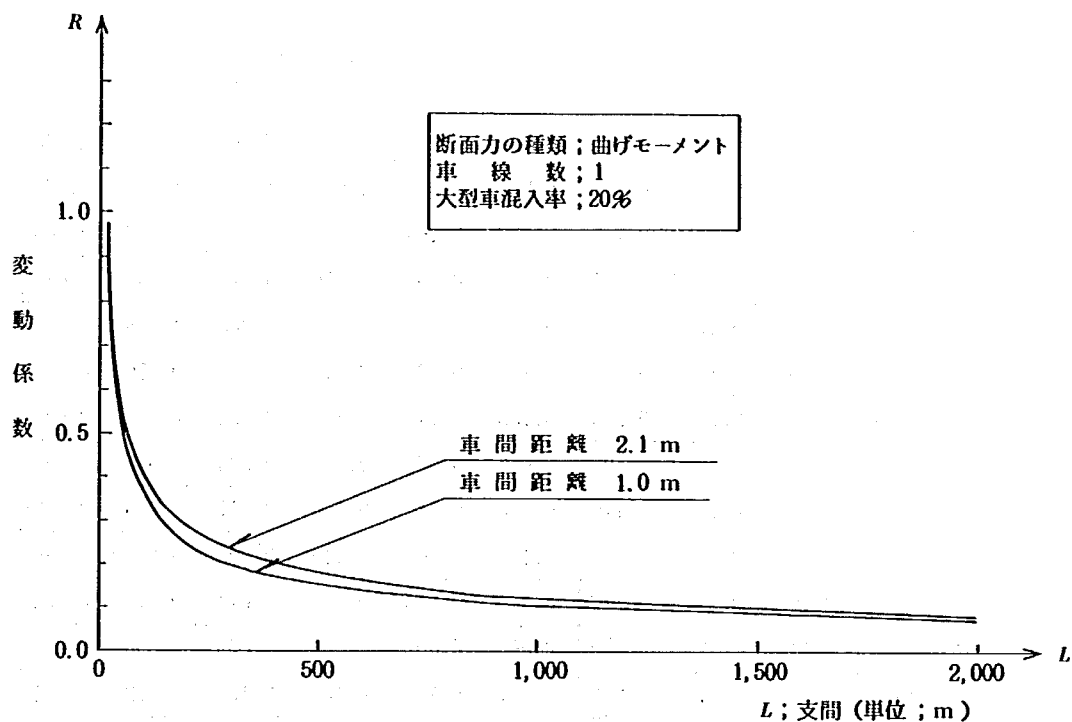


図5-6 シミュレーション結果

表5-1 シミュレーション結果

断面力の種類; 曲げモーメント
車線数; 1
車間距離; 1.0m

支間 (m)			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
大型車混入率 (%)	40	平均値	0.343	0.464	0.587	0.729	0.778	0.823	0.962	1.223	1.470
		標準偏差	0.231	0.210	0.183	0.180	0.171	0.163	0.123	0.110	0.093
		変動係数	0.673	0.453	0.312	0.247	0.220	0.198	0.128	0.090	0.063
	30	平均値	0.294	0.400	0.507	0.633	0.674	0.711	0.831	1.057	1.269
		標準偏差	0.227	0.207	0.181	0.176	0.167	0.160	0.120	0.107	0.092
		変動係数	0.772	0.518	0.357	0.278	0.248	0.225	0.144	0.101	0.072
	20	平均値	0.240	0.328	0.415	0.519	0.551	0.583	0.679	0.864	1.037
		標準偏差	0.215	0.193	0.171	0.164	0.158	0.150	0.111	0.098	0.085
		変動係数	0.896	0.588	0.412	0.316	0.287	0.257	0.163	0.113	0.082
	10	平均値	0.169	0.241	0.311	0.388	0.412	0.436	0.507	0.643	0.772
		標準偏差	0.166	0.162	0.144	0.139	0.132	0.125	0.092	0.082	0.069
		変動係数	0.982	0.672	0.463	0.358	0.320	0.287	0.181	0.128	0.089
	5	平均値	0.137	0.194	0.249	0.313	0.333	0.352	0.410	0.520	0.625
		標準偏差	0.133	0.128	0.144	0.111	0.106	0.100	0.070	0.063	0.054
		変動係数	0.971	0.660	0.458	0.355	0.318	0.284	0.171	0.121	0.086

表5-2 シミュレーション結果

断面力の種類：曲げモーメント
車線数：3
車間距離：1.0m

支間(m)			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
大型車混入率(%)	40	平均値	0.400	0.554	0.713	0.898	0.956	1.008	1.168	1.482	1.775
		標準偏差	0.154	0.144	0.129	0.130	0.125	0.117	0.085	0.077	0.065
		変動係数	0.385	0.260	0.181	0.145	0.131	0.116	0.073	0.052	0.037
	30	平均値	0.344	0.479	0.617	0.777	0.824	0.869	1.008	1.278	1.530
		標準偏差	0.151	0.143	0.127	0.127	0.120	0.113	0.084	0.076	0.064
		変動係数	0.439	0.299	0.206	0.163	0.146	0.130	0.083	0.059	0.042
	20	平均値	0.280	0.393	0.505	0.635	0.673	0.712	0.825	1.045	1.252
		標準偏差	0.140	0.133	0.119	0.118	0.112	0.106	0.077	0.070	0.058
		変動係数	0.500	0.338	0.236	0.186	0.166	0.149	0.093	0.067	0.046
	10	平均値	0.205	0.291	0.377	0.474	0.503	0.530	0.614	0.778	0.932
		標準偏差	0.115	0.109	0.099	0.098	0.092	0.086	0.063	0.056	0.048
		変動係数	0.561	0.375	0.263	0.207	0.183	0.162	0.103	0.072	0.051
	5	平均値	0.164	0.236	0.304	0.348	0.406	0.429	0.497	0.630	0.753
		標準偏差	0.090	0.089	0.078	0.077	0.072	0.068	0.049	0.044	0.037
		変動係数	0.549	0.377	0.257	0.221	0.177	0.159	0.099	0.077	0.049

表5-3 シミュレーション結果

断面力の種類：曲げモーメント
車線数：6
車間距離：1.0m

支間(m)			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
大型車混入率(%)	40	平均値	0.528	0.736	0.942	1.187	1.252	1.312	1.490	1.881	2.241
		標準偏差	0.143	0.137	0.121	0.120	0.114	0.108	0.077	0.069	0.057
		変動係数	0.271	0.186	0.128	0.101	0.091	0.082	0.052	0.037	0.025
	30	平均値	0.455	0.634	0.814	1.025	1.080	1.132	1.285	1.622	1.932
		標準偏差	0.142	0.134	0.119	0.117	0.111	0.105	0.075	0.067	0.056
		変動係数	0.312	0.211	0.146	0.114	0.103	0.093	0.058	0.041	0.029
	20	平均値	0.371	0.519	0.665	0.838	0.882	0.927	1.051	1.326	1.579
		標準偏差	0.130	0.125	0.111	0.109	0.103	0.097	0.070	0.063	0.053
		変動係数	0.350	0.241	0.167	0.130	0.117	0.105	0.067	0.048	0.034
	10	平均値	0.273	0.386	0.496	0.624	0.658	0.689	0.782	0.987	1.175
		標準偏差	0.107	0.101	0.091	0.089	0.084	0.078	0.056	0.050	0.043
		変動係数	0.392	0.262	0.183	0.143	0.128	0.113	0.072	0.051	0.036
	5	平均値	0.219	0.312	0.400	0.505	0.532	0.558	0.632	0.798	0.951
		標準偏差	0.084	0.080	0.071	0.070	0.066	0.061	0.044	0.040	0.034
		変動係数	0.384	0.256	0.178	0.139	0.124	0.109	0.070	0.050	0.036

表5-4 シミュレーション結果

断面力の種類：曲げモーメント
車線数：1
大型車混入率：20%

支間(m)			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
車 間 距 離	1.0m	平 均 値	0.240	0.328	0.415	0.519	0.551	0.583	0.679	0.864	1.037
		標準偏差	0.215	0.193	0.171	0.164	0.158	0.150	0.111	0.098	0.085
		変動係数	0.896	0.588	0.412	0.316	0.287	0.257	0.163	0.113	0.082
	2.1m	平 均 値	0.207	0.281	0.357	0.443	0.471	0.496	0.577	0.736	0.882
		標準偏差	0.202	0.186	0.163	0.158	0.151	0.143	0.106	0.094	0.080
		変動係数	0.975	0.662	0.457	0.357	0.321	0.288	0.184	0.128	0.091

8-6 活荷重係数計算結果

シミュレーション結果に基づき、極値理論により計算した活荷重係数を表6-1～表6-5および図6-1～図6-5に掲げる。以下、主な項目毎に活荷重係数計算結果を考察する。

なお、ここで、活荷重係数とは、シミュレーション結果および極値理論により推定した自動車列荷重の最大値によって生じる断面力を本四公団が定める設計活荷重（等価 L 荷重）によって生じる断面力で除した値をいう。

(1) ス パ ン

表4-1に示したように、設計活荷重は、スパン 200 m 以下では道路橋示方書の規定に沿って設定がなされており、スパン 200 m を越える場合、土木学会での検討を踏えて別途 L 荷重を設定している。上述したように、活荷重係数は $M_{計算値}$ を $M_{設計活荷重}$ で除しており、結果をみる場合、常に設計活荷重がどのような体系となっているか念頭に置く必要がある。

表6-1でみると、大型車混入率 40 % のケースで、スパン 130 m で 2.767 と最大値を示し、スパン 500 m まで漸減している。スパン 500 m を越えると再び漸増傾向を示し、スパン 1,000 m では 2.471、スパン 2,000 m では 2.528 となっている。この傾向は、大型車混入率、車線数、車間距離を変化させても変わらない。

したがって、本四基準の等価 L 荷重を設計用値とした場合、明石海峡大橋はスパン 1,000 m の橋に比べて、より大きい活荷重係数（安全率）を与える必要があるといえよう。

(2) 車 線 数

明石海峡大橋においては、車線数を 6 として計画がなされている。表6-3（車線数 6 のケース）を基本に考察すれば、大型車混入率 40 %、スパン 2,000 m において、活荷重係数が 2.842 と最も高い値を示している。ただし、この値は、完全渋滞回数が 1 日 100 回と想定され難い条件の場合のものであり、値そのものは割り引いて考える必要がある。

シミュレーションに基づき推定した自動車列荷重を単位面積あたりに換算すると、車線数が多くなる程その値は小さくなると考えられる。一方、車線数が多くなる程設計 L 荷重は低減されているので、車線数が活荷重に与える影響については、この両者を考慮する必要がある。

図6-2において、車線数6のケースが活荷重係数の最大を与え、車線数3のケースが最小を与えているのはこの点に關係する。

(3) 車 間 距 離

シミュレーション結果と同様に車間距離1.0mの活荷重係数の値が車間距離2.1mの値より大きい。しかしながら、どのスパンをとっても車間距離1.0mと2.1mの活荷重係数の比は1.1程度であり、大きな相違はない。したがって、供用期間中において、完全渋滞と自然渋滞の発生する回数を考慮に入れるとこの程度の値の隔りは場合によって逆転する可能性がある。

(4) 供 用 期 間

供用期間(再現期間)による活荷重係数の違いをみたものが、図6-4である。再現期間が長くなる程、活荷重係数の増大は鈍る傾向にあり、再現期間100年を超えるとさらに鈍化傾向を示し、再現期間を200年としても、100年の場合の活荷重係数の1.02倍程度である。

(5) 供用期間と完全渋滞回数

設計L荷重と設計用値として固定した場合、どのような活荷重係数(安全率)を設定するかは、大型車混入率をどの程度と想定するかはもちろんのこと、完全渋滞が供用期間内にどれだけ発生するかに密接にかかわってくる。

明石海峡大橋において、完全渋滞が使用期間中毎日10回以上発生することは、交通需要が増大すると予想される将来においても想定され難いし、橋の両端において完全渋滞が発生しないよう交通制御を行うことも可能であるので、完全渋滞回数10回以上/日は適切な仮定ではないであろう。

図6-5は1日当りの完全渋滞回数を変数に活荷重係数をプロットしたものであるが、この図が示すように渋滞回数20回/月以上となると活荷重係数値は大きく変動しないが、それ以上となると急激に低減する。

表6-5は再現期間と渋滞回数による活荷重係数の変化を示したものである。前述したが、活荷重係数は供用期間内の渋滞回数によって決まるので、表6-5に示すように、供用期間100年、渋滞回数1回/日と、供用期間10年10回/日との活荷重係数は等しくなる。したがって、供用期間5年、完全渋滞回数1回/日の活荷重係数値は、供用期間100年において完全渋滞が20日に1度発生することと等価である。

明石海峡大橋において完全渋滞が1カ月に1度程度発生することは過大にすぎる仮定と考えられるが、この仮定をおくと、スパン2,000m、大型車混入率20%、連線数1において、活荷重係数は、1.5程度となる。

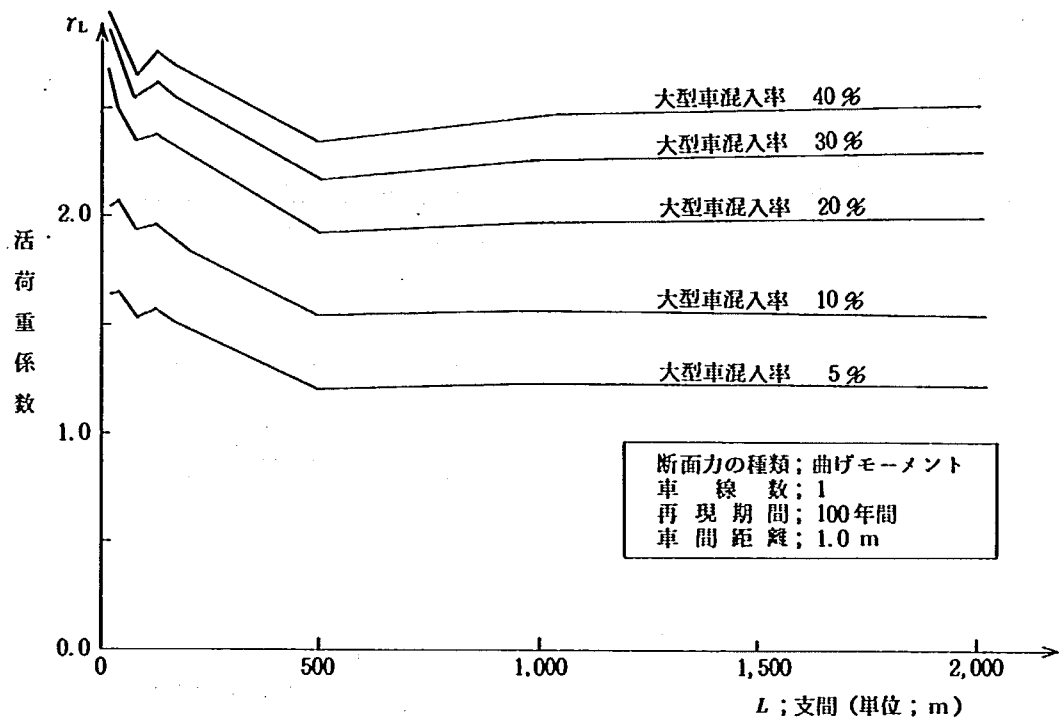


図6—1 活荷重係数計算結果

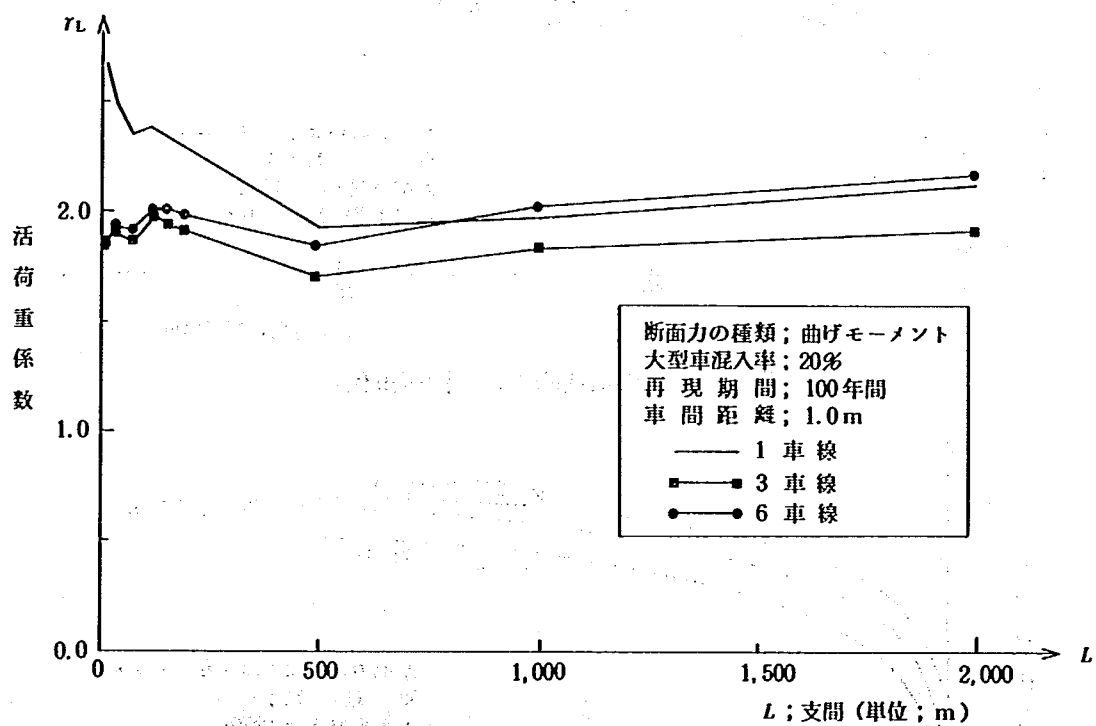


図6—2 活荷重係数計算結果

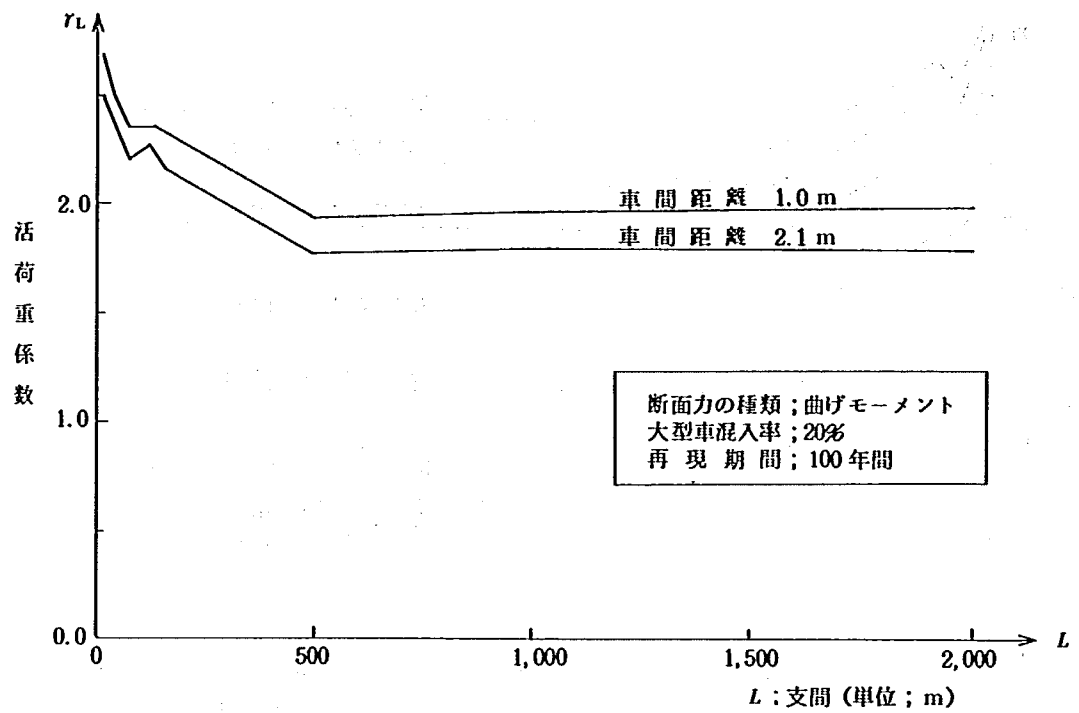


図6-3 活荷重係数計算結果

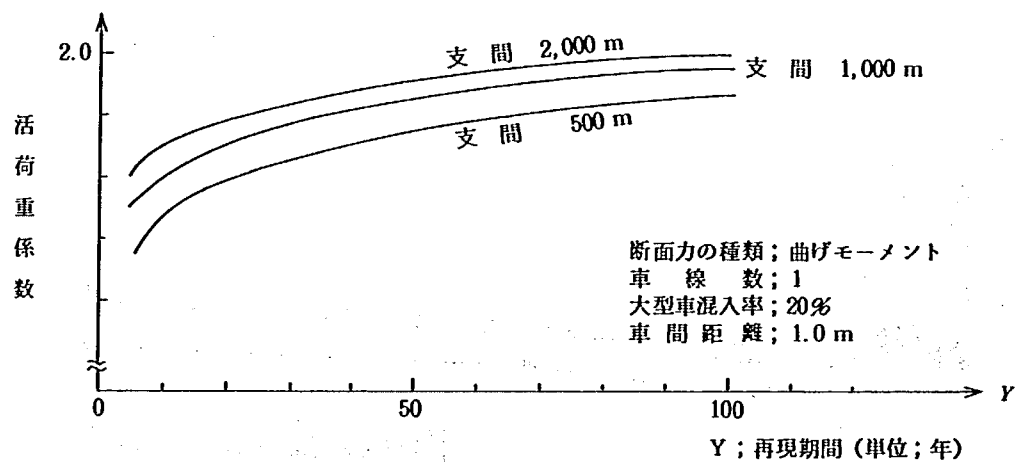


図6-4 供用期間ごとの活荷重係数

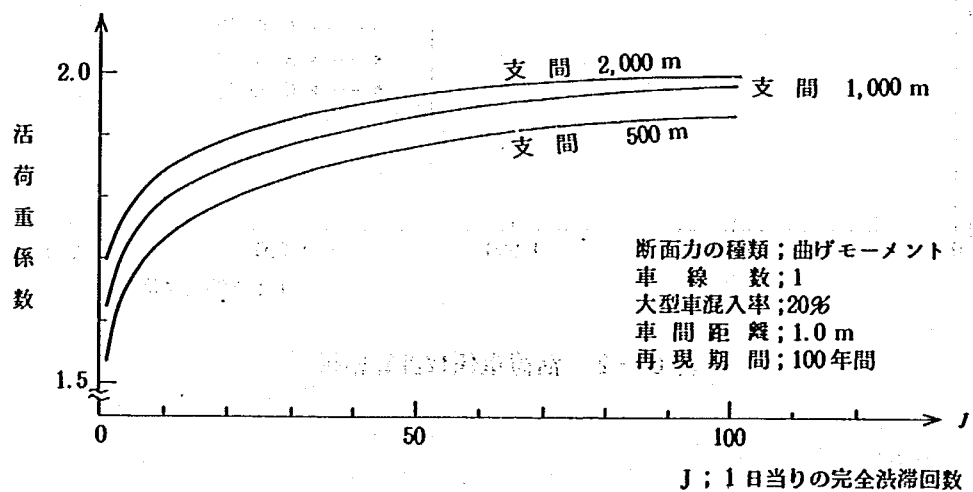


図6-5 渋滞回数ごとの活荷重係数

表6-1 活荷重係数計算結果

断面力の種類：曲げモーメント
 車線数：1
 再現期間：100年間
 車間距離：1.0m
 渋滞回数：100回/日

支間(m)		20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000	
活荷重係数 γ_L	大型車混入率%	40	2.955	2.843	2.658	2.767	2.715	2.665	2.350	2.471	2.528
		30	2.864	2.747	2.556	2.629	2.569	2.522	2.186	2.265	2.311
		20	2.681	2.513	2.348	2.381	2.341	2.289	1.936	1.979	2.001
		10	2.050	2.082	1.944	1.960	1.909	1.855	1.546	1.573	1.550
		5	1.642	1.647	1.540	1.575	1.537	1.486	1.208	1.237	1.231

表6-2 活荷重係数計算結果

断面力の種類：曲げモーメント
 車線数：3
 再現期間：100年間
 車間距離：1.0m
 渋滞回数：100回/日

支間(m)		20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000	
活荷重係数 γ	大型車混入率%	40	2.147	2.188	2.176	2.368	2.372	2.336	2.132	2.354	2.511
		30	2.058	2.102	2.058	2.215	2.186	2.154	1.961	2.137	2.250
		20	1.869	1.903	1.857	1.976	1.938	1.909	1.700	1.837	1.910
		10	1.510	1.531	1.496	1.579	1.540	1.510	1.324	1.408	1.480
		5	1.185	1.239	1.191	1.253	1.217	1.202	1.051	1.126	1.176

表6-3 活荷重係数計算結果

断面力の種類：曲げモーメント
 車線数：6
 再現期間：100年間
 車間距離：1.0m
 渋滞回数：100回/日

支間(m)			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
活荷重係数 γ_L	大型車混入率%	40	2.149	2.286	2.317	2.550	2.547	2.538	2.362	2.658	2.889
		30	2.064	2.148	2.160	2.354	2.340	2.325	2.134	2.384	2.565
		20	1.844	1.936	1.922	2.076	2.052	2.028	1.844	2.034	2.180
		10	1.485	1.525	1.530	1.635	1.612	1.575	1.416	1.559	1.666
		5	1.172	1.221	1.200	1.300	1.282	1.251	1.131	1.248	1.330

表6-4 活荷重係数計算結果

断面力の種類：曲げモーメント
 車線数：1
 再現期間：100年間
 渋滞回数：100回/日

支間 m			20	40	80	130	160	200	500	1,000	2,000
活荷重係数 γ_L	車間距離	1.0m	2.681	2.513	2.348	2.381	2.341	2.289	1.936	1.979	2.001
		2.1m	2.496	2.389	2.205	2.234	2.182	2.117	1.778	1.802	1.789

表 6—5 供用期間および渋滞回数ごとの活荷重係数

断面力の種類：曲げモーメント
 車線数：1
 大型車混入率：20%
 車間距離：1.0m

支間(m)				40	200	500	1,000	2,000
再 現 期 間 (年)	100	渋滞回数 (回/日)	100	2.513	2.289	1.936	1.979	2.001
			10	2.167	2.018	1.737	1.802	1.848
			1	1.821	1.748	1.538	1.625	1.696
	50	渋滞回数 (回/日)	100	2.409	2.207	1.876	1.926	1.955
			10	2.063	1.937	1.677	1.749	1.802
			1	1.717	1.667	1.478	1.572	1.650
	25	渋滞回数 (回/日)	100	2.305	2.126	1.816	1.873	1.909
			10	1.959	1.856	1.617	1.696	1.756
			1	1.612	1.585	1.418	1.519	1.604
	10	渋滞回数 (回/日)	100	2.167	2.018	1.737	1.802	1.848
			10	1.821	1.748	1.538	1.625	1.696
			1	1.475	1.478	1.339	1.449	1.543
	5	渋滞回数 (回/日)	100	2.063	1.937	1.677	1.749	1.802
			10	1.717	1.667	1.478	1.572	1.650
			1	1.370	1.397	1.279	1.396	1.497

8—7 結 論

前章の活荷重係数計算結果に基づき、明石海峡大橋に適用することが妥当と考えられる活荷重係数値を設定するに際しては、いくつかの前提を置かざるを得ない。その前提とは、

(1) スパン=2,000 m

(2) 車線数=6

(以上は、現段階の計画による。)

(3) 大型車混入率=20 %

(大型車混入率が時によって 20 % を越えることは十分予想されるが、完全渋滞時において、しかも、毎回の渋滞時において大型車混入率 20 % を越えることは想定され難い。)

(4) 完全渋滞回数≒1 回/月

(事故率、交通管理体制等を勘案すると、完全渋滞が月に 1 回発生すると仮定することは安全に過ぎるくらいがあるが、係数に与える影響が特に大きいことを考慮した。)

(5) 車線数 6 と車線数 1 の活荷重係数比は、渋滞回数に影響をうけない。

(表 6—1 および表 6—3 より、車線数 6 と車線数 1 の比は 1.071 とする。)

(6) 活荷重係数を求める断面力として、自動車列または設計 L 荷重によってけたに生じる曲げモーメントをとる。
 である。

上記の前提のもとで、設計荷重を現行の設計基準に定める等価 L 荷重とすると、これに乗すべき活荷重係数は 1.59 となる。

8-8 あ と が き

以上、種々の仮定をおいて、明石海峡大橋に限界状態設計法を適用する場合の活荷重 (L 荷重) 係数値を自動車列のシミュレーション等を通じて検討した。種々の仮定自体について十分な検討を加える必要があることは言うまでもないが、今後、さらに検討が必要な事項として以下がある。

- (1) 完全渋滞 (車間距離 1 m) における活荷重係数と自然渋滞 (車間距離 2.1 m) における活荷重係数の比は最大でも 1.119 であり、供用期間中において発生すると予想されるそれぞれの回数を考慮にいと場合によっては自然渋滞の自動車列によって生じる断面力が最大値を示す恐れもあり、自然渋滞に関する検討も必要である。
- (2) (1)に関連するが、低速度で走行する自動車列としてどの程度の衝撃を見込めばよいか検討する必要がある。(完全渋滞は自動車が停止している状態を想定しているが、自然渋滞は低速度で自動車が走行している状態を想定している。)
- (3) シミュレーションの際必要となる大型車の重量分布は国道上で観測されたものを用いたが、自動車専用道でしかも海峡連絡橋である明石海峡大橋の特殊性を吟味する必要がある。
- (4) 活荷重係数を求める断面力として、便宜上けたに生じる曲げモーメントを用いているので、適切な断面力選定について検討を加える必要がある。

また、今年度の調査研究は活荷重に関する検討であり、明石海峡大橋を限界状態設計法により設計するためには、他の荷重および全体安全係数、材料強度などについても調査研究を行う必要があろう。

参 考 文 献

- 1) 佐伯彰一「橋(II)上部構造」道路, 1978, 4.
- 2) 金井道夫「鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析」土木研究資料第 1225 号, 1977, 3.
- 3) 佐伯彰一他「橋梁活荷重の実態と設計安全率」土木研究所資料第 1534 号, 1979, 12.
- 4) 金井道夫他「橋梁活荷重の信頼性解析」土木研究所資料第 1865 号, 1982, 7.

第9章 海中構造物に関する調査試験

海岸研究室 宇多高明
古川博一
山本幸次

9-1 ま え が き

本州四国連絡橋の明石海峡大橋は主塔基礎および築島を海中に建設する計画である。これらの構造物は日本でも有数の速い潮流が流れる明石海峡に建設されるため、潮流の流況や海底および沿岸の地形に影響を与える可能性がある。本調査の目的は基礎工の建設が潮流に及ぼす影響を水理模型実験により明らかにして、対策を検討することである。

基礎工建設による明石海峡周辺の流況変化の解析方法として水理模型実験および数値計算が考えられる。模型実験では1/1,000程度の縮尺でも基礎工の形状を再現できる。一方、数値計算では基礎工部の境界条件の取り方に問題が残る。このため本調査では水理模型実験により解析を行った。

調査は昭和58年度から3ケ年計画で行う。本年度は明石海峡模型水槽の製作と同水槽を用いた潮流の流況特性の再現性検証実験を行った。来年度は基礎工建設に伴う潮流への影響を調査する。最終年度は対策を検討して、これらの成果をとりまとめる。

9-2 明石海峡の概要

明石海峡は図9-1に示すように淡路島により東西に隔てられた大阪湾と播磨灘を結ぶ海峡であり、日本でも有数の速い潮流が流れる海峡である。また昼夜多くの船舶が航行する海上交通の要衝でもある。

明石海峡中央部は、西の播磨灘、東の大阪湾の平均水深が25.6mおよび27.6m¹⁾と比較的浅いのに対して、非常に大きな水深を持つ。特に海峡西方の最深部は水深140mに達する。

明石海峡の潮汐は日潮不等がきわめて顕著であり、毎月の過半数は1日1回潮となる。しかし潮汐が1日

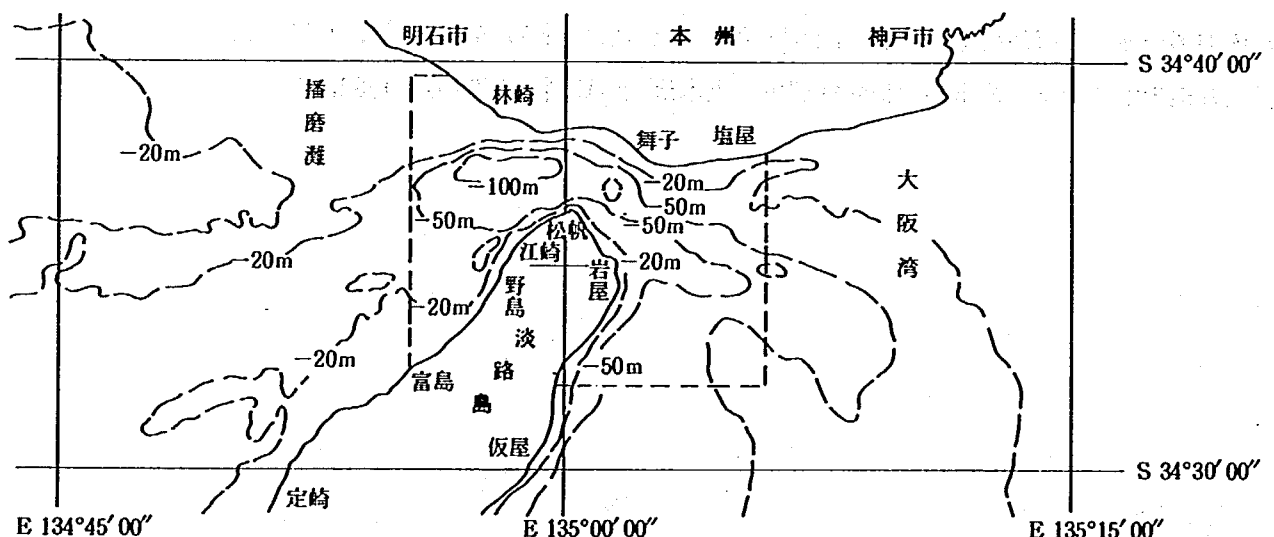


図9-1 明石海峡位置図

1回潮となっても潮流は1日に2回の東流および西流がある。

潮流の流況を調査した結果をとりまとめたのが図9-2²⁾である。流れは大阪湾側あるいは播磨灘側か

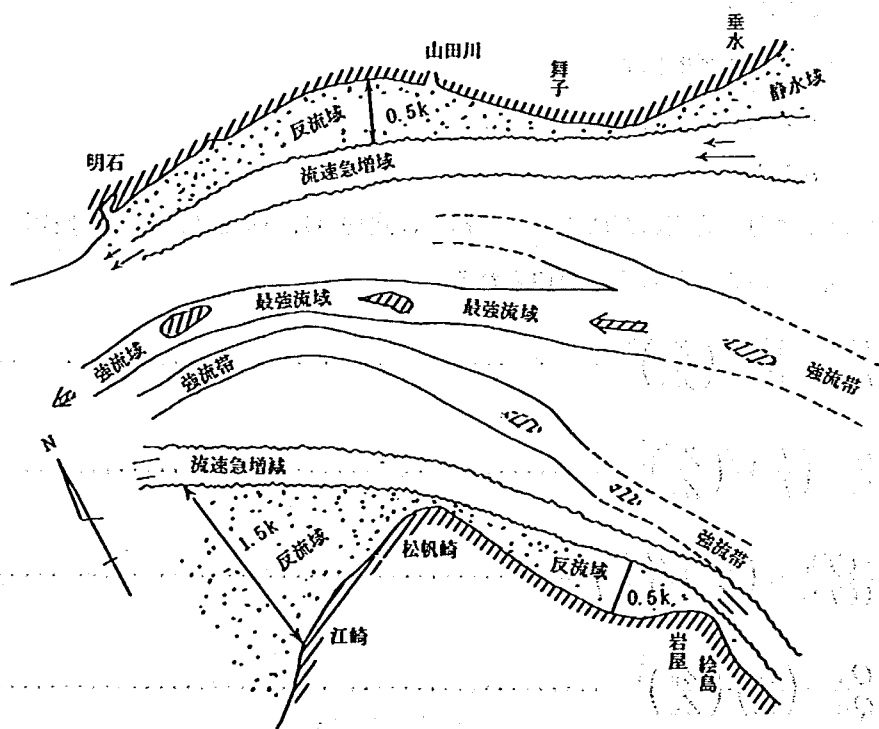
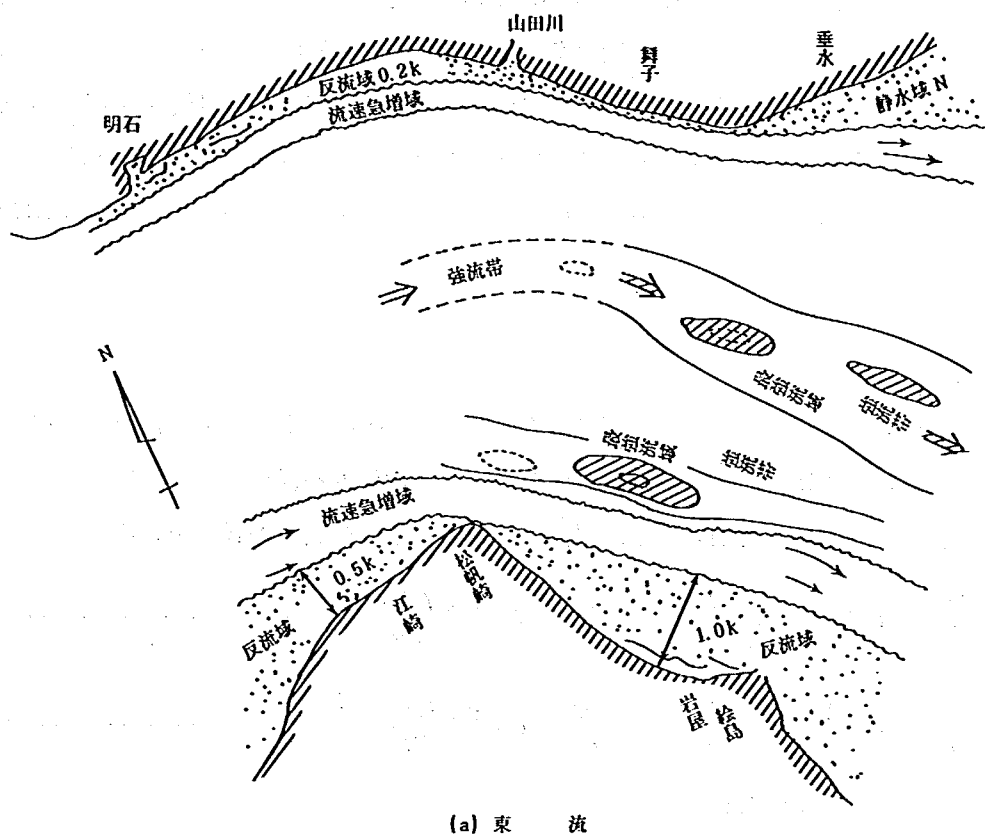


図9-2 潮流概念図

ら徐々に加速されて海峡部に流入する。その流速は水深 60 m の等深線以深の海釜と呼ばれる海域で増大して、海峡最狭部付近で幾本かの強流帯を形成しながらピークに達する。この潮流の主流は海峡の幅の 1/3 を占めて、大潮時の最強流速は 3.1~3.6 m/sec (6~7 kt) に達することがある。主流の北側は岸に向かうにしたがってしだいに流速が減少する。北側の潮流と中央の主流の潮時差は少ない。一方、主流の南側は激流を生じる所があり、この付近では潮時が中央主流部より 20~50 分早い。松帆崎の東南東方向 2.4 km 付近における潮流は中央主流の約 1.4 倍の流速となる。またこの松帆崎周辺水域では東流、西流ともに潮流最強時に大規模な反流域が生じる。主流の流速が減少するとともに、反流域はしだいに海峡中央部に及ぶ。

9-3 相 似 性

水理模型で原形における現象をすべての面で再現することは困難である。実験における相似性とは現象のうちから抽出されたある特定の関係が原型と模型において相似性を保つことを意味する。

一般に潮流実験ではコリオリ力項および水平混合項を無視した運動方程式を用いる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial \xi}{\partial x} - C_f \frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{2h} \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial \xi}{\partial y} - C_f \frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{2h} \quad \dots\dots\dots (9.2)$$

ここに U : x 方向平均流速

V : y 方向平均流速

ξ : 水位

C_f : 底面摩擦係数

g : 重力加速度

h : 水深

原型と模型との間に力学的相似が成立するためには式(9.1), (9.2)について対応する各項の比が等しくなければならない。このことから次式が得られる。

$$\frac{U_p}{U_m} = \frac{V_p}{V_m} = \left(\frac{Z_p}{Z_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (9.3)$$

$$\frac{l_p}{l_m} = \left(\frac{l_p}{l_m} \right) / \left(\frac{Z_p}{Z_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (9.4)$$

$$\frac{(Cf)_p}{(Cf)_m} = \left(\frac{Z_p}{Z_m} \right) / \left(\frac{l_p}{l_m} \right) \quad \dots\dots\dots (9.5)$$

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \left(\frac{l_p}{l_m} \right) \cdot \left(\frac{Z_p}{Z_m} \right)^{\frac{3}{2}} \quad \dots\dots\dots (9.6)$$

ここに添字 P および m は原型および模型を示し、 l_p/l_m および Z_p/Z_m は水平縮尺および鉛直縮尺を表わす。この場合、水平縮尺と鉛直縮尺とを等しくしなければならないという制約は入っておらず、模型の水

平縮尺と鉛直縮尺を変えて歪ましてよい。

9-4 実験設備

明石海峡の潮流は海峡付近の海底地形の影響を強く受けて流れている。このため模型範囲は図9-1に示すとおり明石海峡を中心として大阪湾、播磨灘を一部含む海域とした。具体的には東経135°00′，北緯34°35′の位置を基準点として，東側9 km，西側7 km，北側8.5 km，南側5.5 kmの範囲の水域を模型に再現した。模型のスケールは原型に対して水平縮尺1/1,000，鉛直縮尺1/500とした。模型と原型の主要諸元を表9-1に示す。海底地形は明石瀬戸等深線図³⁾をもととして不足分は海図を用いて設計した。海岸線は1/25,000地形図よりデジタイザーで読み取った。

潮流を発生させる装置として海浜流発生装置を用いた。本装置は図9-3に示すように水槽の一端から取水し他端からその水を吐出することにより，模型水槽に流れを発生させるものである。この装置は周期10-100分の正弦波流量あるいは定常流量として最高5 m³/min（揚程6 m）を循環させることが可能である。

海浜流発生装置の主要機器は次に示すとおりである。

- (1) 揚水ポンプ 1台
型式 SPF型斜流ポンプ
口径 200 mmφ
吐出量 5 m³/min(揚程6 mのとき)
- (2) 電動バタフライ弁 4ヶ
- (3) 流量制御装置
 - i) 流量制御弁 1ヶ
 - ii) 正弦波信号発生装置 1台
 - iii) サーボ駆動装置 1台
 - iv) 流量計 1台
- (4) 分散管 3本

表9-1 模型諸元

	原 型	模 型
水 平 縮 尺	1,000	1
明 石 海 峡	4 km	4 m
鉛 直 縮 尺	500	1
最 深 地 点	148 m	29.6 cm
最 間 縮 尺	44.7	1
時 間	12 hr	16 min
流 速 縮 尺	22.4	1
最 大 流 速	9 ノット ²⁾	20.7 cm/sec
流 速	1 ノット	2.3 cm/sec
流 速	1 m/sec	4.5 cm/sec

図-3に示す4ヶの電動バタフライ弁と揚水ポンプを用いて，第1，第2弁開放，第3，第4弁閉鎖あるいはそれぞれの弁の開閉を逆転して，西流あるいは東流の潮流を造りだす。分散管は1ヶ所から多量の水の吸入あるいは吐出を防ぐために数多くの孔を有した塩ビ管である。分散管は模型の形状から大阪湾側に2本，播磨灘側に1本設置した。大阪湾側の2本の分散管の分岐比は手動弁を調節し変えることができる。

水槽内部は図9-3，-4に示すとおり大きく模型水域，分散管設置部およびその間のすりつけ部の3つに分けられる。分散管への空気混入を防ぐため分散管設置部の床面は水深35 cmの水平床として，分散管天端水深は10 cmを確保した。分散管設置部床面より模型床面へのすりつけ部の長さは1 mとした。

水槽の外周は防水コンクリートブロックで造り，ブロック天端高は水面より50 mm立上げた。コンクリートブロックの内側に防水シートを張り詰土を置き，その上に厚さ5 cmのモルタルで海床を製作した。海床面は滑面仕上を行った。

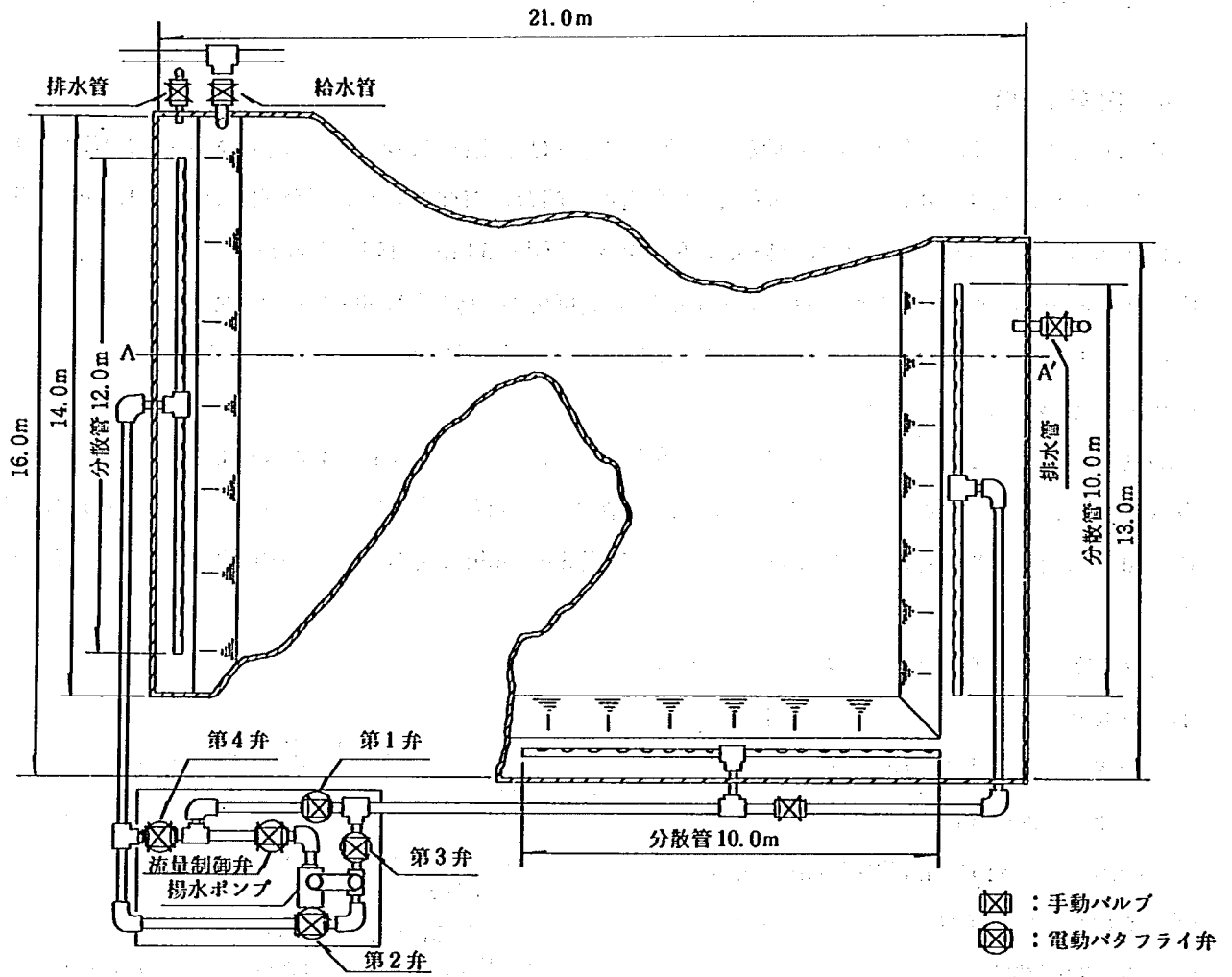


図9-3 模型水槽平面図

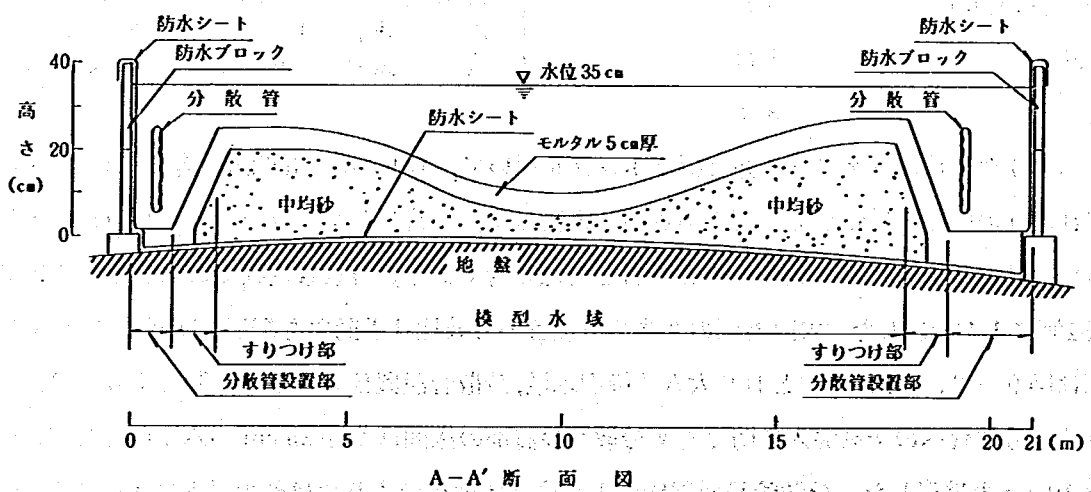


図9-4 模型水槽縦断図

9-5 実 験

9-5-1 実 験 概 要

潮流実験として実験条件を決定するための予備実験、一方向一定流量を流した定常流実験および正弦波流量を流した周期流実験を行い、模型の再現性を検討した。

予備実験では定常流量で海峡中央部の代表地点1点の流速を測定して本実験の実験条件決定の資料とした。定常流実験では流向を変えてそれぞれ3ケースずつ流況を測定した。周期流実験では流況と流速を測定した。流速は海峡中央部7地点で測定した。

周期流実験による流況は明石海峡潮流流況図⁴⁾と比較して、その再現性を確認した。この潮流流況図は海峡を航行する船舶の使用に供するために作られたもので、潮流1周期の潮流の変化を位相の異なった12枚1組の図で表わしたものである。その範囲はほぼ模型の範囲と一致する。

9-5-2 実験条件および測定方法

実験条件はあらかじめ予備実験を行いその資料をもとに決定した。まず大阪湾側の2本の分散管の分岐バルブの開度を決定するために定常流を流した。その流向よりバルブ開度を25%とした。次に模型の特性を把握するために流量制御弁の開度～流量～海峡中央部代表地点の流速を西流、東流それぞれ定常流を流して求めた。流量と流速の関係を図9-5に示す。流速は絶対値で表示した。西流時には流速が流量と比例する。一方、東流時には西流時に比較して同一流量に対し流速が遅く、また流速と流量の関係も明確な比例関係とならない。東流と西流でこのような異なった結果を示す理由は9.5.3で明らかにするが、西流時の流速が海峡の流速を代表すると考えて実験条件を決定した。

定常流実験の条件は表9-2に、また周期流実験の条件は図9-6にとりまとめた。定常流実験ではフロート追跡により流況を測定したが、4ケースは周期流実験の流況測定と対応させ、他の2ケースは大潮時の最強時流況に対応させた。ケース4～6(西流)の海峡中央部の流速は図9-5よりそれぞれ1.7 m/sec, 2.6 m/sec, 3.6 m/secとなる。周期流実験では西流から東流への転流時を位相0として、流況測定は $\pi/6$ 位相ごとに12回、流況測定は $\pi/8$ 位相ごとに17回実施した。

流況測定は直径30 mmの円形フロートと一辺が20 mmの正方形フロートをモータドライブカメラで追跡することにより求めた。写真撮影間隔は2秒(現地スケール89秒)として1回の測定で12枚連続撮影した。流速測定は検知部分が直径8 mmのX-Y軸方向二成分測定電磁流速計を用いた。流速計は現地水深15 m相当の深さに設置した。

9-5-3 定 常 流 実 験

明石海峡の潮流の特性を把握するため、定常流実験を行った。その結果を東流時と西流時に分けてまとめた。

東流時のケース1～3の流況を図9-7に示す。東流時の流況の特徴は次のとおりである。

- 1) 海峡中央部の潮流は海峡の北側よりも南側、淡路島側が早く、流向は東である。
- 2) 反流域あるいは静水域が3ヶ所で生じた。場所は淡路島の松帆崎から岩屋の前面、本州側では海峡の東側垂水～塩屋の前面および海峡の西側林崎前面である。いずれも大規模なものでない。
- 3) 本州側、明石～山田川～舞子の前面では岸に沿って東に流れる潮流がある。

以上の傾向は流量の異なったケース1～3のいずれにもあてはまる。図9-7内に予備実験で流速を測定

した場所を A 点と示した。海峡中央部では主流が南側に片寄っているため、ケース 1~3 での A 地点の流速はほぼ一定である。潮流概念図 (図 9-2) と比較すれば主流部の流況がよく一致している。しかし図 9-2 に現われている淡路島西岸の反流域が実験では再現されていない。

西流時のケース 4~6 の流況を図 9-8 に示す。流況の特徴は次のとおりである。

- 1) 海峡中央部では中央の A 地点付近の潮流が最も早く、流向は西北西である。
- 2) 松帆崎の西側で大規模な反流域を生じている。他に本州側、明石~山田川の前面で反流を生じている。

以上が西流時流況の特徴であり、図 9-2 と比較して主流部の流況がよく一致している。しかし淡路島の東側での反流域が実験では再現できなかった。

9-5-4 周期流実験

各位相時の流況の再現性を確認するため、潮流流況図と比較を行った。まず実験と潮流流況図が同一条件でないため、潮流流況図の流速を修正した。流向の修正は行わなかった。流速の修正の方法は西流時、東流時に分割してそれぞれ明石海峡潮流標準地点⁵⁾の最強時 (位相 $\pi/2$, $3\pi/2$) の流速を同一場所の実験流速に一致するように引伸ばした。実験流速は後で述べる流速測定結果を用いて、引伸ばし率を東流時 1.11, 西流時 0.93 と求めた。潮流流況図の速度に修正を加え、実験結果と比較したのが図 9-9~14 の 6 枚の流況図である。実験結果 (図(a)) は流向流速をベクトルで示した。0.5 m/sec 以下の流速は・で示した。潮流流況図 (図(b)) の矢印は流向を示すのみである。流速は図中に記した。潮流標準地点は B 点と示した。

図 9-9 は位相 $\pi/2$, 東流最強時の流況図である。(a)の流向は(b)と同じである。しかし流速に関して、(b)では主流部の流速が海峡の西部と東部でほぼ一定であるのに対し、(a)では西部より東部で流速が速く 3 m/sec を越える潮流が現われる。

図 9-10 は位相 $5\pi/6$, 東流の流況である。東流最強時 2 時間後の流況で、(a)では 2 ケ所に反流域がみられる。松帆崎の東方の反流域は東流最強時に比較して大きくなり、本州側林崎前面の反流域も潮流流速の低減とともに明らかになってきた。この状況は(b)とも一致する。

図 9-11 は位相 π , 東流から西流への転流時の流況である。この転流時の流況は非常に複雑である。(a)では流速が 0.5 m/sec 以下の水域が海峡の中央から西側にかけて多く見られるが、播磨灘では反時計回りに潮流が回転している。海峡の東側では淡路島側の反流域が大きく成長した。また本州側にも反流域が生じて、兩岸付近では西方へ流れる。しかし中央では東方への流れが残っている。この状況は(b)とも一致する。

図 9-12 は位相 $3\pi/2$, 西流最強時の流況図である。淡路島の東岸を北西に流れて明石沿岸へ向う潮流が主流である。(a)では松帆崎の西方に渦が現われる。反流域の大きさは定常流実験ケース 5 と同程度であるが、(b)と比較して大きくなっている。

図 9-13 は位相 $5\pi/3$, 西流の流況である。(a)では松帆崎西側の渦が主流部の潮流の減速とともに成長した。また松帆崎東側と舞子前面に反流域が現われた。松帆崎西側の反流域は(b)と比較して非常に大きくなっている。

実験では西流が弱まるにつれ反流域が成長して、位相 2π , 転流時には図 9-14 の流況を示す。(a)と(b)では渦の回転方向が異なる。(a)では播磨灘では松帆崎西側の渦が大きくなり反時計回りに、また舞子前面で

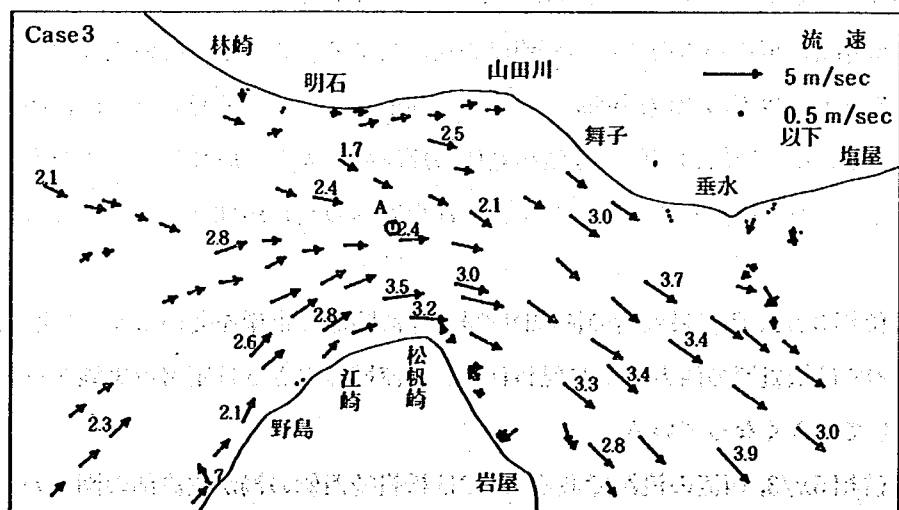
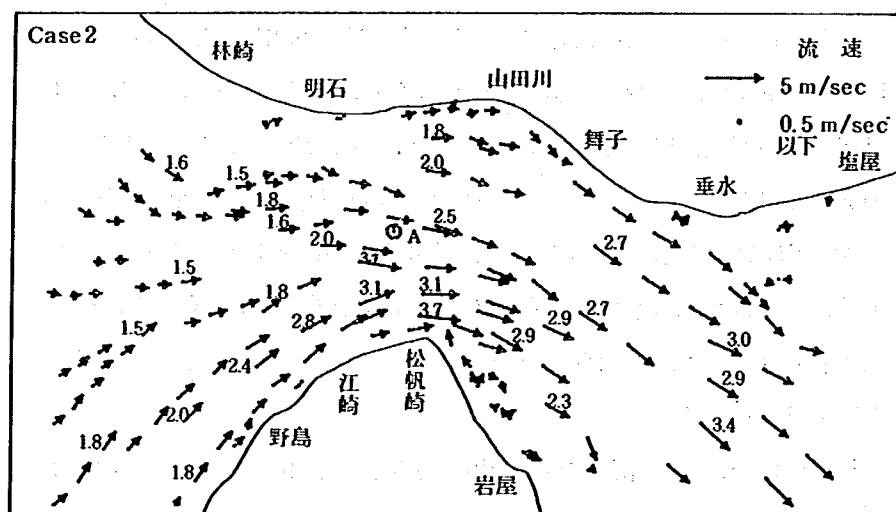
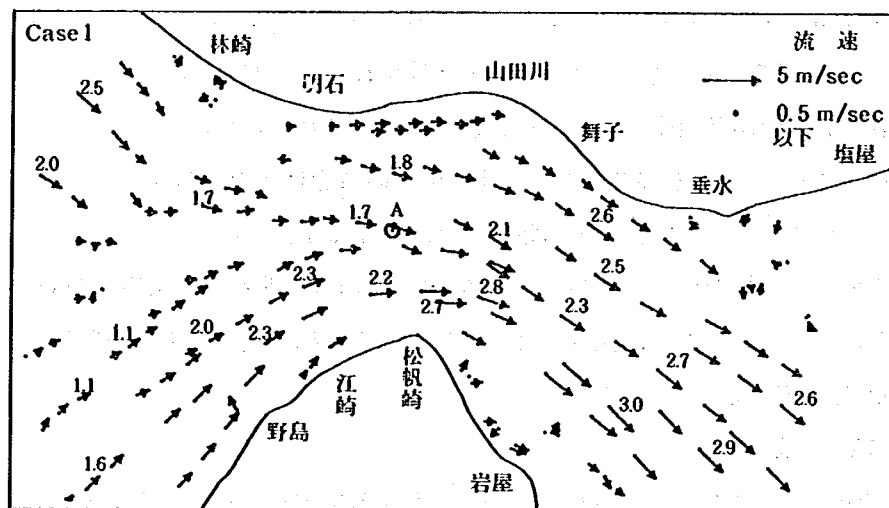


図9-7 定常流流況図(東流)

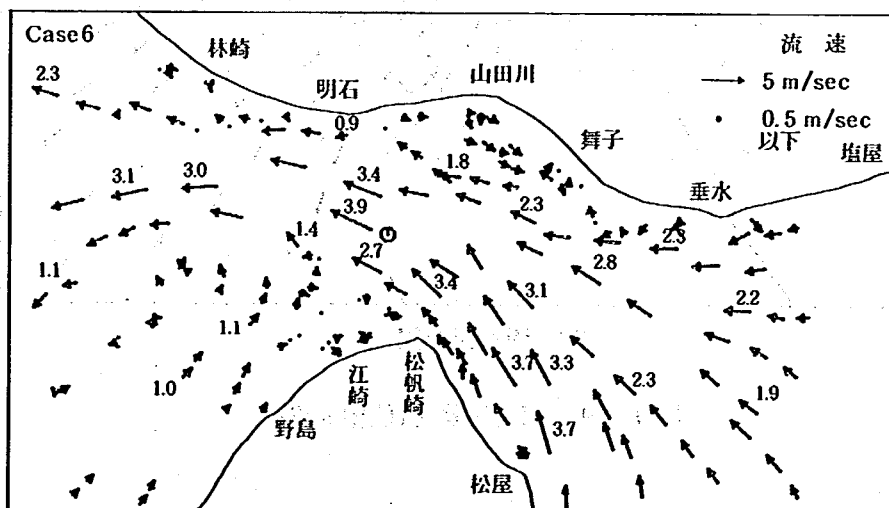
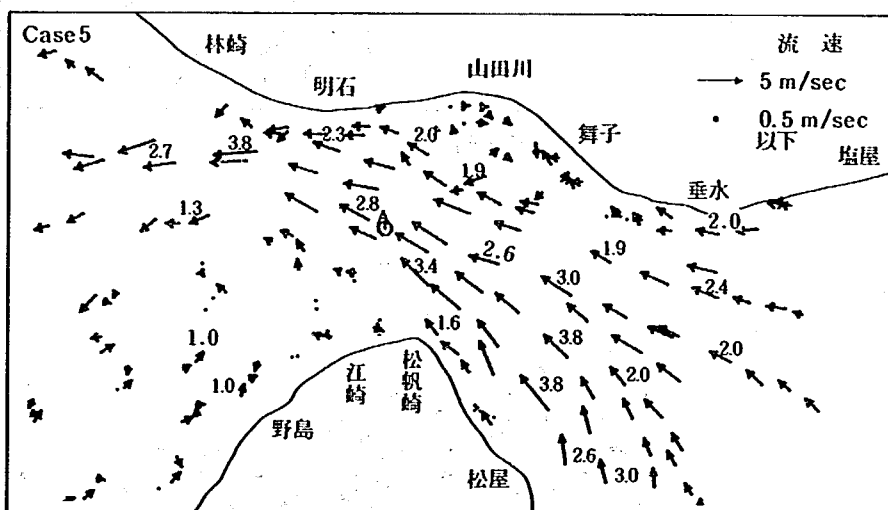
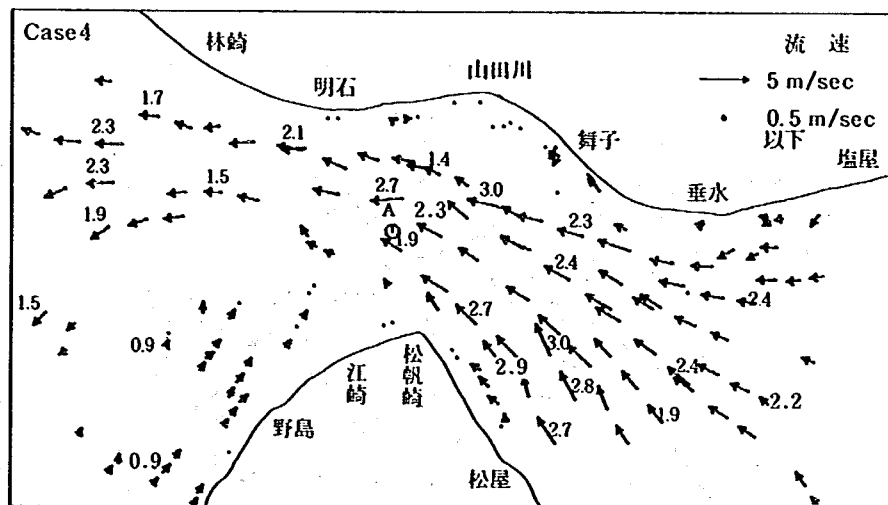
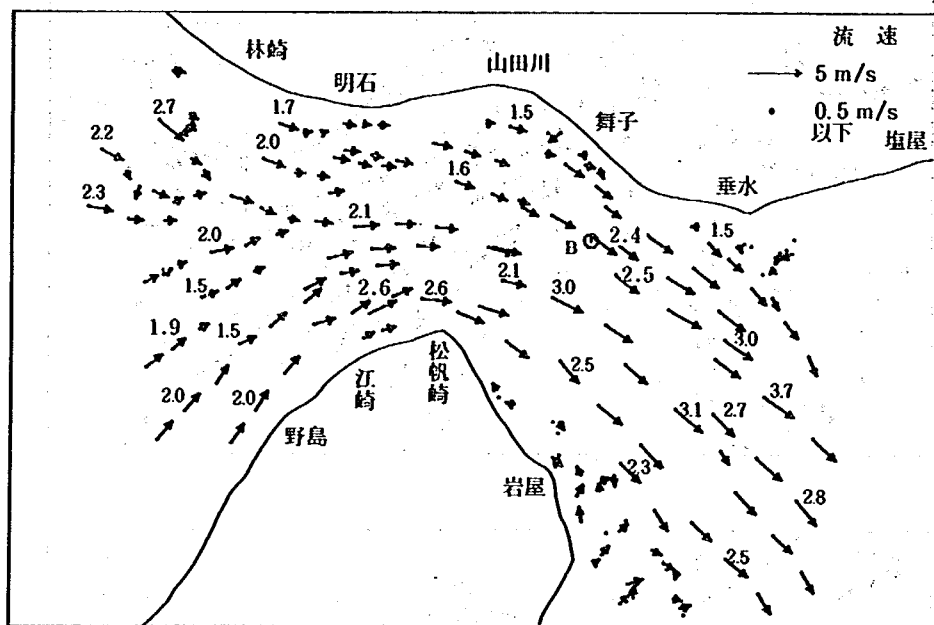
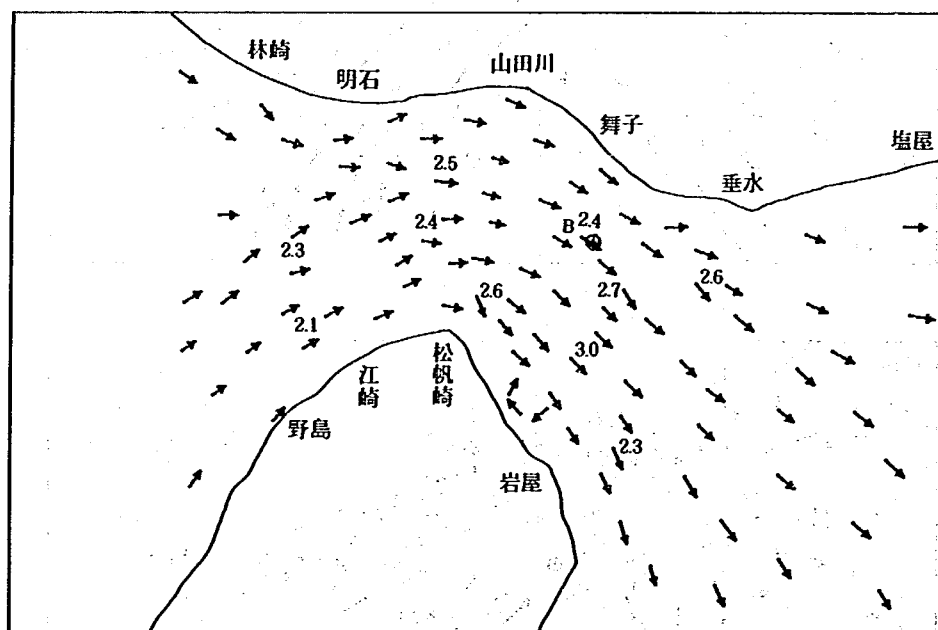


図9-8 定常流流況図(西流)

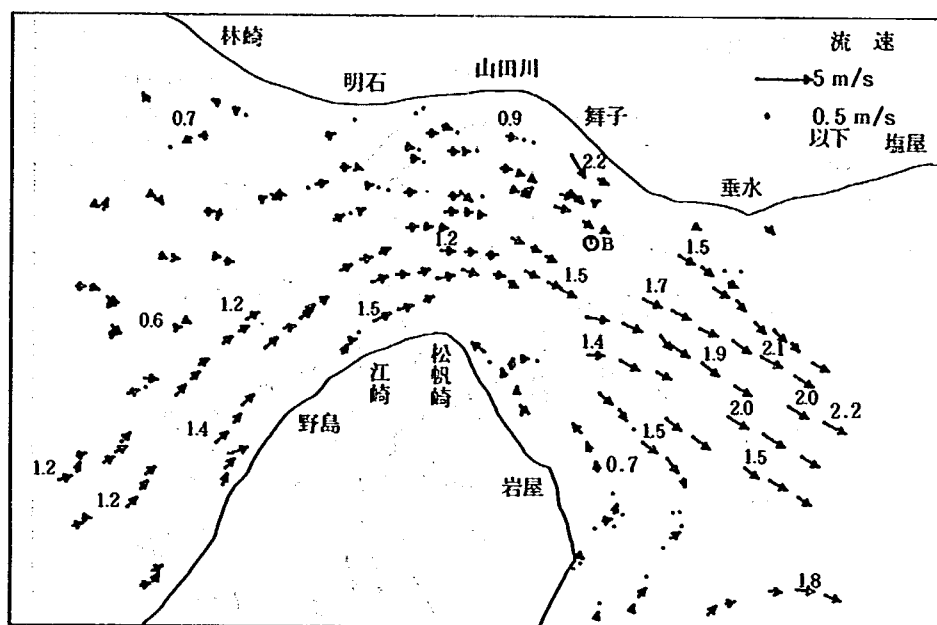


(a) 実験結果

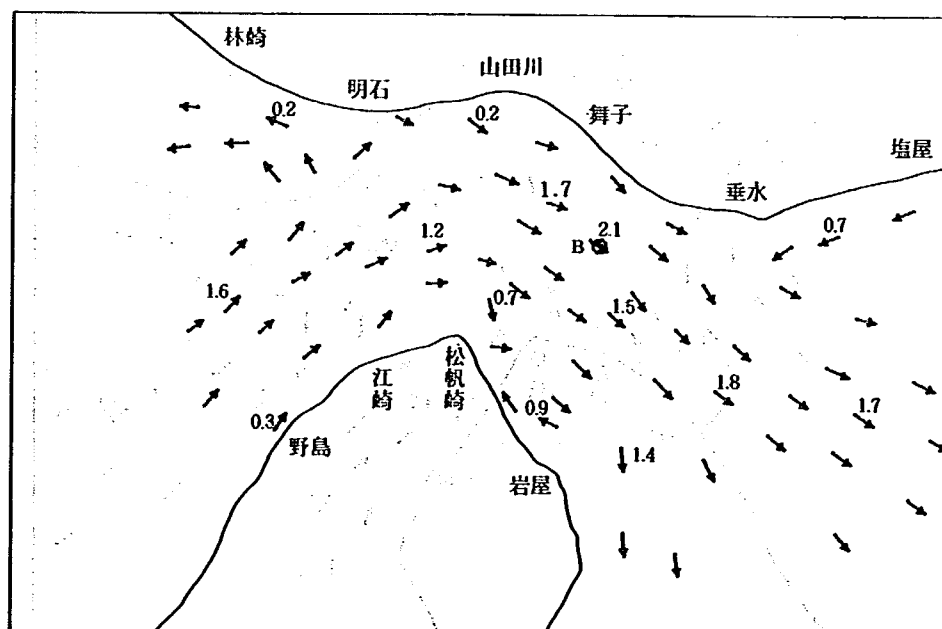


(b) 潮流流況図

図9—9 東流最強時(位相 $\pi/2$)

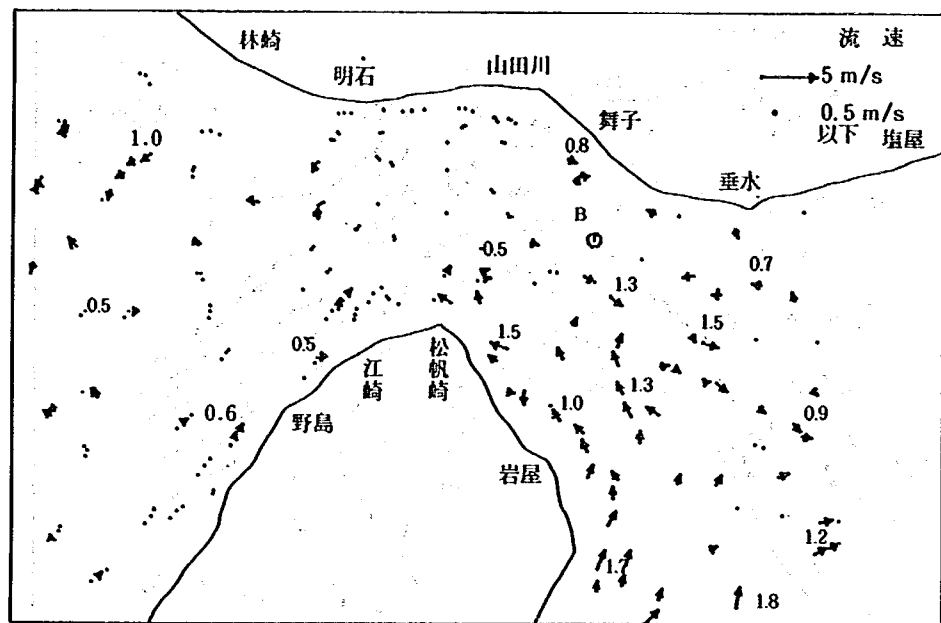


(a) 実験結果

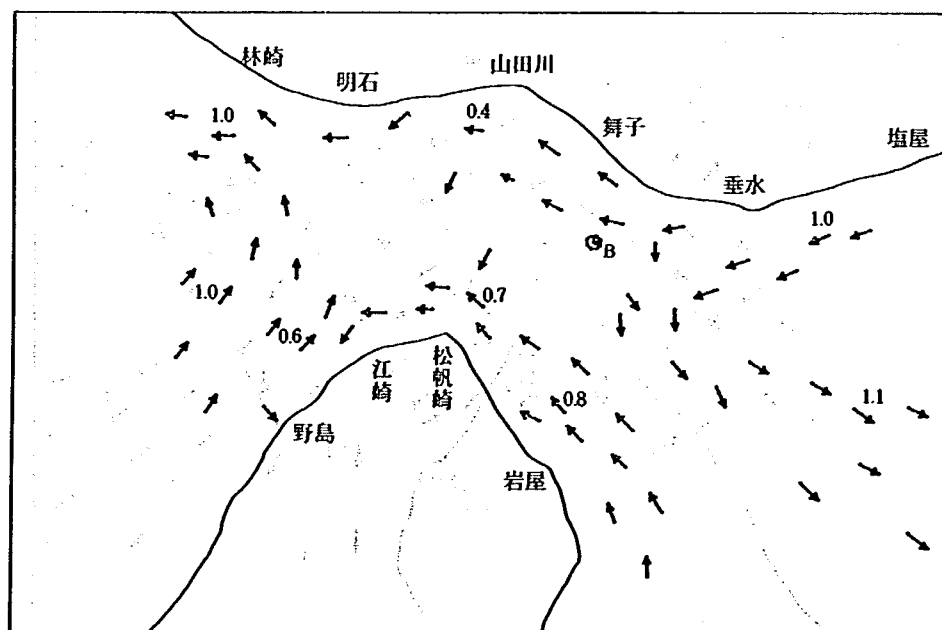


(b) 潮流流況図

図9-10 東流(位相 $5\pi/6$)

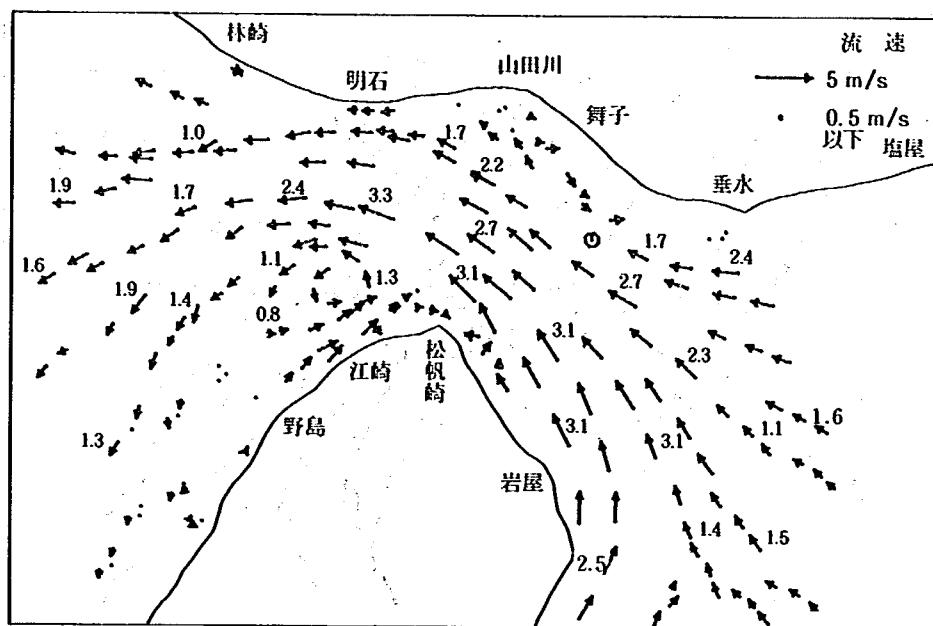


(a) 実験結果

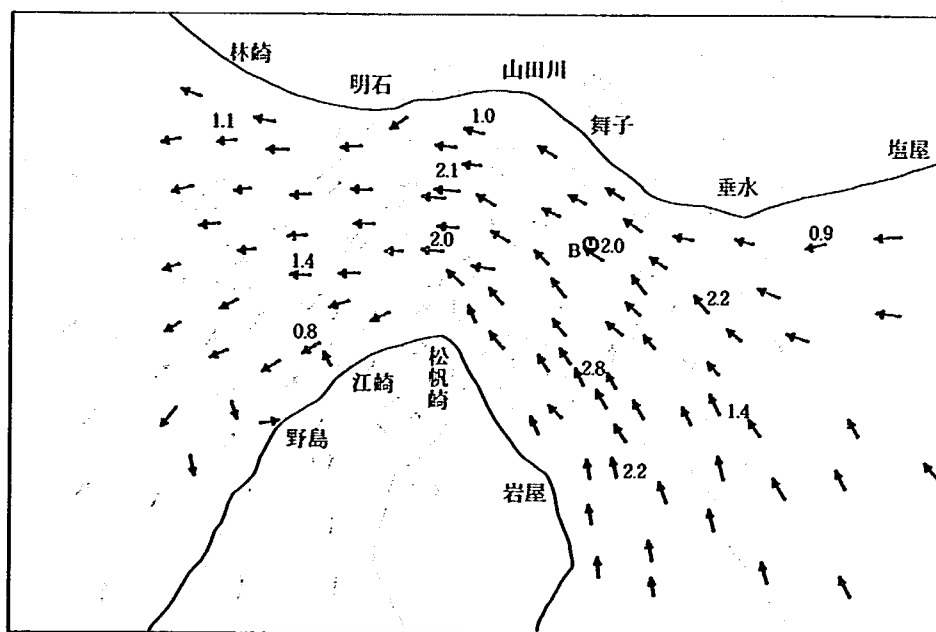


(b) 潮流流況図

図9-11 転流時(位相 π)

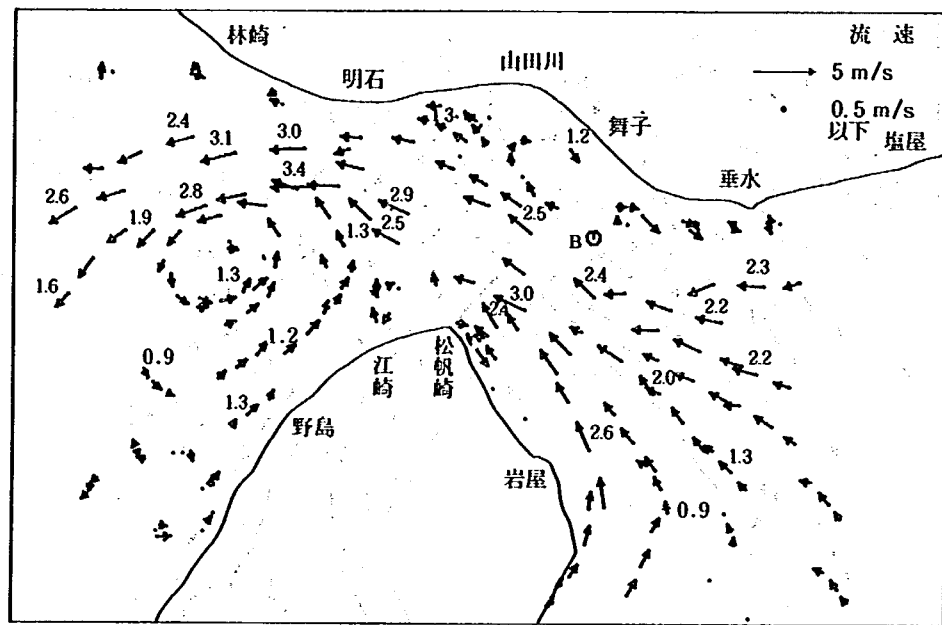


(a) 実験結果

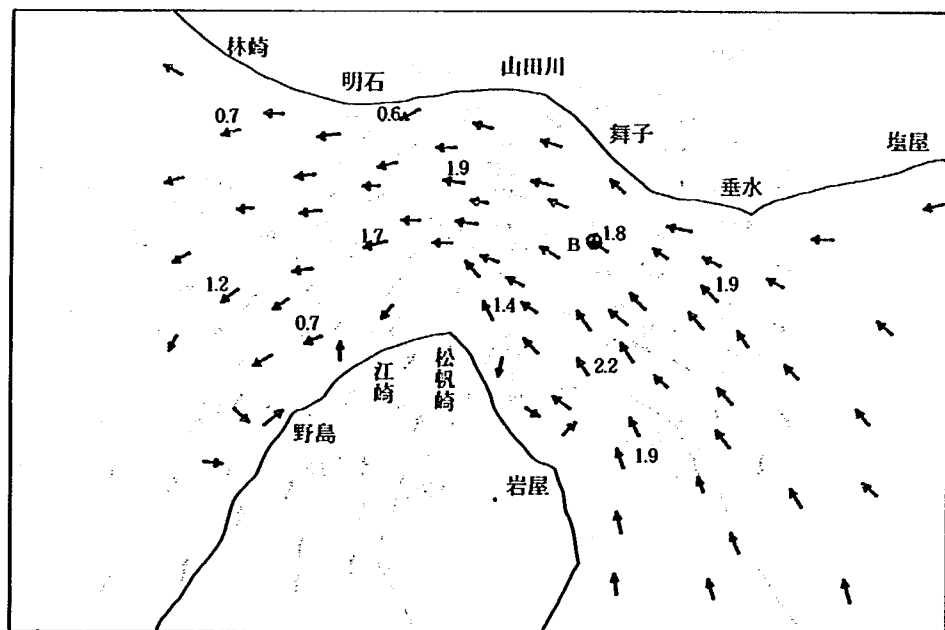


(b) 潮流流況図

図9—12 西流最強時(位相 $3\pi/2$)

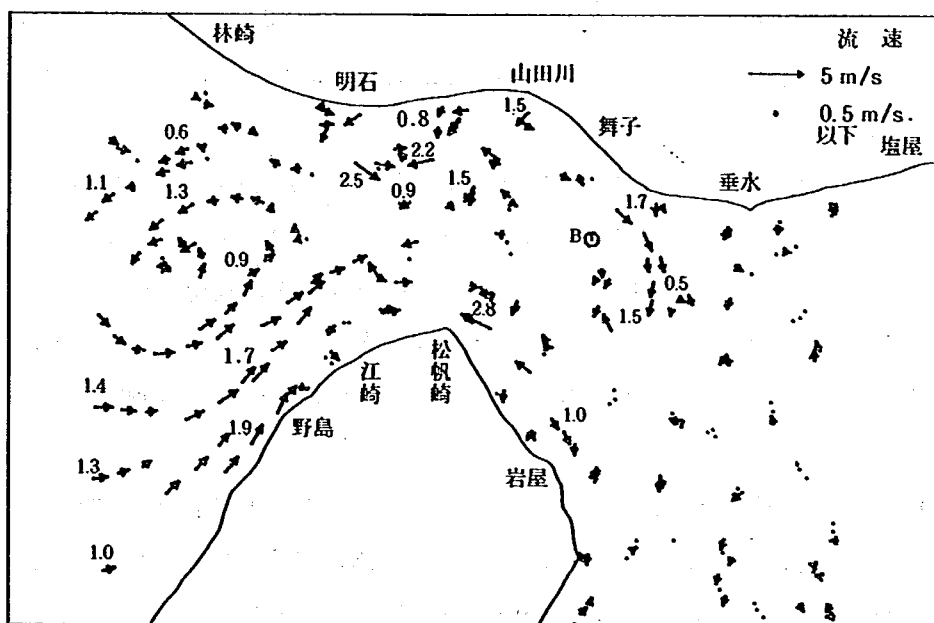


(a) 実験結果

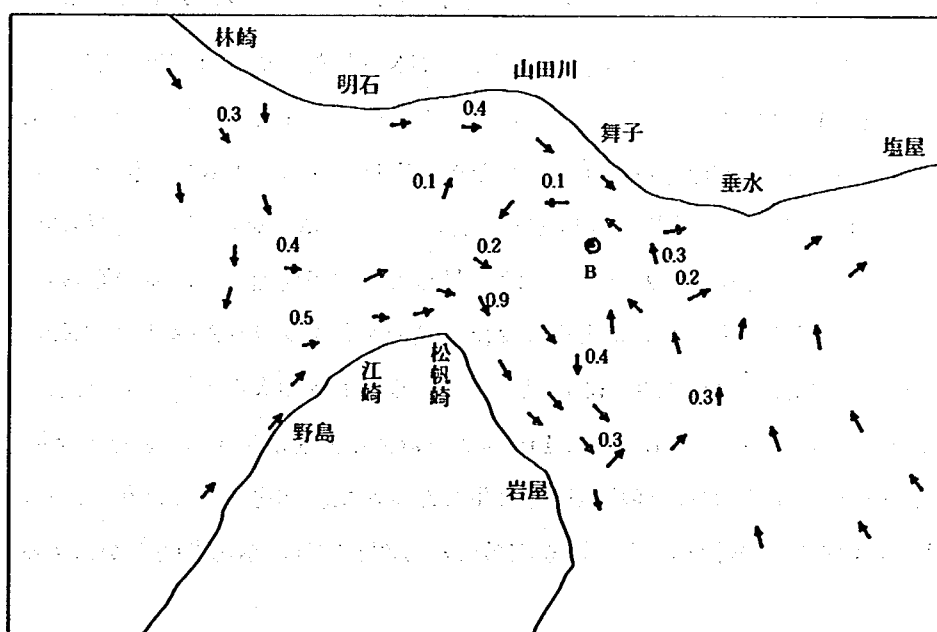


(b) 潮流流況図

図 9-13 西流(位相 $5\pi/3$)



(a) 実験結果



(b) 潮流流況図

図 9-14 転流時(位相 2π)

は時計回りに回転しているが、(b)ではいずれも回転方向が反対になる。

各位相の流況図より潮流の最強時に松帆崎付近や本州側の沿岸で反流域が現われ、主流の減速とともにその水域の拡大する状況が明らかになった。各位相ごとに潮流流況図と比較を行った。主流部の再現性は良好であったが、反流域の再現性には問題が残る。

次に海峡中央部付近の流速測定結果について図9-15に示す。測定場所は東経135°上南北に5点と海上保安庁の潮流予測地点2点の合計7点で1周期内の流速を測定した。No3は図9-7のA点、No7は図9-14のB点に対応する。測定は1周期を16等分し、西流から東流への転流時を0、東流から西流への転流時を8と印した。測定は0(位相0)あるいは8(位相 π)から開始した。終了時は開始時と同一位相として、0'あるいは8'と印した。これにより1周期後の流速が開始時の流速と一致するか検討した。この結果、No1以外で流速は一致した。

同一線上のNo1~5の流速ピーク時に注目すれば次のとおりとなる。東流時、ピーク流速を生ずる位相はNo3が $\pi/2$ (流量最大)に一致する他はピーク時が $\pi/4 \sim 3\pi/8$ とNo3に比較して早くなる。また西流時には、No1~4で $3\pi/2$ (流量最大)となるが、No5では $9\pi/8$ と大幅に早くなる。

続いてベクトル図の形状と流況図を合せて海峡中央部の潮流特性を調べた。まず東流最強時から示す。この時No1~4ではほぼ東に流れるが、No5では東北東に流れる。これは松帆崎の東側に生じた反流域によりNo5付近の流れが北に押しあげられたためである。No6、7では地形の影響を受けて東南東へ流れる。これは図9-9とよく一致している。その後東流の減速時にはNo5以外で流向はほぼ一定である。東流から西流への転流時には図9-11に見られるように海峡中央部の流速は0.5 m/sec以下であるが、図9-15からも同様の結果が得られる。西流が流速を増すのにしたがNo1~4およびNo6では流向が西から西北西へと変わる。No5では反流域に入るため位相 $9\pi/8$ の時点で減速に転じる。No7では西北西方向の流れが南方へ押し下げられる傾向が見られるが、これは図9-12に見られる舞子前面の反流域の影響と考えられる。西流が減速に転じた後は松帆崎西方に生じた大規模な反流域の影響を受けNo2~4およびNo6では流向が北へ寄る。西流から東流への転流時には図9-14に見られるように海峡中央部を挟んで東西に大きな渦が存在し、No7はその渦中に位置するため位相0時に1 m/secを越える流速が生ずる。また東流加速時にNo3および4で一時流向が北へ移動するのは、西流減速時に生じた渦が東流加速時まで存在し、その渦の影響と考えられる。このように流況図と潮流ベクトル図を組合せれば潮流細部の構造を明らかにすることができる。

9-6 再現性の検討

今回の実験の目的は、舞子および松帆崎付近の海域に築島することにより明石海峡の潮流にどのような影響を与えるかを検討することである。築島計画水域は反流が生じやすい場所であり、模型実験の結果反流域や渦の大きさあるいは回転方向が主流部の潮流の流況に影響を与えることが明らかとなった。したがって実験結果から反流域や渦に注目して再現性の検討を行った。

実験結果を潮流概念図あるいは潮流流況図と比較検討すれば次のような結果を得る。

- 1) 潮流主流部の流況や反流域の盛衰の状況についてはかなり現地を再現している。
- 2) 西流時、松帆崎西側に生じる反流域に関して、実験結果の方が発達している。

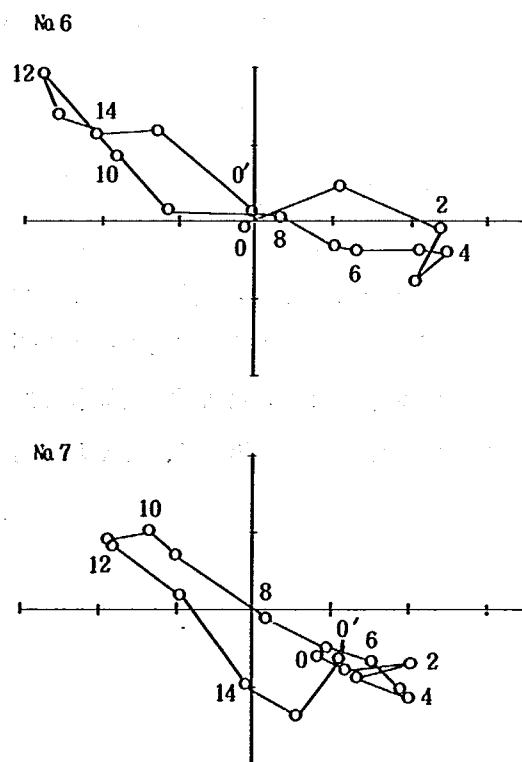
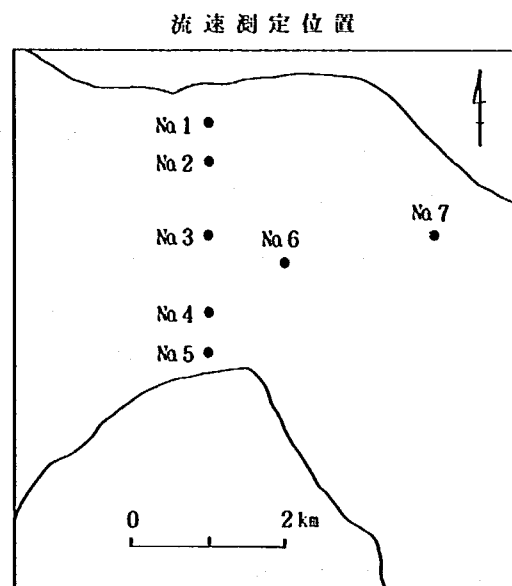
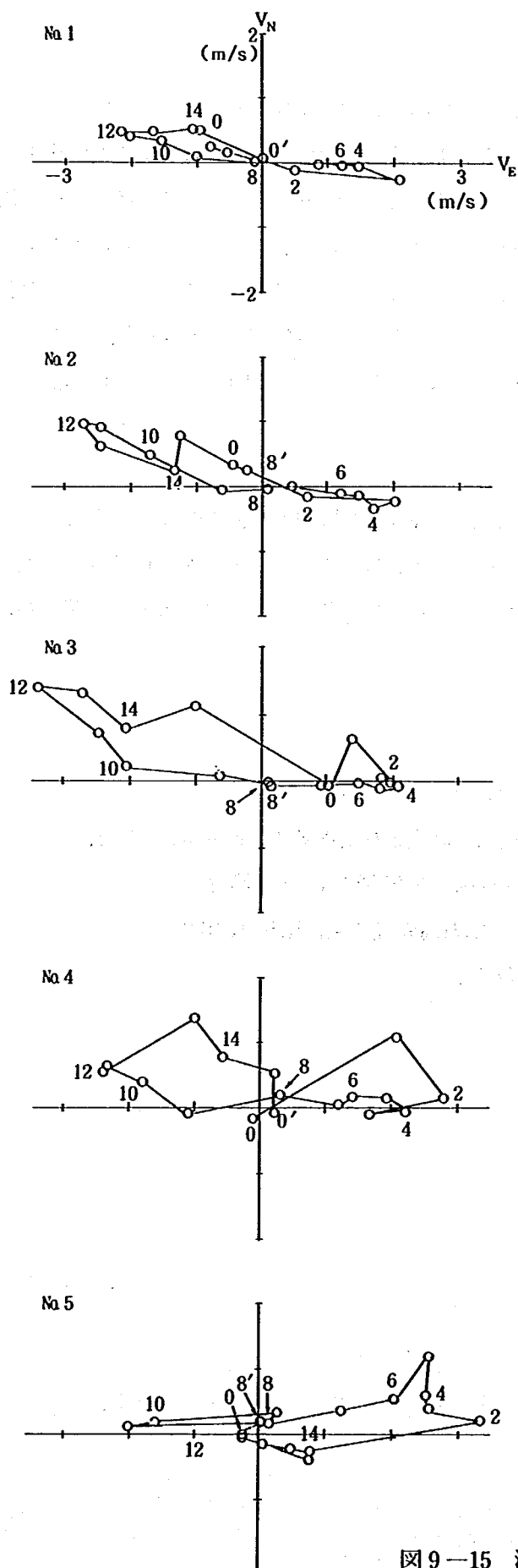


図9-15 潮流ベクトル図

3) 東流時、実験では松帆崎西側の反流域を再現できなかった。

4) 西流から東流への転流時に播磨灘と舞子沖で生じる渦の回転方向が反対である。

2)～4)の問題の原因として次の2つが考えられる。まず第一に播磨灘側の分散管から海峡中央部までの距離が短かく水槽の境界の影響が生じていることである。定常流実験のケース4～6の播磨灘の反流域にはこの境界の影響が明らかに見られた。周期流実験でも水槽の境界の影影を受けている可能性がある。第二の原因として播磨灘側の分散管の中心が淡路島側に片寄っていることである。このためこの分散管から水を吐出する時、つまり東流時に、淡路島に沿って北上する潮流が比較的強くなり反流域が生じないと考えられる。したがって播磨灘の流況を修正することにより、海峡部の流況を再現することは可能である。

9-7 あ と が き

本年度は海中構造物に関する調査試験の初年度として明石海峡の水理模型水槽を造り潮流実験を行った。潮流の流況の再現性の検討を行い、播磨灘の流況を修正すれば現地の潮流流況を再現できる見通しがついた。また各位相時の流況図と各地点の潮流ベクトル図を合せて解析すれば、潮流の細部を明らかにすることができる。

参 考 文 献

- 1) 建設省近畿地方建設局姫路工事事務所：砂と松と汐の流れ，昭和53年11月。
- 2) 本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所：明石海峡大橋検討概要書，昭和54年3月。
- 3) 本州四国連絡橋公団神戸調査事務所：明石瀬戸等深線図，昭和32年，38年測量。
- 4) 海上保安庁：海図第6202号，鳴門海峡・友島水道・明石海峡潮流図，昭和41年3月。
- 5) 海上保安庁：潮汐表第1巻，日本及び付近，昭和58年。

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第 2086 号
昭和 59 年 3 月

建設省土木研究所橋梁計画官

要 旨

本四公団受託研究に関する58年度の報告書である。



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
橋梁計画官
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2086号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印