

土 木 研 究 所 資 料
第1792号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和 57 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) 長距離騒音伝搬に関する調査	1
2) 大気拡散風洞を使用した模型実験	1
1-2 舗装基準に関する調査試験	2
1) 長浦試験舗装調査	2
2) 土研大ループ鋼床版舗装調査	2
3) 鋼床版舗装の現況調査	2
1-3 基礎工に関する調査試験	3
1-4 耐風調査	4
1-5 鋼床版構造に関する調査試験	5
1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	6
1-7 長大橋の耐震性に関する調査試験	7
1-8 海峡部長大橋照明設備に関する調査試験	8
第2章 交通環境に関する調査試験	11
2-1 長距離騒音伝搬に関する調査	11
2-2 大気拡散風洞を使用した模型実験	20
第3章 舗装基準に関する調査試験	45
3-1 まえがき	45
3-2 長浦試験舗装調査結果	45
3-3 土研大ループ鋼床版舗装調査	49
3-4 鋼床版舗装の現況調査	50
第4章 基礎工に関する調査試験	81
4-1 まえがき	81
4-2 松帆側橋台基礎の概要	81
4-3 相似性	84
4-4 ソイルセメント地盤の強度特性	85
4-5 実験方法	86
4-6 載荷試験結果	89
4-7 実験地盤定数	93

4-8	まとめ	96
第5章	耐風調査	99
5-1	調査の概要	99
5-2	門崎高架橋の耐風性調査	99
5-3	岩黒島橋の耐風性調査	121
第6章	鋼床版構造に関する調査試験	133
6-1	まえがき	133
6-2	本年度の検討対象項目	133
6-3	試験方法	136
6-4	施工試験結果	140
6-5	疲労試験結果	149
6-6	まとめ	153
第7章	長大橋の設計地震入力に関する調査試験	155
7-1	まえがき	155
7-2	調査目的	155
7-3	調査方法	156
7-4	調査結果	159
7-5	まとめ	175
7-6	今後の課題	175
第8章	長大橋の耐震性に関する調査試験	179
8-1	まえがき	179
8-2	地盤-ケーソン基礎系の振動特性	180
8-3	地盤-ケーソン基礎系のモデル化	185
8-4	地盤-ケーソン基礎系の動的解析結果	189
8-5	まとめ	196
第9章	海峡部長大橋照明設備に関する調査試験	199
9-1	まえがき	199
9-2	調査目的	199
9-3	実験内容	199
9-4	実験結果および考察	201

9-5	あとがき	207
-----	------------	-----

第1章 総 論

昭和56年度における受託研究の項目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) 鋼床版構造に関する調査試験（橋梁研究室）
- (6) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験（振動研究室）
- (7) 長大橋の耐震性に関する調査試験（耐震研究室）
- (8) 海峡部長大橋照明設備に関する調査試験（交通安全研究室）

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は 29,150 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

1) 長距離騒音伝搬に関する調査

高い位置にある橋梁部を通る道路からの音は、長距離で広範囲に伝搬すると予想され、騒音予測にあたってはこれまでの予測範囲ではあまり考慮されなかった風速、風向、温度、という気象条件や、地形、地表状況がどの程度影響を及ぼすかについて検討することが必要となる。昭和55年度には地上の温度勾配や風速分布が騒音の長距離にわたる伝搬に与える影響について既往の調査文献にもとづいてとりまとめを行った。今年度は、第一段階として温度が、騒音伝搬に与える影響に着目し、人工音による野外実験を行った。その結果、温度勾配が騒音伝搬に与える影響は、音源から離れた位置でかつ高周波数域で大きいようである。今後この影響を定量的に把握する必要がある。

2) 大気拡散風洞を使用した模型実験

児島・坂出ルートの本州側陸上部は、地形が複雑な箇所に計画されており、道路構造に切土、盛土、トンネルが含まれている。このような複雑な地形を通過する道路からの自動車排出ガスの拡散予測は、現地の地形条件や道路構造の影響を反映させやすい拡散風洞実験に基づいた予測方法が有利である。

昨年度は、児島坂出ルート周辺の 1/1000 地形模型を用いて風向等の条件を変えた 10 ケースについて拡散風洞実験を実施し、濃度分布図を作成した。

本年度は、昨年度に引き続き同一地形模型を用いて風向・風速の条件を変化させた 7 ケースについて拡散風洞実験を実施した。

これらの結果および昨年度の拡散実験結果を合せて年間風向別出現頻度、交通条件を基に道路周辺の年平均地表濃度を算出した。その結果によれば、トンネル坑口周辺で濃度が他の箇所よりやや高くなっている。また道路周辺の濃度分布傾向は地形の影響を受けたものになっている。さらに拡散実験と併せて S 風向の場合についての気流計測を行ったが、それによると風速の鉛直分布は測定箇所によっては高

さが低い位置で地形の影響を受けるもののあることがわかった。

1-2 舗装基準に関する調査試験

1) 長浦試験舗装調査

本試験舗装は、本四舗装基準による舗装の現場試験として計画したものであり、昭和51年3月に実施した。今年度の調査は昭和56年11月に実施した。

これまでの結果をまとめると次のようになる。

- (1) 4月8カ月の供用期間の累積大型車交通量(N)は、約 967×10^4 である。(打換後は $N = 685 \times 10^4$)
- (2) 供用性が良いものは(改質アスコン+グースアスファルト)および(改質アスコン+改質アスコン)による舗装構成のものであり、存来工法にくらべて改善効果がうかがえる。
- (3) 鋼床版舗装に特有な破壊は橋軸方向に入る縦ひびわれである。これは橋梁構造と密接な関係があり、同時に舗装体は鋼床版との接着がポイントとなる。
- (4) エポキシアスコンを用いた区間は、ひびわれ破損が著しく打替えを行った。破損の主な原因は施工時期、品質管理、施工管理に集約される。

2) 土研大ループ鋼床版舗装調査

舗装走行実験場大ループ内に因島大橋の鋼床版の構造と基本形式を一致させた橋梁を架設し、試験舗装を実施している。試験舗装では、後輪輪荷重を5tに調整した荷重車を用いて走行試験を行い、供用性の調査と載荷実験を行っている。今年度は、走行試験は $N = 5 \times 10^4$ (累積では $N = 13 \times 10^4$)回まで行った。路面性状調査は主としてわだち掘れ量の値で整理した。載荷試験は56年12月に実施し、舗装表面のひずみを中心に検討を行った。結果の概要は次の通りである。

- (1) (改質アスコン+グース)は(改質アスコン+改質アスコン)よりわだち掘れが大きくなる傾向がある。これは下層アスコンのコンシステンシーの差があらわれたものと思われる。
- (2) 主桁、横桁、リブ、デッキ等のたわみ量は前年度とほとんど変化はない。しかし舗装表面のひずみは1.1~1.4倍に増加の傾向がある。

3) 鋼床版舗装の現況調査

昭和35年以降に施工された橋長15m以上の鋼床版舗装の現況調査を実施した結果、311橋のデータから、次のような関係を明らかにした。

- (1) 鋼床版舗装の内訳は、建設省40、都道府県96、市町村94、道路公団73、北海道開発局8、である。
- (2) 橋梁は単純桁が多く(47%)次いで連続桁がある。ゲルバー、アーチ、トラス等は数%ずつある。
- (3) 橋長は、単純桁橋は100m未満のものが主体であり、連続桁は100~250m程度のものが多い。
- (4) 舗装構成は2層仕上げが主体である(約96%)。上層(アスコン)+下層(グース)(タイプ3)=41%、(アスコン+アスコン)(タイプ1)=27%、(グース+グース)(タイプ2)=23%の構成である。
- (5) 舗装厚は6~9cmの例が多く、8cmが主体である。連続桁と単純桁等の差による舗装厚の差はな

い。

(6) ひびわれ（網状、縦方向、横方向のひびわれを含む）の評価が少ないものから多いものの順序は、タイプ3＞タイプ1＞タイプ2の傾向にある。一方わだち掘れが小さいものから大きいものの順序は、タイプ1＞タイプ2＞タイプ3である。総合評価が良いものから悪いものの順序は、タイプ3＞タイプ2、タイプ1の傾向にある。

(7) 舗装の破損と橋梁構造との対応では、マクロ的にみると橋梁の最長スパン距離と関係があり、短いものは舗装の供用性が良好である。他のデッキプレート厚、横げた間隔等との関係は明らかでない。

1-3 基礎工に関する調査試験

本州四国連絡橋の明石海峡大橋松帆側アンカレイジ（4A）の基礎は神戸層を支持地盤として考えられるが、この下層には傾斜した花崗岩層が伏在しているためアンカレイジの安定計算に関して問題が残されている。すなわち、基礎の支持力算定において、神戸層の支持力は下層の傾斜花崗岩層の影響を受けて、その極限支持力値やすべり面の形態が神戸層単層の均一地盤とみなした場合とはかなり異なった様相を呈するものと考えられる。現在、均一地盤の支持力計算に関しては、理論的、経験的にある程度の精度で極限支持力を推定することができるが、このような二層系のしかも下部傾斜地盤の上に薄い層をかんだような二層系地盤の支持力計算に関しては確立された方法はないのが現状である。

本調査は、均一地盤、二層傾斜地盤のそれぞれについて、松帆側アンカレイジに相似させた室内模型実験を行ない、極限支持力、地盤の破壊性状、荷重～変位特性などそれぞれの違いを比較し、松帆側アンカレイジの安定について検討してみたものである。

実験は、基礎特殊実験棟内の大型実験槽（8.5 m × 7.0 m × 深さ 4.0 m）に実験地盤を造成し、松帆側アンカレイジ（平面寸法 100 m × 80 m）に相似させた 80 cm × 64 cm × 高さ 50 cm の模型体を準備して実施した。

模型実験においては、重要となる模型地盤の変形係数、粘着力、せん断抵抗角、ポアソン比、単位体積重量などの地盤常数を現地の実地の値に相似させる必要があるが、これら全てを相似させるのは不可能である。ここでは予備実験等の結果から、(1) 全般せん断破壊を起こしやすい、(2) 変形係数 E の調整が容易である、(3) 締固めが容易で、均一な地盤の造成が可能である等の理由によりモデル地盤の材料としてソイルセメントを採用し、変形係数の比を実物と同じ値とすることにした。これは予備実験の結果から、ソイルセメントのセメント混合率と変形係数の間に明らかな相関性が確かめられたためであり、セメント混合率をそれぞれ変えることにより、上層の神戸層および下層の傾斜花崗岩層をモデル化しようとしたものである。

実際のアンカレイジに対して 1/125 模型（80 × 64 cm）を作成し、地盤材料としてソイルセメント（単位体積重量 $\gamma = 1.71 \text{ g/cm}^3$ ）を用いるとすれば、実際の神戸層の変形係数 $E \approx 5,000 \text{ kg/cm}^2$ および花崗岩層の変形係数 $E \approx 20,000 \text{ kg/cm}^2$ に対し、神戸層モデルの変形係数は $E \approx 62 \text{ kg/cm}^2$ 、花崗岩層モデルの変形係数は $E \approx 210 \text{ kg/cm}^2$ となる。しかし、 $E = 62 \text{ kg/cm}^2$ というのは砂としては、 N 値 2 程度の非常にゆるい砂地盤であり、このような地盤を均一に造成するのは困難である。したがってここでは、実際の地盤の変形係数の比に着目し、ソイルセメントのセメント混合率を神戸層モデル 1%，花崗岩モデル

4%として地盤を造成した。

実験方法としては、所定の位置に模型をセットし、荷重傾斜を0.32（地震時の水平荷重／鉛直荷重）に保ちつつ、水平および鉛直の両油圧ジャッキにより、漸次荷重を増加させていき破壊に至らしめるという単サイクル方式とした。実験は、均一地盤および二層傾斜地盤それぞれについて3ケースずつ実施した。

均一地盤および二層傾斜地盤の実験結果をまとめると概ね次の通りである。

極限支持力を荷重～変位関係（ $\log P \sim \log S$ 曲線）から求めると、均一地盤の36～42tonに対し、傾斜地盤の場合は約54tonと傾斜地盤の場合の方が約40%大きい。また、すべり線が発生した時の荷重を比較すると傾斜地盤の方がやや大きい程度である。いずれにしても傾斜地盤の方が若干強いと言えそうである。

次に、破壊時のすべり線は、均一地盤では最大深さ50cm、長さは基礎前面から160cm（基礎幅の2倍）まで及んでいるのに対し、傾斜地盤では最大深さ35cm、長さは110cm（基礎幅の約1.4倍）までと均一地盤に比してすべり線の範囲が狭い。このように、傾斜地盤の方がすべり線の範囲が狭いにもかかわらず大きな支持力が得られているのは、基礎底面と花崗岩層の間の神戸層モデルが圧縮されて高圧状態となったため大きな強度を発揮したものと考えられる。

また、すべり線は下部の花崗岩層までは達しておらず、花崗岩層と神戸層の境界ですべている。しかしながら、モデル地盤に対して行った平板載荷試験の結果から求められた変形係数は、神戸層モデルが $E = 390 \text{ kg/cm}^2$ に対して、花崗岩モデルは $E = 3450 \text{ kg/cm}^2$ の約8.8倍の変形係数比となっていた。これは所定の変形係数比より若干大きな比率となっているが、実物の変形係数の測定値の変動や実験地盤の強度のバラツキ（ここでは、振動タンパーによりソイルセメントの締固めを行ったが、地盤強度は必ずしも均一とは言えない。）および標準貫入試験、三軸試験の結果を考慮すると、おおむね目的を達しているものと思われる。

1-4 耐風調査

本年度は、門崎高架橋および岩黒島橋の耐風性について、検証実験を実施した。

〔1〕門崎高架橋については、民間研究機関により、2次元剛体模型によるバネ支持実験および一径間弾性モデルによる風洞実験が実施された。その結果、原案では、渦励振および自励振動とも、その発現の可能性が認められた。また、本橋の背後にある岬により本橋の振動性状が影響をうけることも確認された。これら一連の実験の結果を受け、本橋が曲線橋であることも考え、橋の3次元特性および岬の3次元性が風に与える影響をも考慮した実験の実施が必要であるとの結論に達し、本研究室で全径間弾性模型による風洞実験を実施することになった。

実験の結果、原案ではかなりの低風速の領域から、各たわみ振動モードの渦励振が発生するとともに、さらに風速があがるとギャロッピングと思われる一次たわみモードを主体とするかなり振巾の大きな振動が発生し、風速が大きくなるとともにその振巾も増大するような現象がみられた。これらの振動の発振を防ぐため、下部スカート、ダブルフラップなどの防振対策をほどこした模型について実験を行った。実験の結果、完全に満足させる防振対策をみつけだすことはできなかったが、それらの対策が振動特性に与える影響を要約すると次のようになる。

- (1) 山があることにより、振動振巾は増大する。
- (2) 下部スカートを断続に取付けた場合には、その効果は少ない。連続して取りつけた場合には、高風速域における振動の振巾を減少させるが、渦励振々巾は増大する。
- (3) ダブルフラップは渦励振の振巾を大巾に減少させる。
- (4) 構造減衰率を増加させると、渦励振の振巾が大巾に減少する。

〔2〕岩黒島橋の耐風性については、民間の研究所で実施された風洞実験結果の確認を行うとともに、その他の耐風安定化対策について風洞実験を実施した。その結果、次のようなことが明らかになった。

- (1) 基本断面に電力電々ケーブルおよび騒音対策を取りつけた案では、自励振動については十分安全であるが、 0° および正の迎角の風に対して、渦励振が発生する恐れがある。
- (2) スプリットプレートは、渦励振に対する抑制効果を有すが、 $+5^\circ$ 、 $+7^\circ$ の迎角に対して多少の振動が残る。
- (3) フェアリングも渦励振に対する抑制効果があり、この場合には、 $+7^\circ$ の迎角の風に対して、微小振巾の振動を残すのみとなる。

1-5 鋼床版構造に関する調査試験

鋼床版トラフリブ現場溶接継手の溶接施工条件について、施工試験および疲労試験を行って検討したものである。

試験の目的は、不利な条件下で施工される鋼床版縦リブの現場溶接継手を、より欠陥の少ない、より疲労強度の高いものとするためにはどのような溶接条件を設定すべきかを明らかにするとともに、どのような欠陥が、疲労強度に対して影響が大であるかについて調べることである。

昨年度調査を行った項目は次の通りである。

- (1) 縦げたウェブと隣接する縦リブの距離
- (2) 開先形状
- (3) 目違い量（裏当て材とリブとのすきま）
- (4) 溶接工の技量
- (5) 欠陥の種類、等級と疲労強度との関係

以上のうち、(1)～(4)については一応の結果を得ることができたが、試験を通しさらに検討の必要が生じたため、次の3項目について本年度検討の対象とした。

- (6) 横リブと継手位置の距離
- (7) 溶接姿勢（上向き、立向き）の影響
- (8) 溶接棒の種類による影響

また、(5)については、供試体形状（溶接ひずみ、余盛り止端部、裏当て材）の影響により期待した結果が得られなかったため、今回、供試体製作時に若干の工夫を加えて再度試験をすることとした。

試験方法はほぼ昨年通りであり、およそ次の手順によった。

- (1) 現場の施工条件（姿勢、障害物等）を再現するための治具を製作。

- (2) 供試体（6 mm×300mm×300mm×2枚，裏当て材の溶接，開先加工）の製作。
- (3) 各種溶接条件（今年度は10ケース，各2体）により継手の溶接を施工。
- (4) 外観検査により表面欠陥を調査。
- (5) X線検査および等級分類。
- (6) 疲労供試体の切出し。
- (7) 溶接ひずみの矯正，余盛り止端部のグラインダー仕上げ，裏当て材切削。
- (8) ビーチマーク法による片振り疲労試験。

以上のうち(7)が今年度付け加えた点である。

本年度の試験により得られた結果はおよそ次の通りである。

- (1) 継手位置と横リブ間隔については，上向き姿勢の場合にはほとんど影響はみられないが，立向き姿勢の場合，X線検査の結果によれば，間隔を600mmと広くとった場合にやや良好な結果が得られた。
- (2) 溶接棒の違いによる差は大きなものではないが，外観，スラグ巻込みおよびアンダーカットについて，わずかながら低水素系の方が良好な結果となった。
- (3) 上向き姿勢の場合には気泡（ブローホール）を，立向き姿勢の場合にはスラグを巻込み易く，したがって，同じJISによる等級の場合，後者の方が疲労強度上不利となることが明らかになった。
- (4) 疲労試験の結果，疲労きれつはすべてルート部付近に発生した欠陥から生じた。JISによる欠陥の種類および等級と疲労強度を比較した結果，2種欠陥4等級の場合に特に寿命の短いものが見られたが，それ以外には明りょうな差はなかった。

1—6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

明石海峡大橋の設計震度および地震動入力の強度は，土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説により定められている。これによれば，地震動の設計加速度は架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において180galとすると規定されている。

土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会では，昭和52年度の検討事項として，明石海峡大橋周辺の既応の地震発生を状況から橋梁下部構造支持地盤上における180galの設計加速度の根拠を，審議検討している。ここで用いられている方法は，明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を推定し，これより直接，地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間（≒再現期間）を算定するものである。この方法により，上記小委員会では，本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する180galに対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。この方法は，その後，各地の地震動強度を推定するために使用されているが，以下の事項を仮定しており，実際の地震発生状況と必ずしも対応していないことが各方面から指摘されている。

- (1) 地震の発生頻度は架橋地点の全周にわたり空間的，時間的に一様としているが，海洋性の地震や内陸性の地震のように，発生頻度は空間的に一様ではない。
- (2) 生じ得る最大の地震の規模を明確には解析に取り入れていないが，実際には上記(1)と同様，地震の最大規模は地殻構造と密接な関係があり，空間的に一様ではない。

以上のような点を正しく加速度期待値に取り入れるために、昨年度は、(i) 架橋地点周辺を複数個のサブゾーン（面震源）もしくは点震源の組み合わせにより表示でき、また、(ii) 地震の発生頻度、最大発生地震規模をそれぞれの面震源もしくは点震源ごとに定めることができる解析手法を検討し、これに基づく電算解析プログラムRISK-1を開発した。また、この手法により昭和52年度の土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において審議されたものと同じの地震発生に関する資料（気象庁資料）、および、最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った結果、今回開発した手法を用いれば、同一最大加速度に対応する再現期間は上記委員会の結果よりもさらに大きくとることができるとの漸定的な結論が得られた。

本年度は、昨年度の解析で十分検討のできなかった地震発生状況の地域区分の方法を検討し、これによる最大加速度と再現期間の関係を検討した。この結果、地域区分の方法により最大加速度の期待値は多少変化するが、基本的には55年度の解析結果と大きく変化しないとの結果が得られた。ただし、これには、強震計の短周期成分補正を施した加速度推定式を考慮していないため、次年度以降、新距離減衰式の導入および応答スペクトル期待値の推定等を行い、合理的な設計地震力の設定が必要とされる。

1-7 長大橋の耐震性に関する調査試験

大規模なケーソン基礎に支持された長大橋の耐震性を調査する場合には、地盤とケーソンの動的相互作用について検討することの重要性が過去の地盤-ケーソン基礎系の模型振動実験などによって確認されている。

長大橋の耐震性を動的解析によって調査する場合の地盤-ケーソン基礎系モデルとして、①地震動をばねを介してケーソンに入力するモデル、②地盤を1列の質点に置き換えてばねを介してケーソンに連結するモデルがよく用いられる。これらのモデルでは、地盤の動きがケーソンに対して一方的に影響を及ぼすこととなり、地盤とケーソンの間の動的相互作用を評価しがたい。

これに対して、波動論や有限要素法にもとづく解析では、地盤とケーソンとの動的相互作用をより正確に把握することが可能であるが、計算が煩雑となることから、橋全体系の動的解析への適用は困難である。

本年度は、地盤とケーソンの動的相互作用を考慮した橋全体系の解析モデル化の方法について検討を行った。

検討対象モデルとして、集中質点系モデルを用いることを前提として、地盤-ケーソン基礎系モデルとして地盤を1列の質点に置き換えた一般的な地盤1列モデルと地盤をケーソンの影響を受ける領域と地盤独自の運動をする2列モデルを選定し、検討した結果、以下のような結論が得られた。

地盤1列モデルでは、地盤の質量をケーソンの質量に比べて大きくとるため、地盤振動がケーソンの応答に一方的に影響することとなり、地盤とケーソンの動的相互作用は評価しがたいと言える。しかしながら、ケーソンの応答に着目するならば、ばね係数と減衰定数を調整することによって固有振動数と応答倍率で代表されるケーソンの動的特性を評価することが可能である。

地盤2列モデルでは、ケーソンと半無限地盤の中間にケーソンの影響を受ける地盤領域を考えることによって、ケーソンとケーソン近傍の地盤の動的相互作用が評価でき、地盤-ケーソン基礎系の特性と動的

相互作用について次のような関係が得られた。

ケーソンの応答に着目すると、近傍地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合は、近傍地盤の共振時にケーソンの振動が励起されてケーソンの応答が増大し、逆にケーソンの共振時にはケーソンの振動が抑制されてケーソンの応答が減少する傾向がある。このような動的相互作用はケーソンと近傍地盤の固有振動数が近接しているほど顕著に現われる。一方、近傍地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合は、両者の動的相互作用がケーソンの応答に与える影響は小さくなり、地盤2列モデルによる解析結果は地盤1列モデルのそれとほぼ等しくなっている。

以上の検討結果から、地盤1列モデルでは、ケーソン近傍の地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合、ケーソンの応答に与えるケーソンと地盤の動的相互作用の影響が小さいことから、合理的な応答解析が可能であると言える。また、ケーソン近傍の地盤が比較的軟質でその固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合は、ケーソンと地盤の動的相互作用による影響がケーソンの応答に現われるため、ケーソン自身の共振時のケーソンの応答を過大に見積り、近傍地盤の共振時のケーソンの応答を過小に見積る傾向となる。これは減衰定数を調整することによって、より正確な応答解析が可能になると思われる。

地盤2列モデルではケーソンとケーソン近傍の地盤の動的相互作用を評価しながらも、連続的に変化する近傍地盤の特性を1列の質点とばねに凝縮しているために、近傍地盤の共振状態を極端に評価する（実験においては観測されないような応答のピークを与える）こと、ケーソンと近傍地盤、近傍地盤と半無限地盤を結ぶばねのばね係数の設定方法など、さらに検討が必要である。

集中質点系モデルによる長大橋の動的解析を行う場合、地盤—基礎系のばね係数および減衰定数は応答特性を支配する重要な要素であることから、その設定に際しては詳細な検討が必要である。

1—8 海峡部長大橋照明設備に関する調査試験

本州四国連絡橋が架橋される瀬戸内海海峡部は、特有の霧や激しい潮流など厳しい自然条件にもかかわらず、海上交通は極めて混雑しており海難事故の多発地帯となっている。このため、長大橋およびその付帯設備の計画設計には格別の配慮が要求され、長大橋用道路照明設備においても、照度、輝度、均斉度等照明特性について検討しておく必要がある。

海峡部長大橋用道路照明器具は、光源からの反射光が海面に反射して船舶航行や魚介の生態に悪影響を及ぼさないために、できるだけ橋路面より外へ光が漏れず、かつ、均斉度のよいものが好ましい。

このような特性を有する灯具開発を目的として、今回3タイプの試作品を道路に連続設置し、道路上の照明特性を測定することにより照明器具の配光上の評価を行うこととした。

実験に用いた3種類の試作品の特徴は次の通りである。

タイプA：反対車線も照明し、かつ均斉度を良好にすることを主眼とした照明器具。

タイプB：道路軸方向の均斉度を良くすることを主眼とした照明器具。

タイプC：海面上への光制御をすることを主眼とした照明器具。

それぞれのタイプ毎に2種類（No.1，No.2）製作し、路面照度、平均輝度、最大輝度および最小輝度の

測定を行った。測定項目毎の測定概要は下記の通りである。

路面照度：路面上を 2.5 m × 1.75m のマス目にプロットし、その点における路面上の照度を測定する。

平均輝度：輝度計より 60m から 70m までの区間（幅 3.5 m）における平均輝度を測定する。

最大輝度および最小輝度：輝度計より 6 m から 9 m までの区間（幅 0.3 m）における最大および最小輝度を測定する。

実験は、照明器具の取付高さ（10m, 12m）、照明器具の取付間隔（20m, 30m, 40m）、ランプ（種類 1：150W, 250W, 400W, 種類 2：180W, 220W, 360W）を組合せて行った。

実験結果より、次のことが明らかになった。

(1) 路面照度

すべての照明器具について輝度の測定値を考慮すれば路面照度は妥当な値と考えられる。また、海面への光漏れについてはすべての照明器具が大きい値を示し、今後照明器具の構造を検討する必要がある。特にタイプ C は十分な検討が必要である。

(2) 輝度、均斉度

すべての照明器具について、道路照明施設設置基準を考慮すれば妥当な値と考えられる。しかし、均斉度は若干低い値であり、今後、均斉度を高める対策を考慮しなければならないであろう。

今後、照明器具を改良する場合、海面への光漏れを考慮するあまり、道路照明本来の機能を損うことのないよう十分考慮して対策を進めることが必要である。

構造橋梁部長

成 田 信 之

第2章 交通環境に関する試験調査

交通環境研究室 足立 義雄
田原 嘉和
岡崎 新太郎
荒木 隆雄
小沢 栄師

2-1 長距離騒音伝搬に関する調査

まえがき

本州四国連絡橋が陸上部を通るときには非常に高い高架構造となり、そこから伝搬する騒音は長距離、広範囲に及ぶことが考えられる。長距離に及ぶ騒音伝搬に対しては、風、温度勾配などの気象条件がどの程度影響を及ぼすかが重要な問題となるが、これまでのところあまり調査がなされていない。本調査は、気象の影響、特に地表付近の温度勾配が騒音の伝搬に及ぼす影響について基礎的な調査を行うものである。文献調査に引き続き、今年度は人工音を用いた現地実験を行った。

1. 調査方法

(1) 調査場所

土地改良区内で周囲の良く開けた平坦裸地を利用した。

(2) 調査日時

地表付近の温度勾配に日変化があり、かつ地表から上空にむかうにつれて温度が上昇する逆転現象が起りやすい冬期の晴天日をねらい、昭和56年2月および昭和57年2月の合計2回実験を行った(表2-1-1)。

(3) 調査項目

(a) 騒音測定

音源はほぼ無指向性の12面体スピーカーを用い、63Hzから4 KHzまでのオクターブバンドノイズおよびオールパス(ピンクノイズ)の間欠音を発信させた。第1回調査では受音点を音源の片側だけに配置したが、第2回調査は両側に配置した。これは温度勾配の影響を把握するのが調査目的であるので受音点ラインを風上、風下両側に設け、それを対比することにより測定結果に対する風の影響も検討するためである。両側の受音点ラインを音源から受音点への方位で表わし、それぞれNW側およびSE側受音点と呼ぶこととする。音源および受音点位置を図2-1-1に示す。

(b) 気象観測

気象については係留ゾンデを用い、地上から高度約300 mまで、気温、湿度、風向、風速の観測を騒音測定とほぼ同時刻に行った。

第2回調査では、この他にも、2地点で地表3 mの高さの風向、風速の観測を騒音測定と同時にを行った。

表2-1-1 調査日時

	月 日	騒 音 測 定	気 象 測 定
第一回調査 (昭和五十六年)	2. 21		19 : 40 ~ 19 : 50
		1 回目	22 : 40 ~ 23 : 00
			23 : 00 ~ 23 : 10
	2. 22		4 : 20 ~ 4 : 30
		2 回目	5 : 00 ~ 5 : 20
			13 : 50 ~ 14 : 00
		3 回目	16 : 00 ~ 16 : 30
			16 : 30 ~ 16 : 40
		4 回目	17 : 00 ~ 17 : 30
			18 : 20 ~ 18 : 30
		5 回目	19 : 00 ~ 19 : 20
			22 : 20 ~ 22 : 30
第二回調査 (昭和五十七年)		6 回目	23 : 00 ~ 23 : 20
	2. 23		0 : 10 ~ 0 : 20
		7 回目	1 : 00 ~ 1 : 20
			19 : 50 ~ 20 : 00
	2. 16		20 : 00 ~ 20 : 20
		1 回目	20 : 20 ~ 20 : 30
			22 : 40 ~ 22 : 50
		2 回目	23 : 00 ~ 23 : 20
			23 : 10 ~ 23 : 20
	2. 17		0 : 10 ~ 0 : 20
			0 : 30 ~ 0 : 40
		3 回目	0 : 40 ~ 1 : 00
			1 : 10 ~ 1 : 20
			1 : 20 ~ 1 : 30
			3 : 40 ~ 3 : 50
		4 回目	4 : 00 ~ 4 : 30
			4 : 30 ~ 4 : 40
			4 : 40 ~ 4 : 50
		5 回目	4 : 50 ~ 5 : 10
			5 : 10 ~ 5 : 20
			5 : 50 ~ 6 : 00
		6 回目	6 : 10 ~ 6 : 20
			6 : 20 ~ 6 : 40
			7 : 40 ~ 8 : 00
		7 回目	8 : 10 ~ 8 : 20
			8 : 30 ~ 8 : 40
			9 : 10 ~ 9 : 20
		8 回目	9 : 20 ~ 9 : 40
			9 : 30 ~ 9 : 40
			9 : 40 ~ 9 : 50
		9 回目	10 : 00 ~ 10 : 20
			10 : 20 ~ 10 : 30

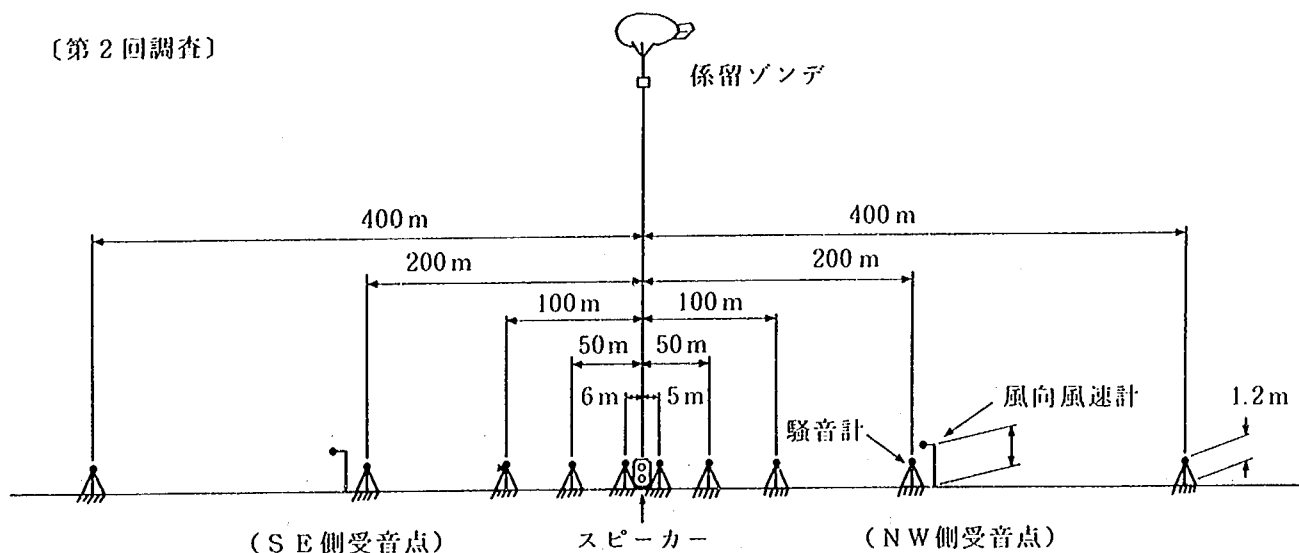
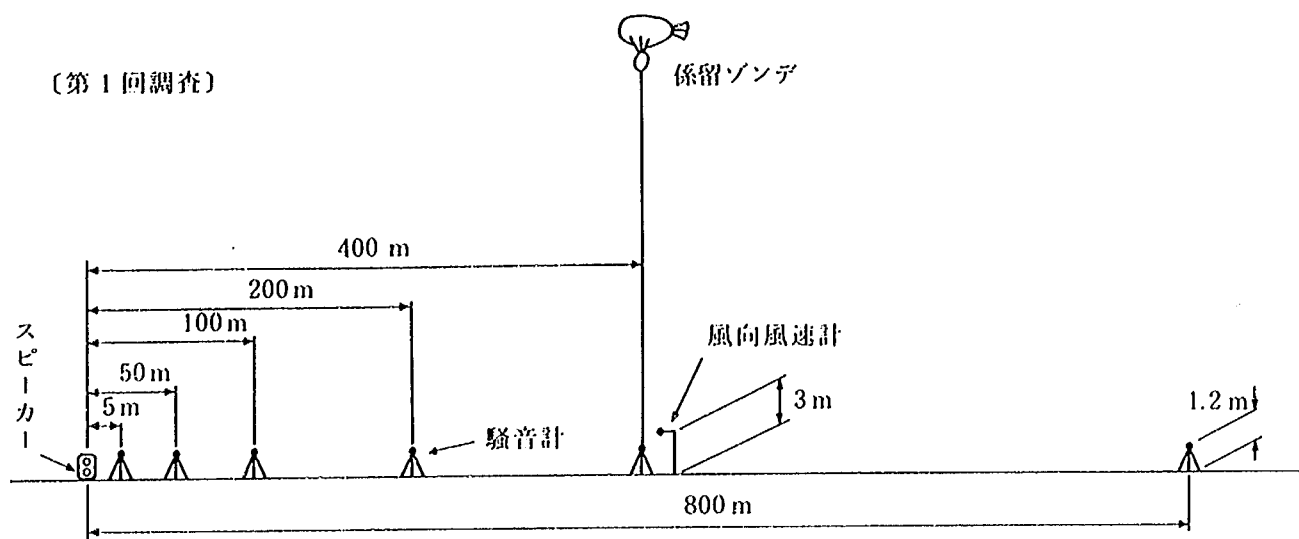


図2-1-1 測定点位置

2. 調査結果

(1) 気象観測

図2-1-2は気温の鉛直分布を、図2-1-3、図2-1-4はベクトル風速と温度勾配の測定結果を示したものである。気温鉛直分布は係留ゾンデを用いて観測したもので、ベクトル風速は地上3mでポールに観測機器を取り付けて測定を行ったものである。ベクトル風速とは音源と受音点を結ぶ方向の風速成分で、プラスは音源からみて受音点が風下側に、マイナスは風上側にある状態を表わす。また、地上と上空50mおよび100mの温度差から温度勾配を求めた。プラスは上空に向うにつれて温度が上昇する状態、いわゆる逆転による状態、マイナスはその逆に上空に行く程温度が下がっている状態を表わす。

第1回調査は夕方18時から翌日にかけて約30時間測定を行った。調査開始より翌日の14時までは約1m、それ以後は、反対方向に2m以内のベクトル風が観測されている。気温の分布をみると、昼間、

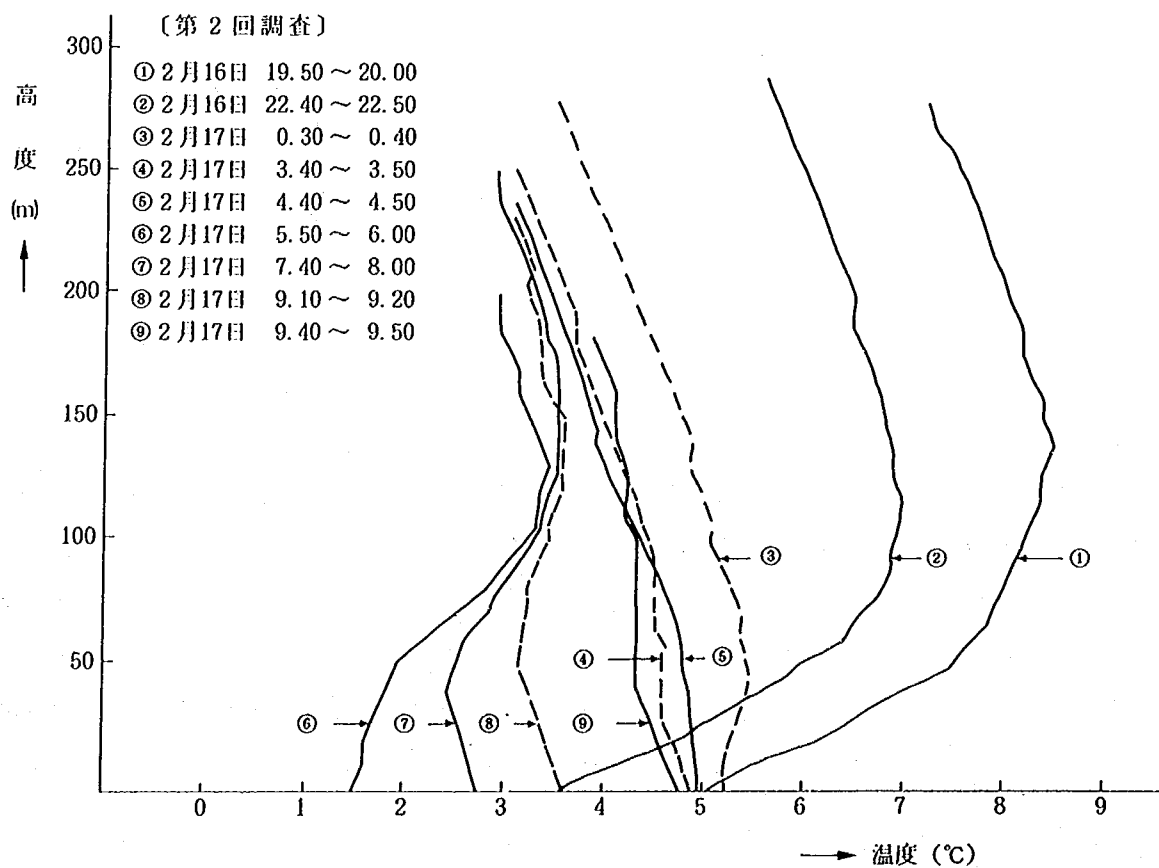
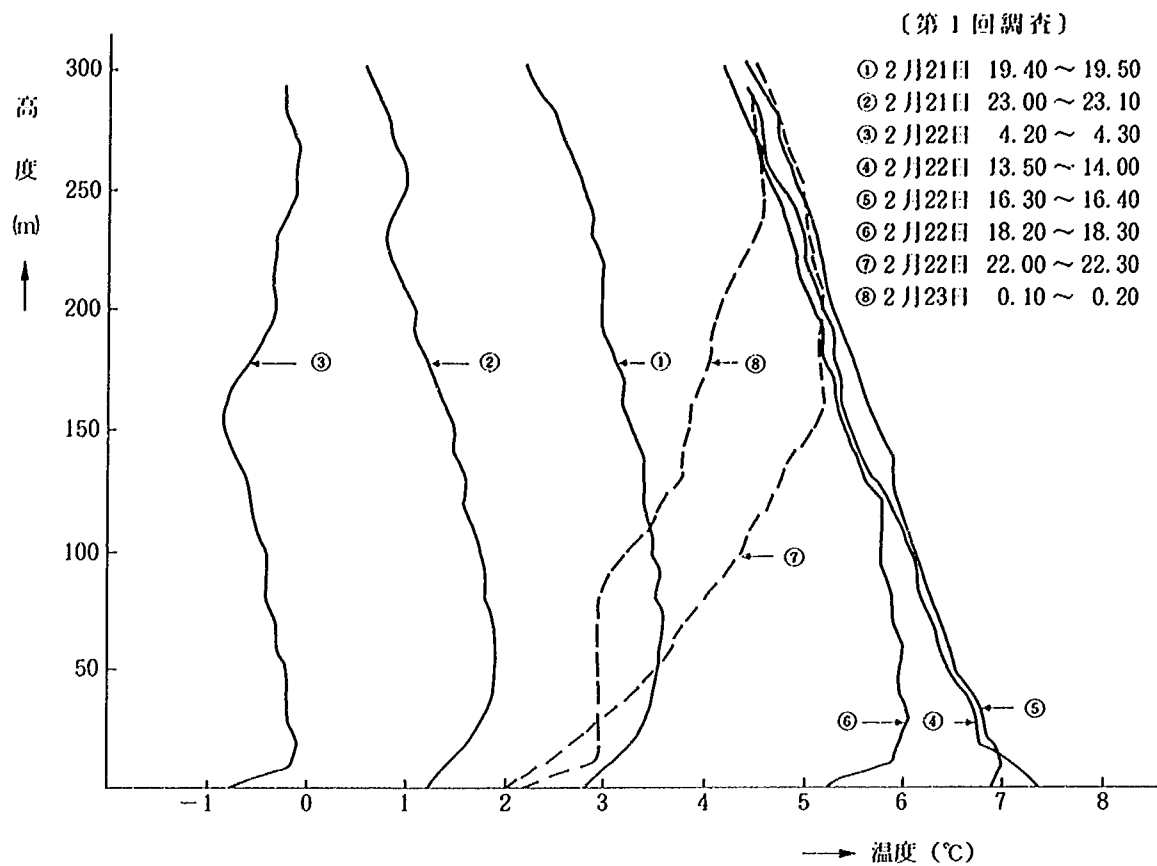


図2-1-2 気温の鉛直分布

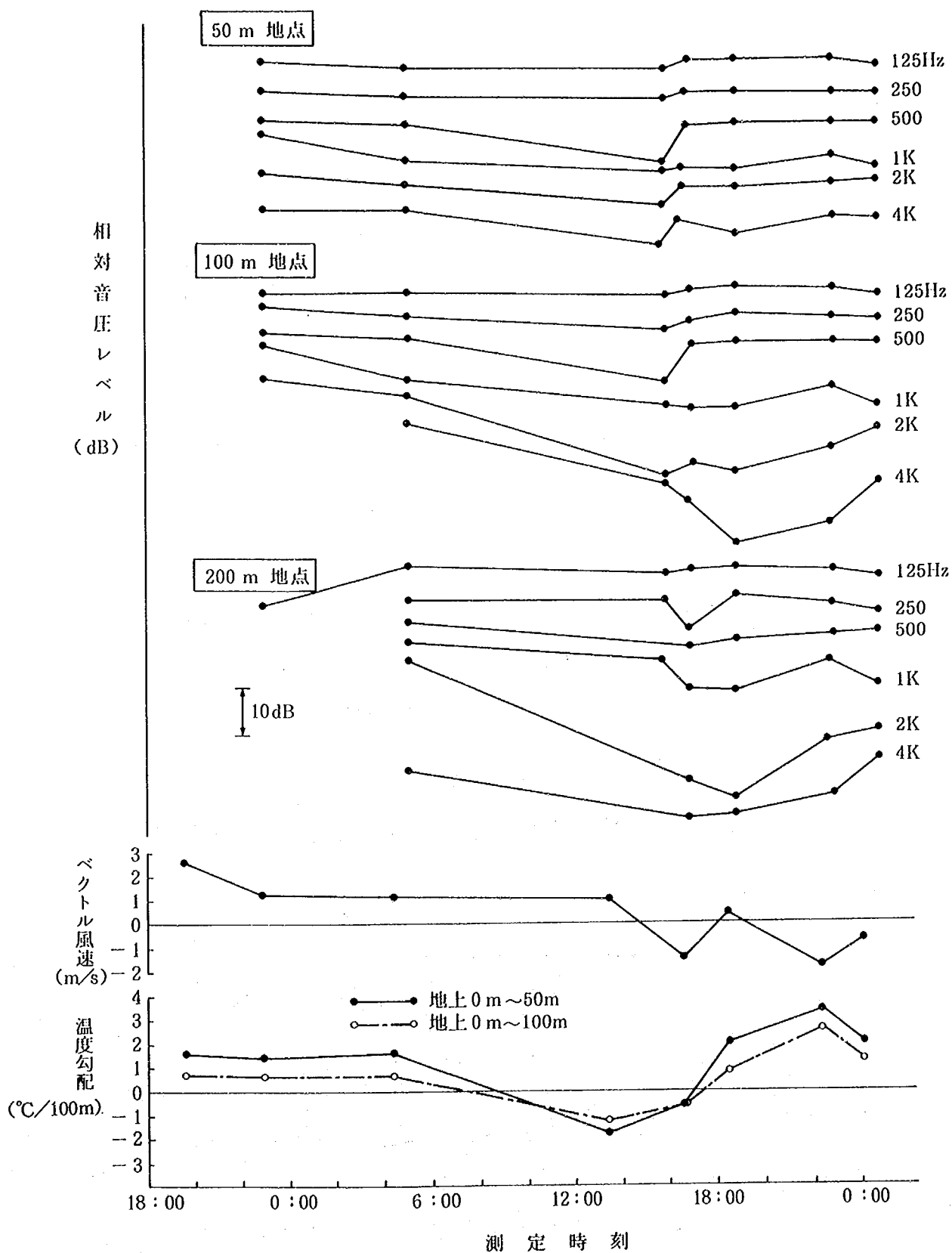


図 2-1-3 周波数別バンドレベルおよび気象の時刻変動 (第 1 回調査)

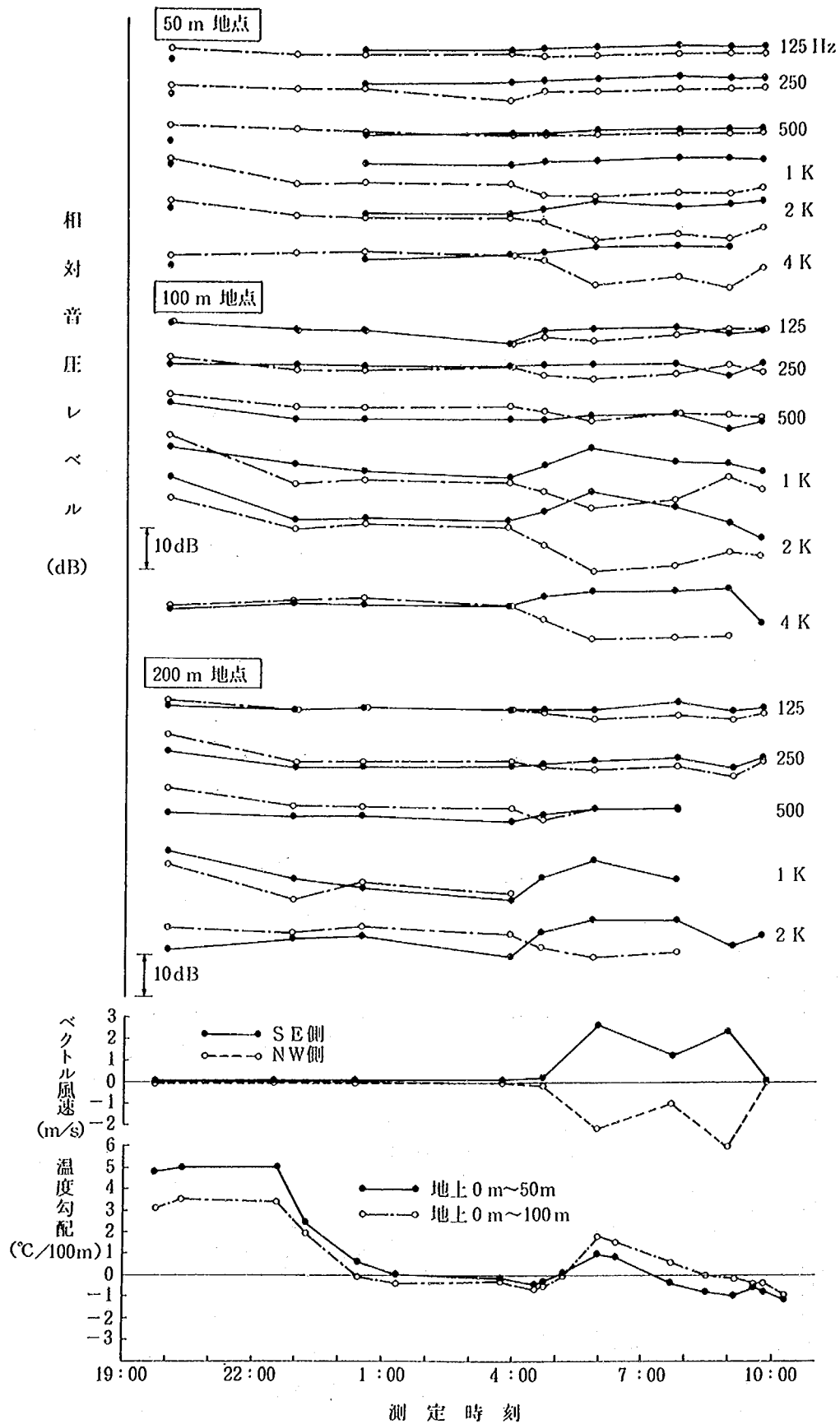


図 2-1-4 周波数別バンドレベルおよび気象の時刻変動〔第2回調査〕

正転状態、夜間、逆転状態を示しているが、調査2日目の22時30分ごろ強い逆転現象が観測された。

第2回調査は夕方19時から翌日の午前にかけて約15時間測定を行った。調査開始より約10時間、ベクトル風速は零であった。その後は2ないし3 m観測されている。気温の状態は宵から夜半にかけてよく晴れていたが、その後雲が広がってしまい、調査開始から約3時間強い逆転現象が現われているものの、その後はほぼ中立状態を示している。

(2) 騒音測定

図2-1-3および図2-1-5に第1回調査の測定結果を示す。

図2-1-3は気象観測結果と併せて、125Hzから4 KHzの周波数別の音圧レベルの時刻変動を示したものである。中心周波数125Hzと250Hzのバンドノイズはいずれの受音点でも測定値の時刻変動は極めて少なく、気象が及ぼす影響は少ない。変動の大きい1 KHz以上のものは温度勾配およびベクトル風速の変動との対応がみられる。温度勾配が騒音伝搬に与える影響をみるために、ベクトル風速1~2 m/sと逆風ではあるがほぼ風による影響が等しいと考えられ、かつ、それぞれの温度勾配が中立および逆転である4回目と6回目の騒音測定値について比較したものが図2-1-5である。図には周波数別のバンドノイズ、およびそれらに図2-1-6に示すような騒音レベルA特性の補正をほどこした道路交通騒音の平均的スペクトルをあてはめて合成した値の距離減衰を示している。500Hz以下ではオクターブバンドノイズについて、音源からの距離にかかわらず、両者の差はほとんど認められない。1 KHzを越えると200 m付近で差が認められる。

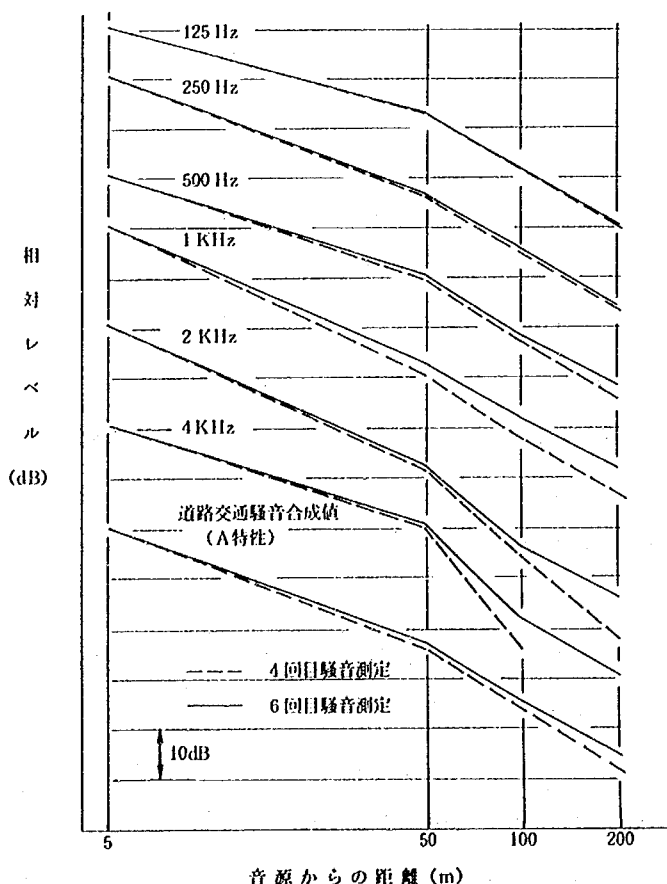


図2-1-5 周波数別バンドノイズ距離減衰性状〔第1回調査〕

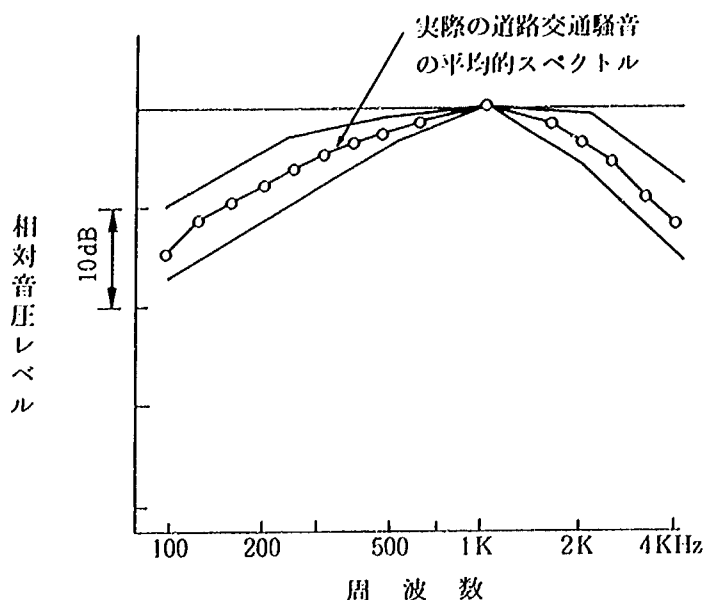


図 2-1-6 道路交通騒音の平均的スペクトル (A特性)

したがって、高い周波数になるほど、また、音源から距離が大きくなるほど、温度勾配の影響と認められる音圧レベルの上昇が大きくなる傾向にある。道路交通騒音のスペクトル特性をあてはめると、100mで1dB (A) , 200mで3dB (A) 程度のレベル上昇となっている。

第2回調査の測定結果を図2-1-4および図2-1-7に示す。

図2-1-4は気象と騒音観測結果を対比させ時刻変動を示したものである。500Hz以下のバンドノイズの時刻変動は一部を除き微少で気象の影響はほとんど認められない。1KHz以上では影響がよく現われており、風に関しては観測2日目の5時以降において、風下側受音点で音圧レベルが上昇しており風上側で減少している状態がよく読み取れる。温度勾配については逆転現象が生じている1回目の騒音測定値が、それ以降の温度分布が中立状態の測定値よりも少し高めになっている。

図2-1-7は温度勾配の影響をみるため、1~4回目の騒音測定値を比較したものである。1回目には強い逆転現象が、2回目はそれよりも弱めのものが観測され、3回目と4回目はほぼ中立状態である。ベクトル風速が零のため音源の両側に設置した受音点を比較すると、周波数別距離減衰性状は若干の違いはあるが大差はない。50m地点までは差がほとんどなく、100m, 200mの地点では、1回目の測定値とそれを除く3測定時刻のものとの差異がみられる。3測定時刻のものは各周波数とも音源からの距離にかかわらず差がほとんどない。各オクターブバンドノイズに道路交通騒音のスペクトル特性をあてはめると、50m地点ではほとんど温度勾配の影響による差がみられない。100mと200m地点でレベル上昇が認められる。

図2-1-8は2回の調査をまとめて、温度勾配と騒音レベルの関係を表わしたものである。横軸は地上と上空50mの温度差から求めた温度勾配、縦軸は道路交通騒音に補正したレベルで、受音点距離5mのものを基準としている。なお、レベルはベクトル風速でランク分けした。受音点距離50mでは、レベルは温度勾配にかかわらずほぼ一定であり、騒音伝搬に対する温度勾配の影響は認められない。受音点距離100mおよ

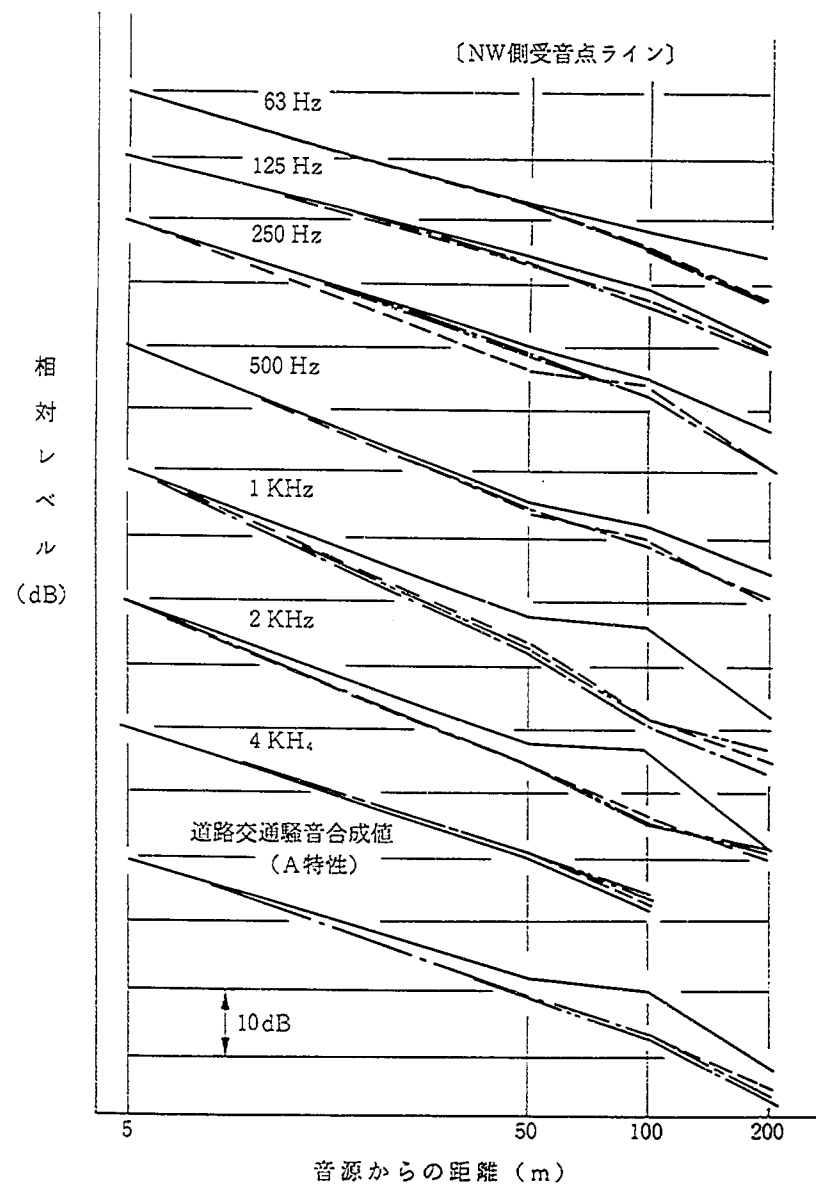
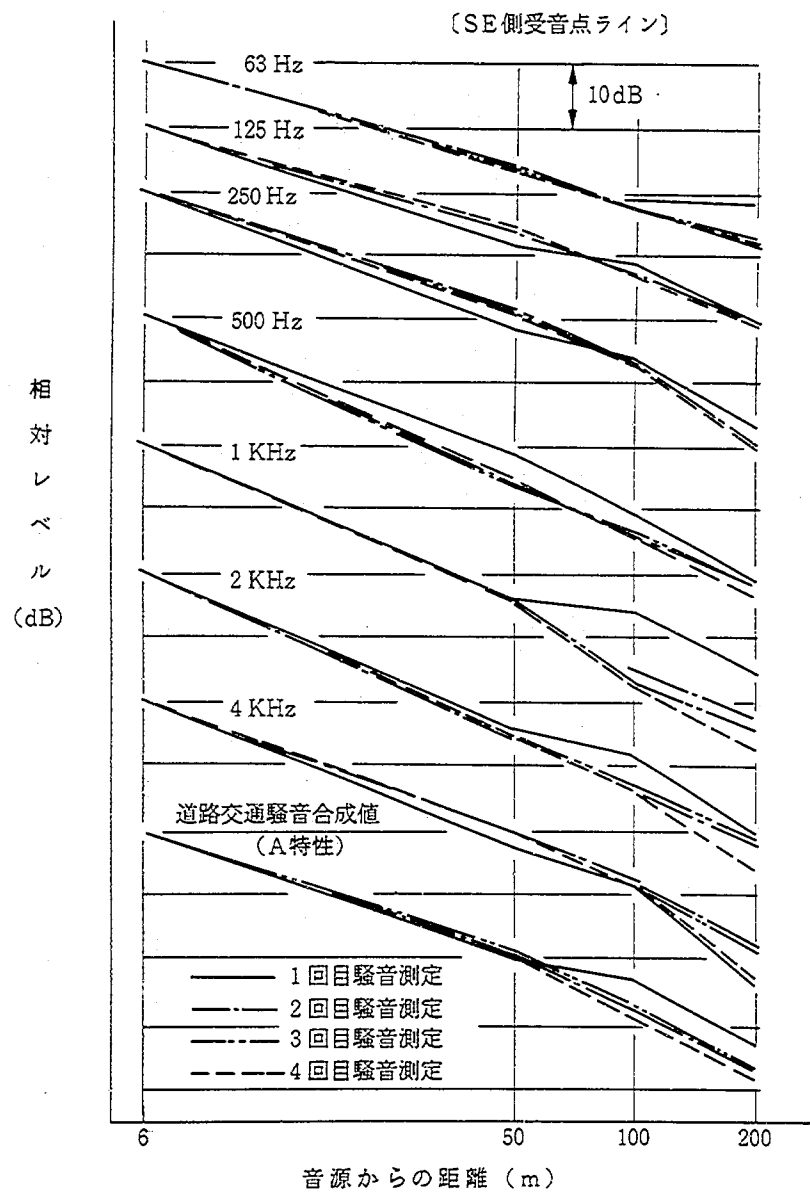


図 2-1-7 周波数別バンドノイズ距離減衰性状〔第2回調査〕

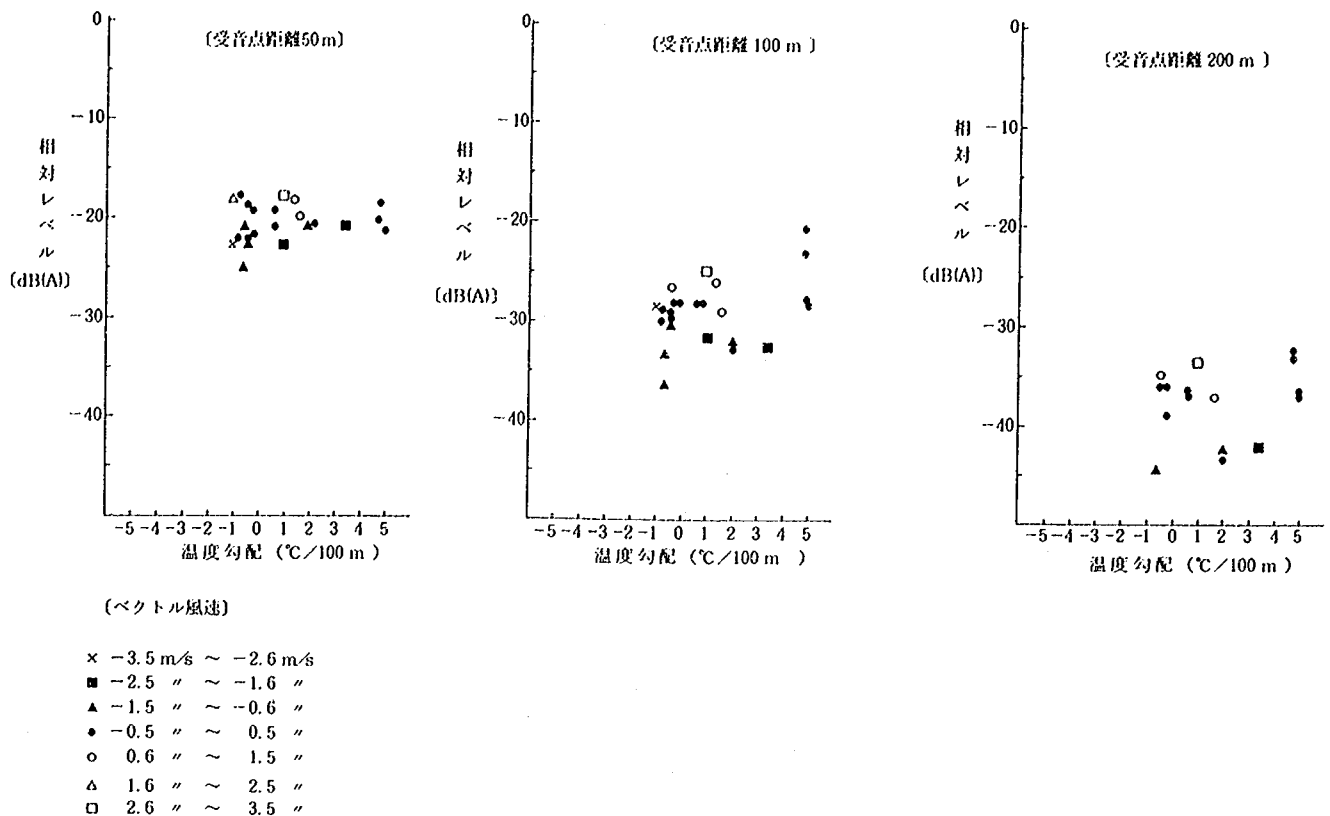


図 2—1—8 騒音レベルと温度勾配の関係

び200mにおいては、温度勾配が大きくなるとレベルが上昇するという傾向が若干みられるが、ばらつきが大きく両者の相関を明確に把握するまでには至らない。今後の調査の積み重ねが必要であろう。

なお、2回の調査とも音源からの距離400m以上のものは、音源のパワーと暗騒音の関係より信頼できるデータが得られなかった。

3. まとめ

2回の平坦裸地における野外実験によって、騒音伝搬に対する温度勾配の影響が測定できた。それは概して高い周波数領域で、また、音源からの距離が大きい地点で認められる。測定値を道路交通騒音に補正したものでは、温度勾配が中立である状態に比較し、逆転時には、音源からの距離50mの地点ではほとんど差がみられないものの、100mおよび200m 地点では若干のレベル上昇が認められる。

今後は、実験をより重ねることにより、温度勾配とその影響による音圧レベルの上昇の相関を定量的に把握すること、および、音源や受音点の高さを変えて、温度勾配の騒音伝搬に与える影響を考察することが必要と思われる。

2—2 大気拡散風洞を使用した模型実験

まえがき

Dルート本州側陸上部は地形が複雑な個所に計画されており、このような個所での道路からの自動車排出ガスの拡散状況は計算モデルで把握することがむずかしい。このような個所での自動車排出ガスの拡散予測は風洞模型実験による手法が有効である。そこで、本州四国連絡橋公団で製作された1/1000の本州

側Dルート周辺の地形模型を用いて昭和55年度から風洞拡散実験を行い、その拡散状況を把握してきている。本年度は昨年度と同様に風向条件などを変え拡散実験を行い、拡散状況を把握すると共に、これらの結果と昨年度の実験結果などを基に年平均の道路周辺の地表濃度について検討を行ったものである。

1. 実験概要

実験は建設省土木研究所の大気拡散風洞（幅6m、高さ3m、長さ27.1m）の中に、本州四国連絡橋Dルート本州側ルートの一部区間の道路周辺を含む1/1000の地形模型を入れて行い、模型に対し風向・風速条件を変えた7ケースについて、模型道路上からエチレングス（ C_2H_4 ）を排出させ、道路周辺の地表面（模型上1.5mm）上のガスの濃度分布を全炭化水素分析計を用いて計測した。また、風向Sについては濃度分布を計測する外に模型上の数点における風速の鉛直分布などの気流計測を行った。

2. 実験条件

(1) 気流条件

気流条件は模型を設置しない状態で風洞測定洞の前面に刀形気流整御素子を配置し、風速の鉛直分布が $U_z/U_0 = (Z/Z_0)^{1/4}$ を満足させるようにした。

ここに U_z :高度Zにおける風速、 U_0 :高度 Z_0 における風速

(2) 基準風速およびトンネルの吐出風速

定量実験および気流計測における風速は稗田地区、岸ノ上気象観測所で測定された各風向別の年平均風速を基準に設定した。また、トンネル坑口からの吐出風速は換気計算などにより数値を決定し、送風機により再現させた。

(3) ガス排出条件

エチレングスの排出は一般道路部、トンネル部に区分して排出させた。なお一般道路部は単位長さ当たりの排出量が一定になるような1cm間隔の連続点源で近似させ、トンネル部は外径8mmの銅パイプを坑口に埋め込み、坑口からの噴流で近似した。また、各排出源へのガスの供給はトレーサガス発生装置を用いて総排出ガス量（ C_2H_4 ）と空気を各々マスフロコントローラで一定流量に制御させた後に混合させ、バルブおよび流量計によりトンネル部と一般道路に分け流量を制御し、それぞれに分配した。

(4) ガス排出量

ガス排出量は模型上の道路延長、トンネル部の位置、ガスの計測範囲などを考慮して、トンネル延長、明り部の道路延長を平面図から想定し、設計基準交通量をもとに自動車排ガス量を計算し、これを参考に線源部、トンネル部の排出量を決定した。

(5) 実験ケース

定量実験、気流計測は計画ルートを想定し、表2-2-1に示すケースについて実験を行った。

表中の風速は模型上の岸ノ上地上10mmの個所の風速を示している。なお風向Sについては岸ノ上の北側が斜面になっており、風速計用のサンプリングプローブがある長さを持っているため地上25mmまでしかプローブが下らなかった。このために模型表面上25mmの風速を示す。

表2-2-1 実験ケース

実験名	岸ノ上での風の条件	
	風向	風速 m/sec
定量実験	S	1.49
"	S	0.75
"	SW	1.27
"	NE	1.16
"	W	0.75
"	W	2.12
"	NW	1.22
気流計測	S	1.46

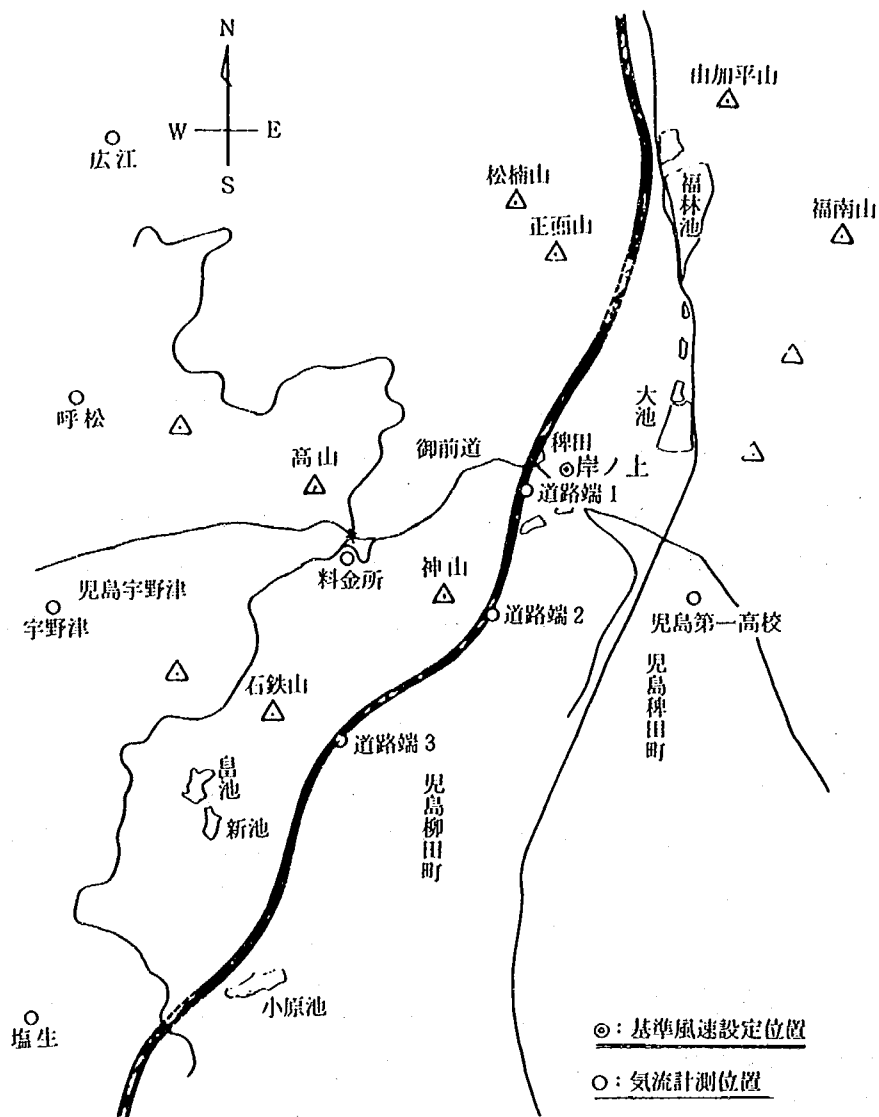


図2-2-1 ルート位置図 (気流計測位置を含む)

3. 実験結果

(1) 定量実験結果

定量実験のエチレングス濃度計測結果を基に各実験ケース別に等濃度分布図を作成した。この等濃度分布図は各ケース毎に検出された最大濃度 C_0 を基準濃度(1)とした希釈比(C/C_0)で表示したものである。この図上(▲)印は最大濃度検出位置を示す。

これら図を基に各ケース別にエチレングスの拡散状況を見てみると次のとおりである。

1) 風向S, 風速1.49m/sec の場合の拡散状況(図2-2-2)

全体的な傾向としては、計画ルートを境に北西側は山々が連なり、南東側は平地が広がっているため、排出ガスの逆流現象はあまり見られず、また、山々が拡散効果を増大するのか風向軸に沿って平行に拡がらず、計画ルートに沿ってある程度の幅を持って下流へ分布している。

また最大濃度が検出されたトンネル坑口付近からの排出ガスの拡がりには松楠山、由加平山および福南山などの山々の影響を受けてあまり拡がらずある程度の幅を持ってそのまま風下へ分布している。

2) 風向S, 風速0.75m/secの場合の拡散状況(図2-2-3)

分布図の傾向としては設定風速1.49m/secの場合とほぼ同様であるが分布線相互の間隔およびその曲率などは緩やかになっている。

3) 風向SW, 風速1.27m/secの場合の拡散状況(図2-2-4)

濃度分布図の傾向としては、全体的な分布はほぼ風向軸と平行に拡がっているが道路の風上風下側の地形の影響を受けるのか排出ガスの分布状態は滑らかでなく、複雑に入り組んでいるのが認められる。正面山トンネル坑口及び北側の道路上から排出されるガスは風軸と平行に拡がらず由加平山と福南山の谷間の低い方へと拡がっている。また正面山トンネル坑口南側からの排出ガスは西側正面山の方へ拡がり頂上付近まで分布しており、そのままNNE方向へ拡がっている。

4) 風向NE, 風速1.16m/secの場合の拡散状況(図2-2-5)

濃度分布図の傾向としては全体的に風軸下流へ緩やかに排出ガスが拡がっているが、正面山トンネル上下線付近からの排出ガスは由加平山、福南山などの影響を受けて上流側へ拡がっている。また岸ノ上より南側のルートからの排出ガスも東側へ拡がっている。

5) 風向W, 風速0.75m/secの場合の拡散状況(図2-2-6)

濃度分布図としてはトンネル坑口付近の分布とその他の部分で拡散の違いが見られる。正面山トンネル北側坑口からのガスは周囲の山々の地形の影響を大きく受けて道路西側の松楠山、正面山の方へ分布しており道路東側へは由加平山と福南山との間の低地に向って拡がっている。また正面山トンネル坑口付近からの分布についても一部は西側へ向って拡がっており、東側へはある程度の幅を保ちながら緩やかにENE方向へ拡がっている。トンネル坑口周辺以外からのガスは多少風上側への分布も見られるが、下流側へ比較的一様に分布している。

6) 風向W, 風速2.12m/secの場合の拡散状況(図2-2-7)

全体的な濃度分布の傾向は風速0.75m/sec, 昨年度実験を行った1.4m/secの場合とほぼ同じで

あるが、分布線は風速が高いために地形等の影響がより強調されるためか滑らかでなく、入り組んで粗くなっている。

7) 風向NW, 風速 1.22m/sec の場合の拡散状況 (図2-2-8)

全体的に排出ガスは風軸に沿って下流に拡がっているが、下流域でガスの分布は正面山トンネル両坑口近傍からと柳田町付近のルートからの二分したような分布となっている。

正面山トンネル北側坑口およびその近傍からの排出ガスは、ルート両側に位置する山々のために風軸に沿って拡がらず、ルートに沿ってS方向に拡がっている。また正面山トンネル南側坑口からのガスは路端からある幅を持って、風軸に沿って風下側へ分布している。さらに帆谷、柳田町付近の道路からの排出ガスも上流側へ排出ガスの逆流が見られ、神山では頂上付近まで及んでいる。

(2) 風向の変化による濃度の違い

計画ルートについての昭和55年度定量実験結果(風向N, W, E, SE) および昭和56年度定量実験結果(風向S, SW, NE, NW) を基に代表地点(池ノ内, 岸ノ上, 住宅地域)への排ガスの傾向を見てみると、次のとおりである。

地形的に見ても住宅地は主に計画ルート南東側に散在しており、当然風向W及びNWの場合影響があると考えられるが、実験結果を見ても風向W, NWの場合、池ノ内, 岸ノ上を筆頭に殆んど住宅地域へ排出ガスが拡がっている。また風向N, およびSWで計画道路近傍の住宅地域に排ガスが拡がっている。その他の風向S, SE, E, NEについては道路近傍に位置する岸ノ上, 池ノ内へ一部拡がっているが、その他の住宅地域へのガスの拡がり殆んど見受けられない。

(3) 道路周辺の年平均の濃度分布の検討

定量実験結果および8方位に分類した風向の出現頻度を基に年平均濃度の検討を行った。

風向別の濃度計測結果を基に年平均の合成濃度 C_s を求める場合は次の関係式で求めることができる。

$$C_s = \sum_{i=1}^8 \left\{ C_T \cdot \frac{U_T}{U_F} \cdot \frac{P}{100} \right\} \quad (1)$$

ここに C_s : 合成された濃度 [ppm]

C_T : その風向における求めようとする点の濃度 [ppm]

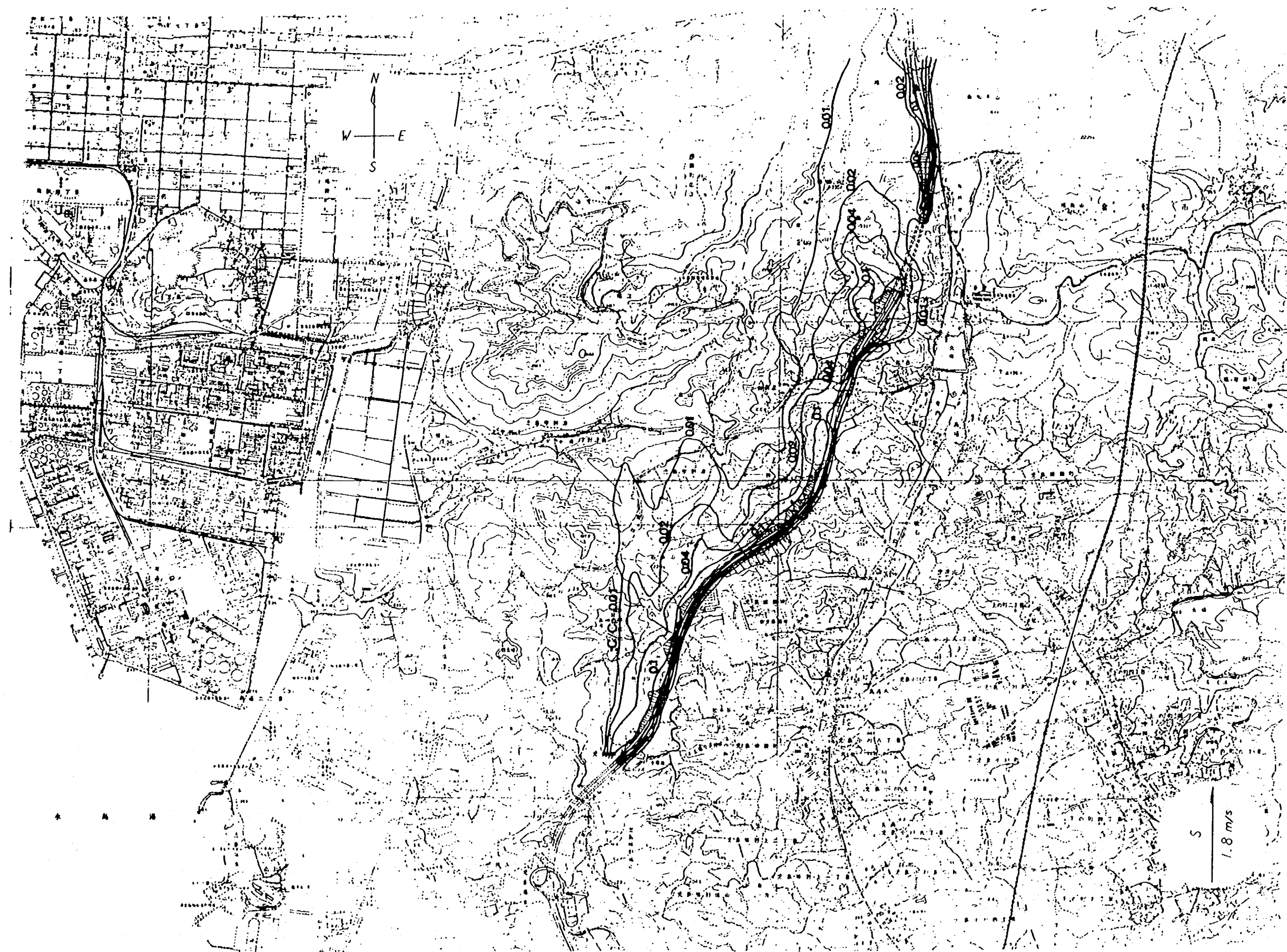
U_T : その風向における実験時風速 [m/sec]

U_F : その風向における年平均風速 [m/sec]

P : その風向の出現頻度 [%]

本実験では実験時風速は岸ノ上でのその風向における年平均風速で実験を行ったため式(1)中の風速に関する項は関係せず出現頻度だけを考慮して合成を行った。合成に使用した各方位別の風の出現頻度は表2-2-2に示すとおりである。なお表2-2-2に示す出現頻度は、風速1 m/sec以下についても8風向に出現頻度を分類している。

また式(1)の C_T については時間交通量の年平均値に対応する NO_x 濃度を用いた。



濃度計測結果

設定風向 S

風洞風速 1.8 m/s

基準風速測定位置・岸上

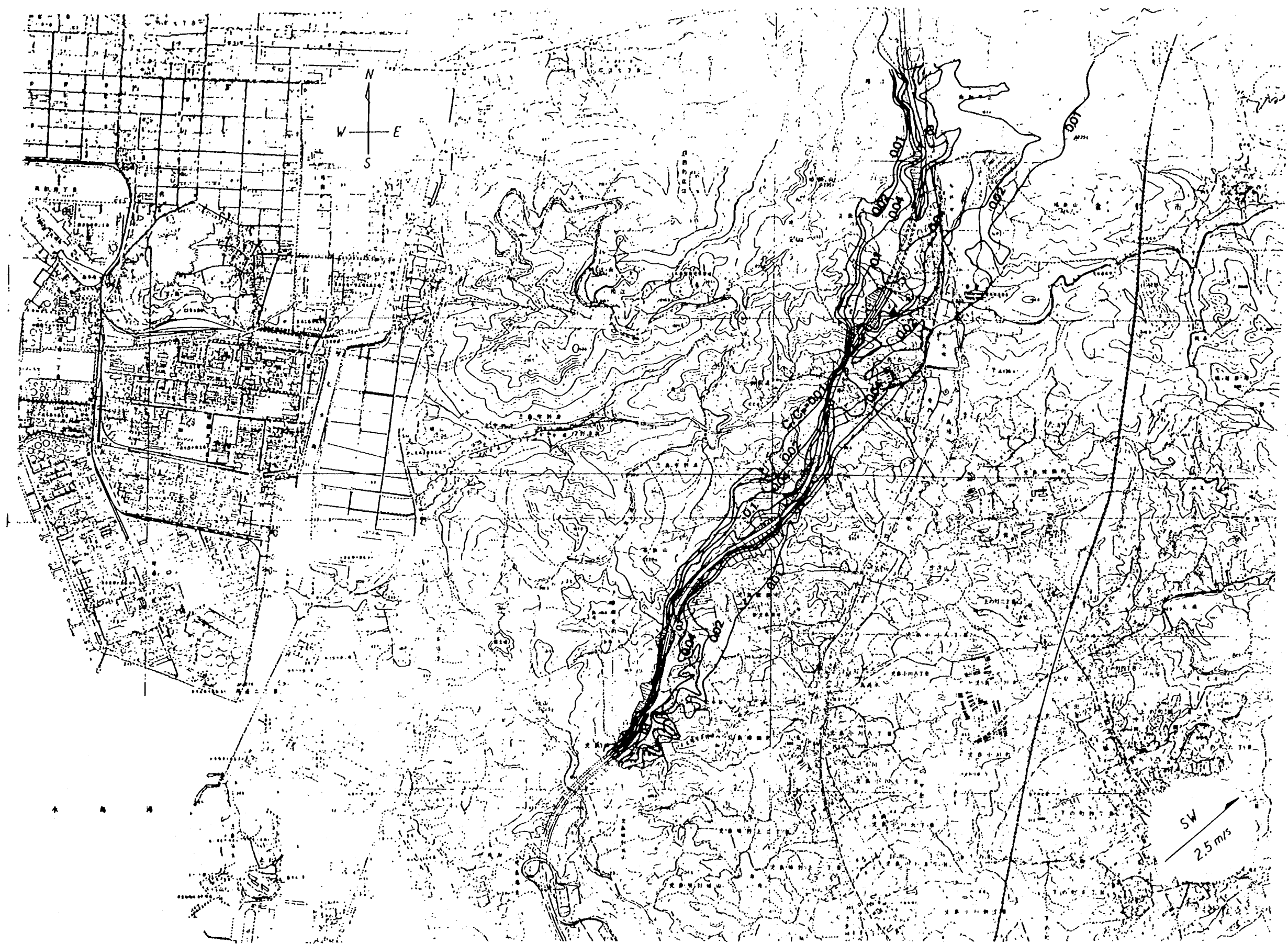
風向 S

風速 0.75 m/s

C₂H₄GAS 吐出量 505 cc/m

▲: 濃度基準位置

図2-2-3



濃度計測結果
 極定風向 SW
 風洞風速 2.5 m/s
 基準風速測定位置・岸上
 風向 SW
 風速 1.27 m/s
 C₂H₄GAS 検出量 505 cc/m
 ▲: 濃度基準位置

図2-2-4



濃度計測結果

設定風向 NE

風洞風速 3.0 m/s

基準風速測定位置・岸上

風向 NE

風速 1.16 m/s

C₂H₄GAS 吐出量 505 cc/m

▲: 濃度基準位置

図2-2-5



濃度計測結果

設定風向 W

風洞風速 1.5 m/s

基準風速測定位置・岸上

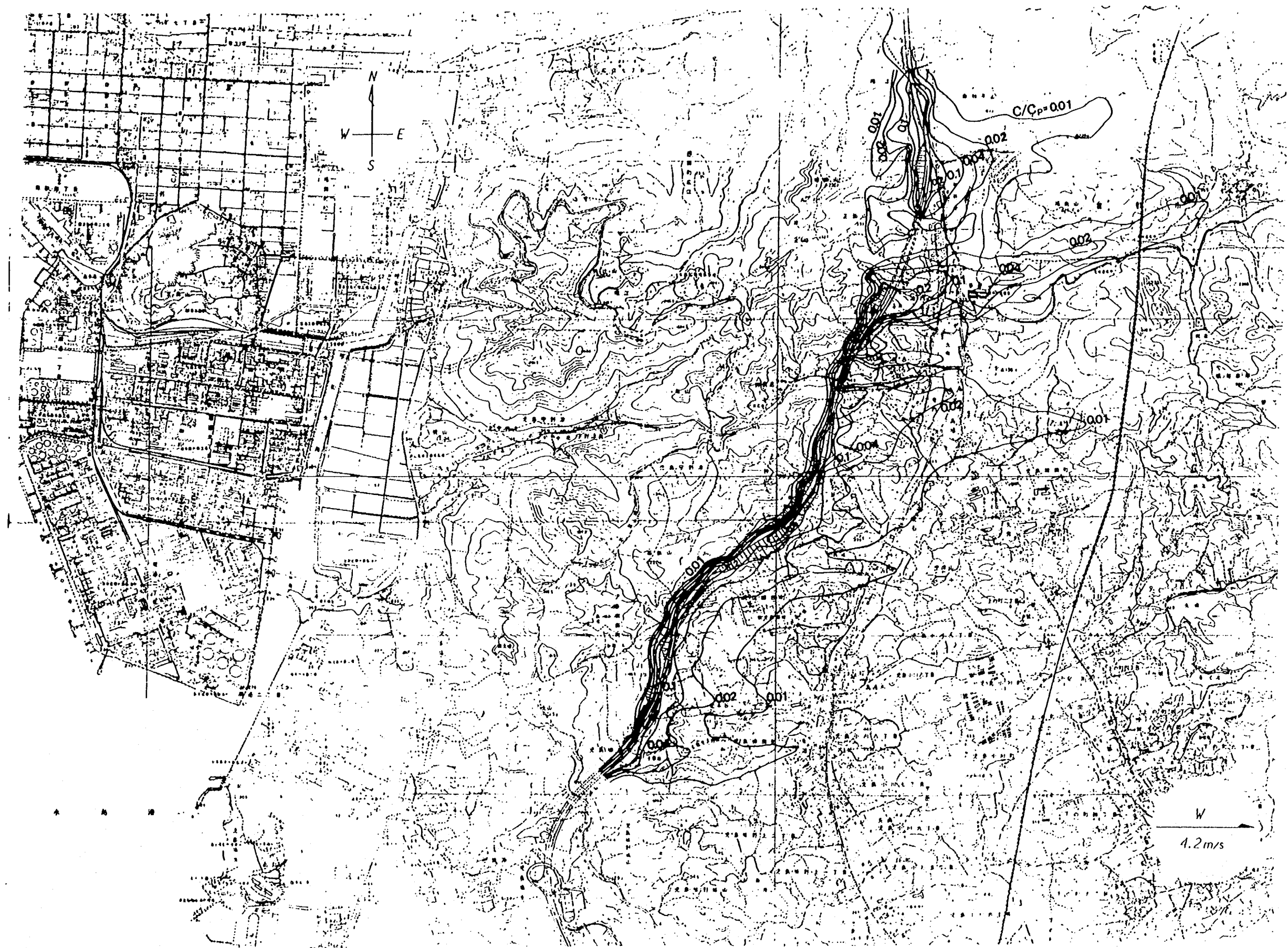
風向 W

風速 0.75 m/s

C₂H₄ GAS 吐出量 505 cc/m

▲: 濃度基準位置

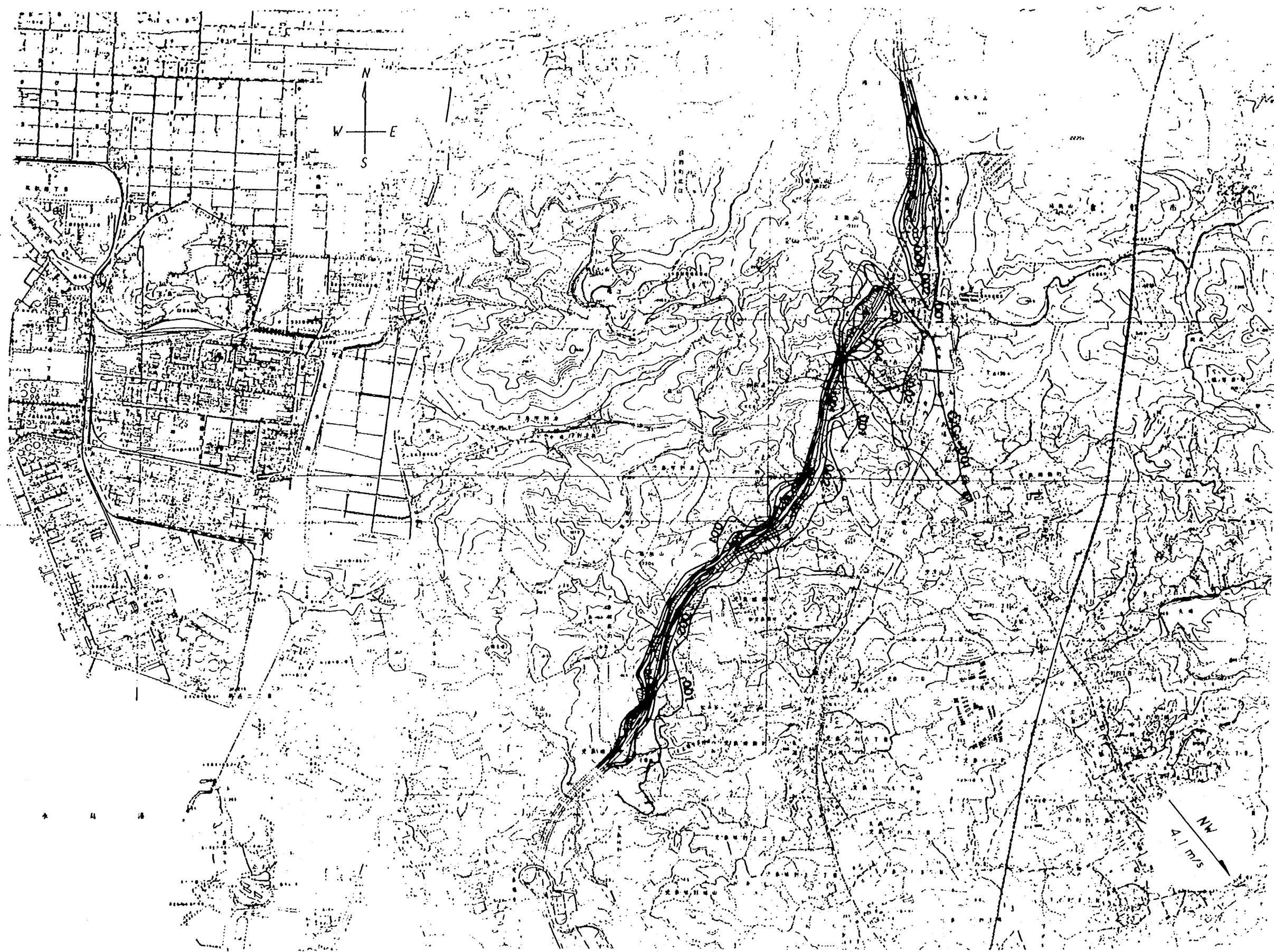
図2-2-6



濃度計測結果

設定風向 W
 風洞風速 4.2 m/s
 基準風速測定位置・岸上
 風向 W
 風速 2.12 m/s
 C₂H₄GAS 吐出量 505 cc/m
 ▲: 濃度基準位置

图 2—2—7



濃度計測結果

極定風向	NW
風洞風速	4.1 m/s
基準風速測定位置・岸上	
風向	NW
風速	1.22 m/s
GHGAS 吐出量	505 cc/m
▲: 濃度基準位置	

図2-2-8

表 2-2-2 風向の出現頻度

風 向	出現頻度(%)	風 向	出現頻度(%)
N	5.3	S	7.7
N E	7.3	S W	5.5
E	8.6	W	17.6
S E	14.9	N W	33.1

図 2-2-9 は式(1)に基づいて計画ルート周辺のNO_xの合成濃度を等濃度分布図で示したものである。

この等濃度分布図を基に排出ガスの濃度分布傾向を見てみるとNO_x 8 ppb 以上の濃度分布域は計画ルートに沿って両側の道路近傍にそれぞれ100m程度の幅を持って分布している。但し正面山トンネル坑口近傍では200 m程度の幅で両側に分布している。またそれ以下の濃度分布線については、その分布幅を見てみると北西側より南東側の住宅地域の方へ広がって分布している。

このような傾向を示す最も大きな要因としてはNW～W風向の出現頻度が卓越して全体のほぼ50%近くを占めていることが挙げられる。また、地形状況を見て見ると計画ルートを境として北西部は山々が点存し、山岳地帯となっており、南東側は平地が広がっている。このため排出ガスが北西部へ向うと、山々が拡散効果を高め、濃度としては平地側に比べ低めになることも考えられる。

(4) 気流計測結果

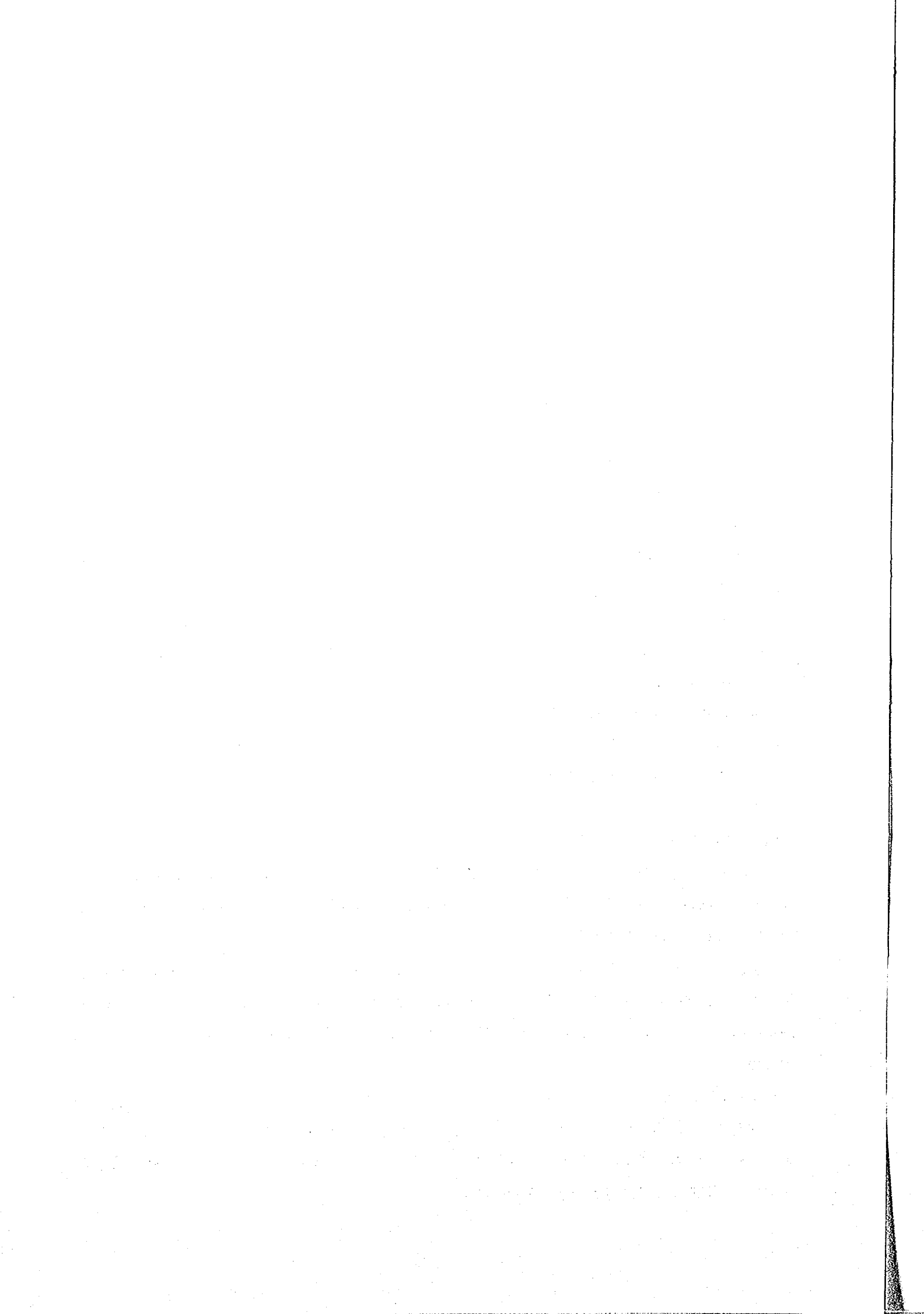
各気流計測点での風向・風速の鉛直分布は図 2-2-10に示すとおりである。

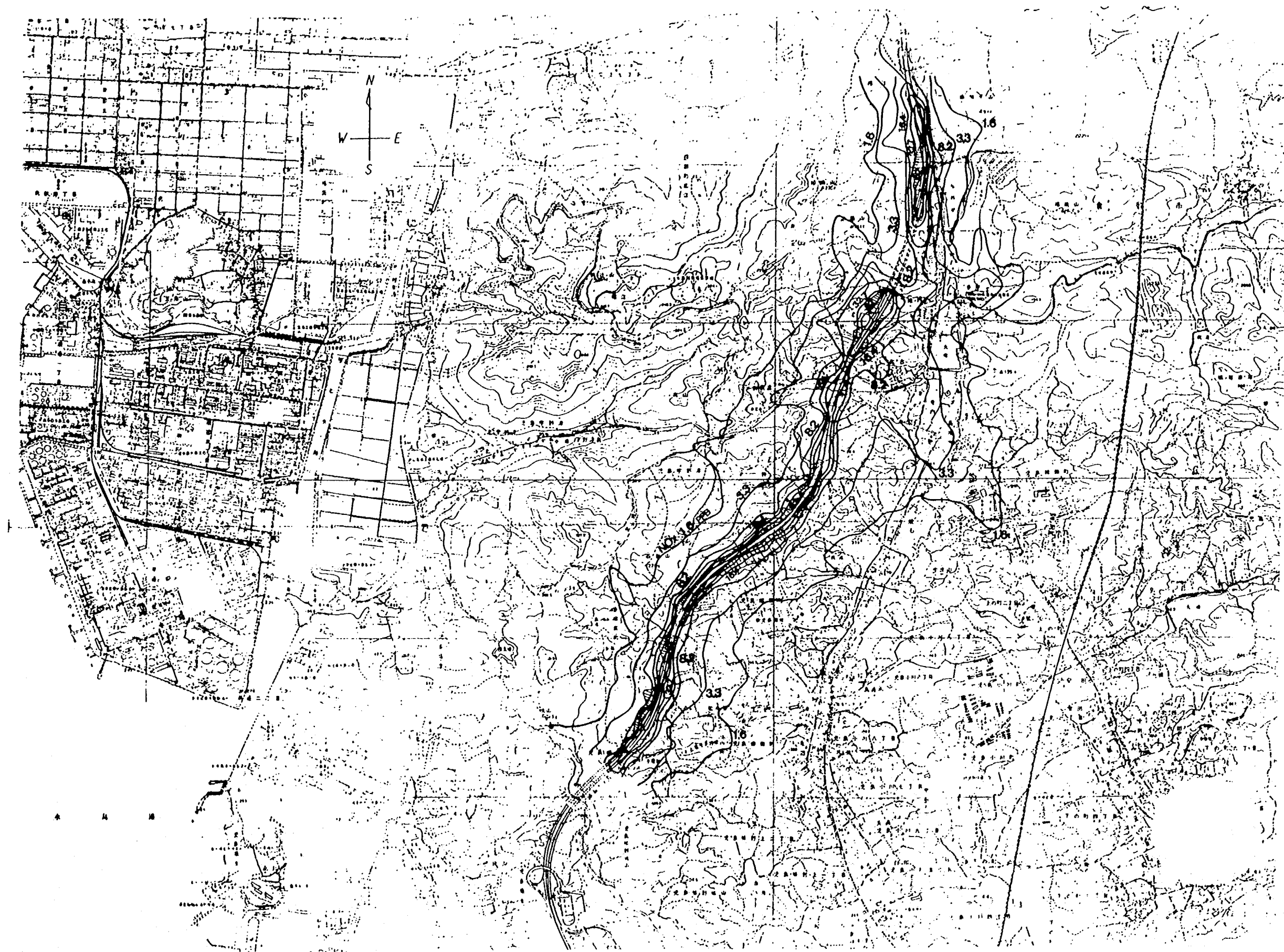
風向は神山、石鉄山、高山に挟まれたくぼ地に位置する料金所のZ=10mm以下および石鉄山の裾に位置する宇野津のZ=20mm以下でSSWを示すほかは全ての計測点で設定風向と同一のSを示している。

風速の鉛直分布はどの計測点についてもZ=170mm 以上については同様な傾向を示している。風速の鉛直分布で地形の影響を受けているのは前後を山に挟まれた岸ノ上、山裾に位置する宇野津、広江であり、低い位置で影響を受けている。岸ノ上では50mm程度以下では風上に位置する神山の影響が表われていると考えられる。

風上側が平坦で地形の影響があまり及ばないと考えられる地点、児島第一高校、道路端1, 2, 3, 塩生、児島では何れも風速の鉛直分布はZ=30mm以下で乱れが見られるが、それ以上の高さではほぼ同様の傾向を示している。これらの地点では低い位置では道路構造、建物などの影響を受けているものと思われる。

また各計測点でX成分乱れを見てみると、最も乱れが大きいのは料金所であり、Z方向に大きい乱れの範囲が広い地点は郷内、広江、宇野津、道路端3である。逆に比較的乱れ範囲が狭い地点は塩生、児島、児島第一高校となっている。X成分乱れ分布を見た場合、風速分布にある程度の対応を示すが、それ以上に地形及び建物などの影響が現われている。





8方位濃度合成結果
(注) 図面上の数値は
NOx濃度(ppb)を示す。

図2-2-9

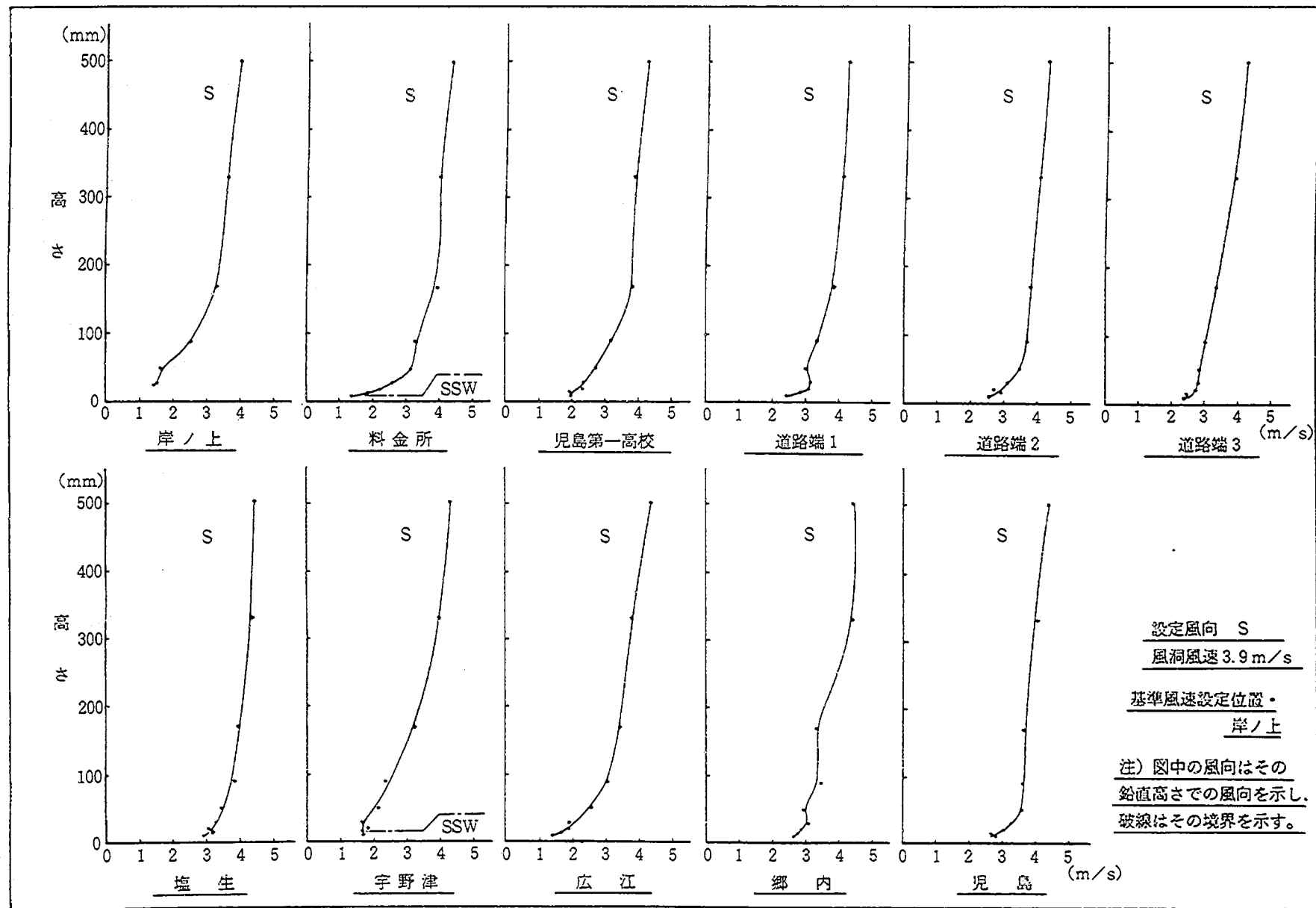


図 2-2-10 気流計測結果

4. まとめ

- ① 風洞模型実験により昭和55年度、56年度で道路から排出ガスの拡散状況の把握を行ったが、その結果によれば道路周辺の濃度分布は地形の影響を受けたものとなり、一部では風上側へもその影響が見られた。

このことは排出ガスが広範囲に拡散稀釈されていることであり、数値解析では明らかにすることがむずかしい拡散状況を確認することができた。

- ② 各風向別濃度計測結果および各風向の出現頻度をもとに年平均の濃度の検討を行ったが、その結果によれば、トンネル坑口周辺で他の個所より濃度が高くなる傾向となっている。また道路の西側に比して東側の方がやや高い濃度となっているが、特に高いという地点はなかった。
- ③ 気流計測結果によれば風向、風速、風の乱れの鉛直分布は観測地点の周辺の山、建物などの影響を受けており、一部の範囲では、高度の差異によって風速、乱れの変化や、風向の変化していることが把握できた。

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
吉 村 栄 司
岩 崎 尚 義

3-1 まえがき

長大橋に用いられる鋼床版舗装はRC床版に比較して鋼床版の剛性が小さいため舗装の疲労破壊が早くなる。

さらに場所等の制約から舗装の維持修繕も困難になるため、できる限り耐久性に優れた舗装が必要になる。そのためには、鋼床版構造の変形特性や舗装表面のひずみなどを把握して、局所的な変形を考慮した舗装体の検討を行うことが重要である。

3-2 長浦試験舗装調査結果

昭和51年3月に国道16号千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦地先の現道にコンクリートビット（ $24.8 \times 9.0 \times 2.0$ mm）を設けて、床組構造を持った鋼床版を架設し橋梁構造として、ここに図3-2-1のような構成

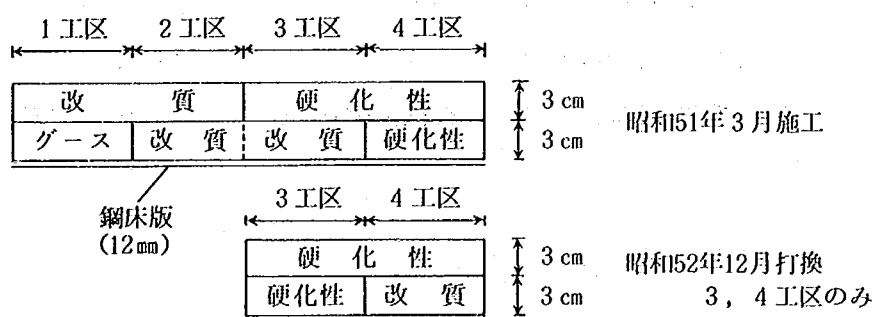


図3-2-1 舗装構成

の舗装を施工し、供用性等について調査を行ってきた。

調査は施工直後から昭和56年11月までの5年8ヶ月間行ったが第3・4工区は、同52年12月に打換えを行っている。

今年度の調査は11月に実施した。

3-2-1 調査結果

(1) 交通量

前年の交通量調査によると、全交通は11,370台/方向で大型車交通量は4,860台/方向で約43%である。このデータをもとに累積交通量を計算すると、5年8ヶ月の供用期間の累積大型車交通量（N）は、約 963×10^4 台/方向となる、ただし打換えを行った3・4工区は3年11ヶ月で約 685×10^4 台/方向となる。

調査実施年月の供用月数と累積大型車交通量の対応を表3-2-1に示した。

表3-2-1 調査実施年月

調査年月	供用月数	累積大型車交通量($\times 10^4$)
昭和51年3月	0	0
51年8月	5	65.9
51年10月	7	92.4
51年12月	9	119
52年2月	11	148
52年9月	18	242
52年12月	21(0)	— (0)
53年2月	23(2)	308 (24.5)
53年9月	30(9)	406 (123)
54年10月	43(22)	591 (308)
55年10月	55(34)	769 (485)
56年11月	68(47)	967 (685)

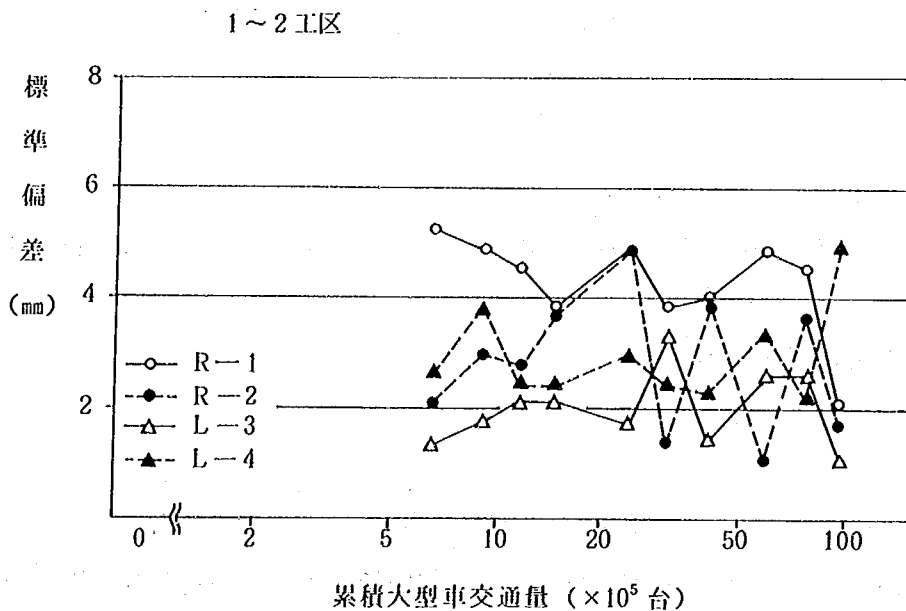
() 内は打換工区の供用データを示す。

(2) 平坦性

縦断凹凸量は各工区ともわだち部を2レーンずつ測定し、標準偏差で整理した。表層のアスファルト混合物が同一である1～2工区、3～4工区にわけて、標準偏差と累積大型車交通量の関係を図3-2-2に示した。

今年度の平坦性は、1～2工区で1.1～4.9mm、3～4工区で2.5～6.3mmとなっている。1工区と2工区を比べると、全体的に1工区の値が大きい。これは下層のグースアスファルトが温度により変化しやすい傾向にあり、これが上層に影響を及ぼしているものと思われる。

3～4工区については当初から値は大きく、打換え後も同様である。現在ではひびわれの影響が大きく一段と悪くなっている。



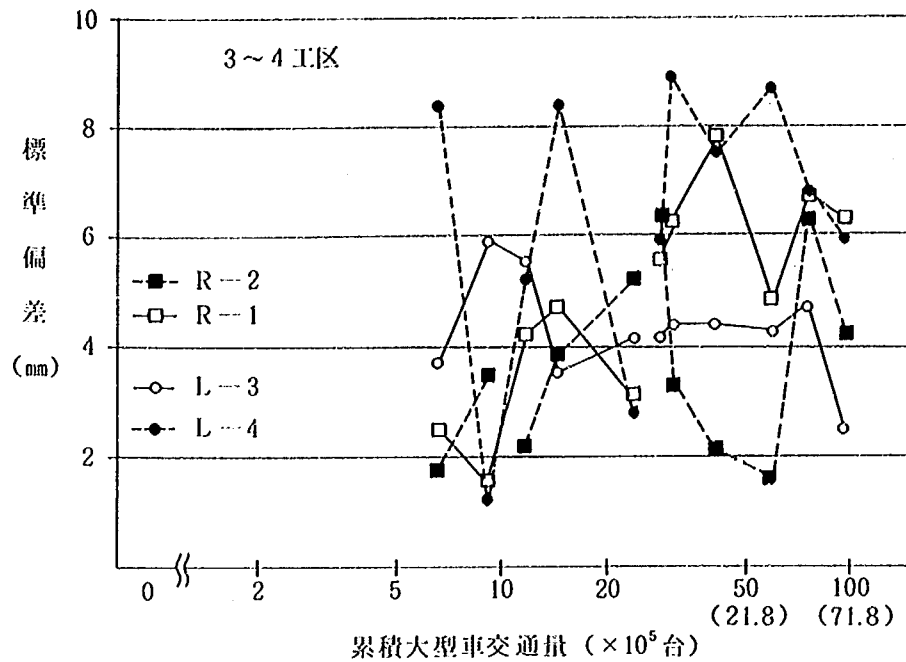


図 3-2-2 平坦性

(3) わだち掘れ量

わだち掘れ量は、横断プロフィロメータで得られる波形の凸部と凹部の差で求め、各工区・3ヶ所を測定しその平均値で整理した。図 3-2-3 に累積大型車交通量との関係を示した。1 工区と 2 工区の

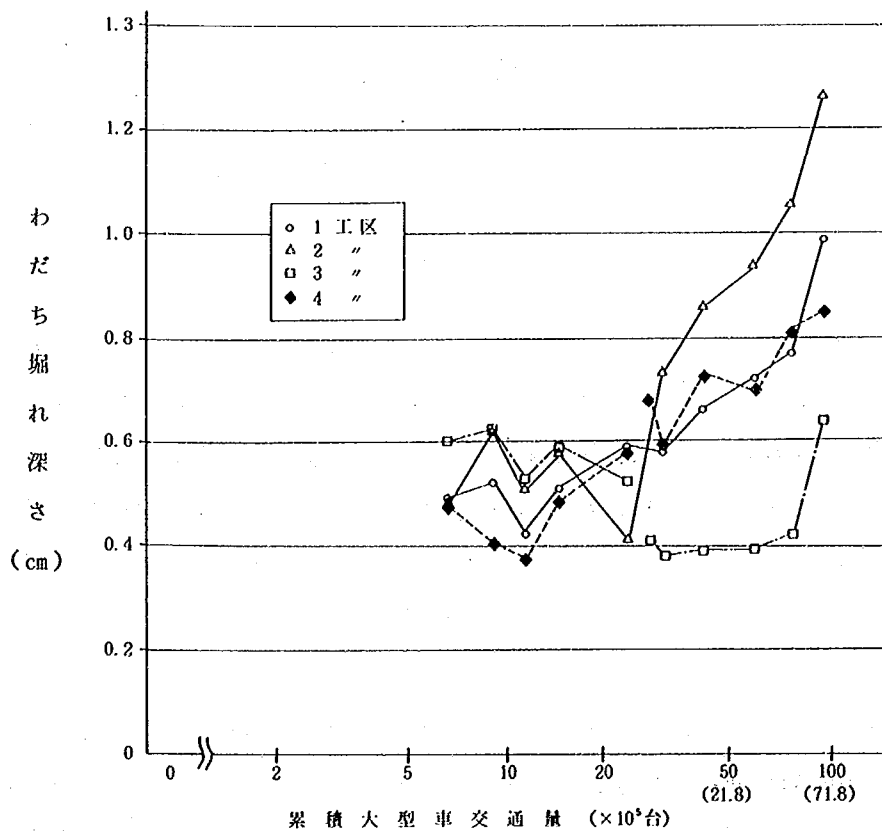


図 3-2-3 わだち掘れ量

わだちが大きく出ているのがわかる。特に2工区は56年11月現在で1.27cmと大きいことがわかる。一方3～4工区は打換えを行っているため、供用月数が浅いこともあるがそれでも施工後からの変化量が少ない。わだち掘れ量が0.64, 0.85cmとなっているのは、ひびわれの進行によるものと思われる。したがって硬化性アスコンは耐流動性に適していると思われる。

(4) ひびわれ率

ひびわれ率の調査結果を図3-2-4に示した。当初3～4工区は、短期間のうちにひびわれが進行

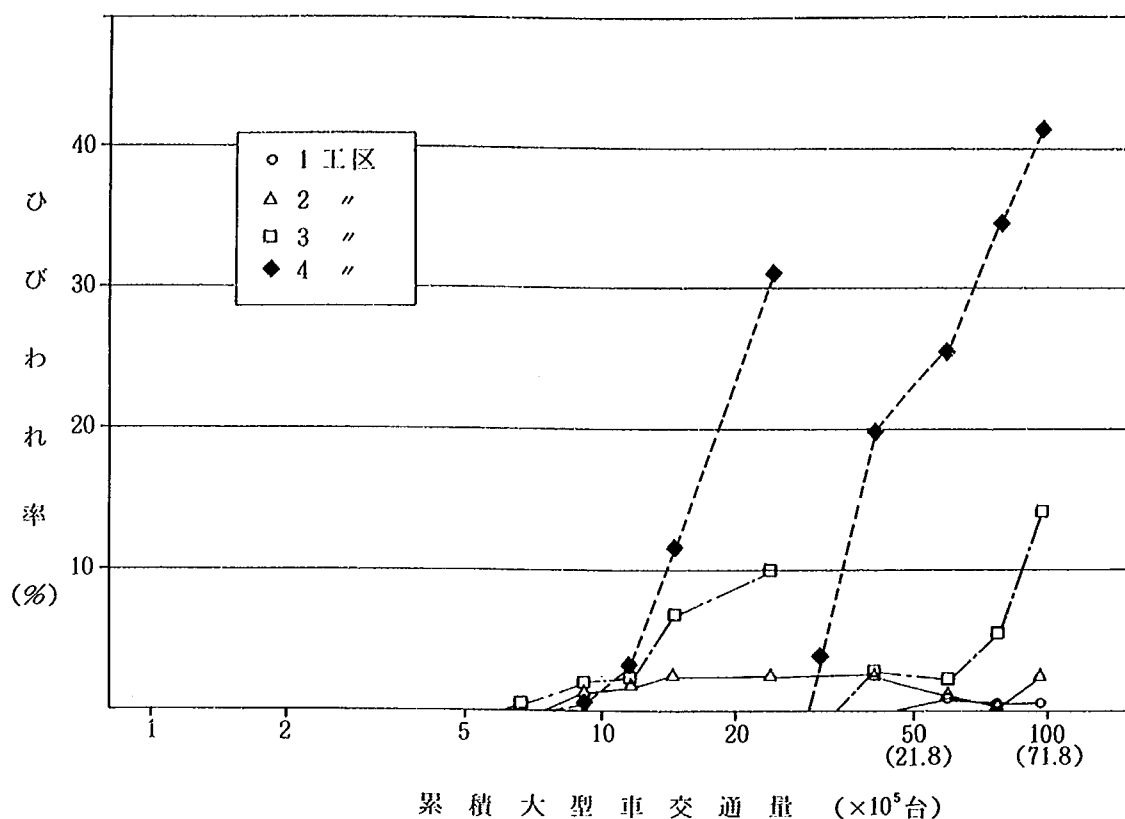


図3-2-4 ひびわれ率

した為に打換えを行った。その際、マウラージョイントの高さ調整等を行い段差衝撃を少なくするような処置を施した。しかし打換え後もひびわれが発生しており、4工区は $N = 685 \times 10^4$ で41%になった。ここで発生しているひびわれの主な原因は、エポキシアスファルト混合物の締固め不足および接着不良が認められた。このようなことから、今後同種類の舗装を施工する場合には十分な注意が必要である。1～2工区については $N = 685 \times 10^4$ で0.5～25%と小さく、在来工法の鋼床版舗装より改善効果がうかがえる。

(5) すべり抵抗

図3-2-5にすべり抵抗値(BPN)と累積大型車交通量の関係を示した。全体的な傾向として、一担BPNは $N = 200 \times 10^4$ 台供用時までは低下しているが、途中から回復している。これは骨材が車両走行によりポリシング効果で平滑化するが、その後骨材のミクロな凹凸が出るので、新たにBPNが増大するのであると思われる。

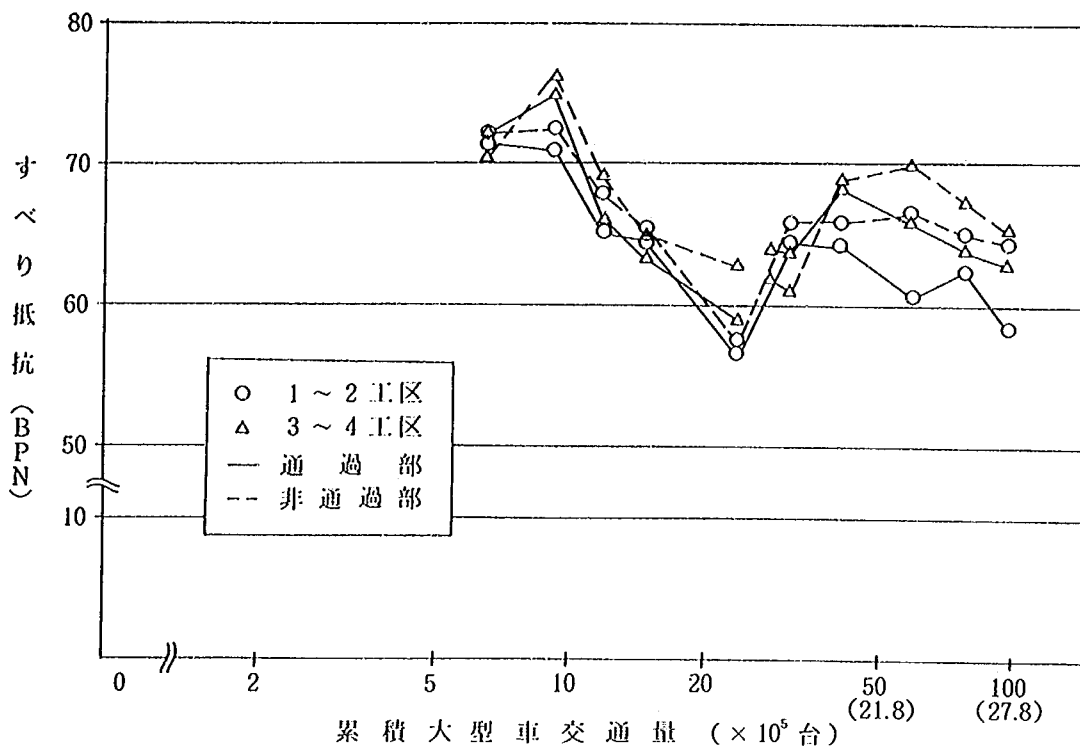


図3-2-5 すべり抵抗

以上の調査結果から鋼床版舗装には供用性の良い（改質アスコン+グースアスファルト）および（改質アスコン+改質アスコン）による舗装構成のものが適していると思われる。

3-3 土研大ループ鋼床版舗装調査

昨年度より土研舗装走行大ループ実研場内に鋼床版舗装を設け、荷重車による走行試験を行っている。

橋梁は因島大橋の鋼床版の構造と基本形式を一致させたものを架設し、ここに図3-3-1のような2種類の舗装を製した。ループには、無人で走行する荷重車が4台あり、これを利用して舗装の供用性の調査と載荷実験を行った。

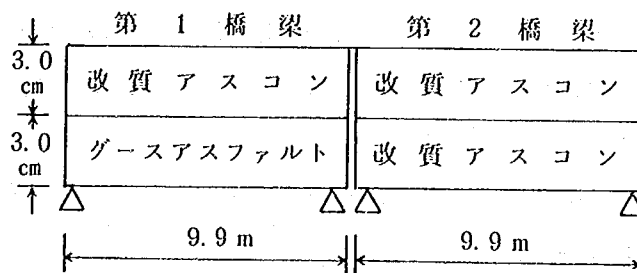


図3-3-1 舗装構成

(1) 供用性

今年度の荷重車走行回数輪荷重 $P = 5t$ は1月までで 4×10^4 回、 $P = 7t$ の走行回数を換算すると

4.4 × 10⁴回になる。さらに昨年度の走行回数 7.3 × 10⁴を累積すると 11.7 × 10⁴回走行していることになる。この間定期的に路面性状調査を行ったが、ひびわれ破損は認められず、主にわだち掘れ量の変化をまとめた。

わだち掘れ量は、昨年度より、第1橋で0.6～1.6mmの変化があらわれてきた。特に夏期から秋期にかけての9月中旬頃の変化が大きく出ている。また第1橋は第2橋よりもわだち掘れの推移が大きくなっている。これは下層のグースアスファルトのコンシステンシが温度によって変化しやすいこと等の影響によるものと思われる。

(2) ひずみ測定

第1橋梁について前回と同様の条件でひずみとたわみ量の測定を実施した。その載荷試験結果を表3—3—1に示した。静的載荷でのたわみ量は、前回の測定値と変わらず、輪荷重5tから7tへの変化

表3—3—1 載荷試験結果

輪 荷 重 (t)		5			7		
載 荷 速 度 (km/t)		0	15	30	0	15	30
応 力 度 (kg/cm ²)	デッキX方向	1	45	52	110	53	—
	Y方向①	—16	51	47	123	49	—
	リブX方向	504	259	247	752	349	235
	Y方向	555	137	125	994	170	134
たわみ量 (mm)	主桁 (1)	1.00	—	—	1.24	—	—
	横桁 (6)	1.23	—	—	1.53	—	—
	リブ (10)	1.38	—	—	1.74	—	—
	デッキ (2)	1.75	—	—	2.09	—	—
	デッキ↔主桁 (局部)	0.75	—	—	0.85	—	—
舗 装 の ひ ず み	X方向	521	—269	—195	—430	—265	194
	Y方向	—352	—178	—119	979	—295	286

① Y方向：橋軸直角方向，②気温：6°～15℃

数も約1.3倍となっている。また応力度およびひずみ量などの値も一応に大きくなっている。

動的載荷では、デッキプレートおよび縦リブ応力度は速度依存性の影響を受け、応力度が一応に低減している。この傾向は前回と同様ではあるが、舗装体に発生するひずみは、ばらつきが大きくひずみ量も1.1～1.4倍の増加傾向がある。

今回の測定は前回実施した時の気温より5℃ほど高かったものの、温度依存性の比較には至らなかったが、今後夏期での実験を実施し解析してゆきたい。

3—4 鋼床版舗装の現況調査

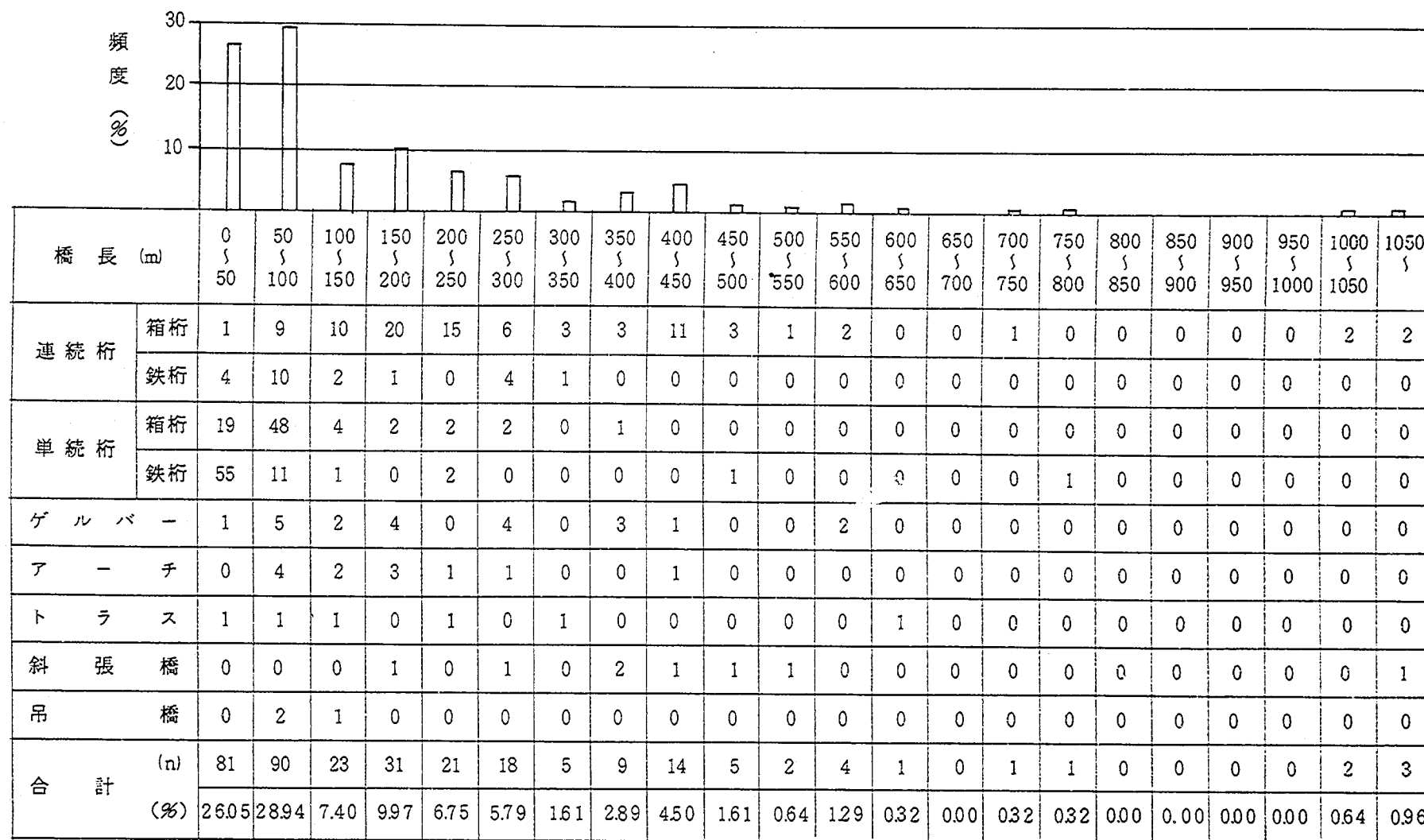
鋼床版舗装は床版構造がたわみやすいことなどからひびわれが発生しやすい。このように耐久性等の問題から舗装の改善が必要になる。このような立場から、全国の現況がどのようになっているのか調査を

実施した。調査は昭和35年以降に架設された橋長15m以上の鋼床版橋梁について行い、合計311橋のデータを収集できた。その内訳は、建設省40、都道府県96、市町村94、道路公団73、北海道開発局8である。

これらの調査結果一覧表を表3—4—1に示した。またこれらの条件の中からいくつかを図3—4—1～図3—4—8に示した。

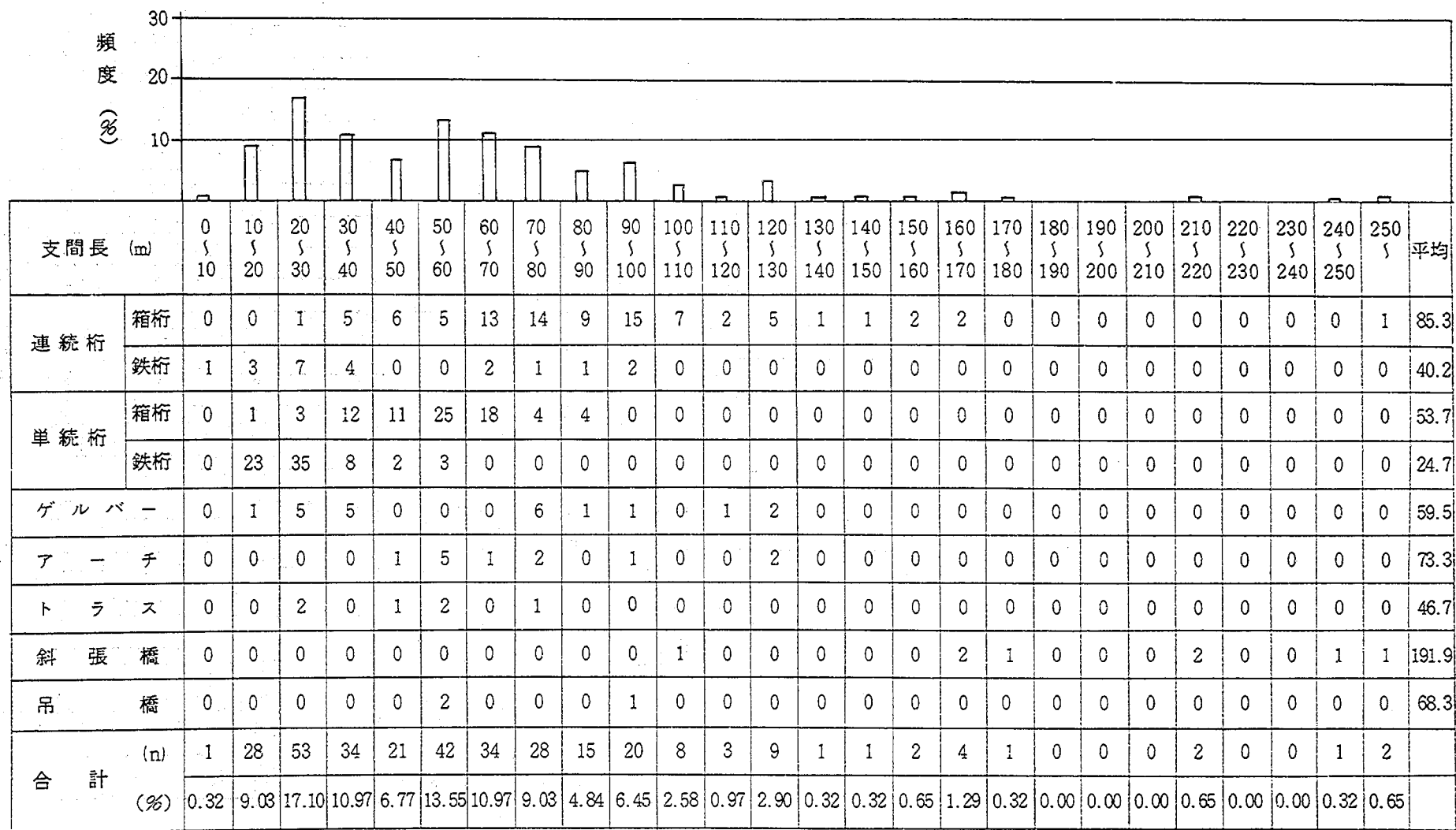
以上のことから、次のような関係を明らかにすることが出来た。

- (1) 橋梁は単純桁が多く(47%)次いで連続桁である。ゲルバー、アーチ、トラス等は数%ずつある。
- (2) 橋長は、単純桁橋は100m未満のものが主体であり、連続桁は100～250m程度のものが多い。
- (3) 舗装構成は2層仕上げが主体である(約96%)。上層(アスコン)+下層(グース)(タイプ3)=41%、(アスコン+アスコン)(タイプ1)=27%、(グース+グース)(タイプ2)=23%の頻度である。
- (4) 舗装厚は6～9cmの例が多く、中でも8cmが主体である。連続桁と単純桁等の差による舗装厚の差はない。
- (5) ひびわれ(網状、縦方向のひびわれを含む)の評価が少ないものから多いものの順序は、タイプ3>タイプ1>タイプ2の傾向にある。一方わだち掘れが小さいものから大きいものの順序は、タイプ1>タイプ2>タイプ3である。総合評価が良いものから悪いものの順序は、タイプ3>タイプ2、タイプ1の傾向にある。
- (6) 舗装の破損と橋梁構造との対応では、マクロ的にみると橋梁の最長スパン距離と関係があり、短いものは舗装の供用性が良好である。他のデッキプレート厚、横げた間隔等との関係は明らかでない。



Σn = 311 橋

図3-4-1 橋長による分類



Σn = 310橋

図3-4-2 最大支間長による分類

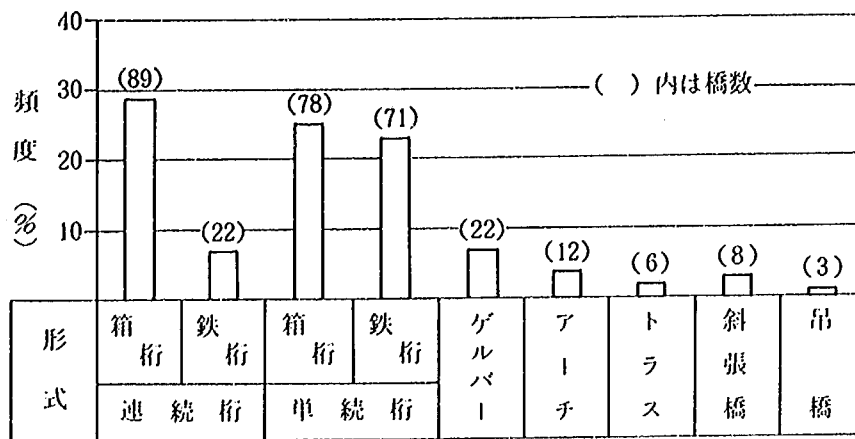


図3-4-3 橋梁形式による分類

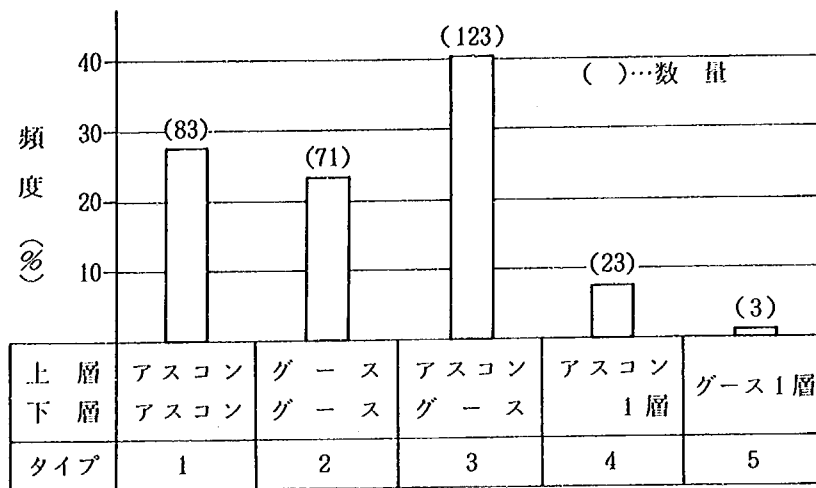


図3-4-4 舗装タイプによる分類

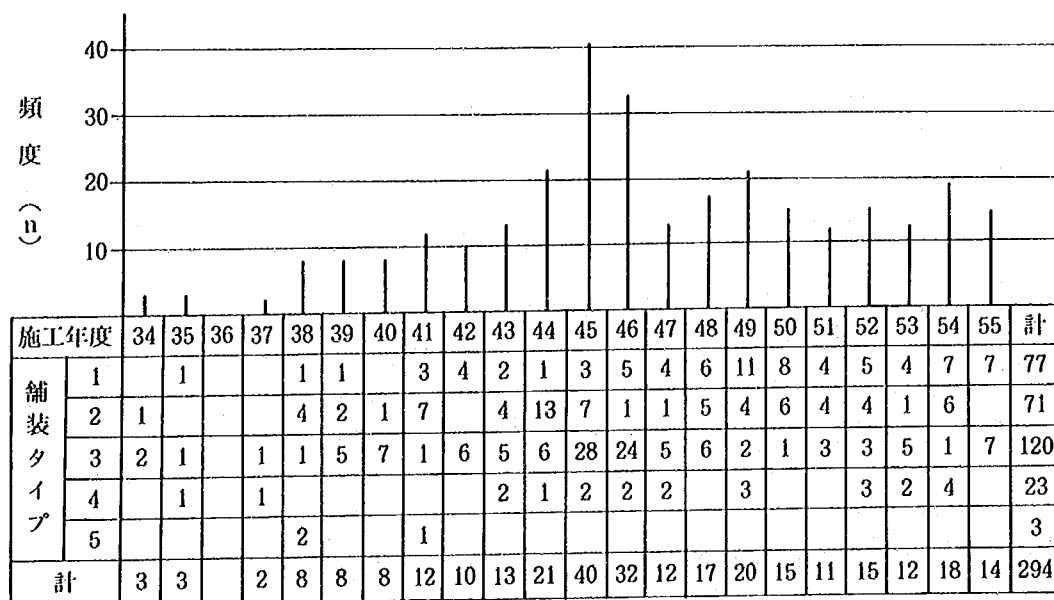


図3-4-5 施工年度による分類

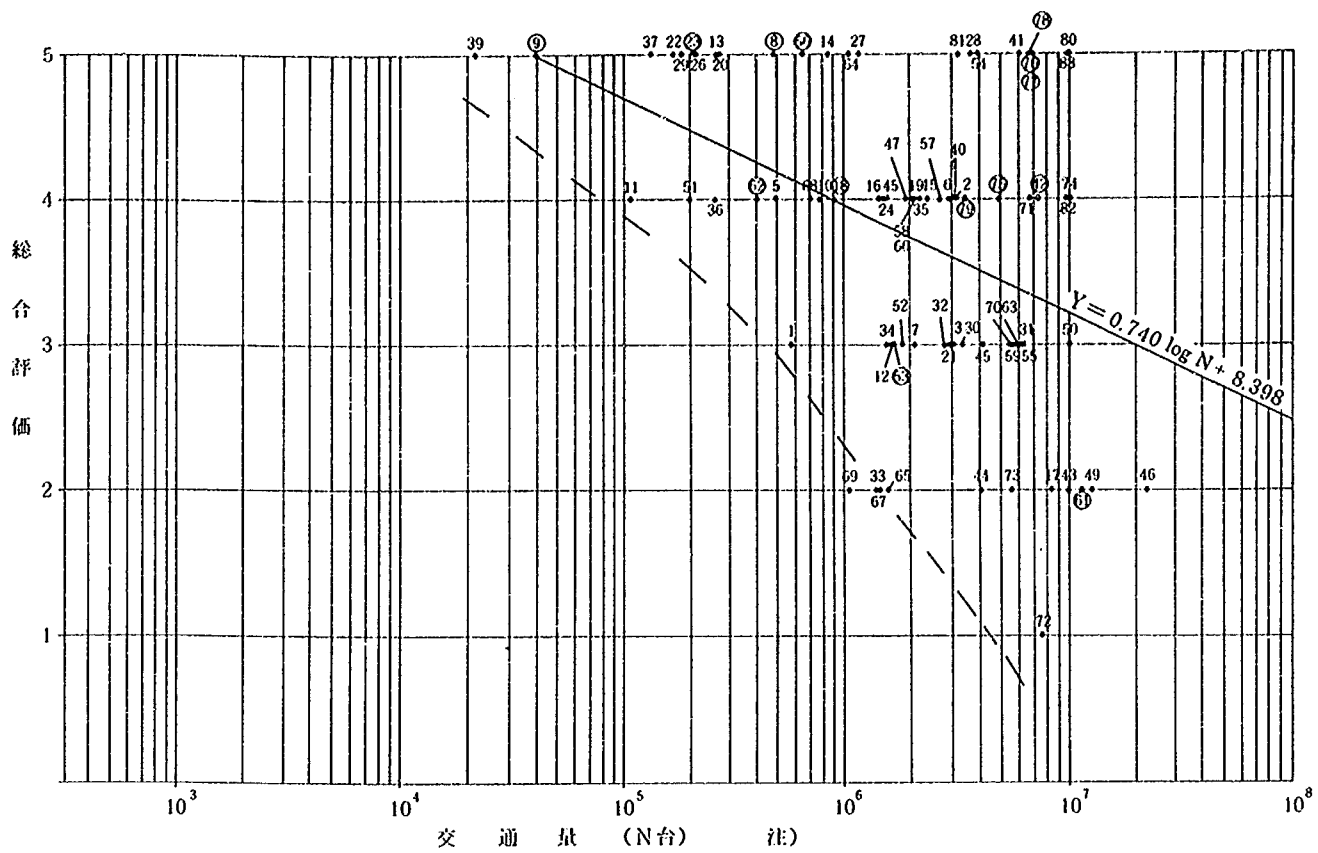


図 3-4-6 舗装タイプ(1)の N と総合評価

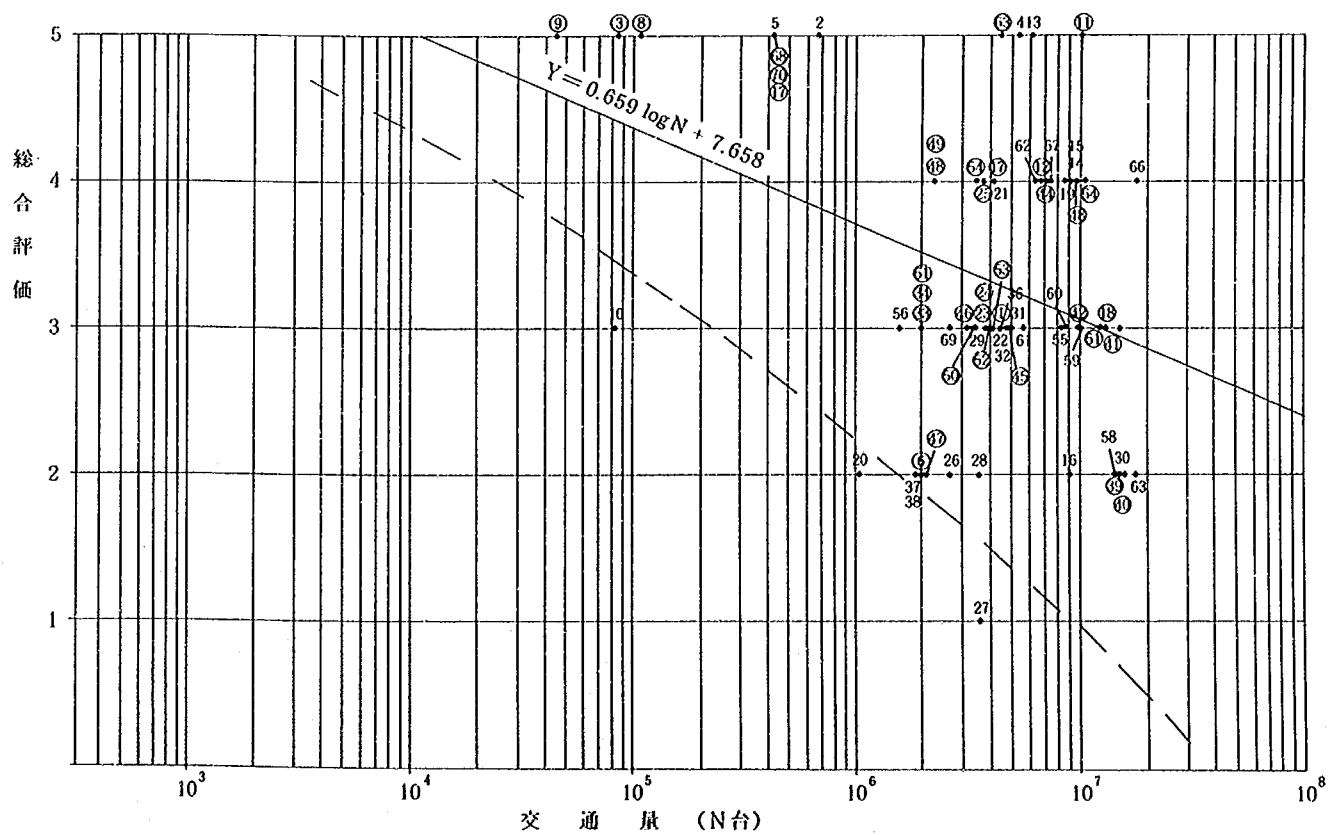


図 3-4-7 舗装タイプ(2)の N と総合評価

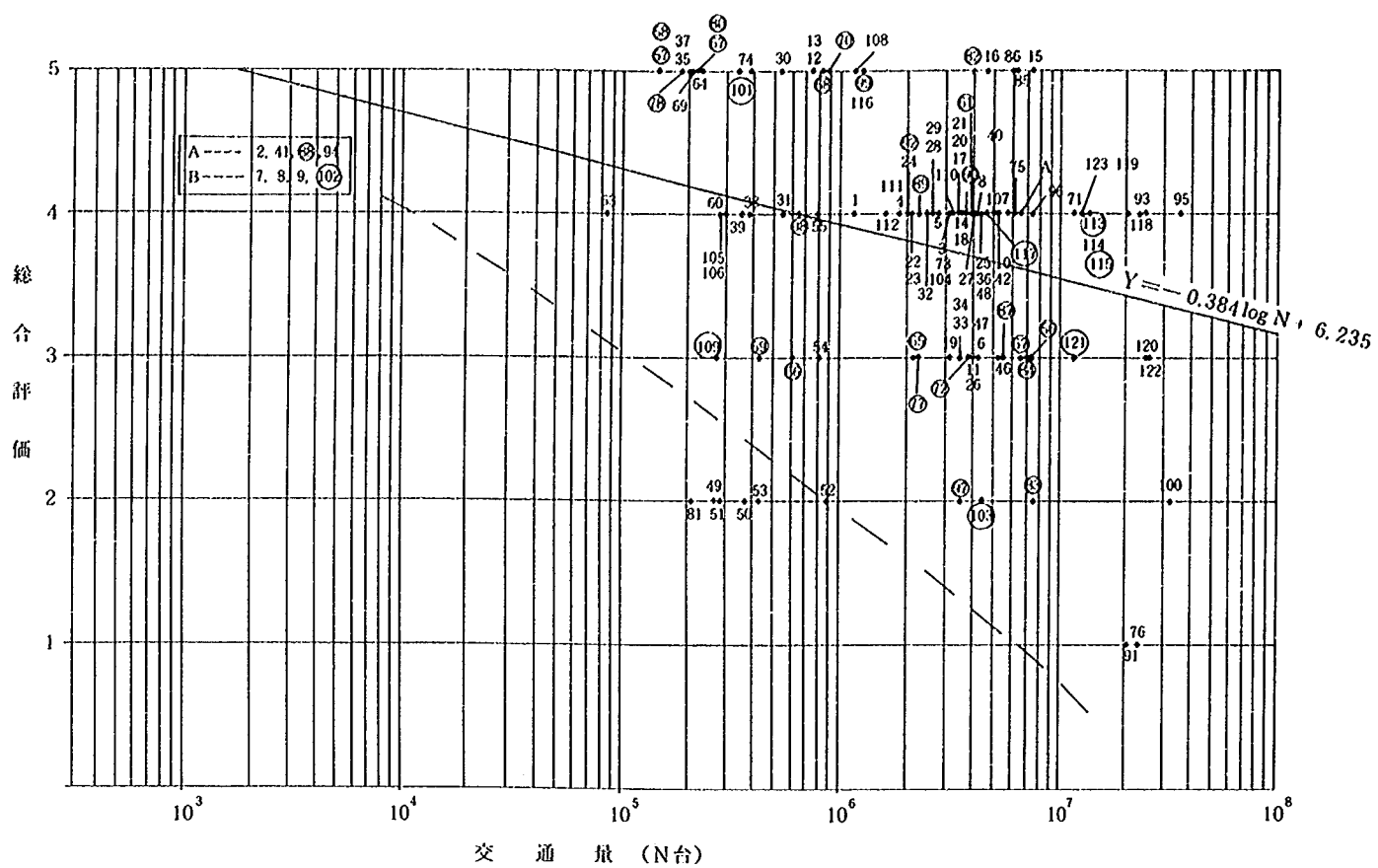


図 3-4-8 舗装タイプ(3)のNと総合評価

表3-4-1 調査結果一覧表

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾(車線)(m)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造				海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)	
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				防水層の材料
32	石狩河口橋	北海道 石狩郡	47.7	1	跨川	直橋	1.0	2.0	上路	斜張橋	1,413	160.0	11.4	330	3875	12	溶接	溶接	1c	70	密粒30	密粒40	ゴム入り乳剤	5以上	無し	0
33	汐見橋	“ 函館市	47.3	1	“	斜橋	3.0	2.0	“	連続鉄桁	58	28.6	25.7	300	1011	“	HTボルト	HTボルト	1a	90	密粒40	粗粒50	タルエポキシ樹脂	1	“	0
34	幣舞橋	“ 釧路市	51.11	1	“	直橋	2.5	2.0	“	“箱桁	124	54.0	33.8	320	2875	“	“	“	1a”	90	細粒キャップ40	細粒キャップ50		1	“	0
35	美園橋	“ 岩見沢市	49.12	1	“	斜橋	0.4	2.0	“	単純鉄桁	36	34.3	26.0	300		“	溶接	“	1a	70	密粒30	粗粒40	センプイシート防水	5以上	54.10、	100
36	浜益橋	“ 浜益郡	47.11	1	“	“	0.0	2.0	“	“箱桁	105	44.3	10.7	310	1000	“	“	溶接	1b	70	細粒30	粗粒40	ゴム入り乳剤	1	無し	0
37	板橋	“ 岩見沢市	55.8	1	“	“	0.3	2.0	“	“鉄桁	23	22.6	35.4	334	1883	“	“	“	1a”	80	細粒キャップ40	細粒キャップ40	ゴム入り乳剤	5以上	50.9、	100
38	厚別高架橋(左)	“ 札幌市	55.12	1	跨道	曲線橋	0.9	2.0	“	“	473	54.7	11.1	320	2900	“	“	“	1a”	80	細粒キャップ40	細粒キャップ40	ゴム入り乳剤	“	51.10、	100
39	平和橋	“ 網走郡	55.10	1	跨川	直橋	4.0	2.0	“	“	27	26.4	14.3	300	1100	“	“	“	1b’	70	細粒40	粗粒30	ゴム入り乳剤	“	52.10、	100
14	佐久橋(右岸)	“ 中川郡	52.11	1	“	“	0.0	2.0	“	“	219	30.5	11.0	280		“	HTボルト	HTボルト	4b’	70	細粒キャップ70		タルエポキシ樹脂	“	無し	0
15	“(左岸)	“ “	“	1	“	“	0.0	2.0	“	“	“	“	“	“		“	“	“	4b’	70	細粒キャップ70		金属シート防水	“	“	0
77	飯野川橋	宮城県 桃生郡	49.12	1	“	斜橋	0.5	2.0	“	連続箱桁	442	73.2	10.8	310	3650	“	溶接	溶接	3b	80	細粒40	グース40		“	“	0
5	吉佐井橋	青森県 下北郡	50.3	1	“	直橋	9.0	1.0	中路	単純鉄桁	32	31.0	6.8	340		“	HTボルト	“	1h	45	細粒15	細粒30	センプイシート防水	1	53.12、	23
6	巽橋	“ 南津郡	49.11	1	跨谷	“	0.2	2.0	“	トラス	48	28.0	5.5	320	1167	“	“	HTボルト	1f’	70	細粒キャップ30	密粒40		5以上	無し	0
1	八戸大橋	“ 八戸市	51.9	1	跨川	“	2.4	2.0	“	連続箱桁	1,324	165.0	10.8	335	3000	“	溶接	溶接	2a	73	グース35	グース38		1	“	0
7	二丁目橋	秋田県 秋田市	46.5	1	“	斜橋	1.5	1.5	上路	斜張橋	25	23.9	37.0	400	1195	“	溶接	溶接	1f’	70	細粒キャップ30	密粒40		5	無し	0
8	登米大橋	宮城県 登米郡	54.12	“	“	直橋	1.6	1.5	“	連続鉄桁	306	32.3	10.5	340	2800	“	HTボルト	HTボルト	1f	77	細粒30	密粒47		5以上	“	0
2	日和大橋	“ 石巻市	54.7	“	“	“	5.0	2.0	“	“箱桁	717	125.0	11.6	425		16	溶接	溶接	2a	75	グース45	グース30	ゴム入り乳剤	1	53.11、	
3	東橋	福島県 郡山市	55.4	“	跨線	“	5.0	1.5	“	単純	96	64.7	23.5	420	1350	17	HTボルト	HTボルト	2a	80	グース40	グース40		5以上	54.9、	100
11	石岡跨線橋	茨城県 石岡市	51.4	“	“	“	0.0	1.5	“	“鉄桁	53	23.0	12.1	320	2100	12	“	“	2a	80	グース40	グース40		“	54.1、	
40	矢場川橋(上り線)	栃木県 足利市	43.11	“	跨川	斜橋	0.1	2.0	中部	“	31	29.8	14.8	320	2765	8	“	“	1a	70	密粒30	粗粒40	センプイシート防水	“	無し	0
78	笹子川橋	山梨県 大月市	55.3	“	“	“	5.0	6.0	上路	連続箱桁	121	60.3	12.5	340	1275	12	“	“	3a	80	密粒40	グース40		“	“	0
79	馬入橋	神奈川県 茅ヶ崎市～平塚市	55.4	“	“	直橋	3.3	3.3	“	“	563	90.0	13.3	340	1203	“	溶接	溶接	3a	75	密粒35	グース40		2	46.9、	
12	大江橋	“ 横浜市	49.4	“	“	斜橋	5.0	1.5	“	“鉄桁	50	27.0	26.9	310	1500	“	HTボルト	HTボルト	2a	80	グース30	グース50		1	55.2、	100
80	成田橋	千葉県 成田市	55.6	“	“	直橋	3.4	2.0	下路	アーチ	179	98.5	25.1	312	2350	“	溶接	溶接	3a	75	密粒40	グース35		5以上	55.1、	100
81	水郷大橋	“ 佐原市	52.4	“	“	“	0.2	2.0	上路	斜張橋	535	178.9	25.5	320	2430	“	“	“	3a	75	密粒40	グース35		“	無し	0
82	王川高架橋	東京都 世田谷区	53.6	“	“	曲線橋	4.4	2.0	“	連続箱桁	218	97.0	17.5	320	1500	“	“	“	3a	70	密粒30	グース40		“	“	0
83	新四つ木橋2号高架橋	“ 葛飾区	41.3	“	“	直橋	5.0	1.5	“	“	492	78.0	11.9	320		“	“	“	3a	75	密粒40	グース35		“	“	0
84	新四つ木橋	“ 墨田区	46.10	“	“	“	0.0	1.5	“	“	473	83.0	17.1	330	1120	“	“	“	3a	75	密粒40	グース35		“	50.10、54.10、	100

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾員(m) (車線)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート板厚(mm)	継手型式		舗装構造				海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)	
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				防水層の材料
85	千住新橋(A)	東京都足立区	53.5	1	跨川	直橋	1.0	1.5	上路	連続箱桁	446	120.0	16.7	280	2500	12	溶接	溶接	3a	75	密粒40	グース35	セメント防水	5以上	50.8、	100
86	"(B)	"	"	"	"	"	1.0	1.5	"	"	446	120.0	16.7	280	2500	"	"	"	3a	75	密粒35	グース40	セメント防水	"	50.8、	
41	"(C)	"	"	"	"	"	1.0	1.5	"	"	446	120.0	16.7	280	2500	"	"	"	1c	75	密粒35	密粒40	セメント防水	"	50.8、	100
13	"(D)	"	"	"	"	"	1.0	1.5	"	"	446	120.0	16.7	280	2500	"	"	"	2a	75	グース35	グース40	セメント防水	"	50.8、	100
87	酒匂橋	神奈川県小田原市	49.4	"	"	"	1.0	2.0	"	"	370	61.6	14.6	335	1226	"		リベット	3b	86	細粒35	グース56	アスベスト・マスキングチェック	1	50.8、52.8、	100
14	千鳥七橋(山側)	千葉県市川市	53.1	"	"	"	0.5	2.0	"	"	413	80.0	24.0	310	2500	"	溶接	溶接	2a	75	グース35	グース40		1	50.8、52.8、	100
15	"(海側)	"	"	"	"	"	0.5	2.0	"	"	413	80.0	24.0	310	2500	"	"	"	2a	75	グース35	グース40		1	52.8、	100
16	市川大橋(海側)	"	"	"	斜橋	0.5	1.5	"	"	"	406	100.0	15.0	340	3000	"	"	"	2a	75	グース35	グース40		1	52.8、	100
17	海老川大橋(山側)	"船橋市	50.3	"	"	直橋	3.5	2.0	"	"	163	62.0	11.3	400	1250	14	"	"	2a	75	グース35	グース40		1	52.8、	100
9	新行徳橋	"市川市	48.6	"	"	"	1.0	2.0	"	単純鉸桁	40	40.0	18.8	310	1002	12	"	"	1c	80	密粒40	密粒40	セメント防水	4	無し	0
55	府中橋	"	47.4	"	"	斜橋	5.0	2.0	"	"	16	15.7	11.2	300	1310	"	"	"	3a	60	密粒30	グース30	ゴム入り乳剤	5以上	54.9、	50
56	浦安橋	"東葛飾区	53.11	"	高架	直橋	6.9	2.0	"	連続鉸桁	94	18.8	10.6	310	1150	"	"	"	3c'	80	粗粒キヤップ40	グース40		2	53.3、	
4	道志橋	神奈川県津久井郡	39.	"	跨川	"	0.5	2.0	"	アーチ	229	120.0	8.6	345	1875	"	"	HTボルト	2a	70	グース40	グース30		5以上	無し	0
69	稲生路線橋	"川崎市	44.3	"	箱桁	斜橋	2.4	2.0	"	連続鉸桁	150		14.3	300	1500	"	"	溶接	3d	60	開粒30	グース30		"	"	0
5	城ヶ島大橋	"	35.4	"	その他	直橋	2.4	1.5	"	連続箱桁	235	95.0	11.6	320	1250	"	リベット	リベット	2b	90	ワービット45	グース45	金属箔シート防水	1	無し	0
70	千鳥橋	"	54.3	"	跨川	"	0.4	1.5	"	単純鉸桁	28	27.3	25.6	400	1820	15	溶接	溶接	3a'	80	密粒キヤップ40	グース40	"	1	"	0
71	上野川橋	"	41.3	"	"	斜橋	6.0	1.5	"	"	28	27.1	15.7	300	1500	12	"	"	3b	70	細粒40	グース30		5以上	"	0
72	瓦斯橋	"	35.6	"	"	直橋	0.5	2.0	"	単純箱桁	388	58.4	12.0	310	1458	"	リベット	リベット	3a	80	密粒40	グース40	レオパールBA	"	"	0
10	川越大橋	埼玉県川越市	51.	"	跨線	斜橋	3.5	2.0	"	"	49	47.8	11.8	340	1325	"	HTボルト	HTボルト	1a'	90	密粒キヤップ40	粗粒50	セメント防水	"	"	0
11	美女ヶ平橋	"秩父郡	43.4	"	跨川	直橋	0.0	2.0	"	アーチ	83	54.6	8.1	300	1150	"	"	"	1c'	80	密粒キヤップ40	密粒40	セメント防水	"	"	0
57	新単人堀橋	"南埼玉郡	55.8	"	"	斜橋	2.9	1.5	"	単純鉸桁	27	26.6	14.3	342	1600	"	"	"	3a	104	密粒45	グース59		"	"	0
58	富士見橋	"	55.8	"	跨線	直橋	0.5	1.5	"	"	27	26.4	14.3	342	1650	"	"	"	3a	99	密粒50	グース49		"	"	0
1	秋ヶ瀬橋	"志木市～浦和市	13.	"	跨川	"	1.0	2.0	"	"	771	20.1	6.1		340	"	溶接	溶接	4a	50	密粒50			"	"	0
2	千歳新橋	群馬県吾妻郡	8.5	2	"	"	0.0	0.1	"	アーチ	70	53.0	6.5	180	500	8	"	"	4a	65	密粒65			"	41.7、	100
43	呑川新橋	東京都太田区	43.8		"	斜橋	1.7	1.7	"	単純鉸桁	29	28.0	27.5	325	1275	12	HTボルト	HTボルト	1a	80	密粒40	粗粒40	セメント防水	2	53.9、54.10、	25
19	勝関橋	"中央区	54.12	1	"	直橋	0.0	1.7	"	単純箱桁	244	44.6	27.4	225	370	"	溶接	溶接	4a	50	密粒50		エポキシ樹脂	1	53.9、	75
100	日の出橋	"港区	34.5	"	"	"	4.0	1.5	"	連続箱桁	55	39.0	30.0	320	1500	"	リベット	リベット	3b	60	細粒35	グース25	ゴム入り乳剤	2	53.9、54.10、	50
20	両大餅橋	"台東区	45.3	"	跨線	"	0.5	1.5	"	連続鉸桁	63	25.4	15.6	400	1200	14	HTボルト	HTボルト	2a	70	グース30	グース10		5以上	50.10、53.9、54.10、	50

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾員(m)(車線)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造				防水層の材料	海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				
44	堀橋	東京都台東区	51.3	1	跨川	直橋	1.7		下路	アーチ	151	54.9	24.5	305	1524	12	溶接	溶接	1b		細粒	粗粒	エポキシ樹脂	5以上	50.10、	100
45	新大橋	中央区	51.11	"	"	"	1.8	1.5	上路	斜張橋	170	103.8	25.5	380	3510	16	"	"	1i	129	粗粒30	細粒度99	セメントシート防水	4	50.11、51.10、	25
46	佃大橋	"	39.8	"	"	斜橋	0.5	1.0	"	連続箱桁	220	90.0	25.8	320	2000	12	リベット	リベット	1h	70	細粒30	細粒40	金属シート防水	2	50.11、	50
101	隅田川大橋	"	54.10	"	"	直橋	0.5	1.5	"	"	385	100.0	30.0	320	1250	"	溶接	溶接	3c	80	粗粒30	グース50		5以上	54.10、	100
47	菖蒲橋	大田区	53.4	"	"	斜橋	0.5	2.0	"	単純箱桁	34	32.4	25.8	350	900	"	"	HTボルト	1b	80	粗粒30	粗粒50	セメントシート防水	3	無し	0
48	蛟州橋	品川区	52.8	"	"	直橋	1.7	1.5	"	ゲルバー	72	30.0	15.8	330	1030	"	HTボルト	"	1b	80	粗粒30	粗粒50		2	54.10、	100
49	駒留陸橋	世田谷区	41.10	"	跨道	"	4.0	2.0	"	"	143	34.0	14.0	330	1145	"	"	"	1a	80	密粒30	粗粒50		5以上	無し	0
50	長原陸橋	大田区	46.10	"	"	曲線橋	4.9	1.5	"	連続箱桁	155	45.0	15.0	360	1600	13	"	"	1a	80	密粒30	粗粒50		"	"	0
51	五輪橋	渋谷区	39.9	"	跨線	斜橋	0.5		"	単純板桁	30	28.7	28.0	357	1619	"	リベット	リベット	1a	80	密粒30	粗粒50		"	51.3、51.11、53.11、55.10、	
52	みのわ陸橋	練馬区	47.1	"	跨道	曲線橋	6.0	1.5	"	連続箱桁	250	60.0	8.0	300	1332	10	HTボルト	HTボルト	1b	80	細粒30	粗粒50		"	51.3、51.11、55.10、	
53	浦安橋	江戸川区	53.6	"	跨川	斜橋	7.1	2.0	"	単純箱桁	273	57.4	14.5	340	1500	12	溶接	溶接	1a'	80	密粒30	粗粒40	セメントシート防水	3	49.12、52.2、52.12、54.1、55.1、	
102	宇喜多橋	"	32.8	"	"	"	1.0	2.0	中路	"	38	36.5	18.4	310	1215	10	リベット	リベット	3b	80	細粒40	グース40		4		
54	環七総武陸橋	"	43.3	"	跨線	直橋	1.3	1.5	上路	"	114	61.8	25.0	330	2010	12	HTボルト	HTボルト	1i	80	粗粒25	細粒度55	タールエポキシ樹脂	5以上		
55	末広橋	江東区	52.3	"	跨川	斜橋	3.9	2.0	"	板桁	30	28.9	22.8	330	1200	"	溶接	溶接	1h	80	細粒40	細粒40		5		
56	朝風橋	"	54.5	"	"	直橋	7.0	1.0	上路	連続箱桁	86	42.0	25.1	340	1200	"	HTボルト	HTボルト	1a	80	密粒30	粗粒50		2	無し	0
57	小松橋	葛飾区	45.9	"	跨線	"	1.0	1.5	"	単純箱桁	263	64.0	15.8	335	1320	"	リベット	リベット	1h	85	細粒45	粗粒40	レオパールBA	5以上	"	0
58	本村橋	江東区	51.7	"	跨川	斜橋	9.2	2.0	"	"	40	39.2	28.0	400	1400	14	HTボルト	HTボルト	1b	80	細粒30	粗粒50	セメントシート防水	5	"	0
59	船堀橋	江戸川区	46.7	"	"	直橋	0.6	1.5	"	ゲルバー	368	111.0	18.7	322	1900	12	"	"	1b	80	細粒30	粗粒50	セメントシート防水	5	"	0
60	中川大橋	江東区	50.3	"	"	"	5.0	1.5	"	"	101	28.7	12.8	310	1600	"	"	"	1i	80	粗粒30	細粒度50	レオパールBA	5以上	"	0
61	新六之橋	江東区	30.	"	"	斜橋	1.0	1.7	"	単純板桁	27	25.6	15.5	280	1022	10	リベット	リベット	1h	10	細粒30	粗粒40	金属シート防水	5	"	0
62	西新井橋	足立区	36.4	"	"	直橋	0.8	1.8	"	ゲルバー	182	76.2	15.8	250	1250	12	"	"	1h	95	細粒75	細粒20	金属シート防水	5以上	"	0
103	堀切橋	"	42.9	"	跨線	"	0.0	2.0	"	"	70	34.0	20.5	300	1454	"	HTボルト	溶接	3b	70	細粒35	グース35		"	"	0
63	大谷田陸橋	"	46.6	"	高架	曲線橋	6.5	3.0	"	"	257	90.0	15.5	350	1320	13	"	HTボルト	1b	80	細粒30	粗粒50	アスファルト系塗防水層	"	"	0
64	熊野前陸橋	荒川区	54.3	"	跨道	直橋	1.0		"	単純板桁	62	61.3	14.0	303	1480	12	"	"	1i	92	粗粒50	細粒度42	エポキシ樹脂	"	"	0
65	尾久橋(下り線)	"	43.3	"	跨川	"	0.8	1.0	"	連続板桁	176	66.0	13.0	340	1833	"	"	"	1h	80	細粒50	粗粒30	レオパールBA	"	"	0
66	"(上り線)	"	53.8	"	"	"	0.8	1.0	"	"	176	66.0	13.0	340	1833	"	"	"	1b	81	細粒30	粗粒51	エポキシ樹脂	"	"	0
67	扇大橋(下り線)	足立区	50.1	"	"	"	5.3	1.5	"	ゲルバー	577	71.0	13.0	335	2700	"	"	"	1b	80	細粒30	粗粒50	エポキシ樹脂	"	"	0
68	"(上り線)	"	54.3	"	"	"	5.3	1.5	"	"	577	71.0	13.0		2700	"	"	"	1b	84	細粒42	粗粒42	エポキシ樹脂	"	"	0

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾員(m)(車線)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造				海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)	
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				防水層の材料
20	峰谷橋	東京都西多摩郡	48.1	1	跨川	直橋	1.2	1.5	中路	アーチ	125	123.0	10.7	340	1537	12	溶接	溶接	4a	60	密粒60		セメント防水	5以上	52.	
69	滝橋	〃	50.4	〃	〃	〃	0.8	2.0	上路	連続箱桁	91	41.1	11.3	330	1325	〃	HTボルト	HTボルト	1c	80	密粒40	密粒40	エポキシ樹脂	〃	無し	0
21	万世橋	〃	49.4	〃	〃	〃	0.7	1.7	〃	アーチ	123	74.2	8.2	320	1325	〃	溶接	溶接	4a	60	密粒60		セメント防水	〃	〃	0
104	大栗橋	〃多摩市	48.12	〃	〃	斜橋	0.0	2.2	下路	単純箱桁	38	37.5	12.0	320	1000	〃	HTボルト	HTボルト	3b	75	細粒35	グース40	ゴム入り乳剤	〃	54.4	100
21	豊田陸橋	〃日野市	49.4	〃	跨線	直橋	8.0	1.5	上路	〃	215	50.0	14.0	287	2083	〃	〃	〃	2a	80	グース40	グース40	レオパールBA	〃	無し	0
70	是政橋	〃府中市	48.4	〃	跨川	〃	0.3	1.5	〃	ゲルバー	396	31.1	8.6	320	1850	〃	溶接	溶接	1h	55	細粒30	細粒25		〃		
71	陸橋	〃立川市	46.4	〃	跨線	〃	0.5	1.5	〃	単純板桁	27	26.2	10.3	325	1048	〃	HTボルト	HTボルト	1h	101	細粒30	細粒71		〃	無し	0
72	立川橋	〃	46.4	〃	跨川	斜橋	0.0	2.0	〃	連続〃	68	33.2	20.0	330	1428	〃	リベット	リベット	1c	80	密粒30	密粒50	金属箔防水	〃	〃	0
59	河口湖大橋	山梨県南都留郡	46.4	〃	その他	直橋	2.0	1.5	〃	〃箱桁	500	130.0	12.3	310	1250	〃	HTボルト		3a	90	密粒10	グース50		〃	54.3、	100
3	明神橋	長野県下伊那郡	44.4	2	跨川	〃	0.8	1.0	下路	トラス	220	43.2	8.7	125	450	6	無し	溶接	4b	55	細粒55			〃	無し	0
12	中津橋	〃北住久郡	45.3	〃	〃	〃	0.0	1.5	上路	〃	130	53.2	8.0	125	440	〃	〃	無し	1f	70	細粒30	密粒40		〃	52.3、	
4	神淵橋	〃南安曇郡	8.6	1	〃	〃	0.0	1.5	〃	〃	68	29.6	6.2	500	125	7	〃	溶接	4b	70	細粒70			〃	無し	0
5	中岩橋	栃木県塩谷郡	47.	〃	〃	〃	0.0	1.5	〃	アーチ	93	40.0	6.3				溶接	HTボルト	4a	50	密粒50			〃	〃	0
6	野門橋	〃	37.	〃	〃	〃	0.0	1.5	〃	吊橋	53	53.0	4.5				HTボルト	〃	4a	60	密粒60			〃	〃	0
111	118工区(1)	東京都港区	37.12	〃	高架	〃	1.0	1.5	上路	単純板桁	58	57.5	16.4						3c'	93	粗粒キャップ30	グース63		1	無し	0
112	351工区(1)	〃渋谷区	46.10	〃	〃	〃	3.1	2.3	〃	連続箱桁	64	35.0	21.0	300	1450	12	HTボルト	HTボルト	3c'	80	粗粒キャップ30	グース50		5以上	〃	0
113	352工区(1)	〃	46.12	〃	〃	曲線橋	0.7	6.0	〃	単純箱桁	69	68.6	18.9	325	2138	〃	〃	〃	3a	80	密粒30	グース50		〃	〃	0
114	353工区(2)	〃目黒区	46.12	〃	跨道	斜橋	1.6	1.5	〃	〃	60	59.3	25.4	330	1835	〃	〃	〃	3c'	80	粗粒キャップ30	グース50		〃	〃	0
115	353工区(4)	〃世田谷区	46.12	〃	高架	直橋	1.8	1.8	〃	〃	60	59.4	16.9	330	1485	〃	〃	〃	3a	80	密粒30	グース50		〃	〃	0
116	471工区(1)	〃渋谷区	48.10	〃	〃	〃	2.0	1.5	〃	〃板桁	32	31.1	16.1	340	1500	〃	〃	〃	3c'	80	粗粒キャップ40	グース40		〃	〃	0
117	553工区(2)	〃板橋区	52.8	〃	跨線	〃	4.1		〃	連続箱桁	162	71.0	14.5	300	1036	〃	〃	〃	3a	80	密粒30	グース50		〃	〃	0
118	616工区	〃中央区	46.3	〃	高架	曲線橋	1.0	5.0	〃	単純箱桁	60	59.3	16.5	311	1300	〃	〃	〃	3c'	80	粗粒キャップ40	グース40		〃	〃	0
119	618工区(1)G ₂	〃	46.3	〃	跨川	〃	4.2	9.0	〃	連続箱桁	177	58.5	9.5	325	1230	〃	〃	〃	3c'	80	粗粒キャップ40	グース40		〃	〃	0
120	618工区(1)G ₃	〃	46.3	〃	跨川	〃	4.2	9.0	〃	〃	164	83.6	9.4	325	1230	〃	〃	〃	3a	80	密粒30	グース50		〃	〃	0
121	618工区(2)上り	〃墨田区	46.3	〃	〃	斜橋	0.3	2.9	〃	〃	87	44.4	16.5	340	1400	〃	〃	〃	3c'	80	粗粒キャップ40	グース40		〃	〃	0
122	〃(2)下り	〃	46.3	〃	〃	曲線橋	0.3	2.9	〃	〃	119	75.0	10.2	320	1155	〃	〃	〃	3a'	80	密粒キャップ40	グース40		〃	〃	0
123	723工区(1)	〃江戸川区	45.3	〃	〃	直橋	0.7	1.5	〃	斜張橋	281	160.0	17.9	300	3750	〃	溶接	溶接	3c'	70	粗粒キャップ30	グース40		〃	〃	0
11	吉田橋	神奈川県横浜市	49.3	〃	〃	〃	7.0	2.0	中路	連続箱桁	41	20.2	13.1	300	2015	〃	〃	〃	4a	60	密粒60			〃	〃	0

No	橋梁橋	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾(1車線)(m)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造				防水層の材料	海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				
24	平沼橋	神奈川県横浜市	45.4	1	跨線	直橋	0.0	1.5	上路	ゲルバー	42	14.1	21.4	350	2120	12	溶接	無し	1a	149	密粒50	粗粒99		1	無し	0
25	岡野橋	" "	49.1	"	跨川	斜橋	7.6	2.0	"	単純鉚桁	25	23.8	12.1	332	2000	"	HTボルト	HTボルト	1a	100	密粒50	粗粒50		2	"	0
13	大橋	茨城県下館市	50.6	"	"	直橋	4.4	1.5	"	"	44	22.0	10.8	340	1460	"	"	"	1a	80	密粒40	粗粒40	セメント防水	5以上	55.12、	21
7	豊水橋	"水海道市	35.12	"	"	"		1.5	下路	トラス	330	75.3	8.6	321	1350	"	溶接	溶接	4a	80	密粒80		セメント防水	"	無し	0
8	美妻橋	" "	34.10	"	"	"		1.5	"	アーチ	294	58.0	6.5	290	1160	"	"	"	4a	50	密粒50		セメント防水	"	"	0
14	中島橋	"下館市	50.6	"	"	斜橋	4.0	1.5	上路	単純鉚桁	63	20.3	7.5	340	1460	"	HTボルト	HTボルト	1a	80	密粒40	粗粒40	セメント防水	"	"	0
6	栄橋	"利根町	46.10	"	"	直橋	1.0	1.5	"	連続鉚桁	273	104.0	11.2	315	2600	"	溶接	溶接	2a		グース	グース		"	"	0
15	鬼怒川大橋	"真壁郡	50.3	2	"	"	0.2	1.5	下路	トラス	625	54.0	6.5	200	757	"	"	"	1a	70	密粒30	粗粒40	セメント防水	1	"	0
18	米山大橋	新潟県柏崎市	41.	1	高架	曲線橋	0.5	2.0	上路	連続箱桁	279	93.0	8.3	320	1400	"	"	リベット	2a	80	グース35	グース45		5以上	52.8、	100
42	湯の国橋	石川県加賀市	35.3	"	跨川	直橋	0.0	1.5	"	単純 "	99	37.0	10.1	330	1540	"	リベット	"	1f'	70	粗粒キヤップ30	密粒40	ゴム入り乳剤	"	無し	0
88	新本曾川橋	岐阜県羽島郡〜愛知県一宮市	44.4	"	"	"	0.2	1.5	"	連続 "	589	65.1	30.8	330	1480	"	"	"	3a	80	密粒40	グース40	ゴム入り乳剤	"	50.11、53.9、	50
89	穂積大橋(1期施工)	岐阜県本巣郡〜岐阜市	40.10	"	"	"	0.8	1.5	"	"	442	73.4	14.3	320	1413	"	"	"	"	80	密粒40	グース40	ゴム入り乳剤	"	52.7、54.10、	100
90	"(2期施工)	" "	52.4	"	"	"	0.8	1.5	"	"	442	73.4	14.3	325	1413	"	HTボルト		"	80	密粒40	グース40	ゴム入り乳剤	1	49.8、50.11、54.10、	100
91	港新橋	愛知県名古屋市	34.	"	"	"	3.0	1.5	"	"	251	96.0	25.7	300	1540	"	リベット	リベット	"	89	密粒50	グース39		"	52.8、53.9、54.10、	25
16	衣浦大橋	愛知県高浜市〜半田市	53.2	1	その他	直橋	2.5	2.0	"	"	414	80.6	11.0	340	2240	"	溶接	溶接	1e	80	密粒40	密粒40	ゴム入り乳剤	"	無し	0
17	新千鳥橋	"名古屋市〜東海市	42.3	"	跨川	曲線橋	1.3	1.5	"	単純箱桁	181	50.4	12.9	324	1118	"	リベット	リベット	1g	80	密粒40	粗粒40		2	53.3、	100
	上麻生路線道路橋	岐阜県加茂郡	56.	2	跨線	"	9.0	4.0	"	連続 "	98	33.5	7.5	272	1675	"	HTボルト	HTボルト		60	60		セメント防水	5以上	無し	0
60	兼山橋	"加茂郡〜可児郡	48.8	1	跨川	直橋	0.2	1.5	"	アーチ	95	73.0	7.3		1200	"	"	"	3b	82	粗粒47	グース35		"	"	0
7	市場橋	"本巣郡	56.1	2	"	曲線橋	2.0	2.0	"	単純箱桁	46	45.5	8.9	300	1873	"	"	"	2a	80	グース40	グース40		"	54.10、	5
1	下渡橋	"美濃市	4.	"	"	直橋	1.3	2.0	下路	吊橋	144	91.5	4.0	630	220	8	溶接	溶接	5b	55	ツープット55			"	44.3、53.10、	1
26	中島橋	愛知県名古屋市	52.4	1	"	斜橋	3.5	2.0	上路	単純鉚桁	30	28.8	8.0	280	1311	12	HTボルト	HTボルト	1e	90	密粒40	密粒50		"	52.9、55.3、55.11、	10
12	西山橋	" "	52.2	2	"	"		2.0	"	"	20	19.4	8.6	280	1022	"	"	"	4a	50	密粒50			"	52.1、55.11、	100
27	浮島橋	" "	55.	1	"	直橋	2.5	1.5	"	"	28	27.0	9.5	340	1950	"	"	"	1e	80	密粒30	密粒50		4	無し	0
28	相生橋	" "	49.7	2	"	"	3.0	1.5	中路	"	25	24.6	5.1	340	1025	14	"	"	1e	80	密粒30	密粒50		5以上	52.10、	17
29	大高橋	" "	49.4	1	"	斜橋	3.5	1.5	上路	"	17	16.7	7.0	338	1050	12	"	"	1e	80	密粒30	密粒50		"	無し	0
30	浅間橋	" "	50.4	"	"	直橋	7.1	1.0	"	"	25	24.6	12.0	330	1943	"	"	"	1e	80	密粒30	密粒50		"	48.8、	100
31	嶋海橋	" "	49.4	"	"	斜橋	3.0	1.5	下路	単純箱桁	25	24.7	10.5	322	1960	"	"	"	1e	80	密粒30	密粒50		"	無し	0
16	王寺路線橋	奈良県北葛城郡	45.3	"	跨線	直橋	0.5	1.5	"	"鉚桁	16	15.5	1.8	320	1550	"	"	"	4a	50	密粒50			"	"	0

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾(m) (車線)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造				海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)		
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層				防水層の材料	
92	中津川橋	和歌山県和歌山市	51.3	1	跨川	直橋	0.5	2.0	上路	単純鉚桁	16	14.7	14.8	340	1220	12	溶接	H/Tボルト	3a	92	密粒32	グース60		1	52.7、	100	
94	安治川橋	大阪市港区	38.4	"	"	"	2.5	1.5	"	連続箱桁	1,046	100.0	33.6	290	1331	"	H/Tボルト	"	3a	90	密粒50	グース40		3	無し	0	
95	尼無川橋	"大正区	45.3	"	"	"	1.0	1.5	"	"	211	91.0	11.0	330	1860	"	"	"	3a	90	密粒40	グース50		2	"	0	
96	木津川橋	"西成区	45.3	"	"	"	2.9	1.5	"	"	210	96.0	22.0	310	2000	"	"	"	3a	90	密粒30	グース60		3	53.9、	100	
18	城西橋	大阪府高槻市	49.4	"	"	斜橋	1.3	1.5	"	"鉚桁	53	26.0	12.8	300	1300	"	溶接	溶接	1a	80	密粒30	粗粒50		5以上	55.11、	13	
	下河原高架橋	"池田市	45.3	"	"	"	6.0	2.0	"	単純箱桁	145	39.5	10.6	330	2000	"	"	"		80	80			"	無し	0	
61	木津川御幸橋	京都市上京区	53.9	"	"	直橋	1.1	1.5	"	ゲルバー	352	29.0	11.7	320	1208	"	溶接	"	3a	80	密粒キヤップ40	グース40		"	"	0	
62	淀川御幸橋	"	51.2	"	"	"	1.5	1.5	"	"	262	29.0	11.7	320	1208	"	"	"	3a	80	密粒キヤップ40	グース40		"	"	0	
	港大橋	兵庫県豊岡市	42.7	"	"	"	1.0	1.5	"	単純鉚桁	15	12.1	6.4	317	1730	"	"	"	薄層	25	5	20		1	"	0	
63	新妹山橋	奈良県吉野郡	42.3	"	"	斜橋	0.0	2.0	"	"箱桁	35	34.2	8.7	340	2050	"	リベット	リベット	3a	110	密粒40	グース70		5以上	47.8、55.2、	100	
64	琵琶湖大橋	滋賀県守山市～大津市	39.9	"	その他	直橋	5.0	1.5	"	連続	"	331	140.0	10.6	300	1250	"	H/Tボルト	H/Tボルト	3a	10	密粒40	グース30		"	55.3、	100
9	観音寺橋	和歌山県日高郡	54.6	"	跨川	"	3.7	2.0	下路	吊橋	88	57.0	4.5	320	1425	"	"		4a	74	密粒74		セロイシート防水	"	53.10、		
1	加島OFFランプ(P9～10)	大阪市西淀川区	45.10	"	トラス	曲線橋	4.1	1.5	上路	単純箱桁	53	52.0	7.5	320	1625	"	リベット	リベット	3b	63	粗粒33	グース30	ゴム入り乳剤	"	無し	0	
2	加島ONランプ(P8～9)	"	45.10	"	"	"	4.2	1.5	"	"	53	51.9	7.5	320	1625	"	"	"	3b	63	粗粒33	グース30	ゴム入り乳剤	"	55.10、	.1	
1	空(P168～173)	"～淀川区	45.10	"	高架	斜橋	4.3	1.5	"	ゲルバー	175	70.8	16.4	320	1250	"	"	"	1g	103	密粒キヤップ50	細粒度53		"	55.6、	100	
2	"(P36～39)(上り)	"福島区	42.8	"	"	曲線橋	2.3	7.0	"	連続箱桁	199	70.0	9.1	308	1250	"	H/Tボルト	H/Tボルト	1g	75	密粒キヤップ35	細粒度40		"	51.10、52.53、53、54、	9	
3	"(下り)	"	42.8	"	"	"	2.3	7.0	"	"	195	70.8	9.1	308	1228	"	"	"	3b	75	細粒35	グース40	ゴム入り乳剤	"	無し	0	
3	"(P27～30)(上り)	"北区	42.10	"	"	"	1.7	7.0	"	"	200	100.0	10.2	300	1250	"	"	"	1g	72	密粒キヤップ32	細粒度40		"	"	0	
4	"(下り)	"	42.10	"	"	"	1.7	7.0	"	"	189	90.0	10.2	300	1250	"	"	"	1g	72	密粒キヤップ32	細粒度40		"	"	0	
4	"(P19～20)(上り)	"	42.10	"	"	"	0.3	10.0	"	単純	"	56	55.5	13.6	333	1110	"	"	"	3b	72	細粒32	グース40		"	"	0
5	"(下り)	"	42.10	"	"	"	0.3	10.0	"	"	56	55.3	10.0	300	1110	"	"	"	3b	72	細粒32	グース40		"	"	0	
6	"(P18～19)(上り)	"	42.10	"	"	"	0.3	10.0	"	"	53	52.0	14.1	300	1001	"	"	"	3b	72	細粒32	グース40		"	"	0	
7	"(下り)	"	42.10	"	"	"	0.3	9.9	"	"	53	51.7	17.3	333	1034	"	"	"	3b	72	細粒32	グース40		"	"	0	
8	"(P17～18)(上り)	"	42.10	"	"	"	2.1	9.3	"	"	60	59.2	13.4	333	1233	"	"	"	3b	70	細粒30	グース40		"	"	0	
9	"(下り)	"	42.10	"	"	"	2.1	9.3	"	"	60	59.2	14.0	333	1233	"	"	"	3b	70	細粒30	グース40		"	"	0	
10	環(P81)～空(P1)	"西区	41.12	"	"	"	1.0	9.5	"	"	55	53.8	13.4	300	1000	"	リベット	リベット	3a	115	密粒35	グース80	ゴム入り乳剤	"	55.11、	1	
11	堺(P93～96)	"浪速区	47.	"	跨線	直橋	3.0	1.5	"	連続箱桁	179	87.0	11.6	300	1900	"	H/Tボルト	H/Tボルト	3a	80	密粒35	グース45		4	53.7、	100	
12	"(P69～72)	"	45.3	"	高架	曲線橋	1.4	10.0	"	"	200	72.0	22.8	333	1776	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		5	無し	0	

No	橋梁名	所在地	完成年月	等級	橋梁状態	線形	勾配(%)		路面位置	支持条件	橋長(m)	最長スパン(m)	巾(車線)(m)	縦リブ間隔(mm)	横リブ間隔(mm)	デッキプレート厚(mm)	継手型式		舗装構造					海岸からの距離(km)	補修年月	補修面積(%)
							縦断	横断									平行方向	直角方向	タイプ	全厚(mm)	上層	下層	防水層の材料			
13	堺(P63-69)	大阪市浪速区	45. 3	1	高架	直橋	1.4	1.5	上路	単純箱桁	64	62.9	18.2	300	1750	"	HTボルト	HTボルト	3a	80	密粒35	グース45		5	無し	0
14	"(P56-57)	"	45. 3	"	"	"	1.0	1.5	"	"	55	54.3	17.6	300	1810	"	"	"	3b	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	"	0
15	ANI1浪(IP1)	"西区	45. 3	"	跨川	"	0.7	2.8	"	"	39	38.3	11.3	320	1200	"	"	"	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5以上	"	0
16	浪(IP1-P4)	"浪速区	45. 3	"	跨線	曲線橋	0.7	10.0	"	連続箱桁	242	94.3	12.2	350	1330	16	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	54.7、55.8	41
17	PE01-02	"南区	49.10	"	高架	"	2.0	4.0	"	単純箱桁	25	24.4	9.5	335	1222	12	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	無し	0
18	PE05-07	"	49.10	"	"	直線	4.0	1.5	"	連続箱桁	98	62.9	10.0	320	1928	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	"	0
19	PE27-28	"	49.10	"	"	"	0.3	1.5	"	単純箱桁	80	79.6	13.0	310	1894	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	"	0
20	PW01-02	"浪速区	47. 4	"	"	"	4.0	1.5	"	"	86	84.7	9.5	335	1325	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	"	0
21	PW01-PE01	"	47. 4	"	"	曲線橋	4.0	3.9	"	"	83	81.6	9.5	335	1275	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	52.8、53.3、55.7	61
22	浪IP03-PW04	"	47. 4	"	"	直橋	4.0	1.5	"	"	68	66.7	12.7	311	1325	"	"	"	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	無し	0
23	浪IP03-04	"	47. 4	"	"	斜橋	4.0	1.5	"	"	54	52.0	9.6	314	1325	"	"	"	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	"	0
24	PW02-03	"	47. 4	"	"	直橋	4.0	1.5	"	"	43	42.2	8.3	300	1325	"	"	"	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	55.9	3
25	PW2-3	"	47. 4	"	"	"	4.0	1.5	"	"	43	42.2	6.8	333	1325	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	無し	0
26	PW01-02	"	47. 4	"	"	曲線橋	4.0	1.8	"	"	86	84.7	6.8	300	1325	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	5	"	0
27	尻無川橋	大阪市大正区～港区	45. 3	"	跨川	直橋	6.0	1.5	上路	連続箱桁	211	91.0	17.1	333	1859	12		溶接	3a	80	密粒35	グース45		5	無し	0
28	守P172-173	"旭区	46.10	"	高架	"	0.9	1.5	"	単純箱桁	60	59.1	17.6	288	1970	"	HTボルト	HTボルト	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	3	"	0
29	"P171-172	"	46.10	"	"	"	0.9	1.5	"	"	60	59.1	17.6	288	1970	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		5以上	"	0
30	"P170-171	"	46.10	"	"	曲線橋	0.9	3.3	"	"	60	59.4	18.0	280	1990	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	54.10、55.6	1
31	"P169-170	"	46.10	"	"	"	0.9	8.0	"	"	60	59.1	18.9	280	2023	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	無し	0
32	"P145-146	"	46.10	"	"	"	0.6	8.0	"	"	45	44.3	10.4	330	1845	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	54.8、54.8、54.9、54.10、55.7	4
33	"P82-85	"大淀区	44. 8	"	"	"	1.9	6.0	"	連続箱桁	177	73.0	18.1	320	1609	"	リベット	リベット	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	54.12	1
34	"P52-53	"北区	44. 8	"	"	直線	0.0	1.5	"	単純箱桁	65	64.2	17.6	295	1605	"	HTボルト	HTボルト	3a	80	密粒35	グース45		"	55.11	100
35	EP19-20OFFランプ	"東区	45. 3	"	"	"	3.4	1.5	"	"	65	64.3	6.2	340	1918	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	無し	0
36	EP20-22ONランプ	"	45. 3	"	"	"	7.0	1.5	"	単純箱桁	40	39.4	6.2	330	1876	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	"	0
37	EP20-22OFFランプ	"	45. 3	"	"	"	6.0	1.5	"	"	40	39.4	6.2	330	1876	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45		"	54.12	100
38	HG-31E	"	45. 3	"	"	曲線橋	0.5	10.0	"	単純箱桁	63	62.5	12.6	330	1630	"	"	"	3d	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	55.3	100
39	J17-EP3G	"	45. 3	"	"	"	0.8	10.0	"	連続箱桁	103	40.4	12.3	337	1560	"	"	"	3a	80	密粒35	グース45	ゴム入り乳剤	"	45,	
40	神戸P588-591	神戸市長田区	43. 7	"	"	直橋	0.3	1.5	"	"	226	85.5	17.0	340	1950	"	"	"	3b	80	細粒35	グース45	ゴム入り乳剤	1	無し	0

No	橋 梁 名	所 在 地	完成 年月	等 級	橋梁 状態	線 形	勾 配 (%)		路面 位置	支持条件	橋 長 (m)	最 長 スパン (m)	巾 貢 (m) (車線)	縦リブ 間 隔 (mm)	横リブ 間 隔 (mm)	デッキブ レート板 厚 (mm)	継 手 型 式		舗 装 構 造				海岸から の 距 離 (km)	補 修 年 月	補修面積 (%)	
							縦断	横断									平行 方向	直角 方向	タイプ	全厚 (mm)	上 層	下 層				防水層 の材料
41	神戸 P585-588	神戸市 兵庫区	43. 7	1	高 架	直 橋	2.4	1.5	上路	連続箱桁	187	78.0	17.0	340	1950	12	H T ボルト	H T ボルト	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		無し	0
42	神戸 P34-39	兵庫県 西宮市	45. 2	"	"	"	0.5	2.0	"	ゲルバー	417	87.0	20.3	320	1433	"	"	"	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		44. 3	100
43	木津川 ONランプ	大阪市 西成区	45. 3	"		"	6.0	1.5	"	連続箱桁	153	960.0	10.5	333	2000	"			3 d	79	細 粒 35	細 粒 44	ゴム入り 乳 剤		無し	0
44	木津川 OFFランプ	"	45. 3	"	高 架	"	6.0	1.5	"	"	153	76.0	10.5	333	2000	"			3 a	79	密 粒 35	グース 44	ゴム入り 乳 剤		"	0
45	木津川橋 (本線)	"	45. 3	"	"		0.3	1.5	"	"	210	96.0	11.3						3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
46	空 (P 1-P4)	" 西 区	41.12	"	"	曲線橋	0.3	10.0	"	"	193	72.0	14.0	300	1000	12	リベット	リベット	3 a	115	密 粒 35	グース 80	ゴム入り 乳 剤		"	0
47	PW01- PS01	"	47. 4	"	"	"	3.9	10.0	"	単純箱桁	74	72.9	9.2	330	1325	"	H T ボルト	H T ボルト	3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		53.11	100
48	EP19-20 (ONランプ)	" 浪速区	45. 3	"	"	直 橋	3.4	1.5	"	"	65	64.3	6.2	340	1918	"	"	"	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		無し	0
49	EG 3 F	" 東 区	45. 3	"	"	曲線橋	5.0	10.0	"	"	76	75.0	12.0	340	1564	"			3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
50	EG 3 E	"	45. 3	"	"	"	2.7	10.0	"	連続箱桁	210	90.5	9.5	340	1484	"	H T ボルト	H T ボルト	3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
51	EG 2 B	"	45. 3	"	"	直 橋	0.3	1.5	"	単純箱桁	62	60.1	9.5	340	1899	"	"	"	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
52	EG 2 A	"	45. 3	"	"	曲線橋	4.0	5.0	"	"	61	60.5	9.5	340	1890	"	"	"	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
53	A-G14B	"	45. 3	"	"	直 橋	6.0	5.0	"	"	61	60.1	13.8	325	1945	"	"	"	3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
54	A-G14A	"	45. 3	"	"	"	1.5	5.0	"	"	61	60.2	13.9	325	1868	"	"	"	3 b	80	細 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤		"	0
	中津陸橋	大阪市 大淀区	55.11	1	跨 線	斜 橋	0.2	1.5	上路	単純箱桁	48	47.0	34.9	310	1500	12	H T ボルト	H T ボルト						5 以上	無し	0
22	天満重ね橋	" 東区～北区	45. 3	"	跨 川	直 橋	0.4	1.5	"	連続箱桁	159	61.0	14.8	300	1250	"	溶接	溶接	2 a	60	グース 30	グース 30		"	"	0
23	豊里大橋	" 旭区 ～東淀川区	45. 2	"	"	"	0.5	1.5	"	斜 張 橋	378	216.0	20.3	320	1630	"	"	H T ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		"	"	0
24	" (1)	" " "	45. 2	"	"	"	0.5	1.5	"	単純鉄桁	61	59.9	20.3	320	1500	"	"		2 a	80	グース 40	グース 40		"	"	0
25	" (2)	" " "	45. 3	"	"	"	0.5	1.5	"	連続鉄桁	121	60.0	20.3	320	1500	"	"		2 a	80	グース 40	グース 40		"	49.10	
28	阪東大橋	" 東成区	38. 3	"	跨 線	"	4.2	1.5	"	連続箱桁	140	53.0	21.1	300	1792	"	リベット	リベット	2 a	60	グース 30	グース 30		"	49.10	
29	千 船 橋 (Aライン)	" 港 区	38.10	"	跨 川	斜 橋	3.3	1.5	"	ゲルバー	56	24.0	16.8	300	2000	"	溶接		2 a	65	グース 30	グース 35		1	無し	0
28	" (Bライン)	"	38.10	"	"	"	3.3	1.5	"	"	56	24.0	16.8	300	2000	"	"		2 a	65	グース 30	グース 35		1	"	0
22	日 和 橋	"	43.11	"	"	"	6.2	1.0	"	連続鉄桁	53	24.0	18.6	300	1500	"	"		4 a	30	グース 30			4	"	0
29	土佐堀橋	" 西区～北区	44. 3	"	"	直 線	2.0	2.0	"	"	59	33.0	22.5	300	2085	"	"	溶接	2 a	95	グース 30	グース 65	ゴム入り 乳 剤	5 以上	"	0
30	長 柄 バイパス	" 東淀川区	39.10	"	"	曲線橋	0.0	6.0	"	連続箱桁	102	36.0	9.2	300	1600	"	H T ボルト	H T ボルト	2 a	75	グース 35	グース 40		"	"	0
31	新淀川大橋 (上り)	" 大淀区 ～淀川区	39.10	"	"	直 橋	1.6	1.5	"	"	231	115.0	16.8	300	2400	"	溶接	"	2 a	75	グース 35	グース 40		"	"	0
32	" (下り)	" " "	44.12	"	"	"	1.6	1.5	"	"	231	115.0	14.8	300	2400	"	"	溶接	2 a	75	グース 35	グース 40		"	"	0
33	新十三大橋 (R)	" " "	41.10	"	"	"	0.4	1.5	"	連続鉄桁	252	90.0	19.0	320	2250	"	"	"	2 a	80	グース 40	グース 40		"	"	0

No	橋 梁 名	所 在 地	完成 年月	等 級	橋梁 状態	線 形	勾 配(%)		路面 位置	支持条件	橋 長 (m)	最長 スパン (m)	巾 貢 (m) (車線)	縦リフ 間 隔 (mm)	横リフ 間 隔 (mm)	デッキ プレート板 厚 (mm)	継手型式		舗 装 構 造				海岸から の 距 離 (km)	補 修 年 月	補修面積 (㎡)	
							縦断	横断									平行 方向	直角 方向	タイフ	全 厚 (mm)	上 層	下 層				防水層 の材料
34	新十三大橋 (C)	大阪市 大淀区 ～淀川区	41.10	1	跨川	直 橋	0.4	1.5	上路	連続鉄桁	270	90.0	19.0	320	2250	12	溶 接	溶 接	2 a	80	グース 40	グース 40		5 以上	無し	0
35	“ (L)	“ “	41.10	“	“	“	0.4	1.5	“	“	270	89.5	19.0	320	2250	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
	芝 田 町 高 架 橋	“ 北 区	45. 3	“	高架	曲線橋	4.0	6.0	“	連続箱桁	128	47. 5	10. 5	350	1875	“	HT ボルト	HT ボルト						“	“	0
	加 島 大 橋 (Aライン)	西淀川区 ～淀川区	38. 7	“	“	斜 橋	2.0	1.5	“	ゲルバー	176	71. 0	9. 7	300	1625	“	リベット	リベット						5	“	0
	“ (Bライン)	“ “	38. 7	“	“	“	2.0	1.5	“	“	176	71. 0	9. 7	300	1625	“	“	“						5	“	0
73	新船津橋	北 区 ～福島区	38. 9	“	跨川	“	1. 5	1.0	“	“	77	30. 0	25. 0	338	1917	“	HT ボルト	HT ボルト	1 b		細 粒	細 粒		5 以上	“	0
3	端建蔵橋	西 区 ～北 区	38. 9	“	“	直 橋		1.5	“	単純鉄桁	92	18. 4	24. 6	280	1535	11	“	“	5 b		ワー ビット			5	“	0
36	田 賀 橋	“ 北 区	40. 1	“	“	“	2.0	1.5	“	“	82	29. 6	15. 3	300	1850	12	溶 接	無 し	2 a	65	グース 30	グース 35		5 以上	“	0
37	渡 辺 橋	“ “	41. 9	“	“	“	2.0	1.5	“	連続鉄桁	59	29. 4	29. 8	300	1840	“	“	溶 接	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
38	肥 後 橋	西 区 ～北 区	41. 9	“	“	“	2.0	1.5	“	単純鉄桁	30	29. 1	29. 8	300	1820	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
39	御堂筋線 (P3-P6)	“ 北 区	48. 3	“	高架	曲線橋	0.2	10.0	“	連続鉄桁	138	88. 2	14. 1	320	1250	“	HT ボルト	HT ボルト	2 a	92	グース 40	グース 52		“	“	0
40	新御堂筋 (P53-P55)	“ “	48. 2	“	“	直 橋	0.0	1.5	“	単純鉄桁	60	29. 4	11. 6	320	1633	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
41	“ (PS55-P1)	“ “	48. 2	“	“	“	0.0	1.5	“	“	60	29. 4	13. 4	307	1663	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
42	御堂筋線 (PS36-39)	“ “	44. 12	“	跨線	曲線橋	0.0	2.6	“	連続箱桁	158	62. 0	17. 6	340	1950	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
43	御堂筋線 (RP25-28)	大阪市 大淀区	44. 12	1	高架	曲線橋	0.4	3.0	上路	連続箱桁	152	61. 9	8. 3	340	1957	12	溶 接	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		5 以上	55. 4	100
44	“ (LP25-28)	“ “	44. 12	“	“	“	0.5	1.5	“	“	154	63. 7	8. 3	340	1950	“	“	“	2 a	60	グース 30	グース 30		“	55. 4	100
45	新御堂筋 (PNL3-4)	“ 淀川区	44. 12	“	“	直 橋	2.8	1.5	“	単純箱桁	60	59. 4	11. 6	311	1860	“	“	HT ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		“		100
46	御 堂 筋 (PNL35-36)	“ “	44. 12	“	跨線	斜 橋	0.0	1.5	“	連続鉄桁	33	15. 4	16. 3	325	2400	“	“	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		“	無し	0
47	“ (PNU35-36)	“ “	44. 12	“	“	“	0.0	1.5	“	“	32	17. 0	27. 3	300	2125	“	HT ボルト	HT ボルト	2 a	60	グース 30	グース 30		“	“	0
48	“ (PNL45-46)	“ “	44. 12	“	高架	曲線橋	0.7	1.5	“	単純箱桁	55	54. 3	11. 8	325	1809	“	溶 接	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		“	54. 5	100
49	“ (PNL46-47)	“ “	44. 12	“	“	“	0.0	1.5	“	単純鉄桁	30	29. 3	11. 8	325	1627	“	“	“	2 a	60	グース 30	グース 30		“	無し	0
50	“ (PNL64-65)	“ 東淀川区	44. 12	“	“	直 橋	0.0	1.5	“	“	30	29. 3	8. 5	325	1800	“			2 a	60	グース 30	グース 30		“	“	0
51	新十三バイ パス (P39-40)	“ 淀川区	41. 8	“	“	“	1.0	1.5	“	単純箱桁	49	48. 3	14. 2	300	2150	“	HT ボルト	溶 接	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
52	“ (P65-67)	“ 大淀区	44. 3	“	跨道	曲線橋	0.0	6.0	“	連続箱桁	78	38. 7	8. 4	300	1400	“	“	HT ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
53	十三バイパス (P65-67)	“ “	44. 3	“	“	“	0.0	6.0	“	“	90	50. 7	1. 9	300	1400	“	“	“	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
54	城東大橋	“ 東成区	38. 3	“	跨川	斜 橋		1.0	“	単純鉄桁	31	30. 0	40. 0	315	1570	“	溶 接	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		“	“	0
55	谷町跨道橋	“ 東 区	45. 3	“	跨道	直 橋	4.0	1.5	“	単純箱桁	65	64. 3	8. 5	330	1919	“	HT ボルト	HT ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		“	“	0
105	御堂筋跨 道橋(A)	“ “	45. 3	“	“	斜 橋	3.0	2.2	“	“	61	60. 3	11. 8	280	1818	“	“	“	3 a	85	密 粒 45	グース 40		“	“	0

No	橋 梁 名	所 在 地	完成 年月	等級	橋梁 状態	線 形	勾 配 (%)		路面 位置	支持条件	橋 長 (m)	最長 スパン (m)	巾 貢 (m) (車線)	縦リブ 間 隔 (mm)	横リブ 間 隔 (mm)	デッキブ レート板 厚 (mm)	継 手 型 式		舗 装 構 造				海岸から の 距 離 (km)	補 修 年 月	補修面積 (%)	
							縦断	横断									平行 方向	直角 方向	タイプ	全厚 (mm)	上 層	下 層				防水層 の材料
106	御堂筋跨道 橋 (B)	大阪市 東 区	45. 3	1	跨 道	斜 橋	3.0	2.2	上路	単純箱桁	61	60.1	11.8	280	1878	12	H T ボルト	H T ボルト	3 a	85	密 粒 45	グース 40		5 以上		100
	入 船 橋	" "	41. 3	2	跨 川	直 橋	2.0	1.5	"	連続鉄桁	18	9.0	11.6	300	1800	"	溶 接	溶 接						"	無し	0
74	北 浜 橋	" 生野区	48. 1	1	"	斜 橋	7.2	1.0	"	単純鉄桁	20	19.1	8.5	333	1500	"	H T ボルト	"	1 e	70	密 粒 30	密 粒 40		"	"	0
75	中 桑 原 橋	" "	49. 1	"	"	直 橋	3.5	1.0	"	"	20	18.9	9.7	300	1500	"	"	"	1 e	70	密粒 30	密 粒 40		"	"	0
56	千本松大橋	" 西成区 ～大正区	48. 3	"	"	"	5.7	1.5	"	連続箱桁	324	150.0	10.7	325	3001	"	リベット	"	2 a	80	グース 40	グース 40		1	"	0
57	南港大橋 (Bライン)	" 住之江区	49. 7	"	"	"	5.0	1.5	"	ゲルバー	275	125.0	16.8	300	2500	"	溶 接	"	2 a	60	グース 30	グース 30		1	"	0
58	" (Aライン)	" "	44. 9	"	"	"	2.6	1.5	"	"	275	125.0	16.8	300	2500	"	"	"	2 a	60	グース 30	グース 30		1	"	0
59	幸 橋	" 西 区 ～浪速区	43. 3	"	"	"	2.5	2.0	"	連続鉄桁	46	22.0	10.0	313	1463	"	"	"	2 a	60	グース 30	グース 30		5	"	0
60	島 屋 橋	" 此荷区	44. 3	"	"	斜 橋	2.0	1.5	"	単純鉄桁	56	19.2	22.5	300	1600	"	"	"	2 a	60	グース 30	グース 30		1	"	0
107	東 成 区 第 1 工 区	" 東成区	49. 7	"	跨 道	直 橋	6.0	1.5	"	単純箱桁	40	39.3	16.0	330	1572	"	H T ボルト	H T ボルト	3 a	80	密 粒 35	グース 45	ゴム入り 乳 剤	5 以上	"	0
61	深 江 橋 高 梁 橋	" "	49. 9	"	"	曲線橋	6.0	1.5	"	単純鉄桁	50	48.7	16.0	340	2053	"	"	"	2 a	80	グース 40	グース 40	ゴム入り 乳 剤	"	"	0
62	放 出 橋	" 城東区	51. 3	"	跨 川	斜 橋	2.4	1.5	"	"	26	12.5	9.6	340	1040	"	溶 接	無 し	2 a	80	グース 40	グース 40	ゴム入り 乳 剤	"	"	0
63	大 船 橋	" 大正区	53. 3	"	"	直 橋	3.5	1.5	"	"	76	27.7	16.4	320	984	"	"	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		2	"	0
108	都 橋	" 東住吉区	42. 3	"	"	"	4.0	3.4	"	"	17	16.6	15.6	300	1660	"	"	"	3 d	90	密 粒 30	グース 60		5 以上	"	0
64	かもめ大橋	大阪市 住之江区	50.11	1	跨 川	直 橋			上路	斜 張 橋	442	240.0	20.5	330	2000	12	溶 接	溶 接	2 a	80	グース 40	グース 40		1	無し	0
65	平林大橋 (P7-A2)	" "	51. 2	"	その他	曲線橋	5.0	6.0	"	連続箱桁	205	68.0	21.5	326	1620	"	"	H T ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		1	"	0
66	" (P4-P7)	" "	51. 2	"	"	直 橋	2.3	1.5	"	"	301	100.0	21.5	330	1666	13	"	"	2 a	80	グース 40	グース 40		1	"	0
76	生 野 橋	" 生野区	50. 6	"	跨 川	斜 橋	4.0	2.0	"	単純鉄桁	16	15.1	11.7	340	1510	12	H T ボルト	無 し	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		5 以上	"	0
77	宮 下 橋	" "	50. 6	"	"	直 橋	7.0	2.0	"	"	16	15.7	8.2	340	1744	"	"	"	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	45.12、52.2	100
78	昭 和 橋	" "	50. 8	"	"	"	7.0	2.0	"	"	16	15.7	8.2	340	1744	"	"	"	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	55.2	100
79	東 橋	" "	50.12	"	"	斜 橋	7.0	2.0	"	"	20	19.2	8.2	340	1603	"	"	H T ボルト	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	無し	0
80	下丁ノ田橋	" "	51.11	"	"	直 橋	3.5	1.0	"	"	23	22.3	1.7	350	2000	"	"	無 し	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	"	0
67	片 江 橋	" 東成区	50. 3	"	"	斜 橋	5.0	2.0	"	"	19	18.6	10.5	315	2000	"	"	H T ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		"	55.8	8
81	門 田 橋	" "	54. 1	2	"	"	11.0	4.0	下路	"	20	19.0	4.7	330	1583	"	"	"	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	55.9	50
82	松 森 橋	" "	44. 3	1	"	"	8.0	1.5	中路	"	20	19.0	8.6	320		"			1 e	80	密 粒 40	密 粒 40	センイ シート 防 水	"	52.10	100
83	片江新橋	" "	52. 8	2	"	"	9.6	1.0	下路	"	24	23.4	4.0	332	1950	"	H T ボルト	H T ボルト	1 e	80	密 粒 40	密 粒 40		"	無し	0
23	千 歳 橋	" 生野区	54. 3	"	"	直 橋	5.5	2.0	中路	"	17	16.4	5.4	340	2050	"	溶 接	溶 接	4 a	50	密 粒 50			"	"	0
68	長柄橋 (1)	" 大淀区 ～東淀川区	55. 4	1	"	"	2.4	2.0	上路	単純箱桁	76	74.8	20.8	330	3400	"	"	"	2 d	60	グース 30	グース 30		5	"	0

No	橋 梁 名	所 在 地	完成 年月	等 級	橋梁 状態	線 形	勾 配 (%)		路面 位置	支持条件	橋 長 (m)	最 長 スパン (m)	中 頁 (m) (車線)	縦リブ 間 隔 (mm)	横リブ 間隔 (mm)	デッキブ レート板 厚 (mm)	継手型式		舗 装 構 造				海岸から の 距 離 (km)	補 修 年 月	補修面積 (%)	
							縦断	横断									平行 方向	直角 方向	タイプ	全厚 (mm)	上 層	下 層				防水層 の材料
69	天 王 子 バ イ パ ス	大阪市 天王寺区 ～阿部野区	45. 3	1	跨 線	曲線橋	1.3	9.0	上路	連続箱桁	105	56.6	16.3	300	1445	12	H T ボルト	H T ボルト	2 a	80	グース 40	グース 40		5 以上	無し	0
70	長 柄 橋 (2)	大淀区 ～東淀川区	55. 4	"	跨 川	直 橋	2.4	2.0	"	連続鉄桁	295	75.2	20.8	340	3420	"	溶 接	溶 接	2 a	60	グース 30	グース 30		"	"	0
71	" (3)	"	55. 4	"	"	"	2.4	2.0	"	"	131	69.4	20.8	340	3360	"	"	"	2 a	60	グース 30	グース 30		"	54.12	100
73	桃 山 立 体 交 差 橋	京都市 伏見区	45. 5	"	"	曲線橋	6.0	6.0	"	単純箱桁	74	36.3	17.0	300	1513	"	"	"	3 a	70	密 粒 30	グース 40		"	55.11	100
74	三 栖 立 体 交 差 橋	"	45. 5	"	"	"	5.3	6.0	"	"	52	50.9	17.0	335	1695	"	H T ボルト	H T ボルト	3 a	70	密 粒 30	グース 40		"	無し	0
13	水 久 野 橋	神戸市 中央区	46. 3	2	"	斜 橋	0.0	2.0	"	単純鉄桁	22	21.4	4.7	300	2000	"	溶 接	"	4 a	50	密 粒 50			"	"	0
10	篠 原 橋	"	46. 3	"	"	"	2.3	1.5	"	"	21	20.3	7.2	340	1450	"	"	溶 接	2 a	72	グース 20	グース 52	ゴム入り 乳 剤	"	"	0
2	平 野 橋	広島県 広島市	41.12	1	"	"	3.4	1.5	"	"	133	15.7	21.1	400	1130	14	リベット	"	5 a	70	グース 70			4	53.9	50
93	室 ノ 木 跨 線 橋	山口県 岩国市	39.	"	跨 線	"	3.7	1.5	"	"	18	17.2	14.8	300	1400	12	"	無 し	3 a	60	密 粒 30	グース 30		1	53.9	100
17	金 浦 橋	岡山県 笠岡市	35. 3	"	その他	直 橋	0.0	2.0	"	単純箱桁	90	40.7	8.6	200	1000	"	"	リベット	4 a	50	密 粒 50			1	無し	0
23	新 橋	山口県 防府市	53. 4	"	跨 川	"	0.7	1.5	下路	ア ー チ	156	51.0	31.0	333	1275	"	H T ボルト	H T ボルト	1 e	82	密 粒 45	密 粒 37	センイ シート 防 水	5 以上	53.10	100
65	西 御 所 橋	広島県 尾道市	45. 5	"	跨 線	斜 橋	7.0	2.0	上路	単純鉄桁	14	13.4	10.2	324	1500	"	リベット	リベット	3 b	60	細 粒 30	グース 30		1	53.10	
66	竹 原 大 橋	" 竹原市	47. 3	"	"	直 橋	7.0	2.0	"	単純箱桁	43	42.3	16.0	300	2000	"	H T ボルト	H T ボルト	3 a	80	密 粒 40	グース 40		1	55.3	100
10	片 上 大 橋	岡山県 邑久郡 備前市	52. 7	"	その他	"	2.0	1.5	"	連続箱桁	477	160.0	9.3	320		"	溶 接	溶 接	4 a	60	密 粒 60		センイ シート 防 水	1	無し	0
109	広 島 大 橋	広島県 広島市 ～安芸郡	49. 5	1	その他	直 橋	4.2	2.0	上路	連続箱桁	1020	150.0	19.7	300	3000	12	溶 接	溶 接	3 a	75	密 粒 35	グース 40		1	51.	100
110	尾 道 大 橋	" 尾道市	43. 3	"	"	"	3.3	2.0	"	斜 張 橋	386	215.0	10.4	330	1383	"	リベット	リベット	3 a	65	密 粒 40	グース 25		1	無し	0
75	舟 入 橋	" 広島市	45. 4	"	跨 川	斜 橋	3.0	1.2	"	単純箱桁	164	24.2	18.7	321	807	"	溶 接	溶 接	3 a	60	密 粒 35	グース 25		2	"	0
18	安 和 橋	高知県 須崎市	44. 3	"	"	"	0.4	1.5	下路	"	18	17.0	9.5	320	1700	10	H T ボルト	H T ボルト	4 a	70	密 粒 70			1	"	0
97	吉 野 川 大 橋	徳島県 徳島市	47. 7	"	"	直 橋	0.5	1.5	上路	連続箱桁	1137	71.0	13.2	320	2960	12	溶 接	溶 接	3 a	65	密 粒 35	グース 30		1	"	0
98	穴 喰 大 橋	" 海部郡	48. 4	"	その他	曲線橋	4.1	1.5	"	"	297	90.0	10.9	300	2500	14	"	"	3 a	65	密 粒 35	グース 30		1	"	0
67	葛 島 橋	高知県 高知市	55. 7	"	跨 川	斜 橋	5.0	2.0	"	"	143	73.0	10.8	300	4050	12	H T ボルト	"	3 a	80	密 粒 40	グース 40		2	49.3、52.12、	100
20	美 馬 橋	徳島県 美馬郡	54. 3	2	"	直 橋	1.5	2.0	下路	ア ー チ	418	62.2	8.0	340	1727	"	"	H T ボルト	1 e	70	密 粒 30	密 粒 40	ゴム入り 乳 剤	5 以上	47.7、53.11、	100
8	末 広 大 橋	" 徳島市	51. 7	1	"	"	5.0	2.0	上路	斜 張 橋	470	250.0	18.5	320	1600	"	溶 接	溶 接	2 d	60	グース 30	グース 30		1	47.7	
9	歌 仙 橋	愛媛県 越智郡	54. 4	2	"	斜 橋	1.5	1.5	"	単純鉄桁	24	22.8	9.5	315	1400	"	H T ボルト	H T ボルト	2 a	70	グース 30	グース 40		2	53.11	100
99	府 内 大 橋	大分県 大分市	55. 4	1	"	直 橋	1.6	2.0	"	連続箱桁	276	81.2	11.5	320		"	"	"	3 a	80	密 粒 40	グース 40		5 以上	無し	0
19	遠 賀 川 橋	福岡県 遠賀郡	49. 4	"	"	"	2.4	3.9	"	"	380	103.5	10.6	320	2854	8	溶 接	溶 接	2 a	80	グース 40	グース 40		3	52.11	50
22	王 子 橋	大分県 杵築市	55. 4	"	"	"	1.0	1.5	"	単純箱桁	36	35.0	5.3	433	875	16	H T ボルト	H T ボルト	1 e	104	密 粒 40	密 粒 64	センイ シート 防 水	1	52.11	100
23	新 橋	" 大分市	55. 3	"	"	斜 橋	3.0	1.5	"	単純鉄桁	25	24.2	27.8	340	1200	12	溶 接	溶 接	1 a	80	密 粒 40	密 粒 40			無し	0

No	橋 梁 名	所 在 地	完成 年月	等 級	橋 梁 状 態	線 形	勾 配 (%)		路面 位置	支持条件	橋 長 (m)	最 長 スパン (m)	巾 貢 (m) (車線)	縦リブ 間 隔 (mm)	横リブ 間 隔 (mm)	デッキブ レート板 厚 (mm)	継手型式		舗 装 構 造					海岸から の 距 離 (km)	補 修 年 月	補修面積 (%)
							縦断	横断									平行 方向	直角 方向	タイプ	全厚 (mm)	上 層	下 層	防水層 の材料			
21	高 橋	佐賀県 鳥栖市	47.12	1	跨 線	直 橋	3.0	2.0	上路	連続鉄桁	65	32.2	10.1	320	2010	12	溶接	溶接	1 a	80	密粒 30	粗粒 50	セメント 防水	5以上	52.1	100
68	宮之城橋	鹿児島県 薩摩郡	53.10	"	跨 川	"	2.5	1.5	"	単純箱桁	101	33.0	15.8	300	1375	"	"	"	3 a	75	密粒 40	グース 35		"		100
76	小森江橋	福岡県 北九州市	44. 3	"	跨 線	"	0.2	2.0	"	"	82	81.4	8.5	330	1900	"	リベット	リベット	3 d	80	開粒 30	グース 50	レ オ パール B A	1	無し	0

注)

舗装タイプ (上層 + 下層)	記 号	No
アスコン+アスコン	1 a ~ 1 i	1 ~ 83
グースアスファルト+グースアスファルト	2 a	1 ~ 71
アスコン+グースアスファルト	3 a ~ 3 d	1 ~ 123
アスコン1層	4 a ~ 4 b	1 ~ 23
その他 (特殊舗装)	5 a ~ 5 b	1 ~ 3

第4章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室 浅沼秀弥
堀部正文

4-1 まえがき

本州四国連絡橋Aルート¹⁾の明石海峡大橋は、中央径間1,780 m、橋長3,560 mの世界でも最大級の吊橋として計画されている。D海域に建設される松帆側アンカレッジは、風化花崗岩を母材とする軟質なアルコース砂岩より成る神戸層を支持層としているが、この神戸層のすぐ下に水平から約23°の傾斜角で海峡側に傾いている基岩（花崗岩）が存在している。地盤を等方均質な剛塑性体とみなした場合の地盤の支持力は、理論的に求めることが可能であるが、このように二層系地盤でしかも下層が傾斜している場合については、現在のところ解析的に解を求めることは困難である。このため、模型実験により極限支持力を推定することを目的として、建設省土木研究所基礎特殊実験棟内の大型実験土槽を用いた大型支持力実験を行ったのでここに報告するものである。

4-2 松帆側橋台基礎の概要

明石海峡大橋の松帆側橋台は、図4-2-1¹⁾に示すようにD海域に位置する。架橋地点付近の地質は、図4-2-2のように花崗岩の基岩上に、第三紀層の軟岩に属し粗粒砂岩を主体とした固結度の低いアルコース砂岩（神戸層）が堆積しており、この神戸層が支持層として選ばれている。明石側橋台および各橋脚位置での神戸層は十分な厚さを有しているが、松帆側橋台部では図4-2-3¹⁾に見るように花崗岩層の表面が中央径間側に急角度で落ち込んでいる。また、現在計画されている橋台の設計によると、図4-2-4²⁾のようにこの傾斜面が橋台底面に近接している。

橋台に作用する荷重は、図4-2-5のような荷重状態に対し表4-2-1のように計算されている。ここでは地震時の極限支持力を求めることが目的であるので、表4-2-1より地震時の荷重傾斜角を約18°と算定した。

神戸層および花崗岩の強度定数については、一軸圧縮強度、三軸試験による粘着力およびせん断抵抗角、

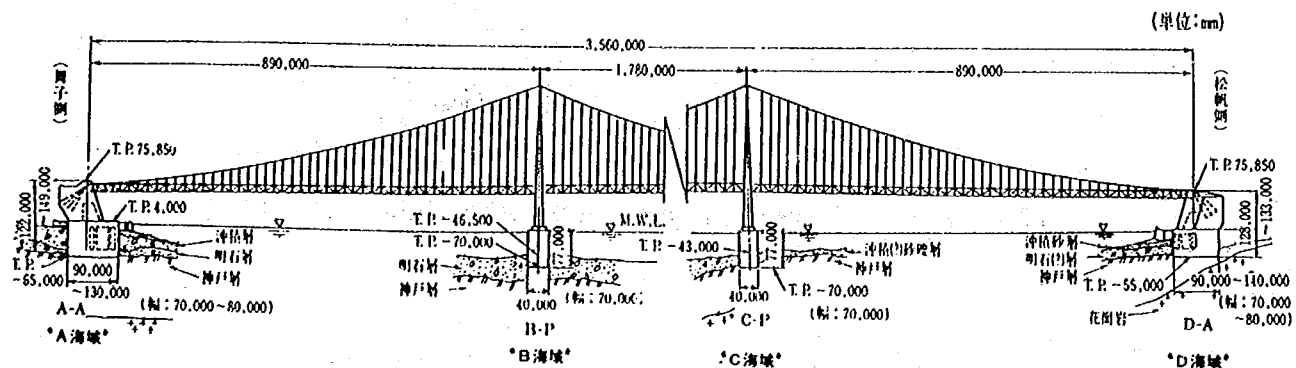


図4-2-1 明石海峡大橋下部工の概要

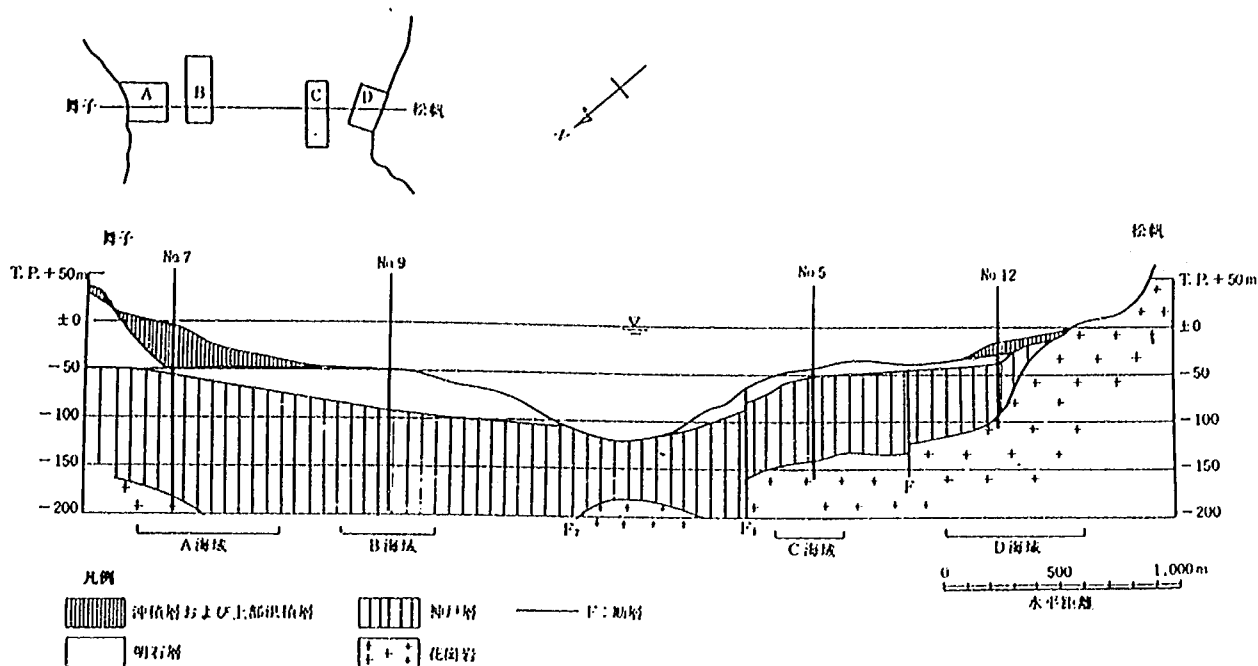


図4-2-2 明石海峡大橋架橋付近の地質断面図

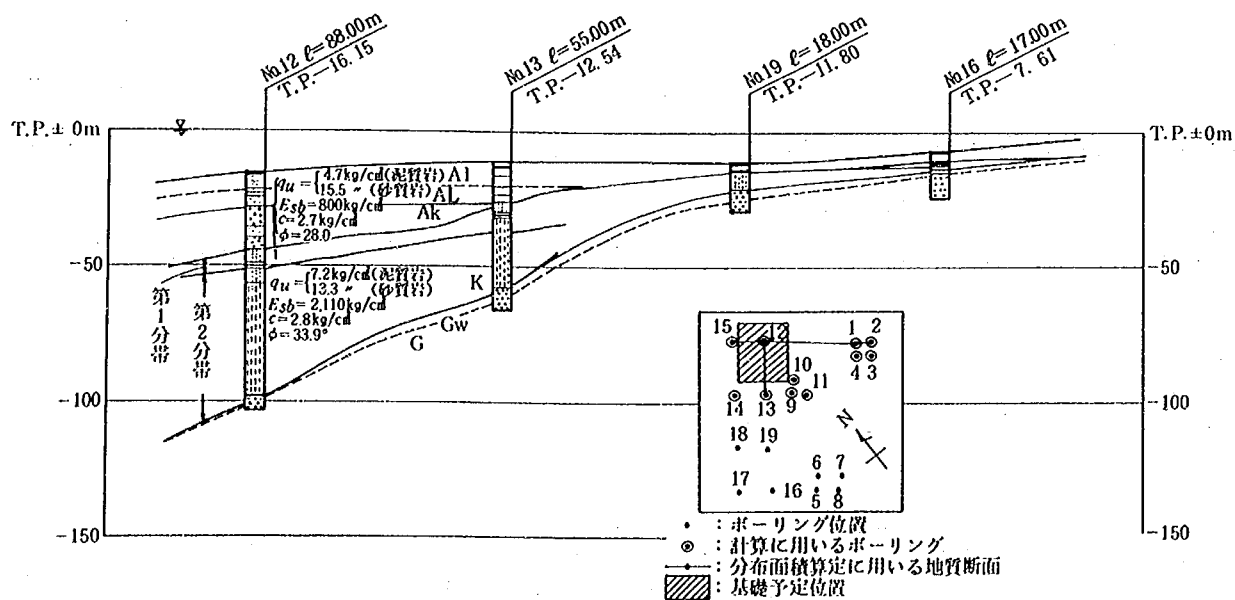


図4-2-3 平均値化法による地盤モデル (D海域・橋軸方向)

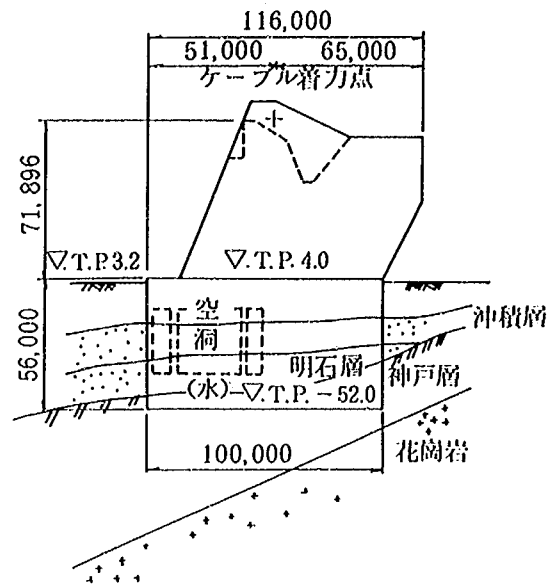
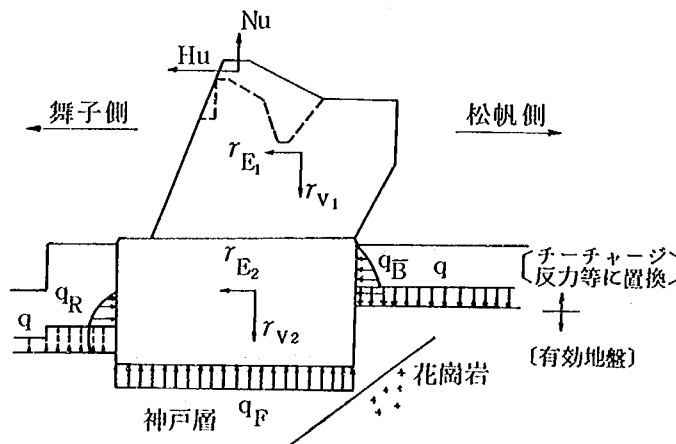


図 4-2-4 一般寸法図



- N_u, H_u : ケーブル張力
 q_B : 背面土圧(偏圧)
 q_R : 前面反力(沖積層, 明石層の F.E.M.での無視の部分)
 q : 沖積層, 明石層は上載荷重として考慮
 q_F : 浮力は排水体積重量 100 % 考慮
 r_{V1}, r_{V2} : 躯体自重
 r_{E1}, r_{E2} : 躯体の地震慣性力
 r_s : 地盤自重(応力に対してのみ考慮)

図 4-2-5 荷重状態

表 4-2-1 荷 重 強 度

基本ケース	記号	荷 重 強 度			備 考
		鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	モーメント (t・m)	
軀 体 完 成 時	L ₁	952, 000	20, 000	13, 238, 000	ケーソン前半分水詰めおよび 軀体
常 時	L ₂	1, 166, 000	139, 700	7, 597, 000	上部工完成時ケーソン内コン クリートおよび水詰め
地震時増加荷重	L ₃	- 161, 000	181, 100	6, 079, 000	基準入力 180 gal
地 盤 自 重	L ₄	サーチャージ		地盤水中単位体積重量	
		q= 24.3～45.2 t/㎡		r ¹ = 0.9～1.3 t/㎡	

ボーリング孔内水平載荷試験による変形係数などが得られている。ここでは、これらの強度定数を表4—2—2のように仮定した。

表4—2—2 岩盤の強度定数

岩 盤 名	E_{sb} (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	ϕ	r (t/m ³)
神戸層	2,100~2,500	2.0	30°	1.1
花崗岩	9,000~10,000	10.0	45°	1.3

4—3 相似性

模型実験を実施するにあたっては、その相似性を検討しておく必要がある。今、橋台の極限支持力を実験的に推定しようとしているので、関連する因子としては次の物理量を考慮すればよいものと考えられる。

1. 基礎長 B
2. 支持岩盤の変形係数 E
3. 支持岩盤の粘着力 C
4. 支持岩盤のせん断抵抗角 ϕ
5. 支持岩盤のポアソン比 ν
6. 支持岩盤の単位重量 r
7. 支持岩盤に作用する力の強度 σ

これら7つの物理量の次元マトリックスのランクは2であるので、独立な無次元量の数は5となり、これらを次のように選ぶものとする。

$$\frac{\sigma}{rB}, \frac{E}{rB}, \frac{C}{rB}, \nu, \phi$$

今、岩盤模型として $\nu_m = \nu_p$, $\phi_m = \phi_p$ を満す材料を選ぶほか、 $E_m = \frac{r_m B_m}{r_p B_p} \cdot E_p$, $C_m = \frac{r_m B_m}{r_p B_p} \cdot C_p$

となるように模型岩盤の変形係数および粘着力を調整すれば、実験によって得られた支持力度 q_m から実物の基礎に対する支持力度 q_p を次のように求めることができる。

$$q_p = \frac{r_p B_p}{r_m B_m} \cdot q_m \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

実験に用いた橋台模型は、長さ80cm、幅64cmであるので、 $\frac{B_m}{B_p} = \frac{80}{10,000}$ 。また、模型岩盤としてソ

イルセメントを選んだが、その単位重量は $r_m = 1.7 \text{ t/m}^3$ であったので、 $\frac{r_m}{r_p} = \frac{1.7}{1.1}$ となる。支持力の

推定においては、一般に直径30cmの円形平板を用いた平板載荷試験の結果より得られる変形係数を使用するので、表4—2—2に与えられている E_{sb} の上限値を、 $E_{30} = 2 E_{sb}$ と仮定して E_{30} を次のように推定する。

$$E_{30}(\text{神戸層}) = 2 E_{sb} = 2 \times 2,500 = 5,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{30}(\text{花崗岩}) = 2 E_{sb} = 2 \times 10,000 = 20,000 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、模型岩盤に必要とされる変形係数および粘着力は、神戸層、花崗岩に対しそれぞれ次のように計算される。

$$\text{神戸層； } E_m = \frac{r_m}{r_p} \cdot \frac{B_m}{B_p} \cdot E_p = \frac{1.7 \times 8 \times 5,000}{1.1 \times 1,000} = 62 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_m = \frac{r_m}{r_p} \cdot \frac{B_m}{B_p} \cdot C_p = \frac{1.7 \times 8 \times 2.0}{1.1 \times 1,000} = 0.025 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{花崗岩； } E_m = \frac{1.7 \times 8 \times 20,000}{1.3 \times 1,000} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_m = \frac{1.7 \times 8 \times 10}{1.3 \times 1,000} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$$

これら模型岩盤に要求される E_m および C_m は小さく、とくに神戸層に対する値は非常にゆるい砂に相当する。一方、相対密度の低いゆるい砂は圧縮性が強く、載荷試験において押し抜きせん断破壊の形態をとることが一般に知られており、ここで必要とされている剛塑性論にもとづく極限支持力を求める実験地盤としては不適當と思われる。

このように厳密に相似則を適用して支持力を求めるには無理があると判断されるので、ここでは、1) できる限り小さな E_m および C_m を与えること 2) 実験上重要な役割を担うと考えられる神戸層と花崗岩の変形係数の比を実物に合わせるものとし、強度定数の調整が比較的容易であること 3) 軟岩に近いもろい破壊を生じること 4) 全般せん断破壊に近い破壊形態をとることに着目し、これらをほぼ満すと考えられる「ソイルセメント」を岩盤模型材料に選ぶこととした。

4-4 ソイルセメント地盤の強度特性

実験地盤として用いるソイルセメントの強度特性を把握するため、予備実験を実施した。

実験は、直径 318.5 mm の鋼管に底をつけた容器内に、セメント量と砂(鬼怒川産)の重量比を 2%, 4%, 6%, 8%, 10% としたソイルセメント地盤を 5 個造成し、2 日間放置したのち直径 50 mm の剛円板を用いた平板載荷試験を実施して、ソイルセメント地盤の変形係数を求めた。変形係数は、実験によって得られた荷重強度と沈下量から弾性理論により次式で算出した。

$$E = \frac{\pi D}{4} \frac{(1 - \nu^2) q}{w} \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

ここで、 D ; 平板の直径

ν ; 地盤のポアソン比で 0.3 と仮定した。

q ; 荷重強度

w ; 荷重強度 q の時の沈下量

結果を表 4-3-1 に示す。 c/s が 2% と 4% のソイルセメントは荷重の増大により地盤内にすべり線

表 4—4—1 予備実験結果

セメント比 $\frac{c}{s}$	降伏荷重強度	変形係数 E	備 考
2 %	43 kg/cm ²	390 kg/cm ²	全般せん断破壊
4	95	680	全般～局部せん断破壊
6	140	1,000	押抜きせん断破壊
8	200	1,450	"
10	280	2,000	"

が生じ、荷重沈下曲線に比較的明瞭な降伏点が見られたが、6%以上のものについてはすべり面の発生はなく、荷重の増大とともに沈下は進行するがその値が載荷板径の2倍になっても極限值を示さなかった。このため、表4—4—1の降伏強度については、2%のものは実際の降伏強度（沈下量3.5mm）であるが、他のものは沈下量が載荷板径の10%（5.0mm）の時の荷重強度で、変形係数はこれらの降伏強度に対する値である。

このようにして求めた変形係数 E とセメント砂比（ c/s , %）との関係を求めると、ほぼ線形の関係となり

$$E = 187.5 \times \frac{c}{s}$$

と表わすことができる。この予備実験は限られた円筒容器内でしかも非常に小さな平板を用いたものであり、実際の実験地盤上で直径30cmの平板を用いた場合の変形係数に直に対応するわけではないが、ソイルセメントのセメント砂比 c/s と変形係数 E_{30} は同様に線形関係にあるものと推定される。また、セメント砂比 c/s が6%以上では、鉛直荷重に対する破壊形態が押抜きせん断破壊となっており、4—3に述べた実験地盤材料の条件に適合しなくなる。さらに、神戸層に対する模型地盤の E_{30} は相似性から62kg/cm²程度が望ましいが、ソイルセメントを均一に作成するためにはあまりに僅少でも支障がある。このようなことから、実験地盤として鬼怒川産砂に早強ポルトランドセメントを混ぜたソイルセメントを用いることとし、神戸層に対してはセメント比を1%、花崗岩に対しては4%とすることにした。

なお、2%のソイルセメント供試体を5個作成して一軸圧縮試験を行ったが、その単位重量は $\gamma = 1.71 \text{g/cm}^3$ 、一軸圧縮強度は $q_u = 1.7 \text{kg/cm}^2$ （いずれも平均値）、破壊時のせん断角は60～75°であった。

4—5 実験方法

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟内の大型実験土槽（長さ8.5m、巾7.0m、深さ4.0m）内に、図4—5—1に示すように下層をセメントと砂の重量比4%のソイルセメント、上層を同じく重量比1%のソイルセメントで模型岩盤を作成した。

ソイルセメントは、表面水6%の気乾状態の砂に所要の早強ポルトランドセメントを混ぜ、生コン工場のバッチャープラントで混合したものをダンプトラックにて運搬し、実験土槽内に投入した。締固めは、30cmの厚さに敷均したのち振動タンパー（起振力2t、振動板63×63cm）を用いて転圧した。また、地盤作成の都合上、下層地盤を第1日に作成したのち上層地盤を第2日目に作成し、2日間放置したのち実験を

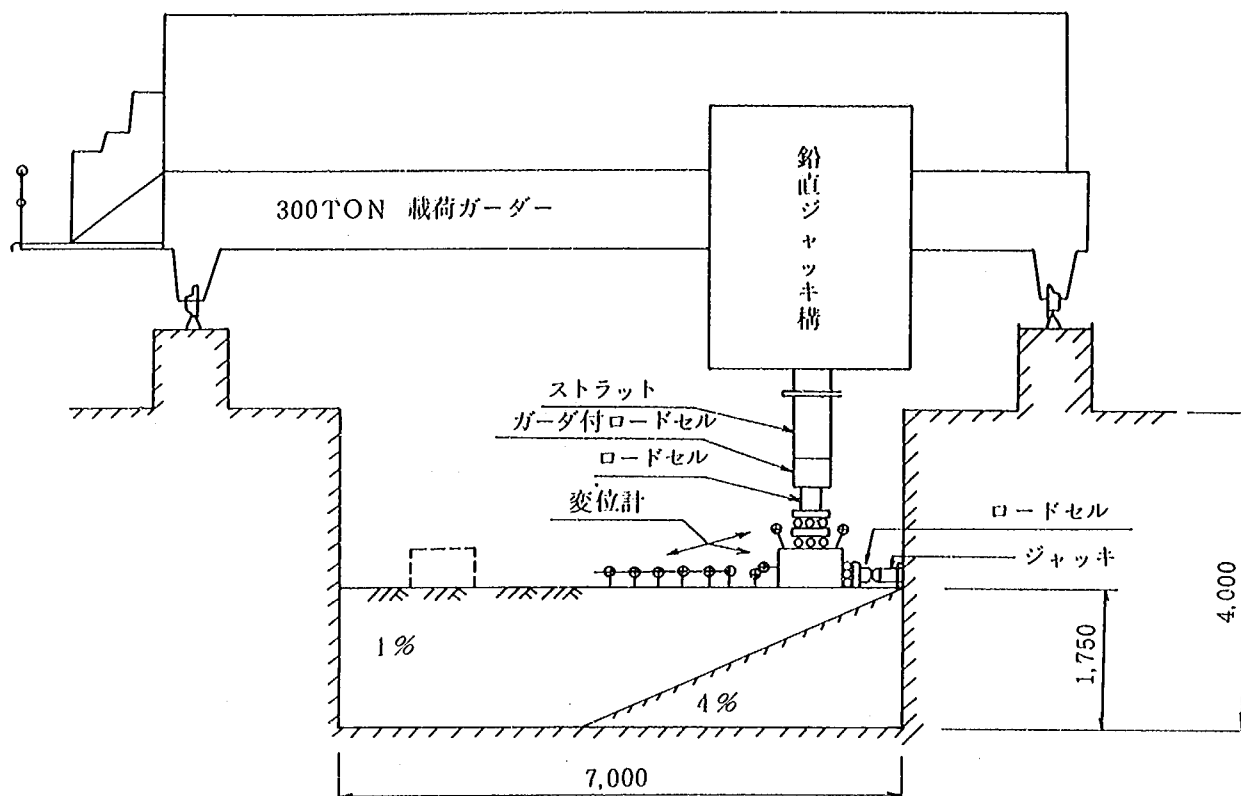


図4-5-1 実験装置概要図

行った。

松帆側橋台の模型は、平面寸法が実物の $8/1,000$ の長さ80cm、幅64cm、高さ50cmのコンクリートブロックで、載荷重に耐えられるように内部を鉄骨および鉄筋で補強してあり、自重は605kgである。なお、底面は粗とするため、製作に先だって型枠の底面に小砂利を敷き、その上にコンクリートを打設した。

載荷は、松帆側橋台地盤の支持力が最も低下する地震時荷重を対象として、橋台底面に作用する水平力と鉛直力の比、すなわち荷重傾斜角を一定 ($H/V = 0.32$) として行い、荷重の傾斜を考慮した極限支持力を求めることにした。このため、鉛直荷重は基礎特殊実験棟内の載荷装置 (最大能力300t) に100t ロードセル (東京測器研究所製、ひずみゲージ式変換器) を取付けて載荷し、水平荷重は土槽の側壁を反力として50t ロードセル (東京測器研究所製、ひずみゲージ式変換器) を取付けた最大能力50tの手動ジャッキにて載荷したが荷重の傾斜角をほぼ一定とするため、鉛直荷重を3.0t増加する毎に水平荷重を0.96t増加させる方法をとった。なお、ジャッキから伝えられる載荷重の方向が常に鉛直および水平を保つように、基礎模型に埋込まれた鋼板上にφ38mmの丸鋼棒を置き、その上にさらに鋼板を載せてロードセルを設置するようにした。

橋台模型の変位は、ひずみゲージ式変位計 (東京測器研究所製、ストローク10cm) で計測し、鉛直および水平の載荷面のそれぞれ4箇所および2箇所で測定した値の平均値をもって鉛直変位および水平変位とした。

また、橋台模型中心線上の前面地盤に30cm毎に計7個の変位計を設置し、載荷による地盤の隆起量を計測した。また、地盤内に生ずるすべり線を確認するため、造成が完了した模型地盤の橋台模型中心線上に30cm毎に計10箇所、直径2cmのオーガで孔をあけてその中に標準砂を詰めて白砂柱を作っておき、載荷試

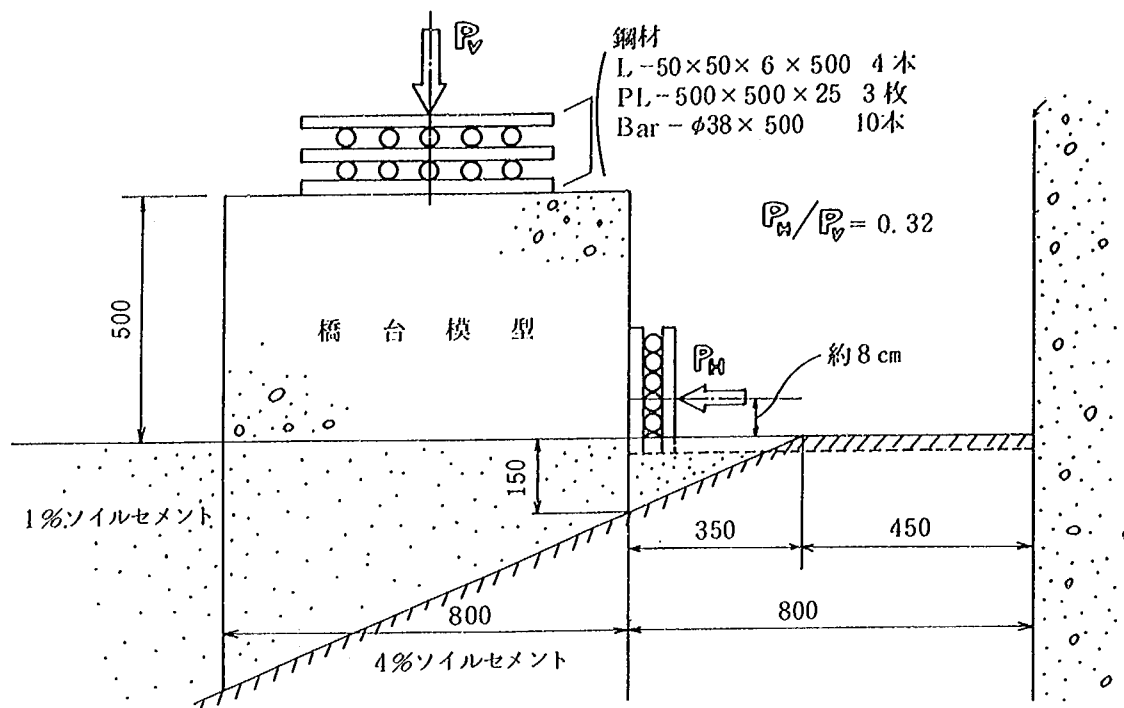


図4-5-2 模型への载荷方法

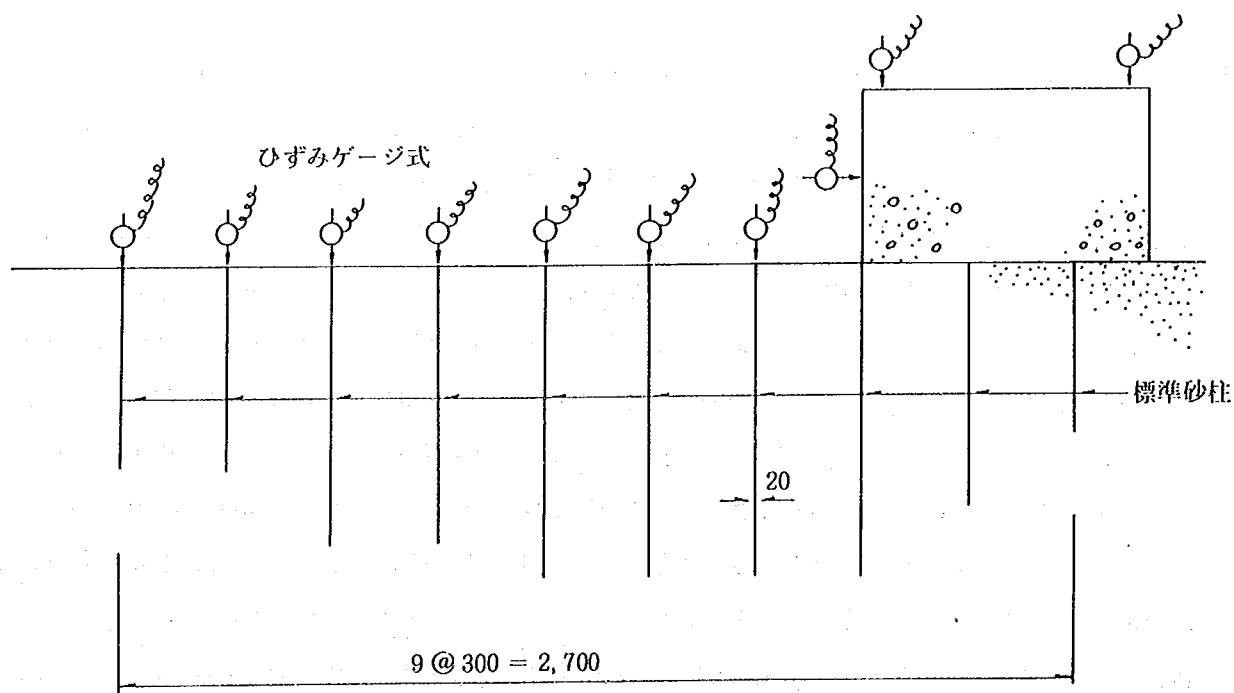


図4-5-3 地盤変位の計測法

験後地盤を掘削して白砂柱の変形を記録した。

この調査の目的は、主として二層系傾斜地盤上の橋台基礎の極限支持力が、上層地盤のみから成る単層地盤の場合に比してその支持力がどのように相違するかを確認することにある。このため、図4—5—1の基礎位置において載荷試験を実施するだけでなく、図中点線で示した対称位置においても載荷試験を行い、これを1%ソイルセメント単層地盤の場合の極限支持力とした。これは予想されるすべり線等から、この位置においてはほぼ単層地盤とみなせると判断したからである。

このようにして、大型実験土槽の図4—5—4に示す6箇所の位置において橋台基礎模型の載荷試験を実施した。

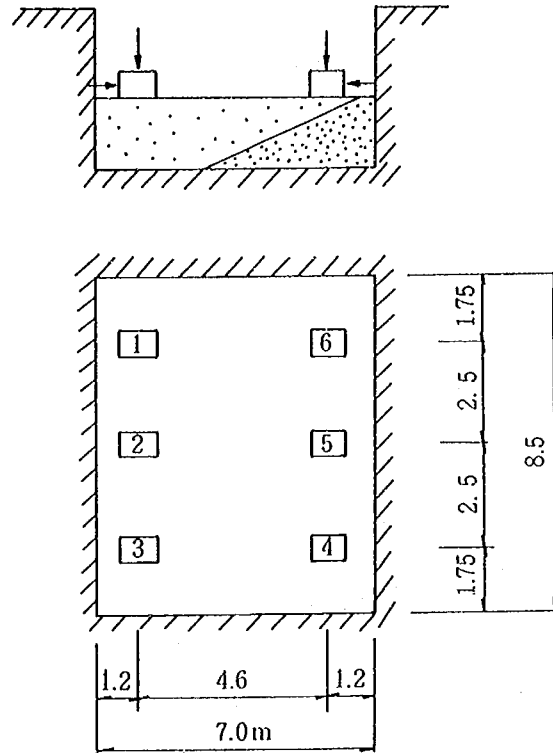


図4—5—4 実験位置

4—6 載荷試験結果

実験は、単層系および傾斜二層系地盤に対しそれぞれ3回ずつ図4—5—4に示す位置において実施したが、図中の番号3、4の位置における載荷試験は計測装置の不良により、所定の結果を得られなかった。

図4—6—1に、実験番号1、2の実験位置での1%ソイルセメント単層地盤における鉛直荷重と橋台模型の鉛直および水平変位の関係を、図4—6—2に実験番号5、6の位置での二層系傾斜地盤における同様の関係を図示している。図から見る限り、これらの地盤の破壊形態は局部せん断破壊に近いように見えるが、地盤内のすべり面は十分発達して地表面に達しており、また、最終の荷重では変位の進行が止まらなかったのではほぼ全般せん断破壊と見なされ、計測された最終の荷重をもって極限支持力と考えてよいものと判断した。

降伏支持力は、図4—6—3に示すように計測された荷重と変位の $\log P \sim \log S$ 曲線の変曲点より求め

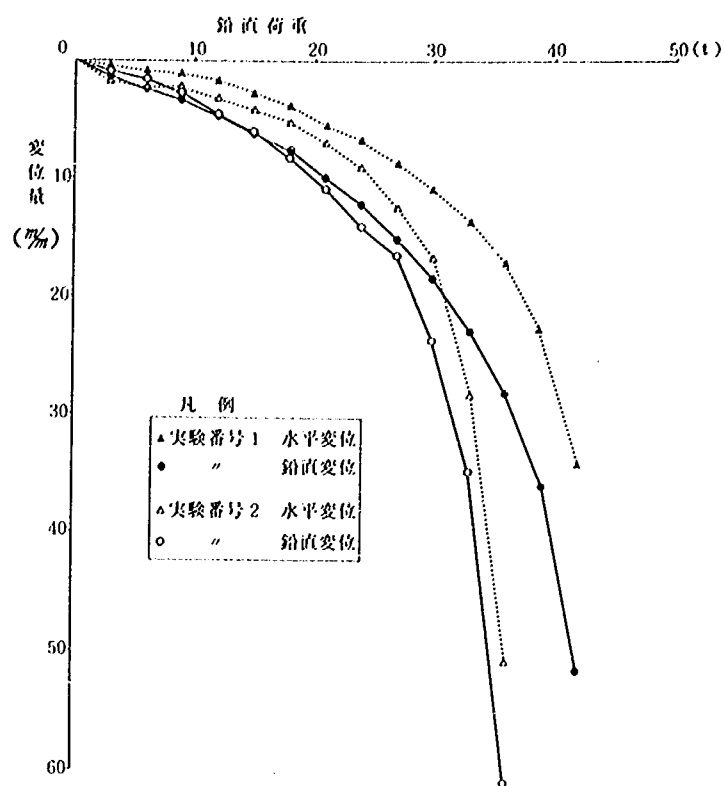


图 4—6—1

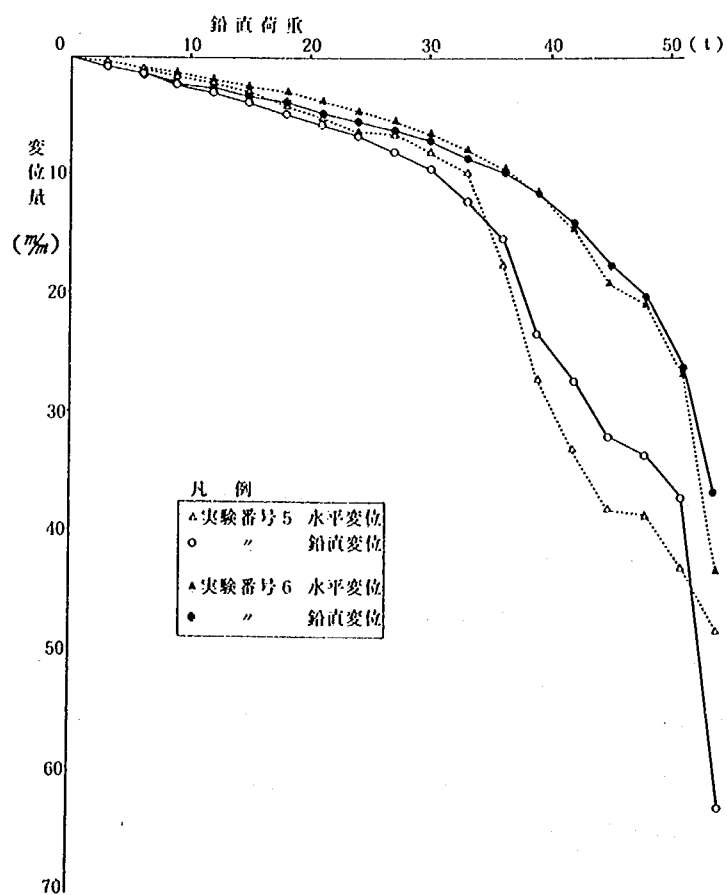


图 4—6—2

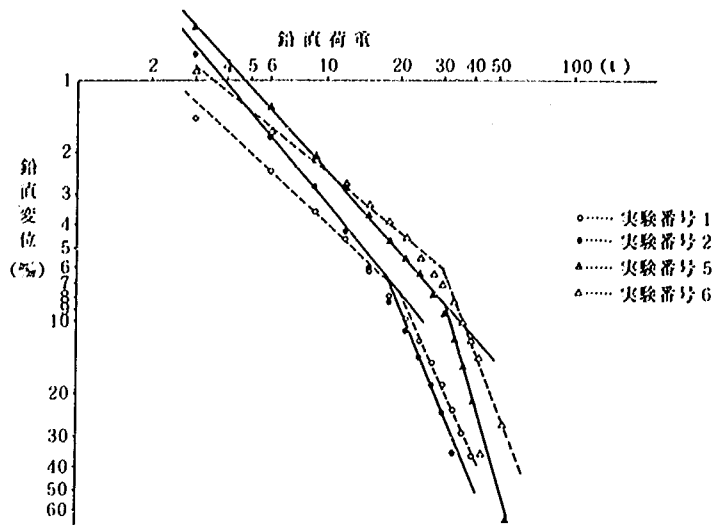


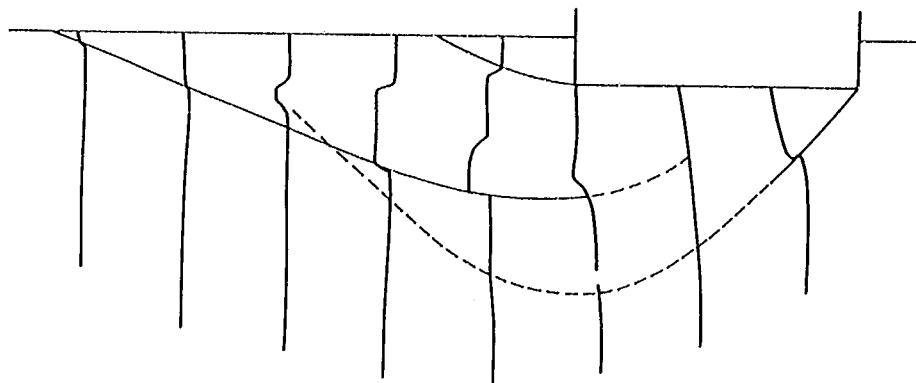
図 4—6—3 荷重～沈下関係

た。これらの結果を表 4—6—1 に示す。

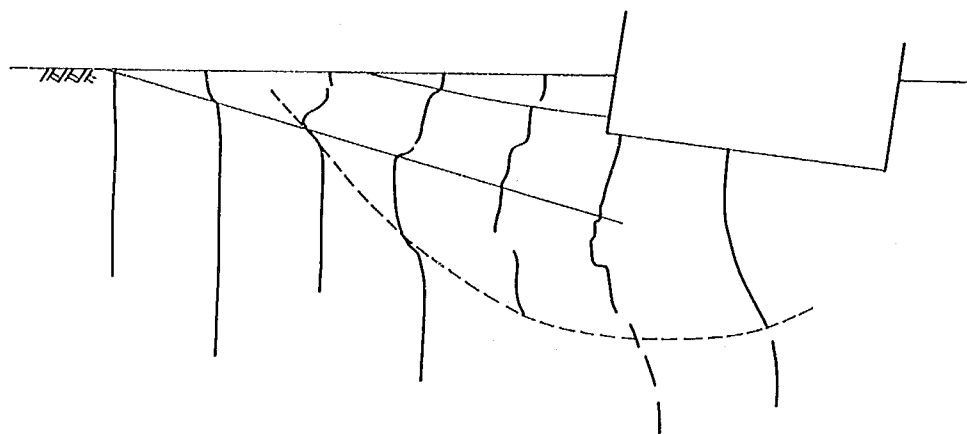
表 4—6—1 極限支持力と降伏支持力

実験番号		降伏支持力	極限支持力
単層地盤	1	20 ^l	42 ^l
	2	18	36
	平均	19	39
二層系地盤	5	30	54
	6	30	54
	平均	30	54

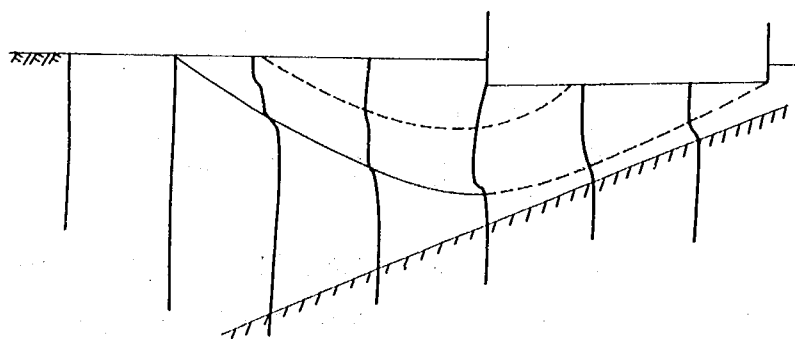
地盤内部のすべり線については、すべり線をより明瞭に把握するため当該実験終了後ジャッキによって橋台模型の変位をさらに進行させておき、全ケースの試験を終了したのち地盤を掘削して、あらかじめ作っておいた白砂柱の状況を写し取った。結果を図 4—6—4 に示す。単層地盤におけるすべり線がかなり複雑に入り乱れているのと対照的に、傾斜二層系地盤では比較的明瞭なすべり線が確認された。図から明らかなように、傾斜二層系地盤の場合のすべり線は、単層地盤に比してかなり小さく、深度も浅いことがわかる。



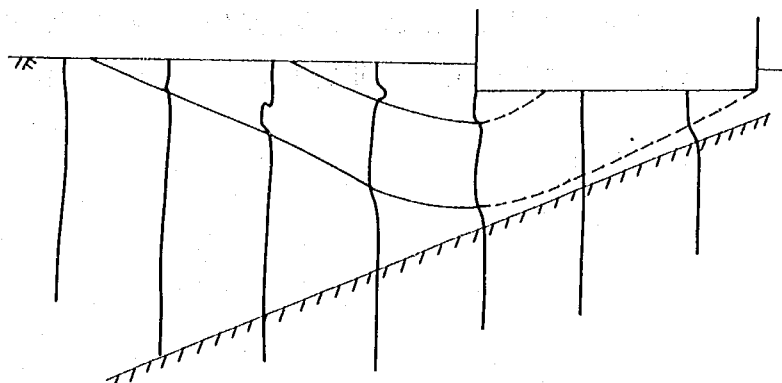
(1) 実験番号 1



(2) 実験番号 2



(3) 実験番号 5



(4) 実験番号 6

図 4-6-4 すべり線図

4-7 実験地盤定数

実験地盤として造成したソイルセメントは非常に固結度の低い砂岩状であるため、現位置においてコアを採取することができなかった。このため、実験終了後に実験の影響を受けなかった位置において平板載荷試験あるいは標準貫入試験を実施し、変形係数とともに C および ϕ の推定を行うとともに、同じ材料を用いて実験室内で1%ソイルセメントおよび4%ソイルセメントの供試体を作成し、三軸試験によって強度定数を得た。

(1) 三軸試験

1%ソイルセメントは、モールド内で三層に分けて突き固め、2日経過後に試験を行った。供試体は全部で9個作成したが、試験できたのは7個である。使用した試験機は誠研社製普通三軸圧縮試験機（最大軸力200kgf）で、結果を図4-7-1に示す。

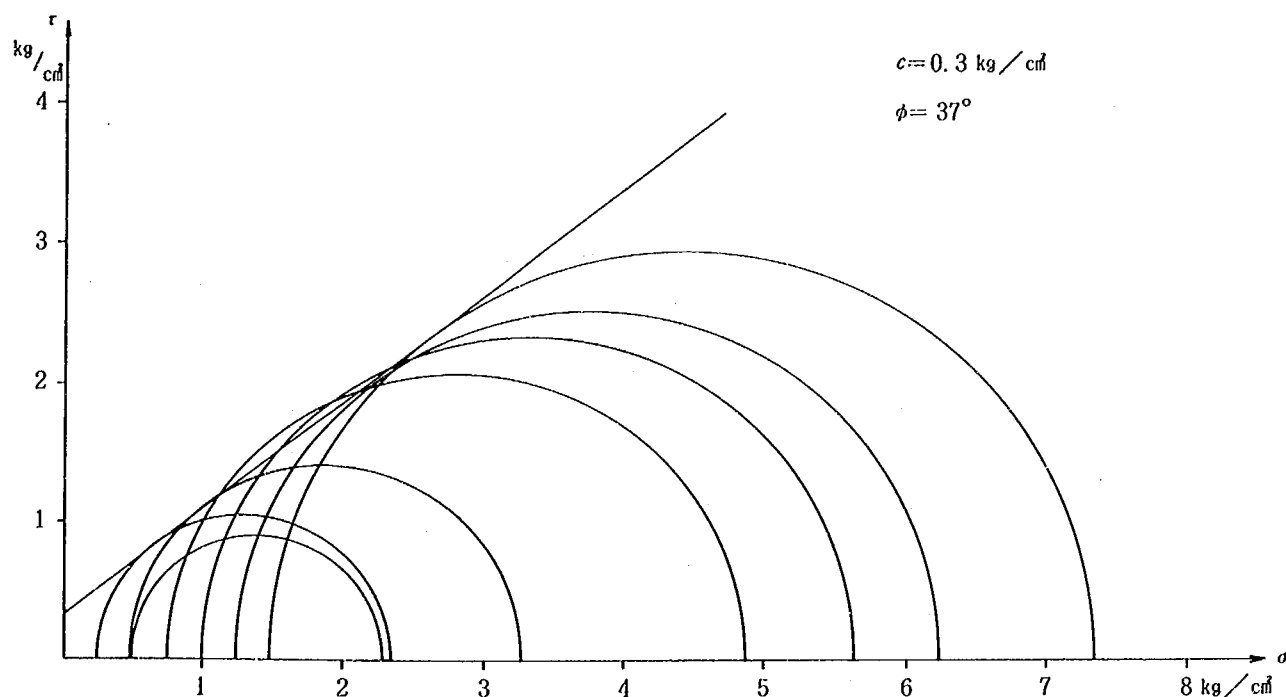


図4-7-1 1%ソイルセメント三軸試験結果

4%ソイルセメントも、同様にモールド内で突き固めて計6個の供試体を作成し試験を行ったが、試験ができたのは5個で、うち1個は試験機の軸力不足で破壊に至らなかった。このため、さらに6個の供試体を作成し高圧三軸試験を実施したが、高圧三軸試験を行うには供試体の強度が弱すぎ、わずかに1個しか結果を得られなかった。これらの結果を図4-7-2に示す。

また、計測された応力ひずみ関係から E_{50} を求めた結果を表4-7-1に示すが、ばらつきが非常に大きいので、平均値は最大値と最小値を棄却した残りの値の平均とした。

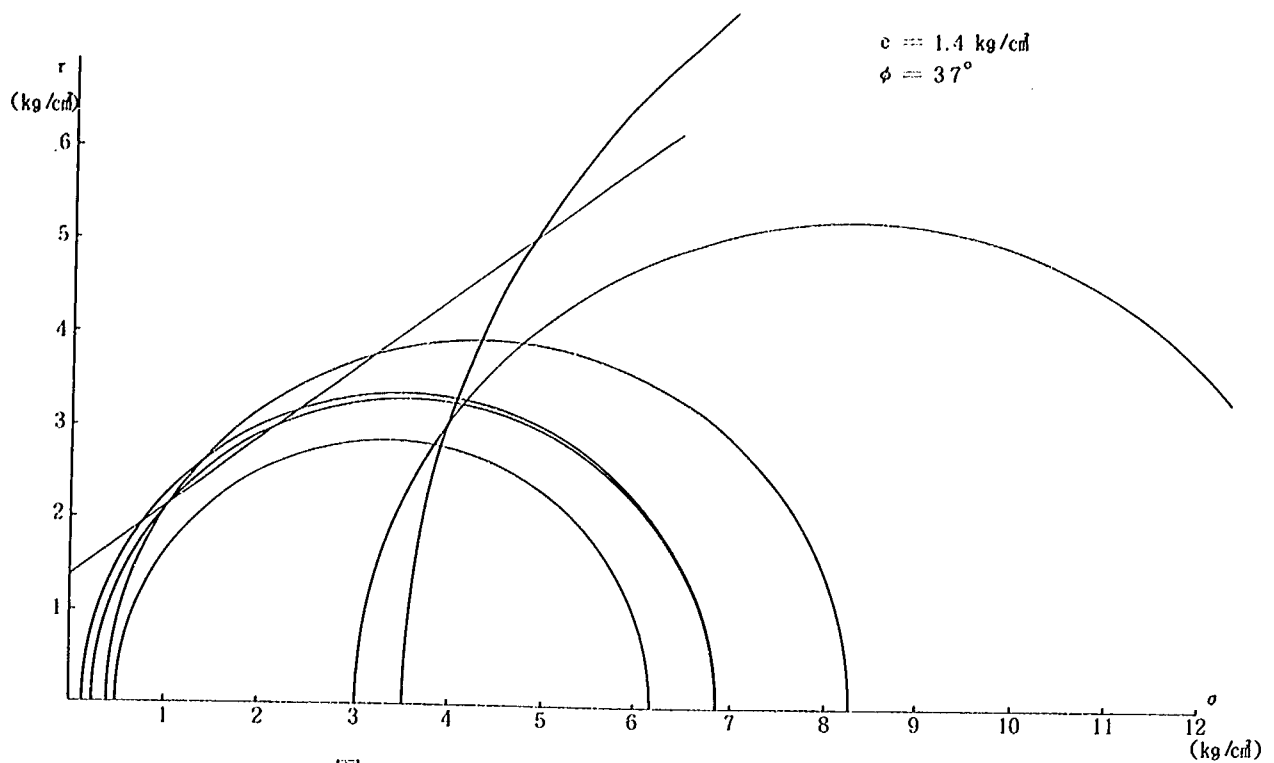


図4-7-2 4%ソイルセメント三軸試験結果

表4-7-1 三軸試験による E_{50}

側 圧	1%セイルセメント	4%セイルセメント
0.15 kg/cm ²	— kg/cm ²	(970) kg/cm ²
0.25	—	920
0.40	—	920
0.50	410	(370)
0.75	(360)	—
1.0	(1,120)	560
1.5	550	—
平均 値	480	800

(2) 平板載荷試験

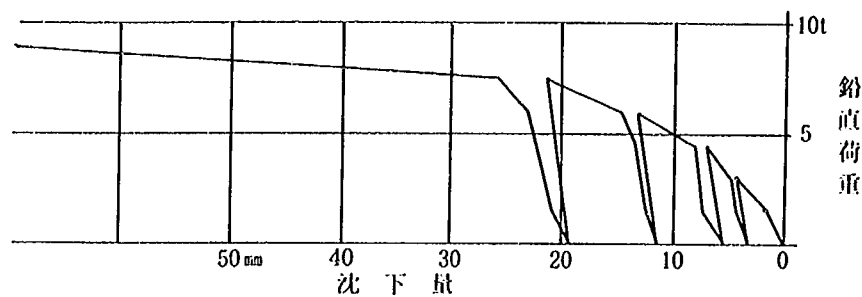
所定の試験を終了したのち、実験により乱されていない部分の上層地盤上において直径30 cmの剛円板を用いて平板載荷試験を実施した。次いで実験地盤面を約50 cm掘削して下層の4%ソイルセメント地盤面を露頭させ、表面を整正したのち同様の試験を行った。

図4-7-3にその結果を示すが、これより極限支持力は1%ソイルセメント地盤が9 t、4%ソイルセメント地盤が25 tと判断した。この極限支持力をもとに剛塑性理論より C, ϕ を計算すると次のような組合せが得られる。

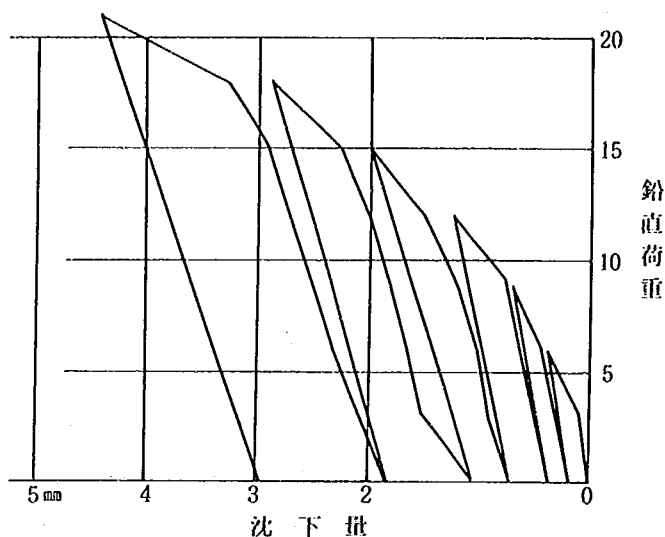
変形係数については、荷重変位曲線が非常に非線形となっているため、くり返し載荷の立ち上がり部の勾配の $1/2$ より次式によって計算する。

$$E = \frac{(1 - \nu^2) \cdot p}{Dw} \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

この結果、1%ソイルセメント地盤に対しては $E_{30} = 391 \text{ kg/cm}^2$ 、4%ソイルセメント地盤に対しては 3450 kg/cm^2 が得られた。



(1) 1%ソイルセメント地盤



(2) 4%セイルセメント地盤

図4-7-3 平板載荷試験結果

表4-7-2 平板載荷試験による c , ϕ

地 盤	c	ϕ
1%ソイルセメント地盤	0.32 kg/cm^2	30°
	0.24	33°
	0.20	35°
4%ソイルセメント地盤	0.68	33°
	0.58	35°
	0.35	40°

(3) 標準貫入試験

平板載荷試験と同様に、実験終了後実験の影響を受けなかった地盤の部分で標準貫入試験を実施した。1%ソイルセメント地盤でのN値は、 $N_1=10$ 、 $N_2=10$ で平均10、4%ソイルセメント地盤に対しては $N_1=27$ 、 $N_2=45$ で平均36であった。これより、道路橋示方書に示す方法にて変形係数 E_0 を推定すると、1%ソイルセメント地盤に対して $E_0=280\text{kg/cm}^2$ 、4%ソイルセメント地盤に対しては $E_0=980\text{kg/cm}^2$ が得られる。

以上の試験結果より得られるソイルセメント地盤の強度定数を整理すると、表4-7-3の通りとなる。

表4-7-3 実験地盤の強度定数

試験種別	1%ソイルセメント地盤				4%ソイルセメント地盤			
	c	ϕ	E	r	c	ϕ	E	r
三軸試験	kg/cm^2 0.3	37°	kg/cm^2 480	g/cm^2 1.70	kg/cm^2 1.4	37°	kg/cm^2 800	g/cm^2 1.70
平板載荷試験	0.32	30°	391	—	0.68	33°	3,450	—
	0.24	33°			0.58	35°		
	0.20	35°			0.35	40°		
標準貫入試験	—	—	280	—	—	—	980	—

4-8 まとめ

(1) 実験地盤の強度定数

この実験においては、4-3に述べたように相似則を満足させる実験地盤を作成することは不可能であったので、傾斜二層系地盤の上層と下層の変形係数の比を実物と同じとすることにした。表4-7-3からわかるように、試験方法によって地盤の強度定数はかなり異なる。すなわち、上層である1%ソイルセメント地盤と下層である4%ソイルセメント地盤の変形係数の比は、三軸試験で1:1.7、平板載荷試験で1:8.8、標準貫入試験で1:3.5となっており、これらの単純平均をとるとおおむね1:4.7程度になり、予定した比1:4をほぼ満足していると考えて良いものと思われる。

(2) 傾斜二層系地盤の極限支持力

実験は、当初単層系地盤および傾斜二層系地盤に対しそれぞれ3ケースずつ行う予定であったが、計器の不良によりそれぞれ2ケースづつしか結果を得られなかったにもかかわらず、表4-6-1に示した通り両者の極限支持力の差は歴然としている。すなわち、明石海峡大橋松帆側橋台の極限支持力は、神戸層のみからなると仮定した均一な単層系地盤に対する極限支持力の約1.4倍になると考えてよいであろう。橋台直下に約 23° の角度で傾斜する花崗岩層の存在は、現在の計算法における極限支持力を安全側に見積ることとなり、当初危険側の値を与えるのではないかと心配された現設計に対する懸念は不要であると思われる。

なお、単層系地盤での極限支持力に対して安全側の支持力となるのは現在の設計位置においての結果

であり、橋台位置が変更になった場合については別途検討が必要である。

(3) 極限支持力の推定法

平板載荷試験により得られる c 、 ϕ と三軸試験より得られる c 、 ϕ とを勘案し、支持力計算に用いるせん断定数を 1%ソイルセメント地盤に対し、 $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ と仮定する。均一な単層系の地盤の傾斜荷重作用時における極限支持力の鉛直成分は、次式により計算される。

$$Q = A \left\{ \alpha \kappa C N_c + \frac{1}{2} r \beta B N_r \right\} \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

ここで、 A ; 橋台基礎模型の底面積で $A = 0.512 \text{ m}^2$

α ; 形状係数で、ここでは $\alpha = 1.3$

β ; 形状係数で、ここでは $\beta = 0.6$

κ ; 根入れ効果で、ここでは $\kappa = 1.0$

C ; 地盤の粘着力で、 $C = 2.5 \text{ t/m}^2$

r ; 地盤の単位重量で、 $r = 1.7 \text{ t/m}^3$

B ; 橋台基礎模型の長さで、 $B = 0.8 \text{ m}$

N_c ; 支持力係数で、 $\tan \theta = 0.32$ 、 $\phi = 35^\circ$ に対して $N_c = 23$

N_r ; 支持力係数で、同様に $N_r = 9$

実験に用いた 1%ソイルセメント地盤に対して計算を実行すると、極限支持力の鉛直分力は 40.2t となり、実験結果の 39t と良く一致する。

模型実験における傾斜二層系地盤の極限支持力と単層系地盤の極限支持力の比が実物においても保持されると仮定するならば、(4-4)式によって計算された上層のみからなる均一な単層系地盤における実物の橋台基礎の極限支持力にこの比を乗じることによって、傾斜二層系地盤における支持力を推定することが可能と思われる。

今、実物の地盤において上載荷重を無視し、さらに荷重の偏心をも無視するものとすれば、表 4-2-2 に示す岩盤定数を用いて松帆側橋台の極限鉛直支持力を次のように計算できる。

$$\begin{aligned} Q_v &= a \cdot Q_u = a \cdot A \left\{ \alpha \kappa C N_c + \frac{1}{2} r \beta B N_r \right\} \\ &= \frac{54}{39} \times 100 \times 80 \times \left\{ 1.3 \times 1.0 \times 20 \times 16 + \frac{1}{2} \times 1.1 \times 0.6 \times 100 \times 3.7 \right\} \\ &= 5,960,000 \text{ (ton)} \end{aligned}$$

一方、(4-1)式と実験結果による q_m から実物の橋台の極限支持力を計算できるが、材料の変形係数を相似則の示す値に合致することができなかったので、実際に用いた模型地盤の変形係数により補正することとすると、次式により極限支持力を求めることができる。

$$Q_v = A \cdot q_p = A \cdot \frac{\gamma_p B p}{\gamma_m B_m} \cdot q_m = \frac{E_p}{E_m} \cdot q_m$$

$$= 100 \times 80 \times \frac{2,500}{390} \times \frac{54}{0.8 \times 0.64}$$

$$= 5,410,000 \text{ ton}$$

地震時に作用する鉛直荷重は表4—2—1より1,005,000tonであるので、安全率は少なくとも5.4～5.9程度は確保されているといえよう。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書；土質工学会，昭和52年3月
- 2) 明石海峡大橋下部工関係検討概要書；本州四国連絡橋公団第1建設局垂水工事事務所，昭和52年3月
- 3) Obert, L., Duvall, W. I., Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock；John Wiley & Sons,
- 4) 岩盤力学とその応用；日本材料学会編，丸善
- 5) 道路橋示方書Ⅳ下部構造編；日本道路協会
- 6) 浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究；土木研究所資料第1611号

5. 耐風調査

構造研究室	室長	山本邦夫
	研究員	佐藤弘史
	研究員	水上幹之
		湯沢 聡
		神 嵩 一 夫

5-1 調査の概要

長大橋梁のように比較的たわみやすい構造物を建設する場合には、風が構造物におよぼす影響を調べ、耐風性が良好であることを確認する必要がある。不十分な場合には、断面形状の変更あるいは構造特性の変更等により耐風安定性を向上させる必要がある。このため当研究室では、本州四国連絡橋として計画・建設される長大橋梁について、その耐風性を調査してきた。今年度は、神戸・鳴門ルートに建設される門崎高架橋（4径間連続箱桁橋）および児島・坂出ルートに建設される岩黒島橋（3径間連続斜張橋）の耐風性調査を実施した。現時点までに得られた成果をとりまとめて報告する。

5-2 門崎高架橋の耐風性調査

5-2-1 まえがき

門崎高架橋は、大鳴門橋の淡路島側の取付道路として計画されている4径間連続箱桁橋（約150 m + 190 m + 190 m + 150 m）である。本橋の一般図を図5-2-1に示す。この型式の橋梁は、吊橋や斜張橋に比べ剛性が高いため、風の動的な作用が問題となることは従来ほとんどなかった。しかし、本橋は鉛直たわみモードの振動数が、同程度のスパン長を有する斜張橋に比べても低いこと、また、本橋架設地点では背後の山によりかなりの吹き上げの角度をもった風が吹くこと、などの理由により、本橋におよぼす風の動的な作用について実験的に調査する必要があると考えられた。

このため、2次元剛体模型を用いた三分力試験およびバネ支持模型試験、ならびに1径間の3次元弾性模型と2次元的地形模型を用いた風洞実験が民間の研究所で実施された。その結果、地形模型を1径間弾性模型の89m（原寸）後方に配置した状態ではほぼ良好な耐風性を示す断面形状を見出すことができた。しかし、この実験では3次元的に変化している地形の影響を正しく評価していないおそれがあること、および4径間連続の橋梁を1径間だけ模型化したため振動モード等で必ずしも実橋を正確に相似させていないこと、などの理由により、4径間の3次元弾性模型と3次元地形模型を用いた風洞実験を実施し、民間の研究所で得られた成果を確認する必要があると考えられた。

以上の経緯により、今年度当研究室で、4径間弾性模型および3次元地形模型を用いて、実験的に門崎高架橋の耐風性を調査した。

5-2-2 実験方法および実験条件

実験に用いた風洞は、土木研究所の大気汚染風洞（測定部の高さ3 m、幅6 m、長さ24 m。エッフェル

型。)である。模型は縮尺 1/120 であり、橋桁断面中央に配置した鉄製の 2 本の角棒により剛性を相似させ、その周囲に分割して取付けた外形材により幾何学的形状および質量を相似させ、固定支承部に取付けたオイルダンパーあるいは 5 P—6 P の 1/2 点からピアノ線で取付けたオイルダンパーにより減衰性能を相似させた。模型の架台により気流が吹き上げとなることを防ぐため、模型の上流約 4 m まで地面板を配置した。模型の一般図を図 5—2—2 に、主要諸元を表 5—2—1 にそれぞれ示す。

なお、相似条件は次の 3 つの無次元量を実橋と模型とで一致させることとした。

$$\frac{m}{\rho B^2}, \quad \frac{V}{NB}, \quad \delta$$

ここに、 m ；単位長さあたりの橋桁質量、 ρ ；空気密度、 B ；橋桁の代表長さ、 N ；鉛直たわみ振動数、 δ ；対数減衰率。

相似させるべきモードは、鉛直たわみ変位の卓越する低次の 4 つのモード（1 次、2 次、3 次、5 次）とし、通風実験に先立ち、模型の振動特性を調べた。その結果、振動モードは実橋とはほぼ一致しているが、各次数相互の振動数の比が実橋とは若干異なっていることがわかった。すなわち、実橋の振動数が 0.40 Hz 、 0.57 Hz 、 0.81 Hz 、 0.99 Hz に対し、模型では 5.6 Hz 、 7.3 Hz 、 9.9 Hz 、 11.2 Hz である。したがって、風速換算比が次数によって異なることとなり、1 次モードに対応する換算比から順に記せば、8.6、9.3、9.8、10.6 であった。また、1 次モードに対応する構造減衰率は適宜調整することができたが、2 次以上のモードでは支承における回転量が小さいため、あるいはピアノ線がおどるため調整できず、概して小さめの値となった。

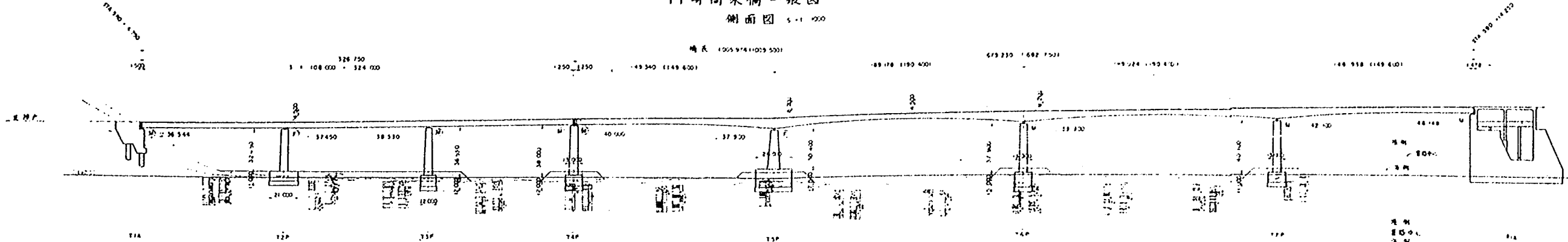
実験条件および実験ケースを表 5—2—2 に示す。模型の対風応答に影響すると考えられるいくつかの因子をとり出し、その条件を変化させ影響度を調べた。このうち、乱流は、模型の上流側約 8 m に配置した 5 体の高さ 2.4 m のスパイアーにより発生させたものである。また、減衰率は 1 次モードのものであり、高次のモードでは 1 次のモードに比べ概して小さめの値をとり、とくに 1 次モードの減衰率が 0.07 以上の場合は 3 次および 5 次のモードの減衰率は 1 次モードに比べかなり小さい。水平偏角は、橋桁の両端を結んだ弦と主流方向が直交する場合 0° とし、風向が反時計回りに変わる場合を正とした。下部スカートおよびダブルフラップの形状は図 5—2—2 に示されているが、下部スカートの配置条件を図 5—2—3 に示す。

風速の測定は、一様気流中ではピトー管および精密微差圧計を用いて、乱流中では熱線風速計を用いて実施した。橋桁の振動は、4 台の光学式変位計を用いて、各径間中央に取付けた豆電球の変位を計測することにより求めた。

\$ 1000 . 500

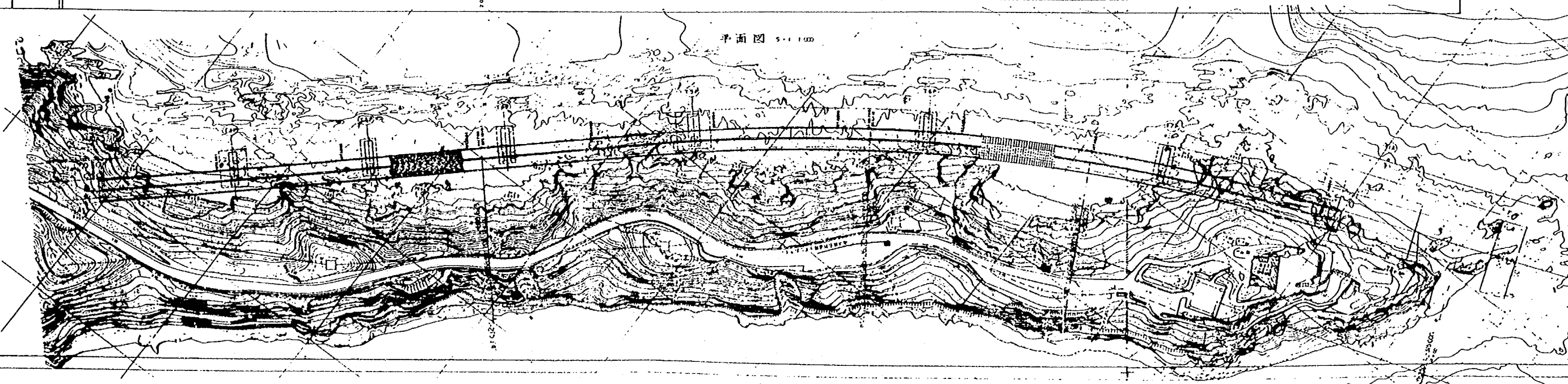
5 - 1 220

鳴 氏 1925.9.14(1902.3.20)



項目	単位	数量	単価	金額
材料費		2.00	2.00	4.00
労務費		2.00	2.00	4.00
経費		2.00	2.00	4.00
合計		6.00	6.00	12.00

平面図 5・1・1 (a)



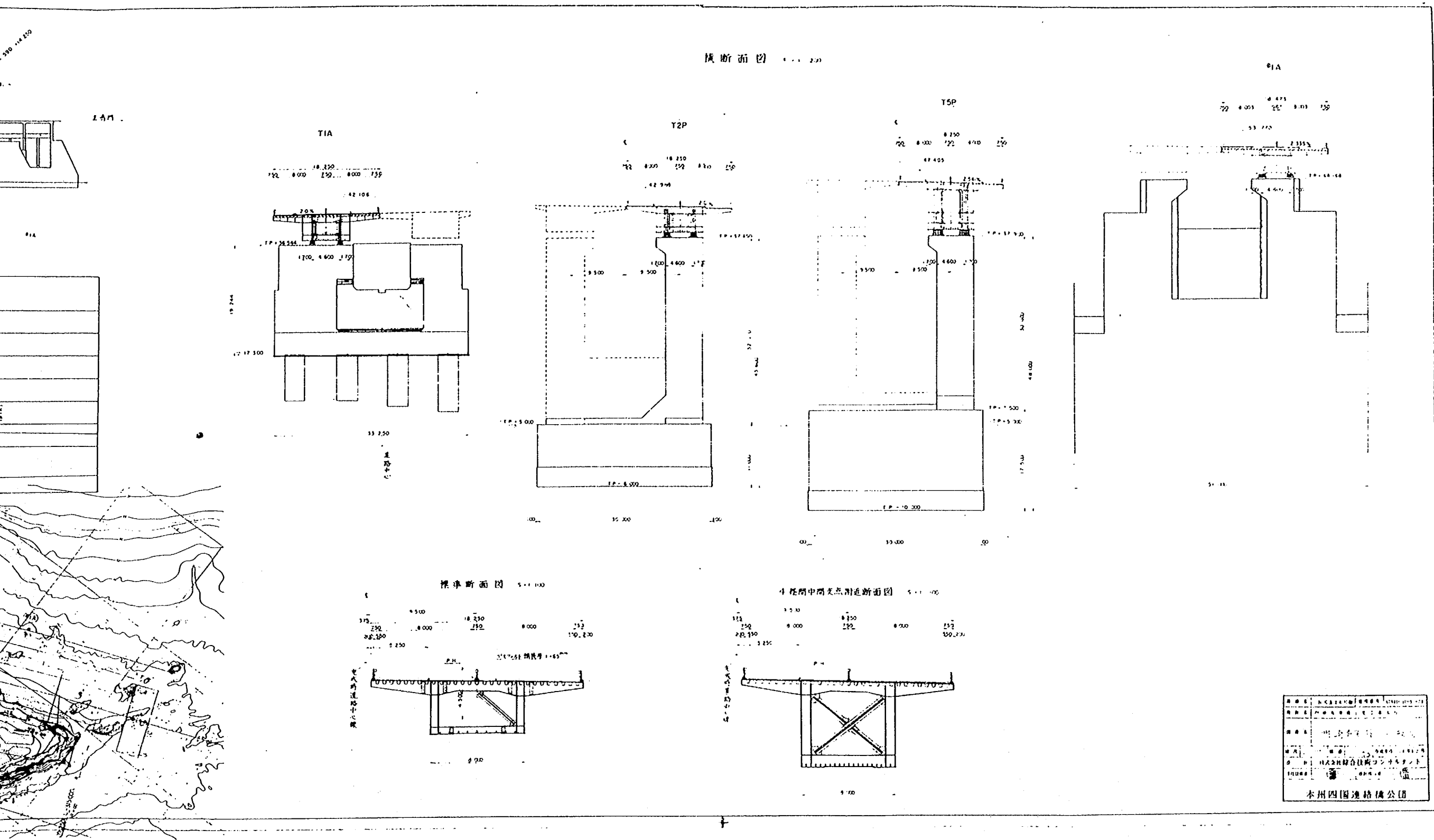
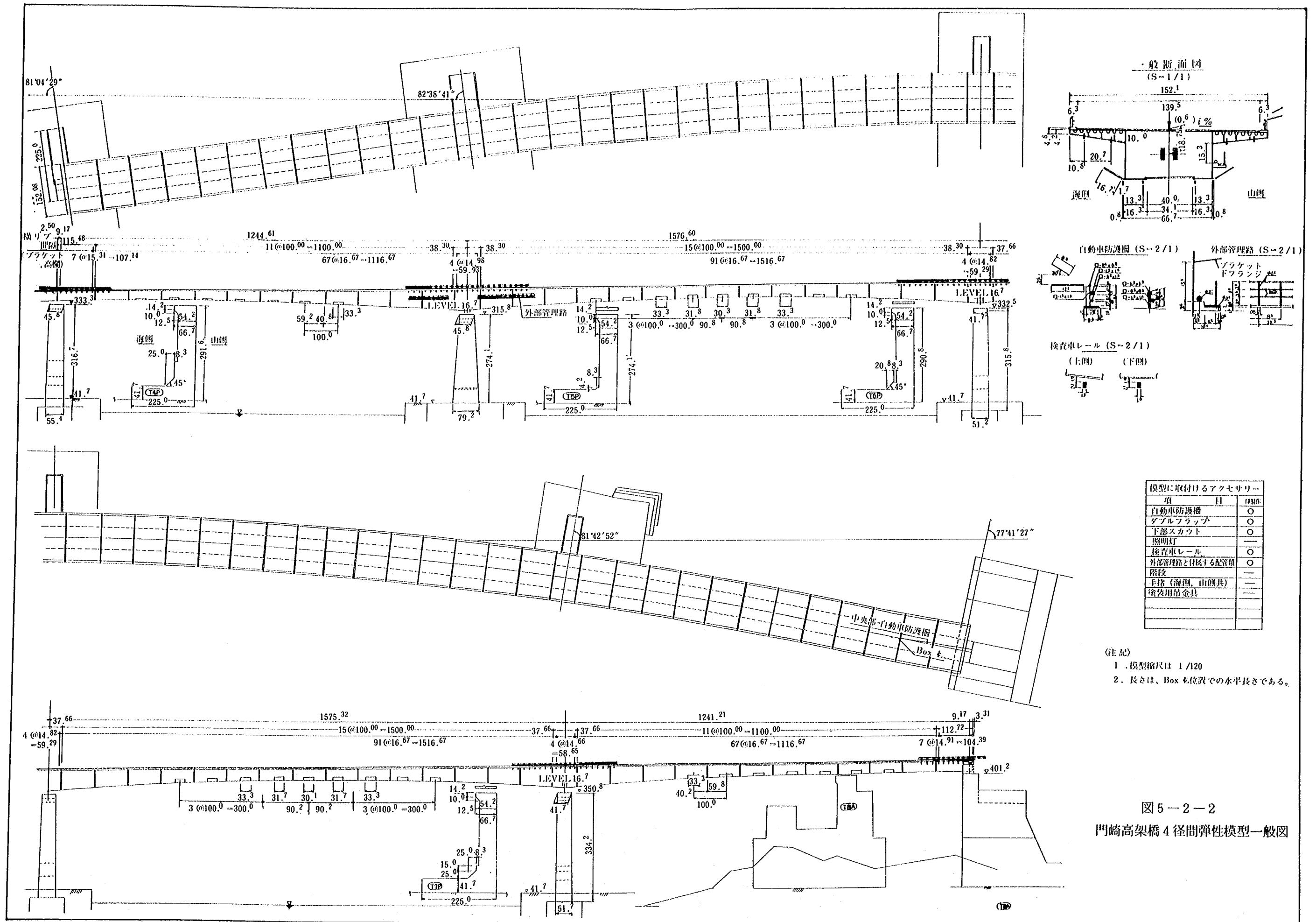


図5—2—1 門崎高架橋一般図



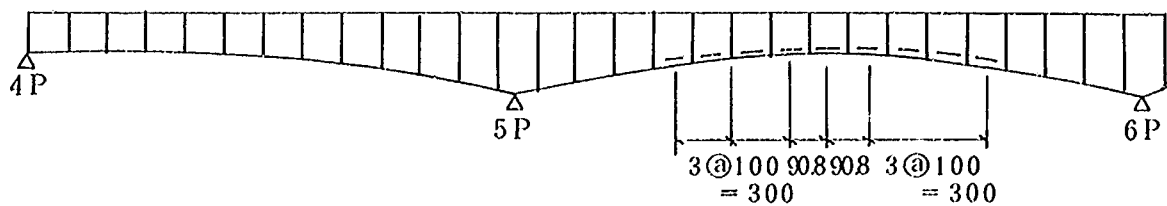
門崎高架橋 4 径間彈性模型主要諸元

站名	儀器站點	儀器資料
2	0.0	0.0
3	1.86	-1.11
4	3.09	-1.74
5	9.23	-2.17
6	5.42	-2.41
7	6.51	-2.43
8	7.77	-2.75
9	8.98	-1.70
10	10.17	-1.43
11	11.36	-0.70
12	12.55	-0.41
13	13.79	-0.07
14	14.79	0.00
16	15.84	-0.19
17	17.04	-0.63
18	18.13	-1.15
19	19.42	-1.71
20	20.52	-2.21
21	21.81	-2.60
22	23.00	-2.84
23	24.20	-2.91
24	25.37	-2.79
25	26.57	-2.51
26	27.78	-2.08
27	28.98	-1.56
28	30.18	-1.01
29	31.39	-0.50
30	32.60	-0.13
31	33.61	0.00
33	34.73	-0.13
34	35.74	-0.50
35	37.15	-1.02
36	38.36	-1.57
37	39.56	-2.09
38	40.77	-2.50
39	41.98	-2.78
40	43.19	-2.89
41	44.00	-2.82
42	45.61	-2.57
43	46.82	-2.18
44	48.04	-1.67
45	49.27	-1.12
46	50.49	-0.59
47	51.71	-0.18
48	52.78	0.00
50	53.85	-0.08
51	55.07	-0.44
52	56.29	-0.94
53	57.51	-1.48
54	58.73	-1.96
55	59.95	-2.31
56	61.17	-2.48
57	62.37	-2.45
58	63.61	-2.20
59	64.82	-1.75
60	66.04	-1.14
61	67.19	0.00

— 105 ~ 106 —

表 5-2-2 実験条件および実験ケース

整理番号	気 流	減 衰	水平偏角	下部スカート	ダブルフラップ	山	中央分離帯
CASE 1		0.02	0°	なし	なし	なし	
2		0.02		なし	なし		
3		0.02	10°	なし	なし	あり	
4		0.02	-10°	なし	なし		
5		0.02		中央径間, 中央部 断 続, 2 m	なし		
6		0.02	0°	全 径 間, 中央部 断 続, 2 m	なし		
7		0.07		全 径 間, 中央部 断 続, 2 m	なし		ポスト高欄
8		0.02		全 径 間, 中央部 断 続, 2 m	あり		
9		0.02		全 径 間, 中央部 全 連 続, 2 m	あり		テープで閉塞
追加実験 1		0.12		全 径 間, 中央部 断 続, 2 m	なし		
2		0.01		全 径 間, 中央部 断 続, 2 m	なし		ポスト高欄
3	一様気流 	0.02		全 径 間, 中央部 全 連 続, 5 m	あり		
4		0.21		全 径 間, 中央部 全 連 続, 5 m	あり		
5	乱流	0.02		全 径 間, 中央部 全 連 続, 5 m	あり		
6	乱流	0.02		なし	あり		
7		0.16		全 径 間, 全 体 全 連 続, 2 m	あり		
8	一様気流	0.02		全 径 間, 全 体 全 連 続, 2 m	あり		
9		0.15		全 径 間, 全 体 全 連 続, 2 m	なし		



(下部スカート幅 4 m 実橋寸法
 " 間隔 8 m
 " 長さ 2 m)

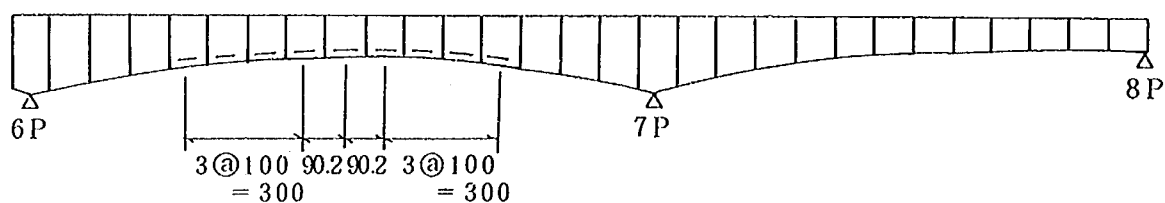
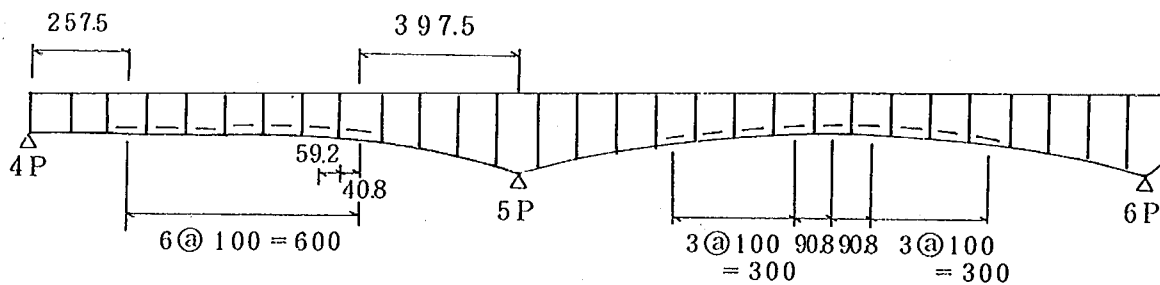


図 5-2-3-(a) 下部スカート (中央径間, 中央部, 断続)



(下部スカート幅 4 m
 " 間隔 8 m 実橋寸法
 " 長さ 2 m)

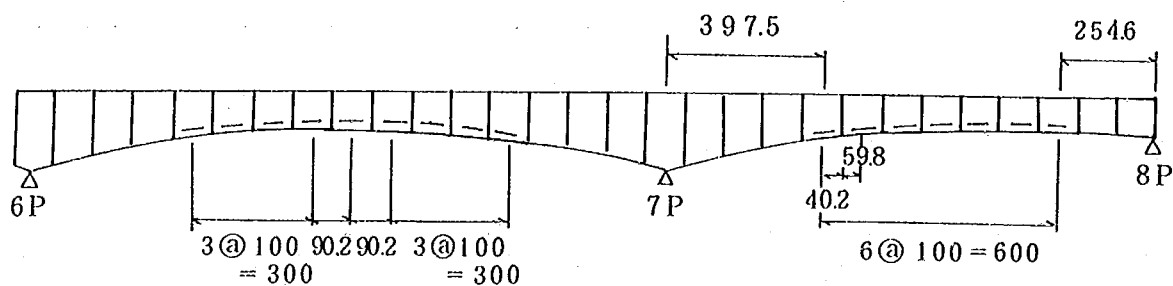


図 5-2-3-(b) 下部スカート (全径間, 中央部, 断続)

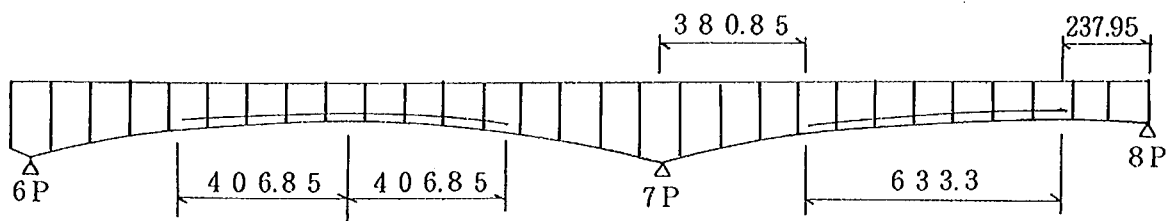
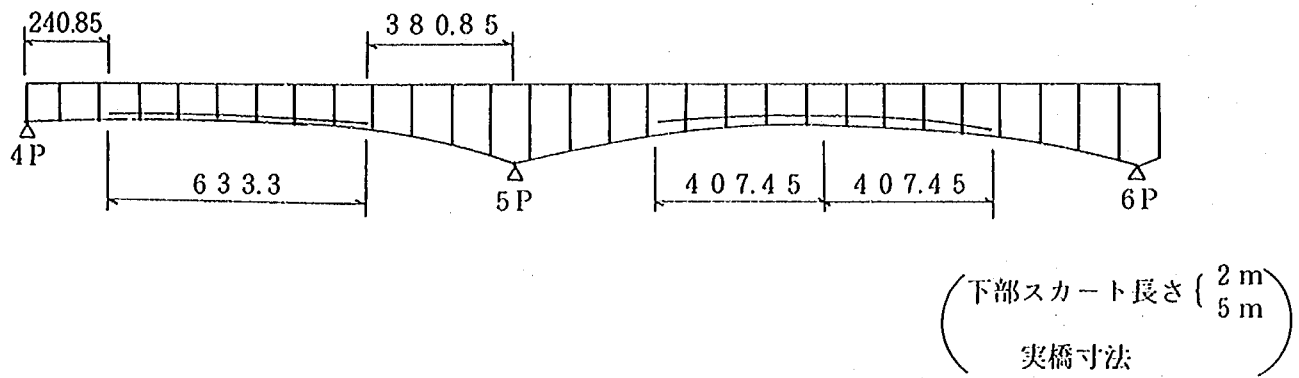


図5-2-3-(c) 下部スカート (全径間, 中央部, 連続)

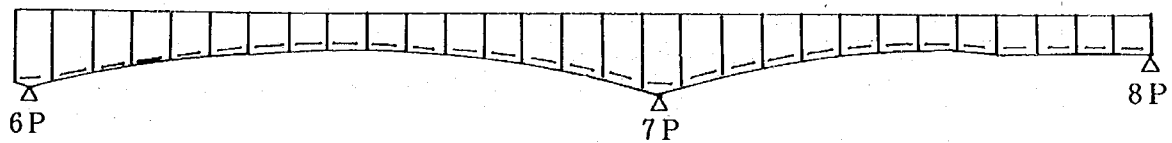
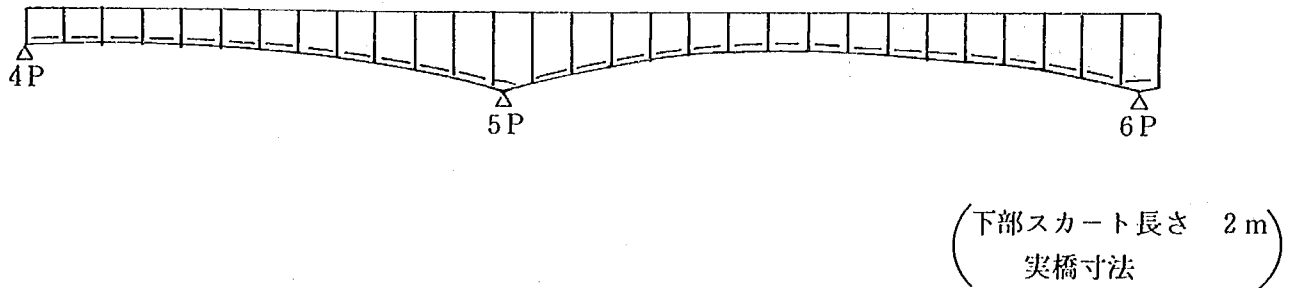


図5-2-3-(d) 下部スカート (全径間, 全体, 連続)

5-2-3 実験結果

各実験ケースにおける風速と対風応答の関係を図5-2-4に示す。多くのケースでは、各振動モードに対応する渦励振が低い風速で発現し、その終止風洞風速より若干高い風速から1次モードが卓越した間欠的な不規則振動が発現する。図5-2-4では、振幅として、一定の時間（実験において約30秒）における最大振幅を橋桁幅員で除して無次元化したものを表示した。モードにより最大の振幅を示す径間が異なるので、最大の振幅を示すため、1次モード、5次モードが卓越する振動では5P-6P間の中央点の変位に着目し、2次モード、3次モードでは4P-5P間の中央点の変位に着目し、それぞれ図にプロットした。風速は、モードにより異なる風速換算比を用いて、実橋風速に換算してプロットしたため、実験では5次モードの渦励振が終わる風速より高い風速で1次モードが卓越する不規則振動が開始するのに対し、図では両者が同じ風速で発現するかのように見える箇所もある。なお不規則振動は、風速が高い場合には2次モードあるいは3次モードが卓越してくる場合もあったが、風速換算比としては常に1次モードのものをを用いた。

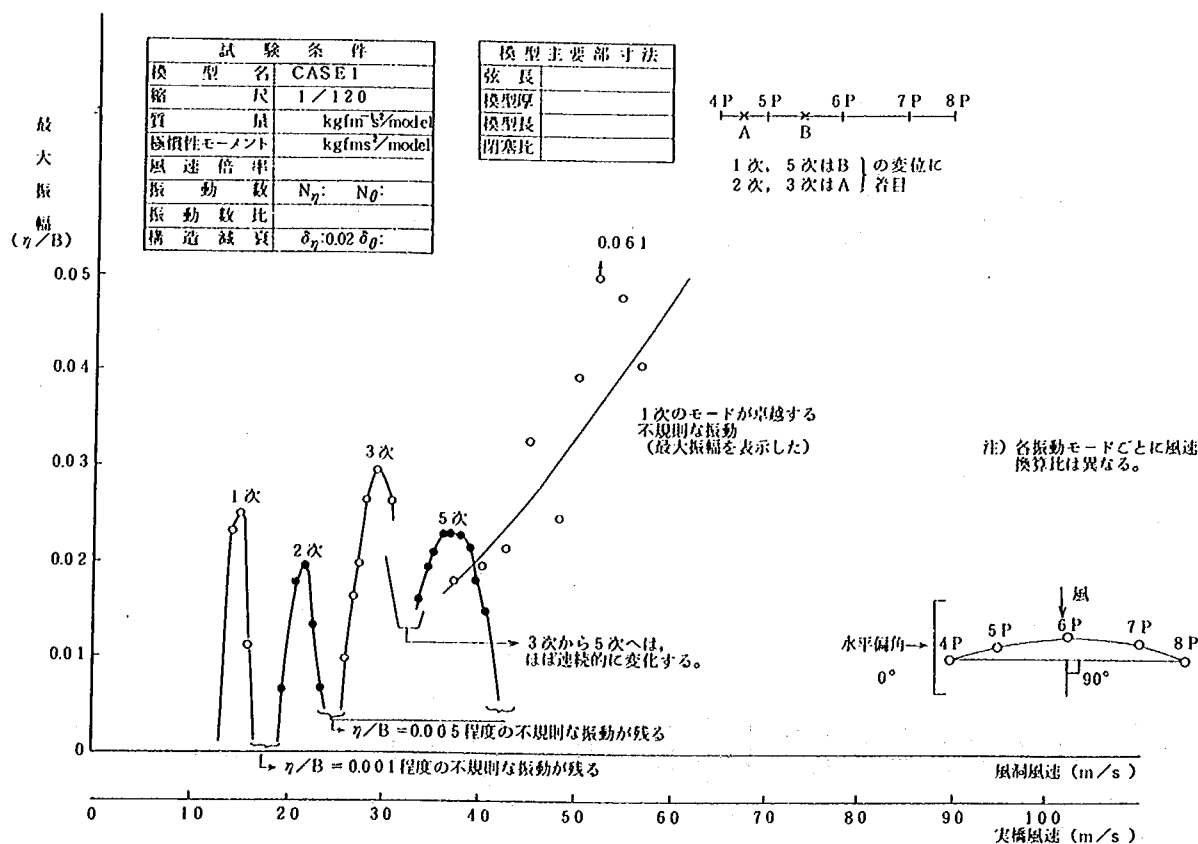


図5-2-4-(a) 門崎高架橋，橋桁，振幅—風速曲線

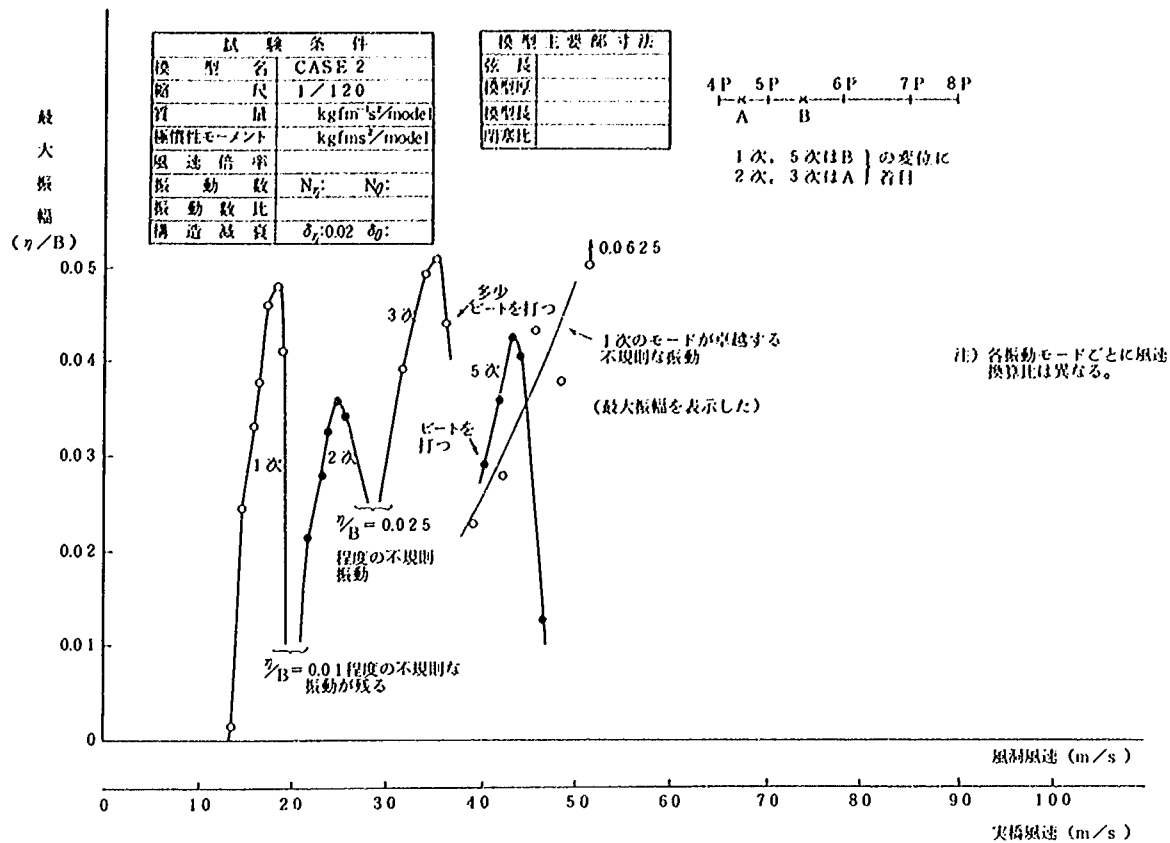


図5-2-4-(b) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

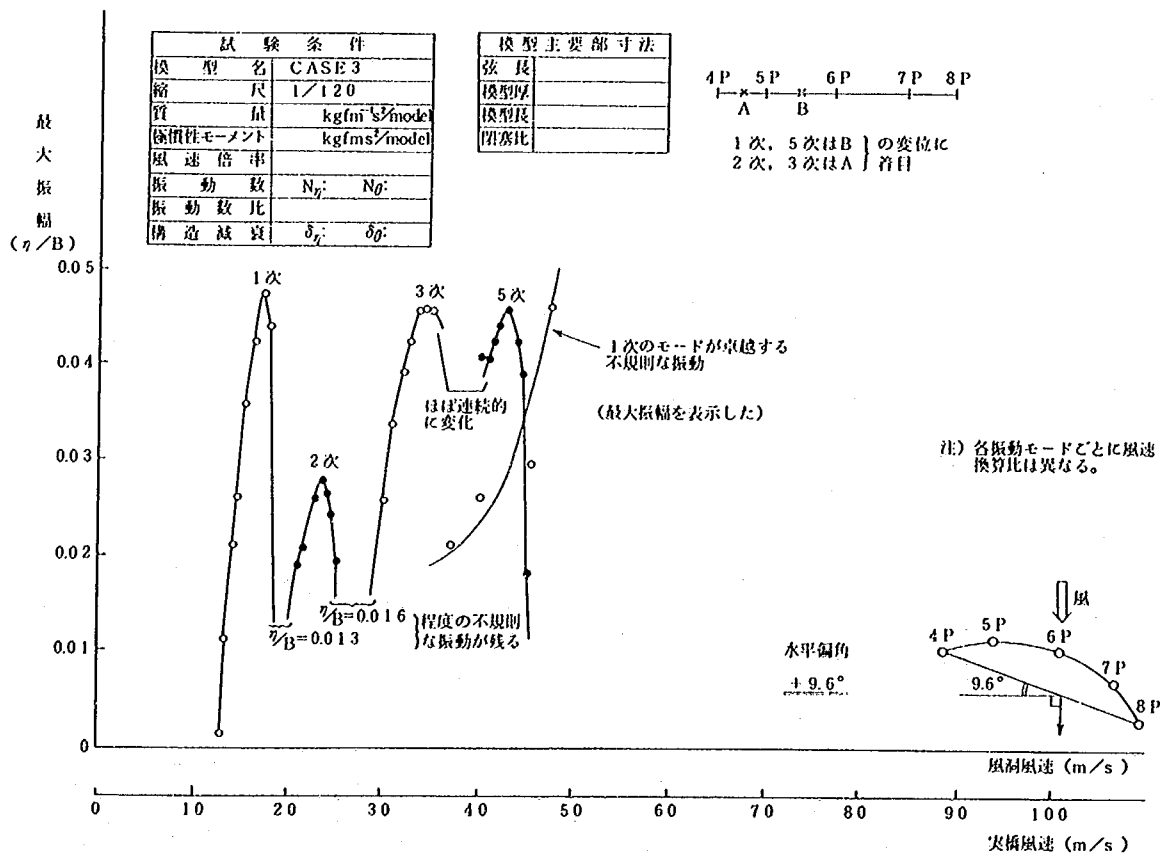


図5-2-4-(c) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

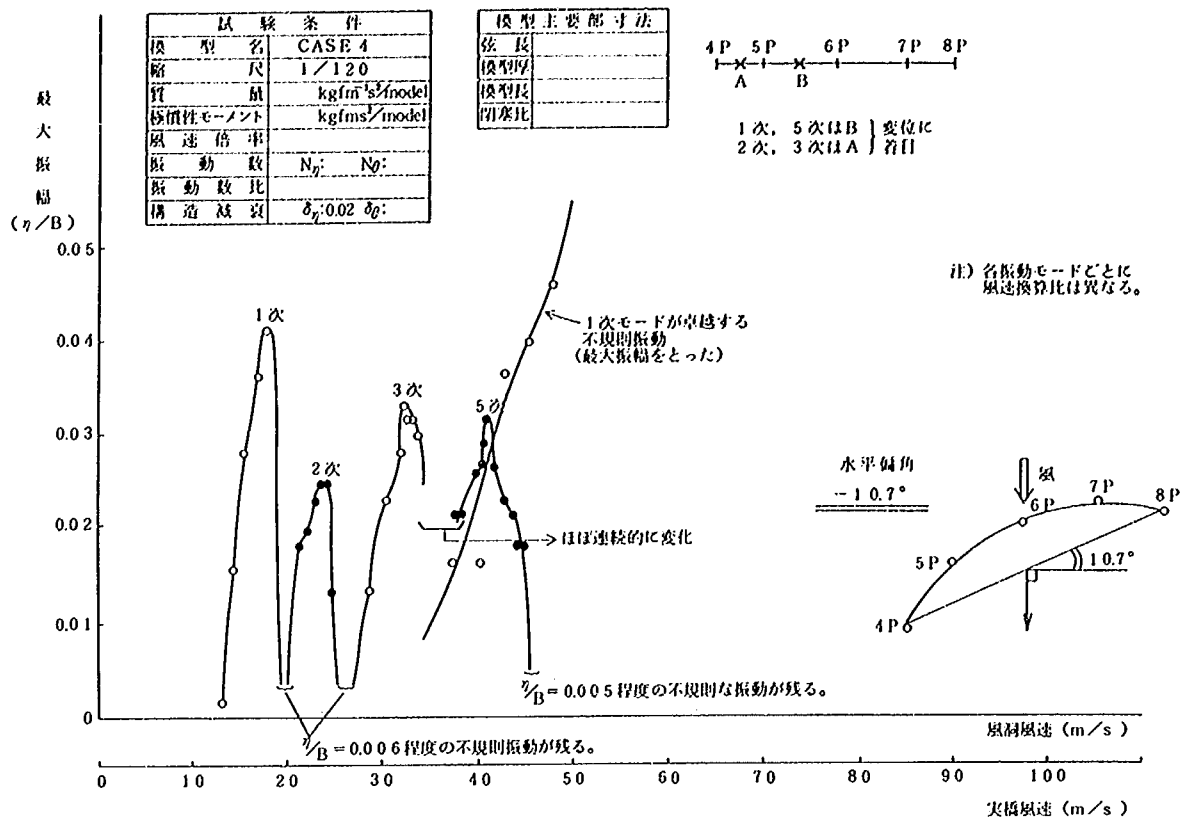


図5-2-4-(d) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

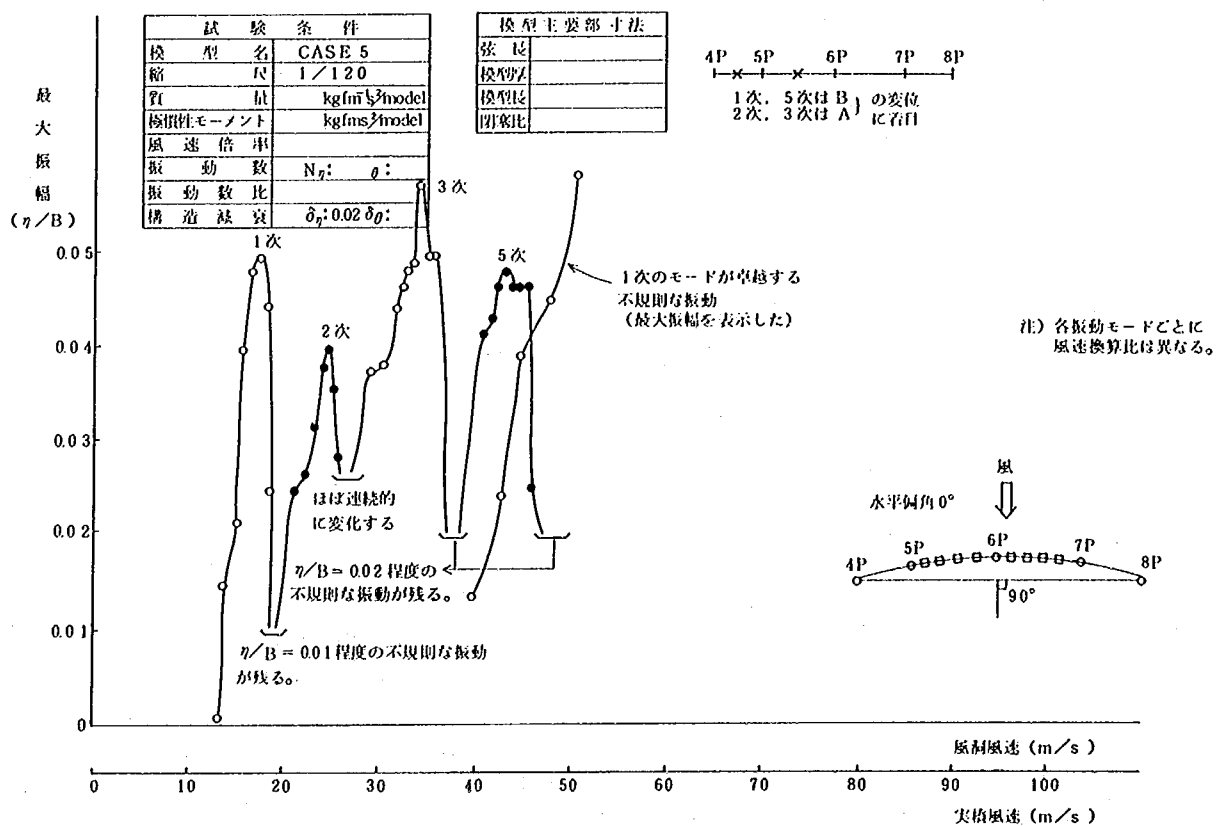


図5-2-4-(e) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

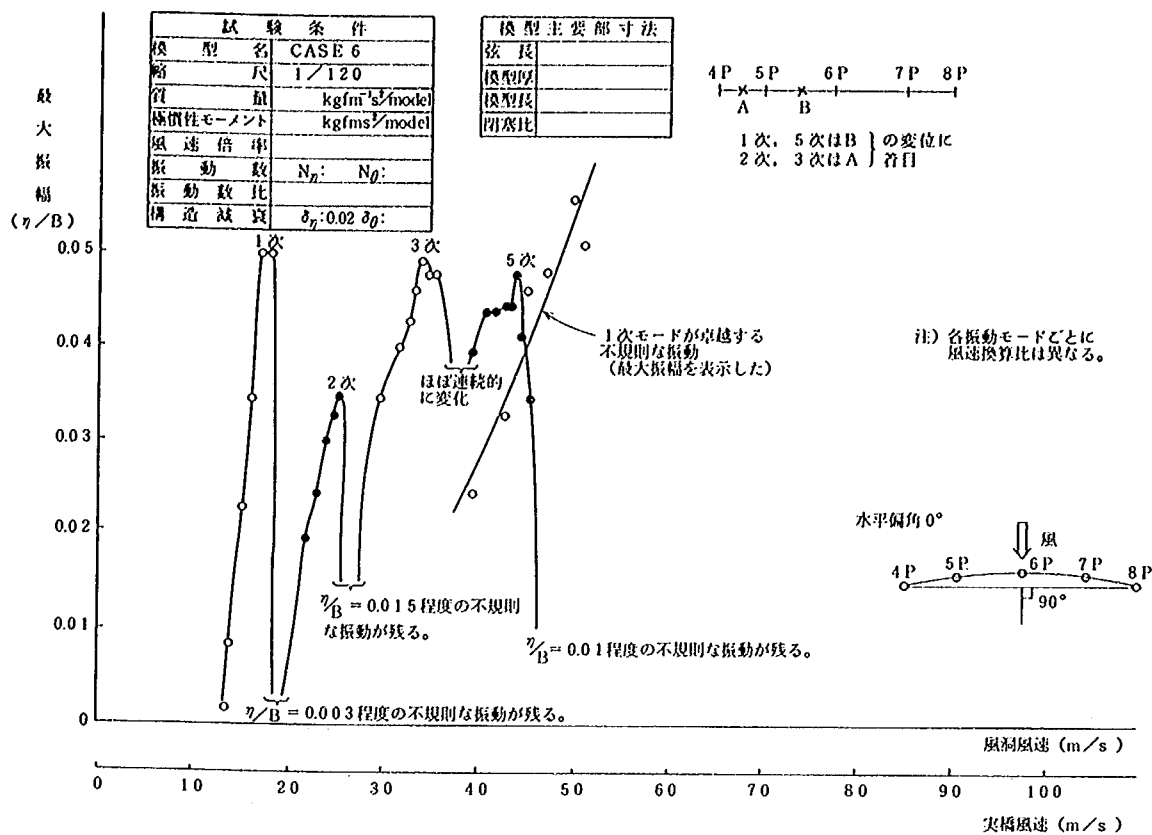


図5-2-4-(f) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

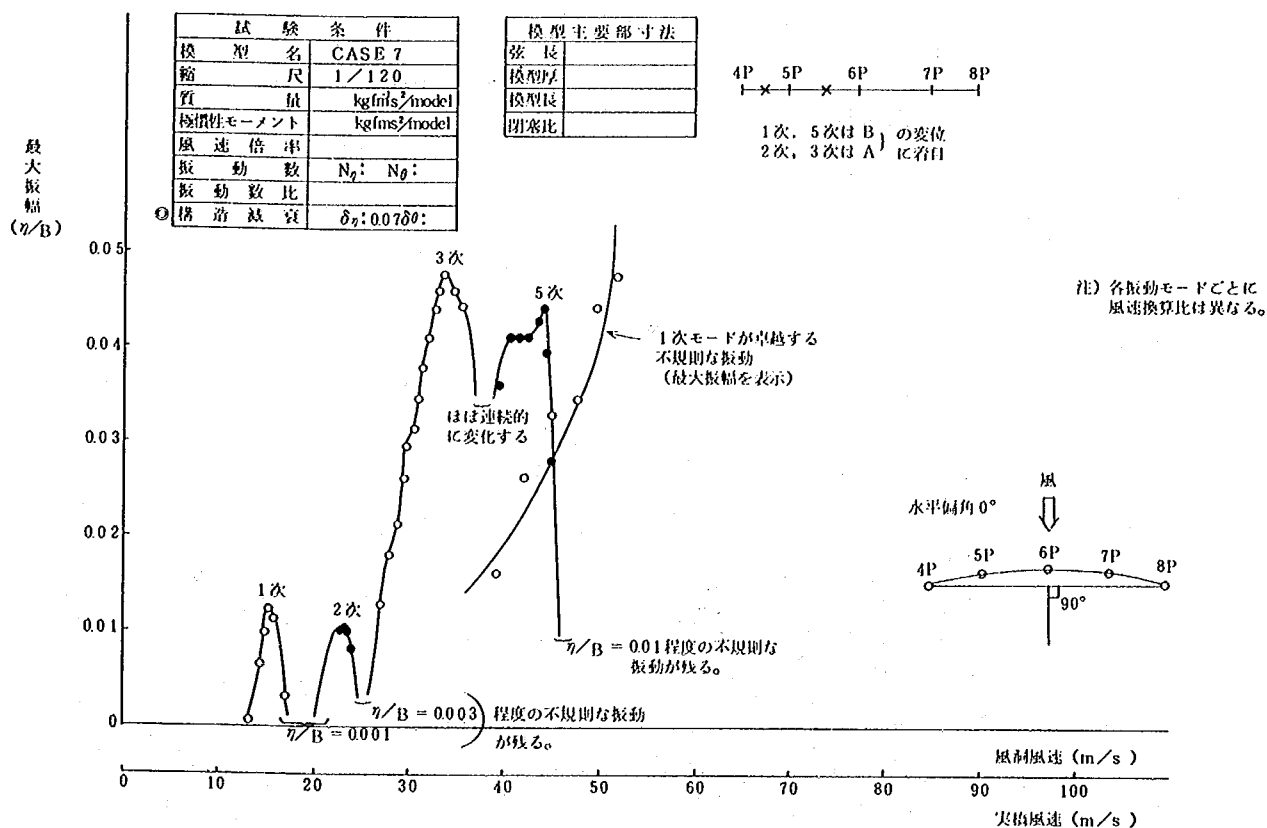


図5-2-4-(g) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

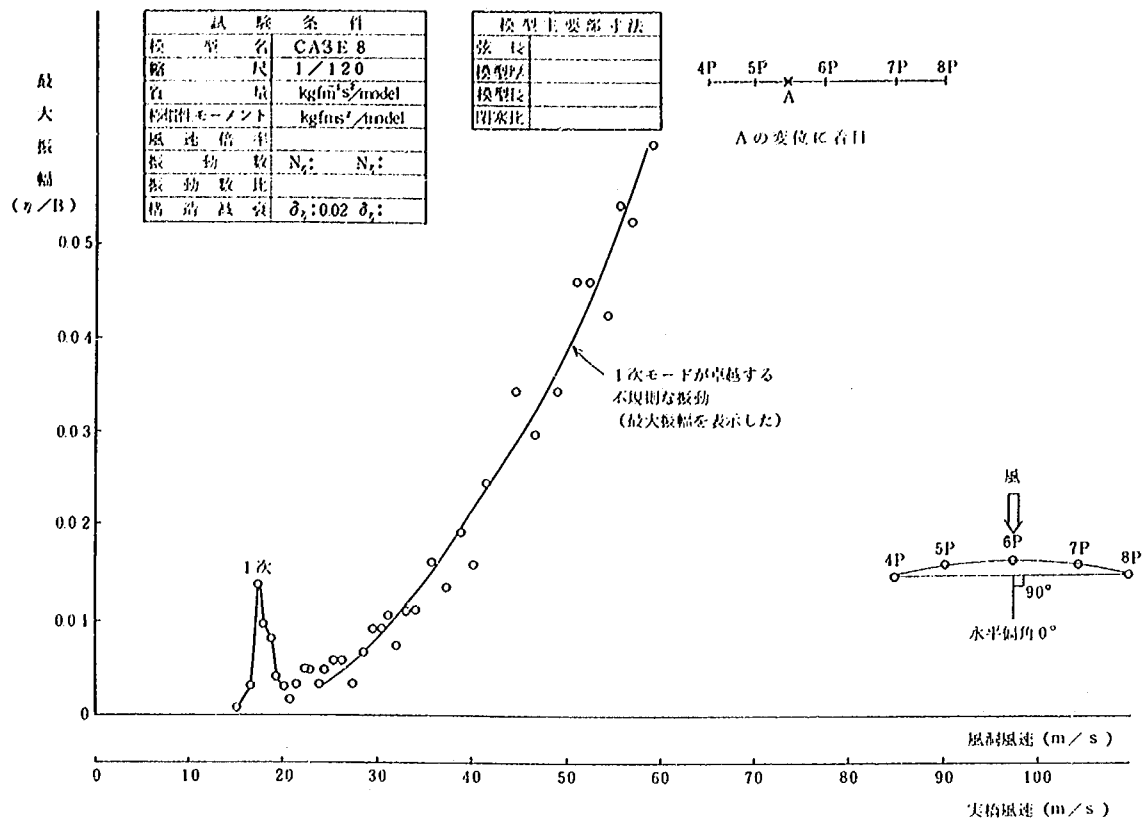


図 5-2-4-(h) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

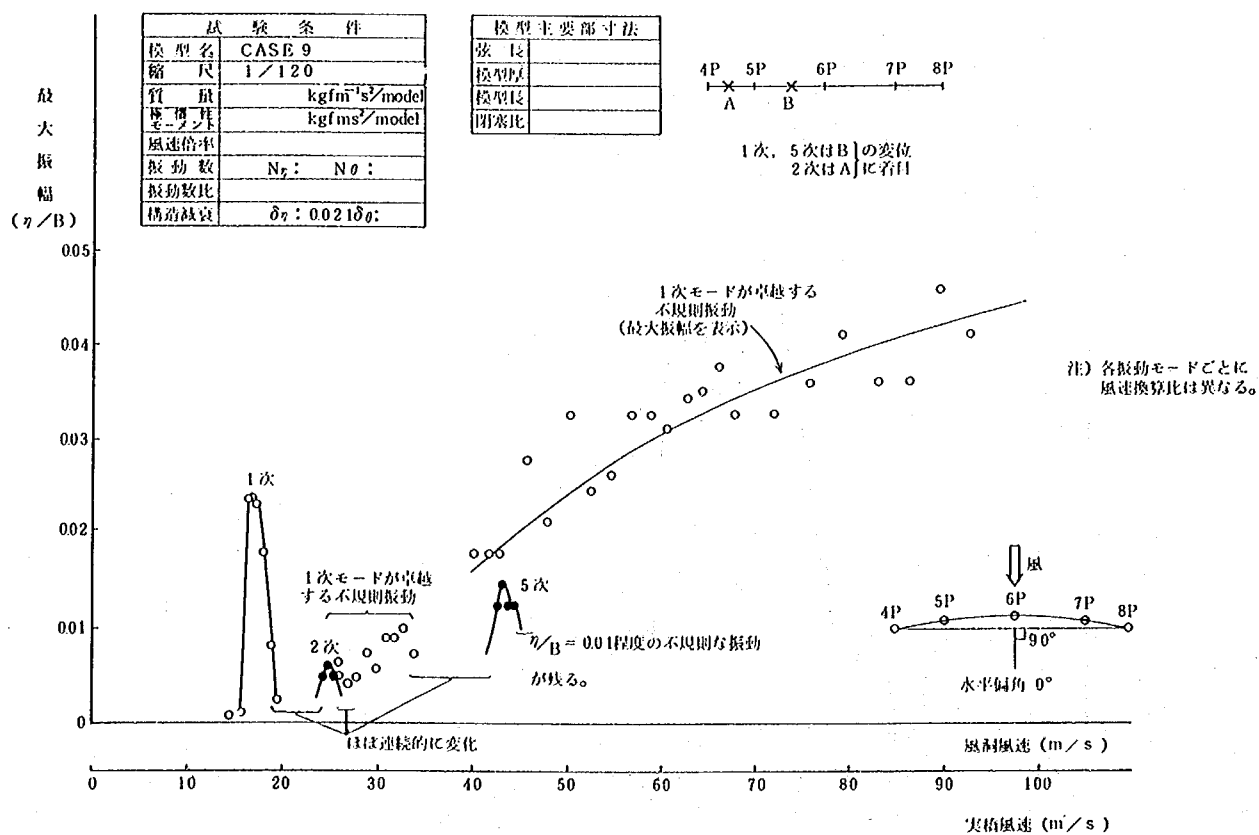


図 5-2-4-(i) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

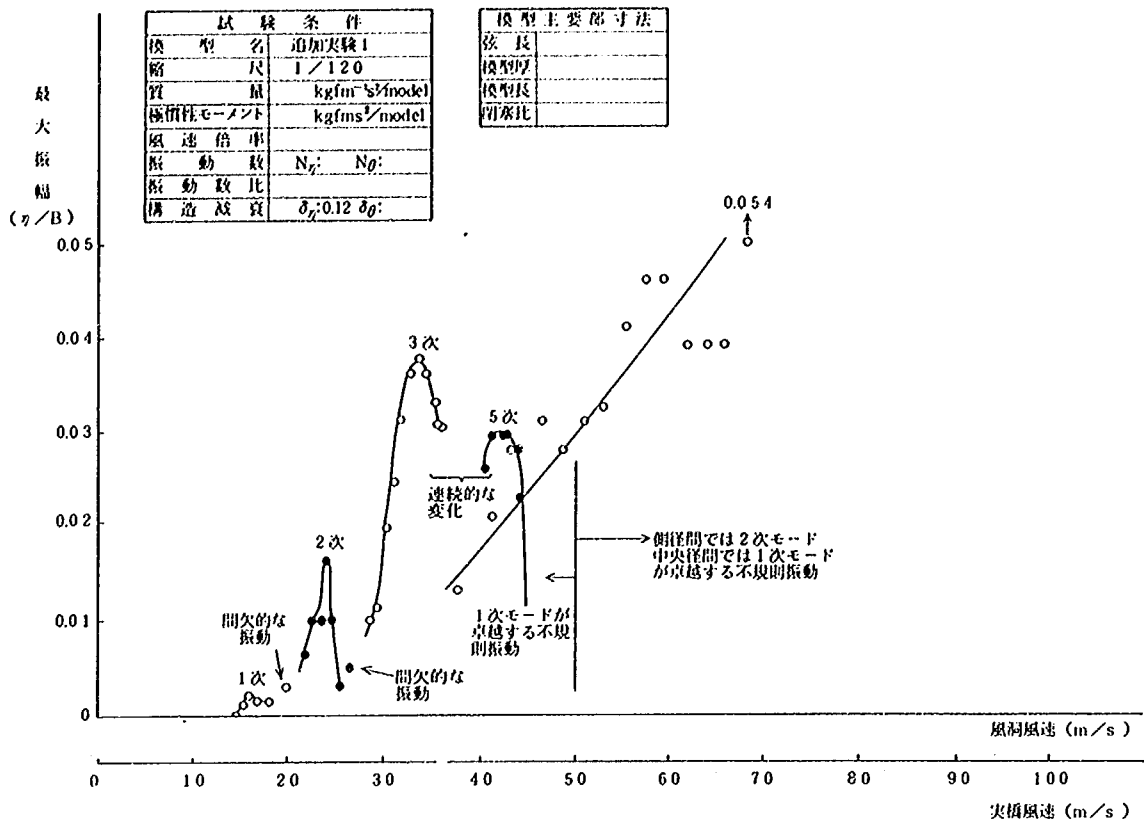


図5-2-4-(j) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

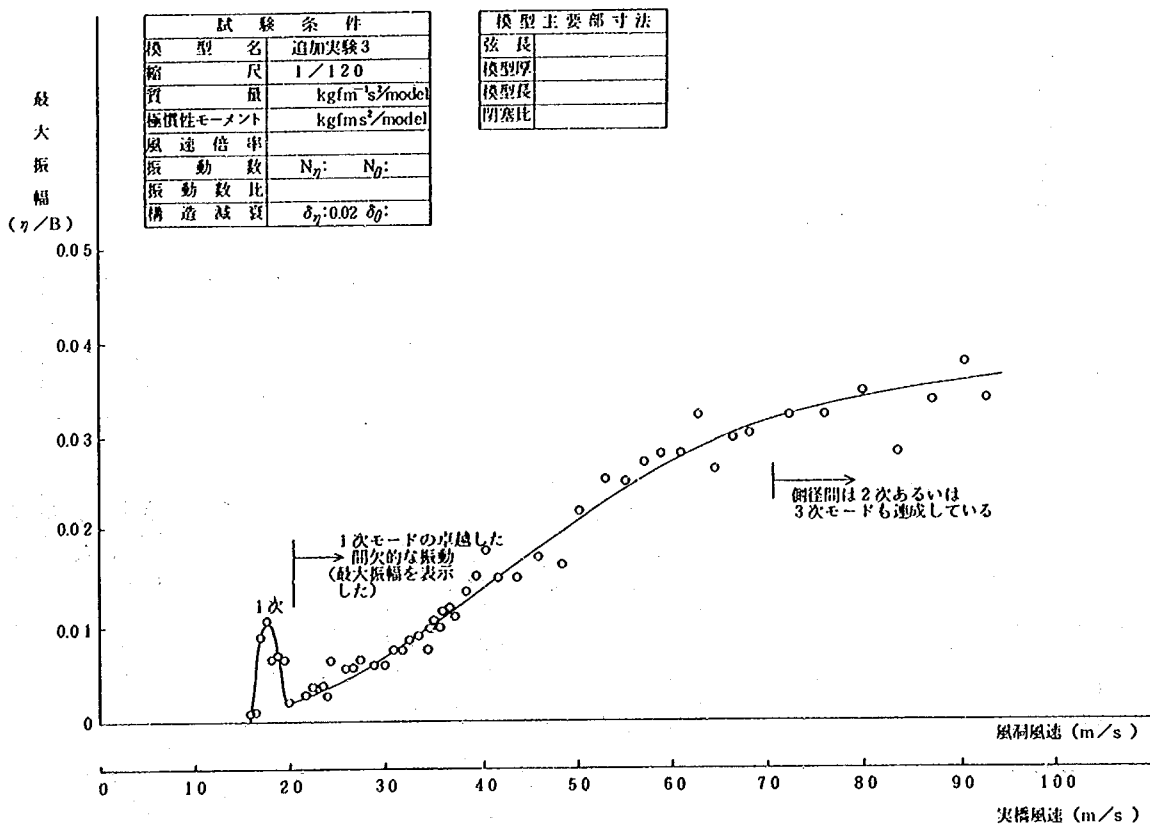


図5-2-4-(k) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

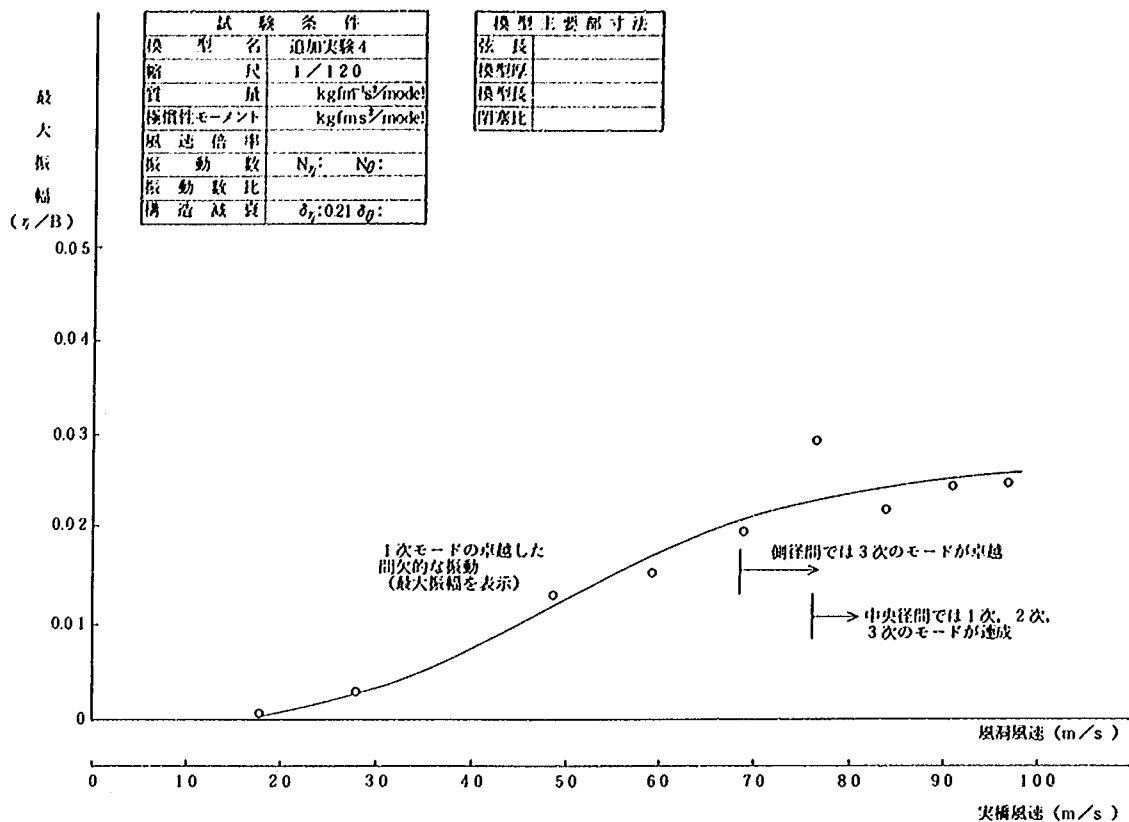


図5-2-4-(1) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

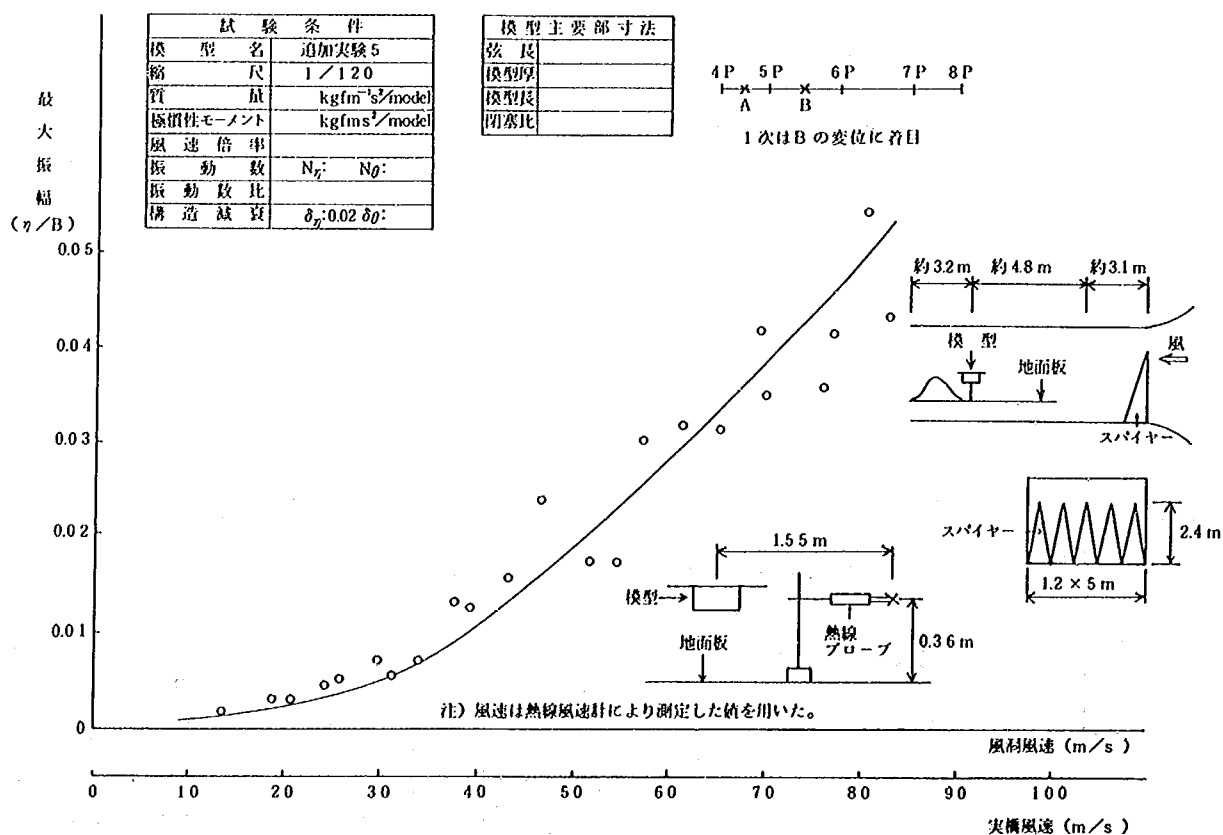


図5-2-4-(m) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

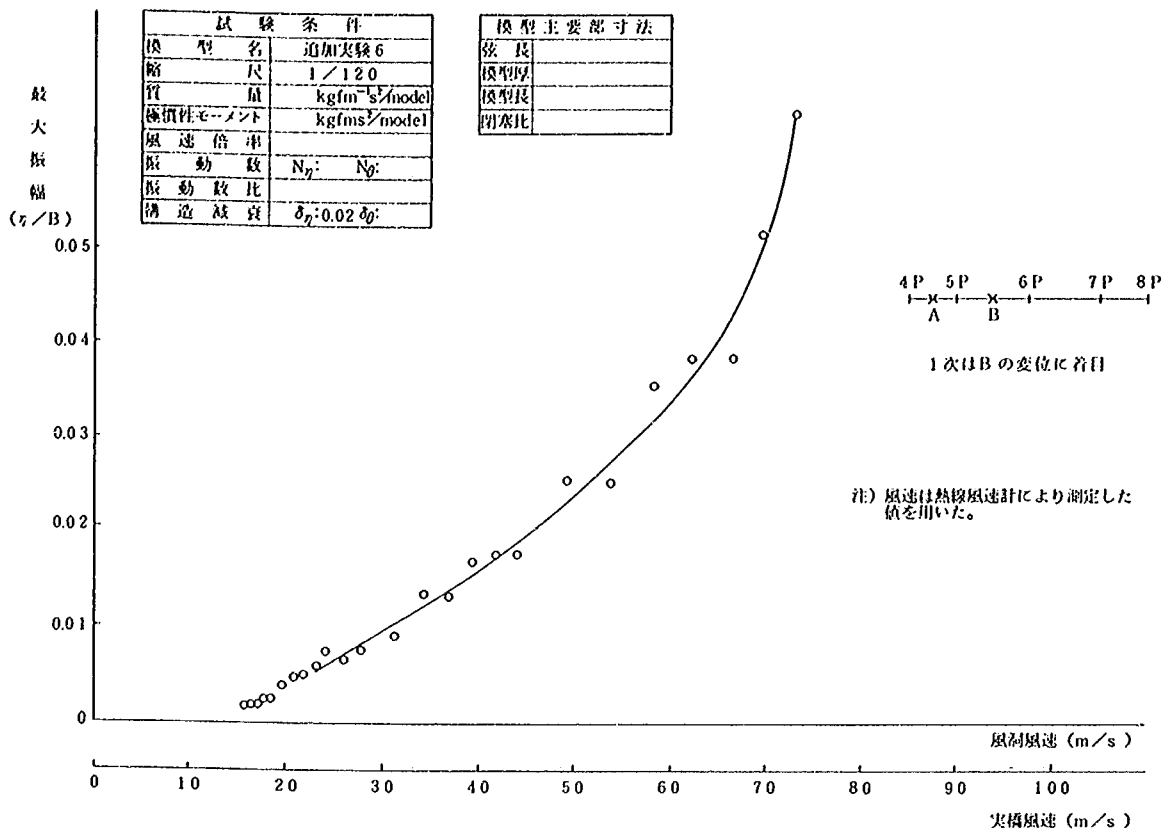


図 5-2-4-(n) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

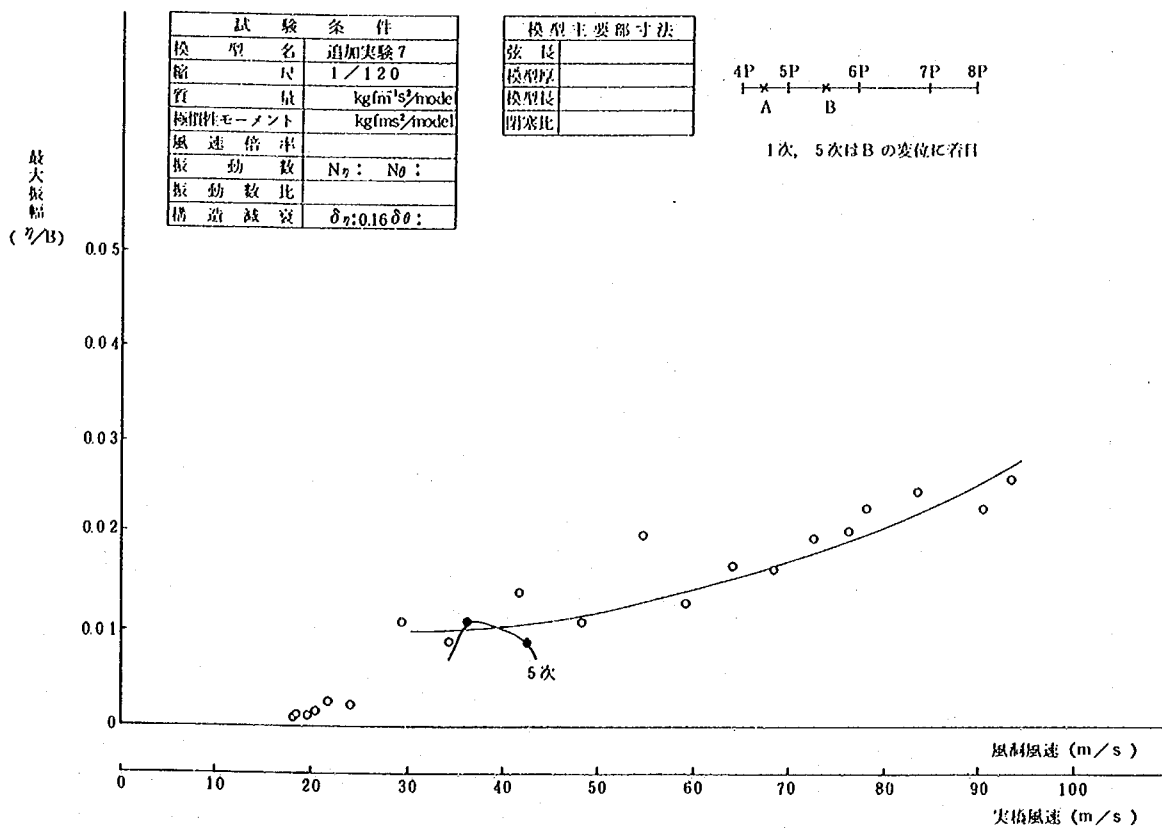


図 5-2-4-(o) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

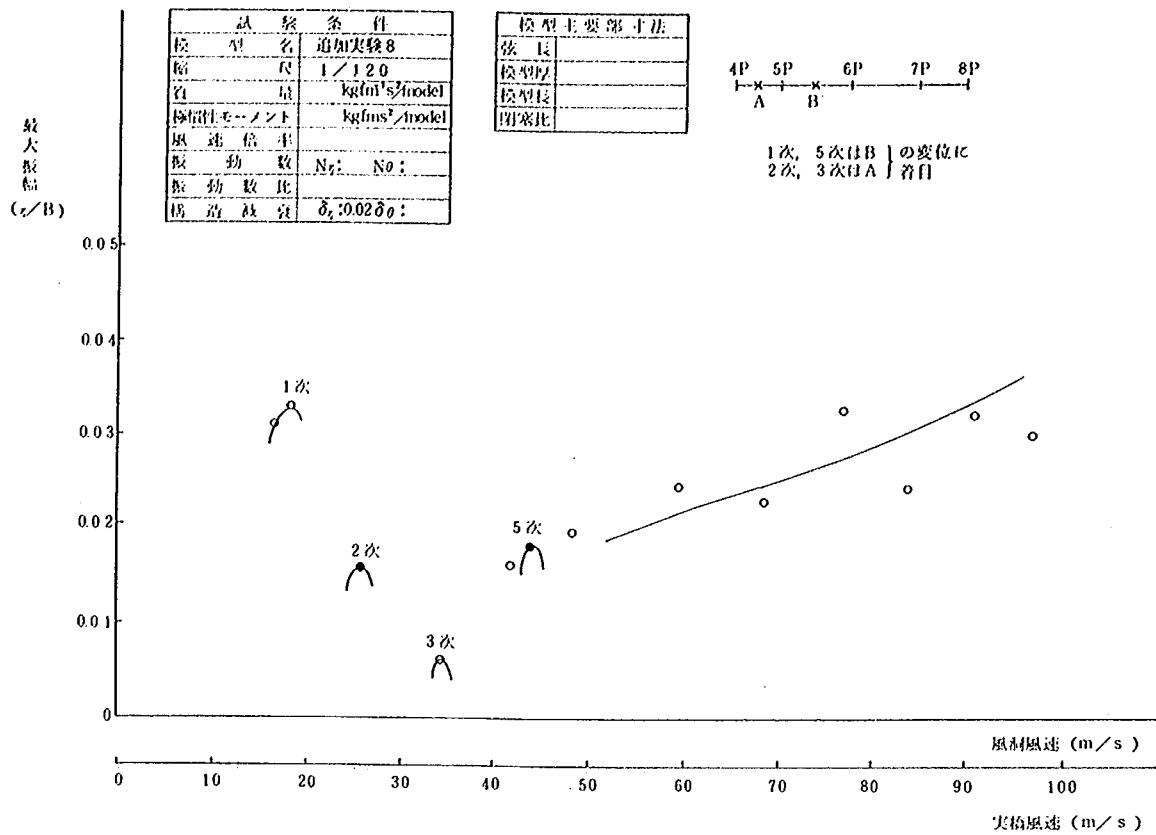


図5-2-4-(p) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

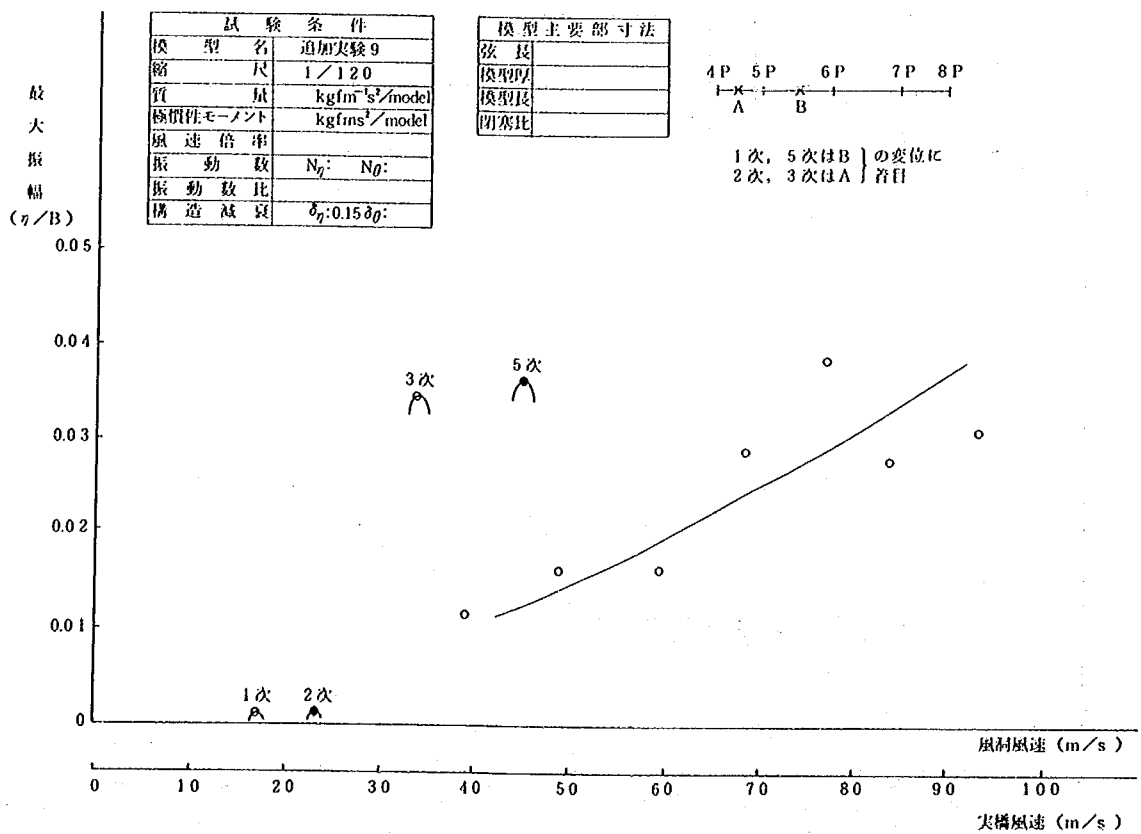


図5-2-4-(q) 門崎高架橋, 橋桁, 振幅-風速曲線

5-2-4 考察

5-2-4-1 諸因子の影響度

他の因子の条件が同じで、1つの因子だけ条件が異なるケースを比較することにより、その因子の影響を知ることができる。また、比較するケースの中で対象とする因子Aの他に、条件の異なる因子Bがあっても、因子Bの影響度が小さい場合には、近似的に因子Aの影響を知ることができよう。この考えに従い、諸因子の影響度を述べる。なお、参考のため比較した実験ケース（ ）内に示す。また条件の異なる因子が1つ以上ある場合には*印を付して区別する。

山があることにより、渦励振の振幅および不規則振動の振幅は増大する。(Case 1—Case 2)

水平偏角が0°および10°の場合はほとんど差異がみられないが、-10°にすると渦励振振幅がわずかながら小さくなる(Case 2—Case 3—Case 4)。

下部スカートを4 m—8 mと断続に取付けても影響は小さい(Case 2—Case 5—Case 6)が、連続に取付けると不規則振動の振幅を抑制させ、その効果は連続させる範囲が広い方が、あるいはスカート長さが長い方が、わずかながら大きい(追加実験 5—追加実験 6, Case 8—Case 9—追加実験 3—追加実験 8*)。

ダブルフラップを取付けると、渦励振振幅を大幅に減少させるが、不規則振動に対する抑制効果はわずかである(Case 6—Case 8)。

下部スカートを連続させて取付けた断面では、乱流により不規則振動の振幅がわずかに増加する(追加実験 3—追加実験 5)が、下部スカートのない断面では乱流により不規則振動の振幅が減少する(Case 2—追加実験 6)。構造減衰率を増加することにより、渦励振振幅は大幅に減少するが、不規則振動に対する抑制効果はわずかである(Case 6—Case 7—追加実験 1, 追加実験 3—追加実験 4, 追加実験 7—追加実験 8)。

5-2-4-2 耐風性の向上について

追加実験 2 で、1次モードの渦励振が発現する風速領域において、いったん振幅を0にし、振幅0からの発達状況を測定した。そのとき対数減衰率を読み取り図5-2-5に示す。さらに無風時の減衰率をこれより差し引き、空力減衰率を求め図5-2-6に示す。図より、本橋の渦励振は、構造減衰率が0.05程度あれば橋桁幅員の2%の振幅にまで、0.08程度あれば1%にまで抑制できることがわかる。したがって、すべての振動モードに対し所要の減衰率を付加できるならば、渦励振の抑制にはダブルフラップの他にダンパーも効果的であると考えられる。なお、Case 7とCase 8を比較して明らかなように、ダブルフラップの付加減衰率はおよそ0.05と評価できる。

一方、不規則振動を抑制するためには下部スカートを連続に取付けることが効果的であると考えられる。ただし、現時点では、不規則振動を十分に抑制する下部スカート形状は得られていないため、さらに検討が必要である。

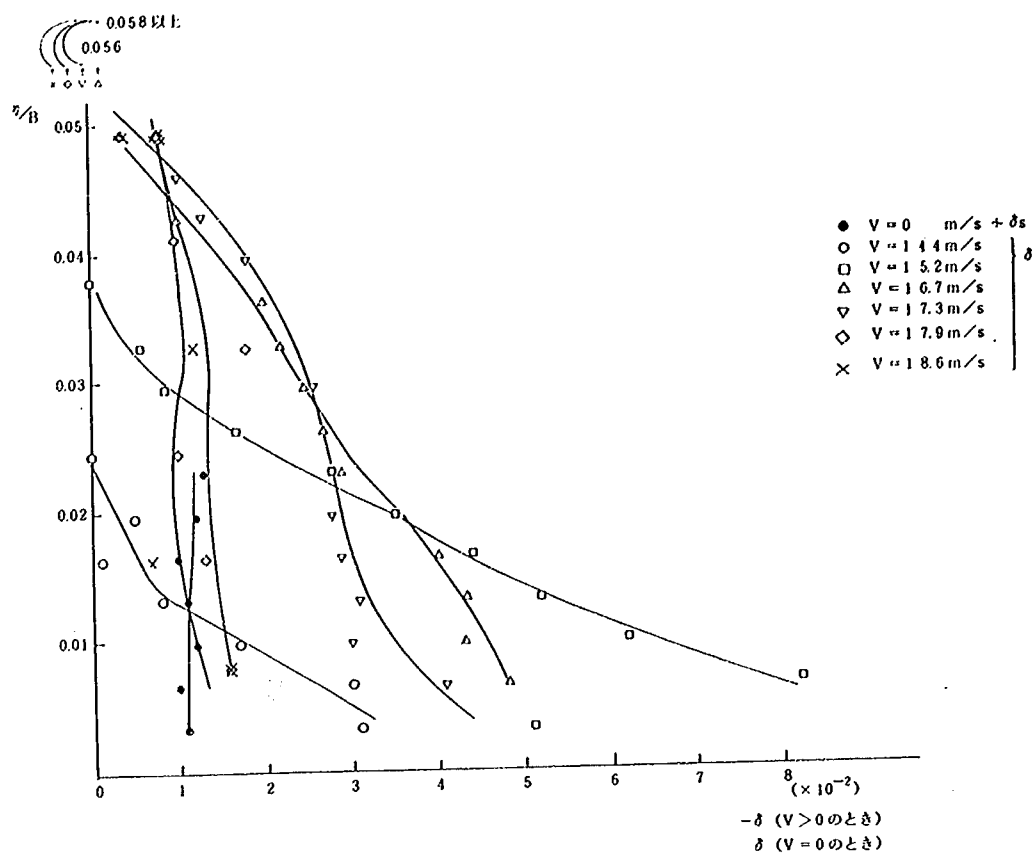


図5-2-5 $\eta/B - \delta a$

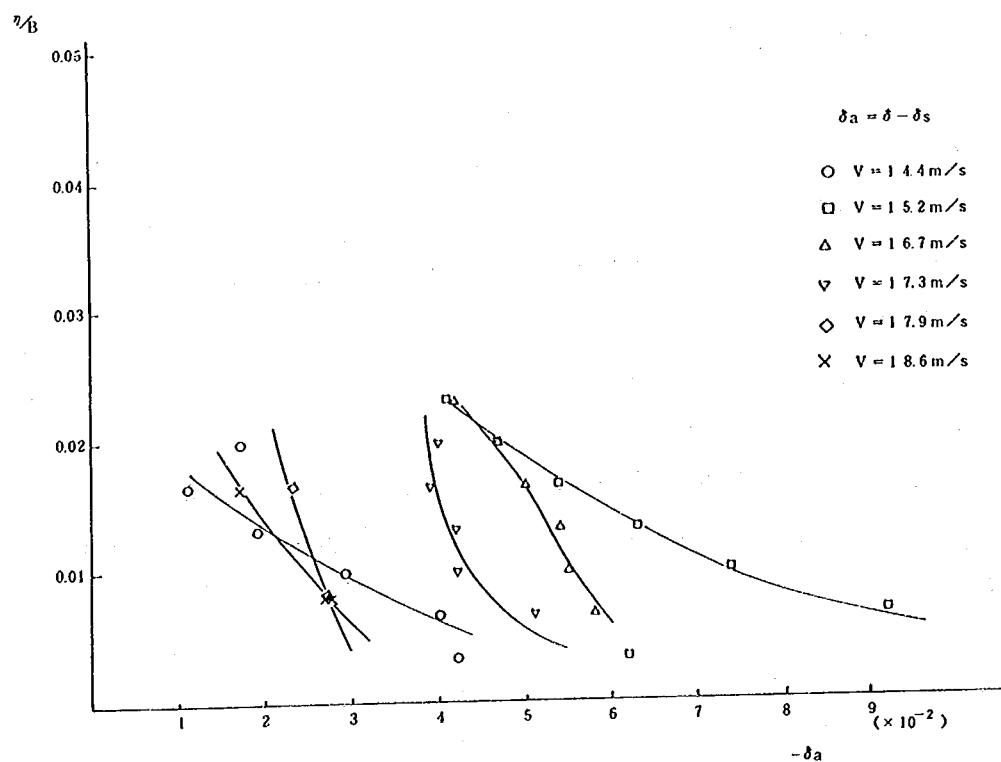


図5-2-6 $\eta/B - \delta a$

5-2-3 まとめ

本調査の結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 門崎高架橋の4径間弾性模型および3次元地形模型を用いてその耐風性を調査したところ、実橋風速14m/s程度より鉛直たわみモードの渦励振が発現し、実橋風速約40m/sより鉛直たわみモードの不規則な振動が発現するおそれのあることが明らかとなった。
- (2) 渦励振を抑制するためには、ダブルフラップを取付けること、あるいはダンパーにより構造減衰率を増すことが効果的であることが明らかとなった。
- (3) 不規則振動の抑制については、下部スカートを連続的に取付けることが効果的であるが、その形状等についてはさらに検討が必要である。

5-3 岩黒島橋の耐風性調査

5-3-1 まえがき

岩黒島橋は3径間トラス斜張橋(185m + 420m + 185m)として計画されている橋梁である。本橋についても以前より民間の研究所でその耐風性が検討されており、基本断面に電々電力ケーブルと騒音対策を取付けた断面では、自励振動に対しては十分に安全であるが、0°および正の迎角で渦励振が発現するおそれのあること、また、この渦励振を抑制するためにはスプリットプレートを上弦材側面に取付ける対策が有効であること、などが明らかにされている。ただし、スプリットプレートを上弦材側面に取付けるという対策は、スプリットプレート取付けが上弦材におよぼす影響、スプリットプレート自身の耐風性、取付けの施工性等に問題があるため、この点でより良い対策が必要と考えられた。

今年度は、民間の研究所において明らかにされた本橋の耐風安定性を確認すること、および渦励振を抑制するための手段としてスプリットプレート以外の対策を見出すことを主な目的として、当研究室で実験を行った。

5-3-2 調査の方法

調査はバネ支持模型試験により実施した。使用した風洞は土木研究所のフラッター風洞(ゲッチンゲン型、測定部は高さ4m、幅2.5m、長さ10m)であり、模型の縮尺は1/55.3とした。模型図を図5-3-1に示す。

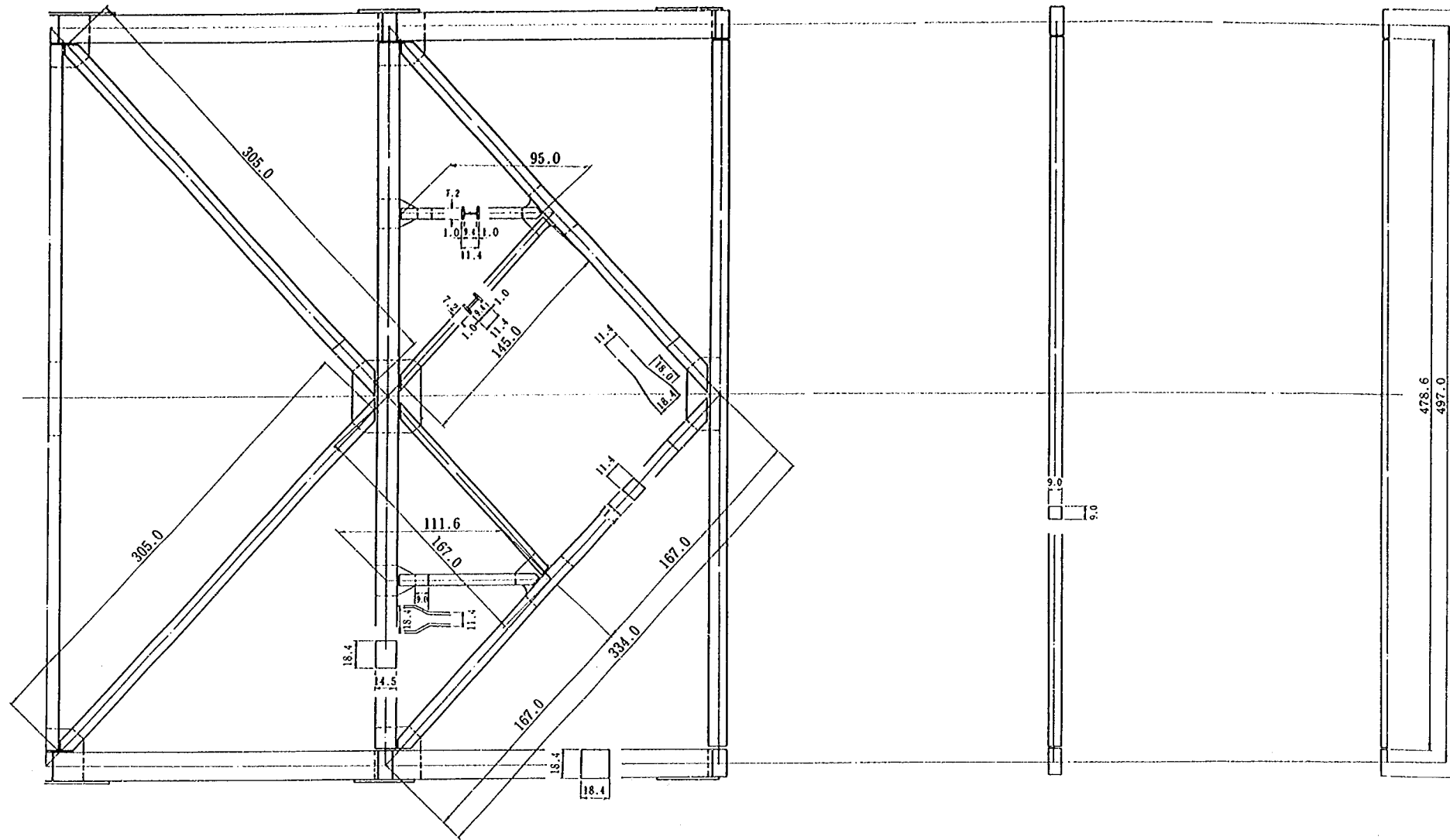
試験方法は「本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)」に従った。ただし、本橋はせん断中心が橋桁の上部に位置しており、重心との距離が比較的大きいため、せん断中心と重心の1/2点を回転中心としてねじれ加振すると、この回転中心に横揺れが生じた。このため、模型支持系の重心をこの回転中心に近づけるために付加質量を取付け、極慣性モーメントに関する相似パラメータおよび構造減衰に関するパラメータを次のように緩和した。

$$\frac{\theta_0}{\rho B^4}, \quad \delta\theta \quad \Longrightarrow \quad \frac{\theta_0}{\rho B^4} \delta\theta$$

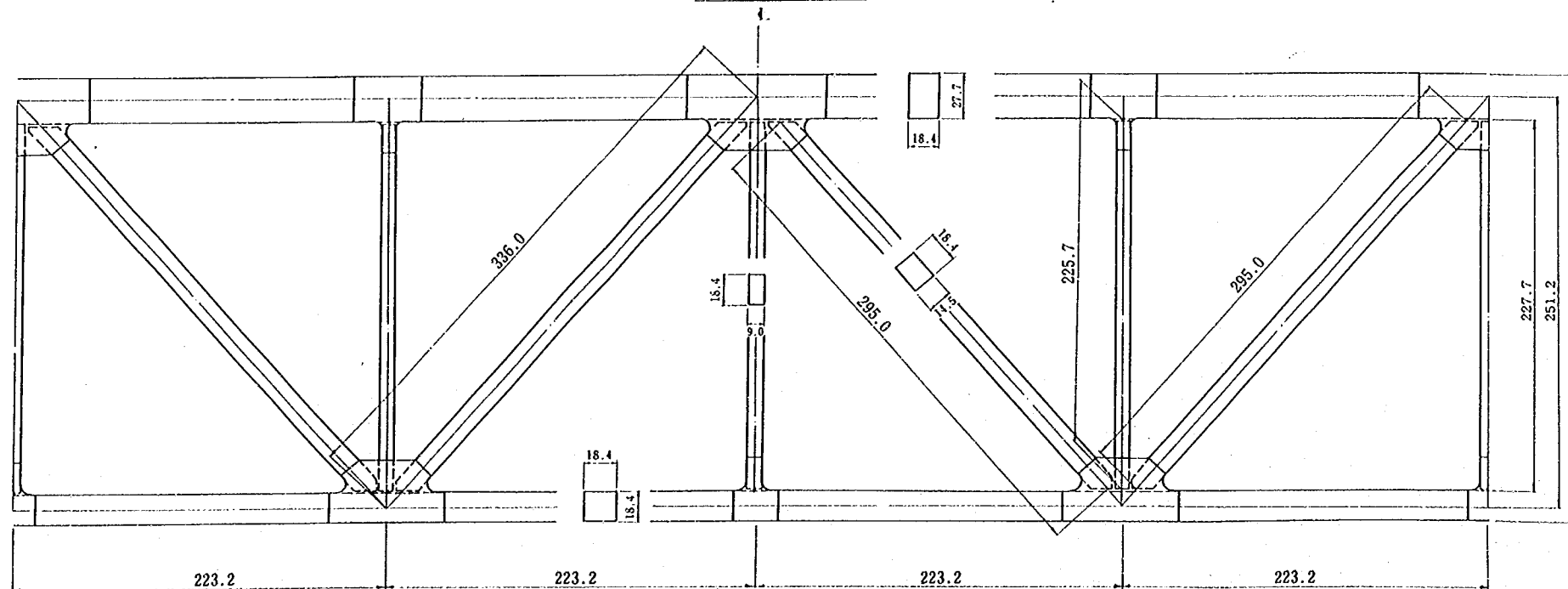
この考えに従い求めた実験条件を表5-3-1に示す。

実験は一般部基本断面+電々電力ケーブル+騒音対策の断面(以下原型と略す)を対象としてまず実施

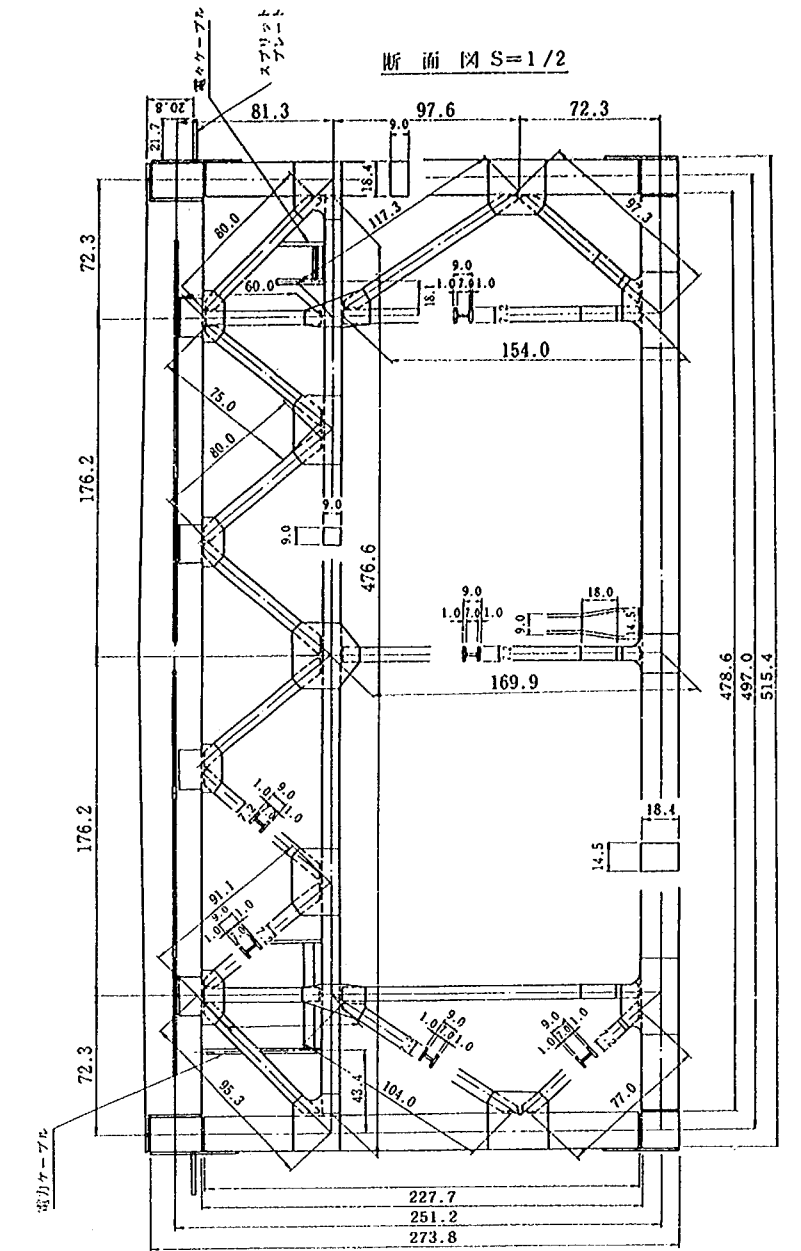
平面図 S=1/2



側面図 S=1/2



断面図 S=1/2



配置図

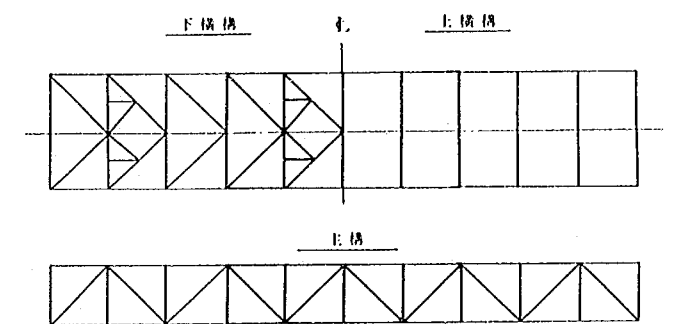
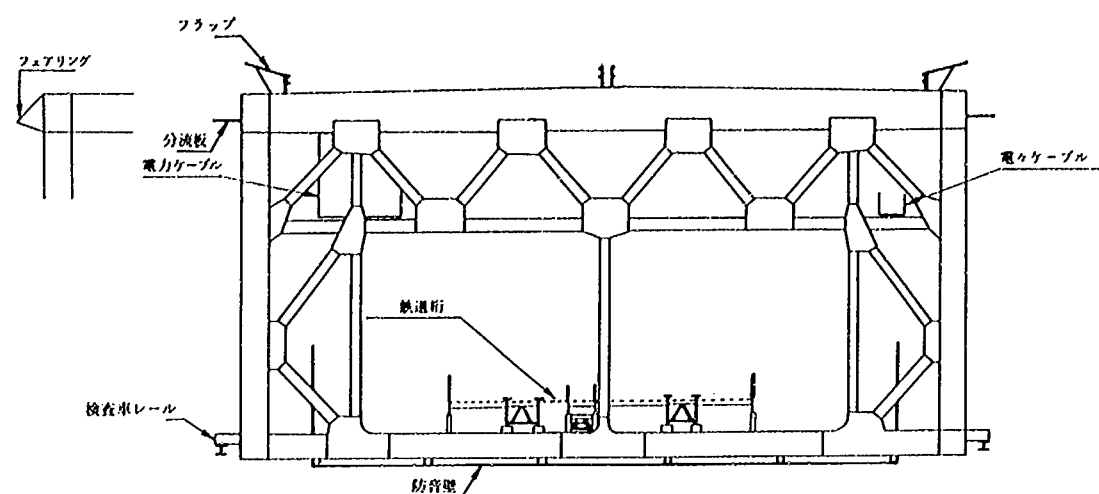
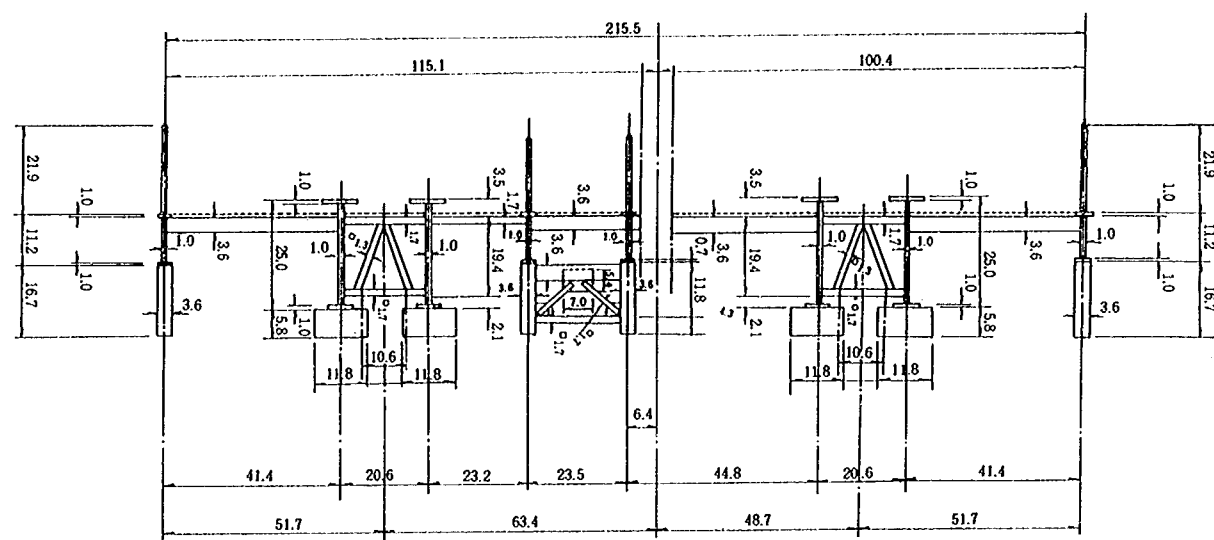


図5-3-1-(a)
岩黒島橋模型図 (その1)

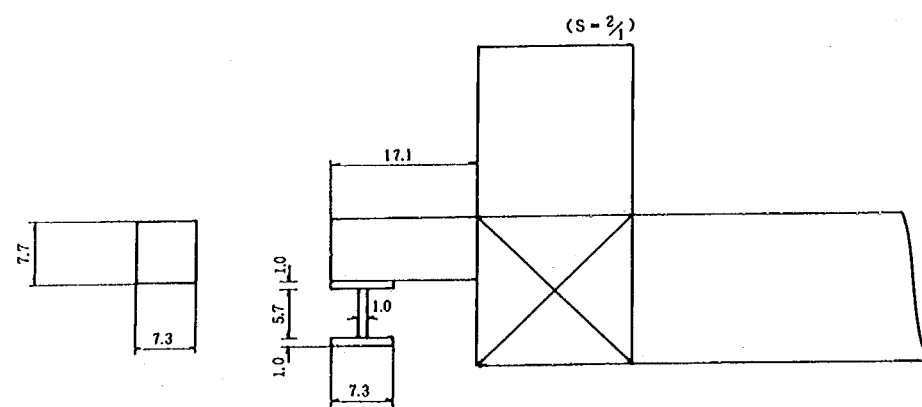
添加物配置図



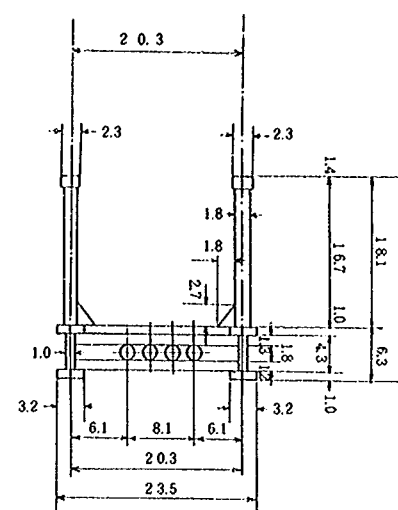
鐵道析



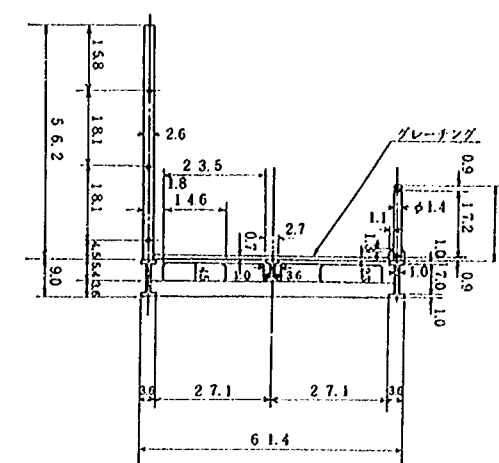
検査車ルール



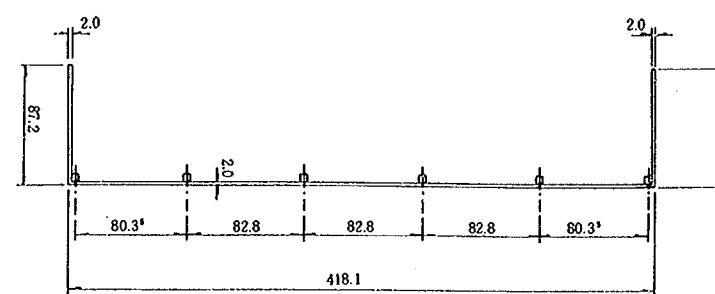
電 々 ケ ー プ ル



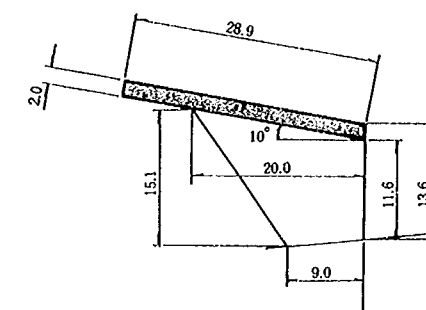
電力ケーブル



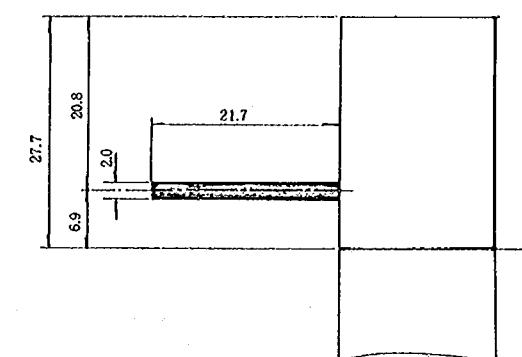
防音壁 $S = \frac{1}{3}$



フ ラ ツ フ

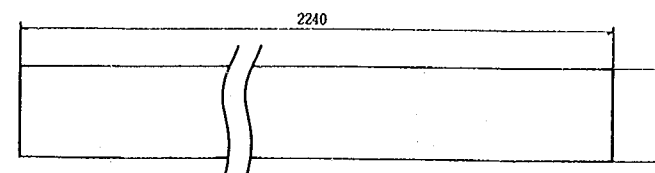


分 流 板

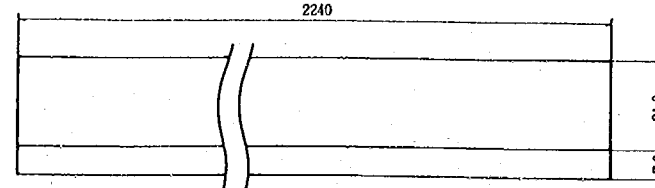


フ ェ ア リ ン グ

平定縣



侧面図



断面図

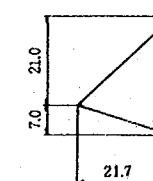


図5-3-1-(c)
岩黒島橋模型図(その3)

し、次に渦励振の抑制を目的として、スプリットプレート、フラップ、フェアリング（形状は図5—3—1を参照のこと）の効果調べた。気流方向は西風を主流と考え、電々ケーブルを上流側に配置した。

表5—3—1 岩黒島橋実験条件

		実 橋	所 要 値	実 験 値 ⁽¹⁾	実 験 値 ⁽²⁾
縮 尺			1 / 55.3	1 / 55.3	1 / 55.3
重 量		38.45 t/m	28.13 kgf/model	28.37 kgf/model	30.40 kgf/model
極慣性モーメント		553.4 ts ²	13.23 $\frac{\text{kgf}\cdot\text{cm}\cdot\text{s}^2}{\text{model}}$	14.02 $\frac{\text{kgf}\cdot\text{cm}\cdot\text{s}^2}{\text{model}}$	23.26 $\frac{\text{kgf}\cdot\text{cm}\cdot\text{s}^2}{\text{model}}$
振 動 数	鉛直たわみ	0.384 Hz	2.06 Hz	2.05 Hz	1.98 Hz
	ね じ れ	0.927 Hz	4.97 Hz	4.96 Hz	3.85 Hz
振 動 数 比		2.41	2.41	2.42	1.94
風速倍率	鉛直たわみ		10.3	10.4	10.7
	ね じ れ		10.3	10.3	13.3
無対風数減衰率	鉛直たわみ	0.030	0.030	0.030	0.010 ~ 0.011
	ね じ れ	0.030	0.030	0.028	0.002 ~ 0.003

注) 実験値(1)では、ねじれ加振振幅が最大2°であったので、ハードフラッターの可能性を調べるため実験値(2)を用いて高風速における振幅0～5°の振動性状を測定した。

5—3—3 調査結果

実験より得られた発振風速と迎角の関係を図5—3—2に示す。

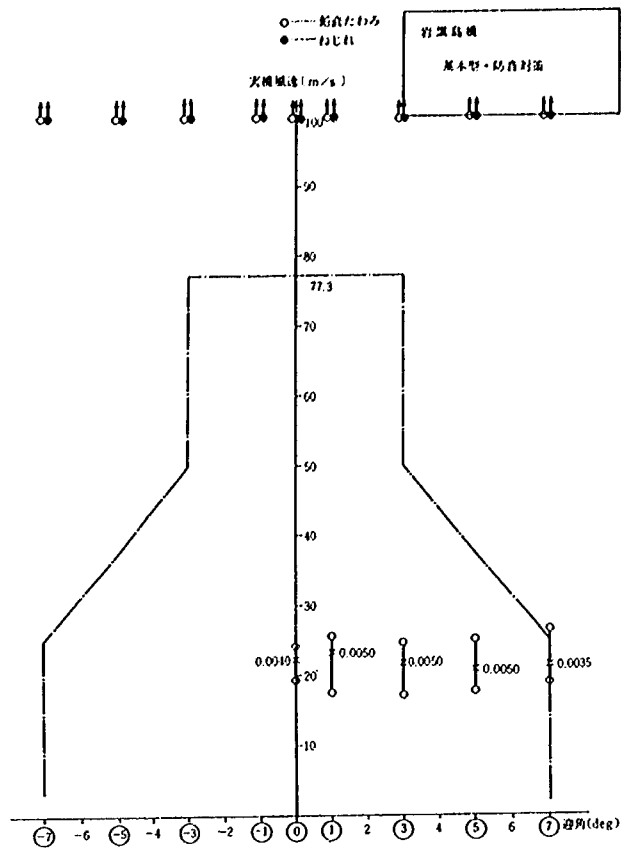


図 5-3-2-(a) 風速—迎角曲線

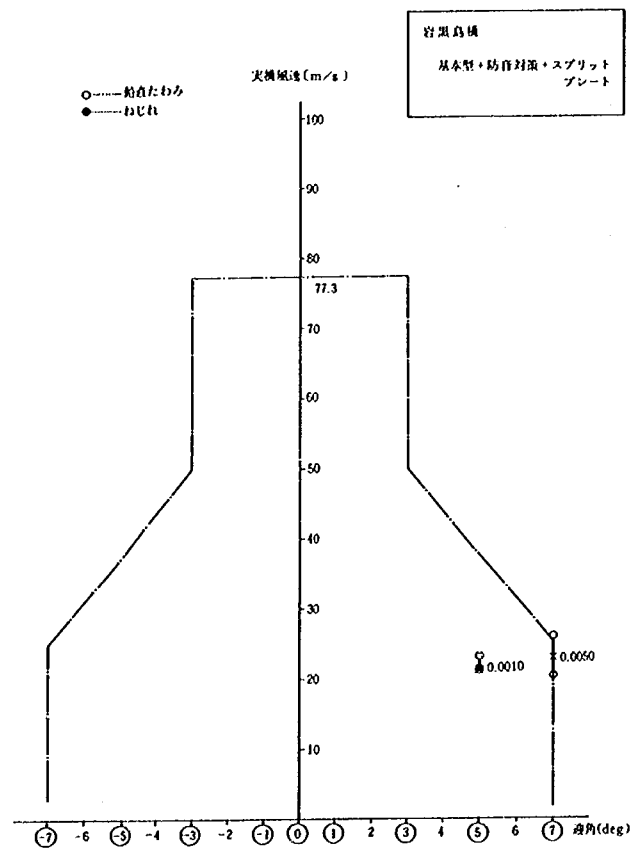


図 5-3-2-(b) 風速—迎角曲線

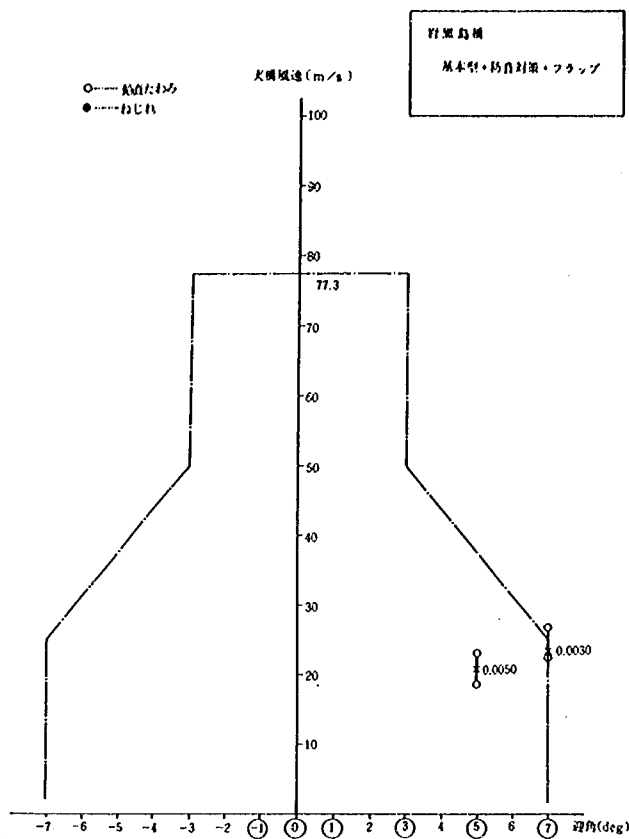


図5-3-2-(c) 風速—迎角曲線

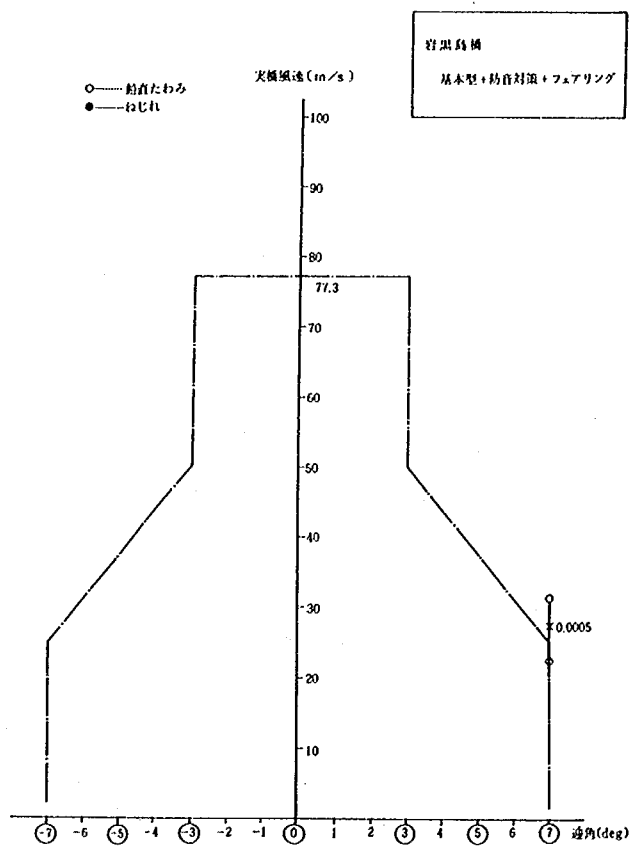


図5-3-2-(d) 風速—迎角曲線

5-3-4 岩黒島橋の耐風性

図5-3-2より明らかなように、原型は自励振動に関しては充分安全である。ただし、実験のねじれ加振振幅は 2° であり、ハードフラッターを見逃しているおそれがあったため、極慣性モーメントを大きくし、無風時の対数減衰率を小さくし、極慣性モーメント-減衰パラメータを所要値の約20%として(表5-3-1, 実験値(2)), 振幅 $0^\circ \sim 5^\circ$ の通風時の振動性状を調べた。この条件のもとでも、各迎角におけるねじれフラッターの限界風速は「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」より高いため、実験に用いた極慣性モーメント-減衰パラメータの値を勘案すれば、原型は自励振動に対し充分安全と考えられる。

しかしながら原型は風速約20m/sにおいて鉛直たわみモードの渦励振が発現するおそれがあり、その迎角範囲が $0^\circ \sim 7^\circ$ のため発現頻度も少なくなく、対策が必要と考えられる。

図5-3-2-(b)~(d)にそれぞれスプリットプレート、フラップ、フェアリングを取付けた場合の結果が示されているが、渦励振を抑制する効果が最も高いのはフェアリングであり、スプリットプレートとフラップはほぼ同程度の効果を有している。

5-3-5 まとめ

本調査の結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 岩黒島橋(一般部基本断面+電々電力ケーブル+騒音対策)について、バネ支持模型試験を実施し、自励振動および渦励振に関する耐風安定性を調べた。その結果、自励振動については良好な耐風性を示すものの、迎角 $0^\circ \sim 7^\circ$ の風速約20m/s付近で鉛直たわみモードの渦励振が発現するおそれがあることが明らかとなった。
- (2) 渦励振を抑制する対策として、スプリットプレート、フラップ、フェアリングを考えその効果を比較したところ、フェアリングを取付けることが最も効果的であることが明らかとなった。

第6章 鋼床版構造に関する調査試験

橋梁研究室 佐伯 彰 一
西川 和 廣
滝 沢 晃

6-1 まえがき

鋼床版閉断面縦リブ（以下トラフリブという）現場溶接継手の溶接施工条件について検討を行っているが、昨年度実施した施工および疲労試験の結果、(1)主（縦）げたウェブと隣接する縦リブの距離、(2)リブと裏当て金間のすきま量、(3)開先形状、および(4)溶接作業者の技量については、望ましい条件をほぼ明らかにすることができた。しかし、試験を通じてさらに以下の点について検討しなければならないことが明らかになったので、本年度これらを対象とした試験を行うことにした。

- (1) 継手位置と横リブの距離が近すぎると施工が不可能になる可能性がある。
- (2) 溶接棒の種類による影響が考えられる。
- (3) 立向き溶接を対象としてきたが、上向き溶接となる部分についても試験しておく必要がある。

一方、昨年度実施した疲労試験の一つの目的として、継手内に含まれる欠陥の種類および程度が疲労強度に及ぼす影響について調べることとしてあったが、溶接ひずみによる試験片の変形、裏当て金が付着していることによる付加曲げ等の影響から、期待したような結果は得られなかった。そこで、本年度は疲労試験製作時に若干の工夫を加えることにより、再度試ることにした。

6-2 本年度の検討対象項目

6-2-1 継手と横リブの距離

鋼床版設計要領（案）（昭和54年7月、本四公団）によれば、縦リブの現場溶接継手の位置は、縦リブ支間中央より $L/4$ （ L ：縦リブの支間）以上離さなければならない（図6-2-1）とされており、横

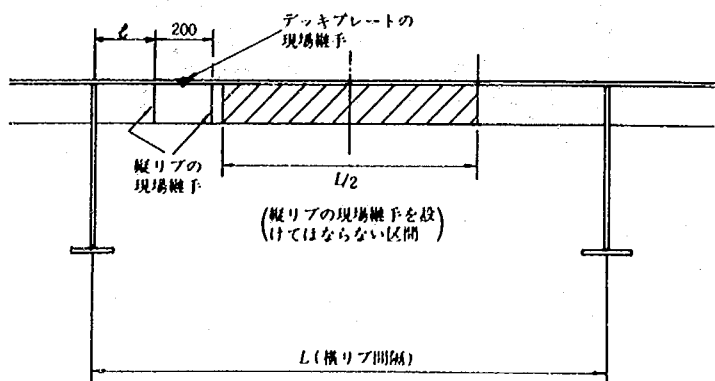


図6-2-1 縦リブの現場継手位置

リブ間隔を2mとすると、横リブ側継手と横リブウェブとの距離は、最大でも300mmしかとれないことに

なる。右利きの溶接作業者が、縦げたを背に横げたを左側にして継手の溶接をする場合、この距離が十分でないと、継手の右側に立ち、右手で身体の左側にある継手を溶接することになるが、この場合、視線を自分の右腕が横切るため、施工上不利になり易い。

このようなことから、今回は横リブウェブから継手までの距離 ℓ を、300 mm、450 mm および 600 mm の3段階に変えて試験を行った。この3通りの場合の溶接施工状況を写真6-1～3に示す。300 mmでは身体の左側で、450 mmでは真正面で、600 mmでは通常の姿勢での溶接となっていることがわかる。

なお、横リブおよび縦げたの寸法は、昨年度の実験通り因島大橋鋼床版の寸法を参考にして決定したものであり、縦げたウェブと縦リブとの間隔は、昨年の試験結果から 300 mm 固定とした。



写真6-1

A. 溶接状況 ($\ell = 300 \text{ mm}$)



写真 6-2

B. 溶接状況 ($\ell = 450 \text{ mm}$)



写真 6-3

C. 溶接状況 ($\ell = 600 \text{ mm}$)

6-2-2 溶接棒種

使用する溶接棒については細かな規定がなかったことから、これまでの試験では主に軟鋼用（JIS規格 D4303 ライムチタニア系）溶接棒を使用した。これはより厳しい条件を再現しようとしたためであり、今回は、低水素系（同 D5016）のものも使用し、その効果を調べることにした。

6-2-3 溶接姿勢

前年度の試験では、主として縦リブの存在が施工におよぼす影響を調査の対象としていたため、トラフリブ底面の溶接については除外したが、横リブの位置によっては影響が出ることも考えられるため、立向き溶接だけでなく、上向き溶接となる部分についても検討することにした。写真6-4に溶接の状況を示す。

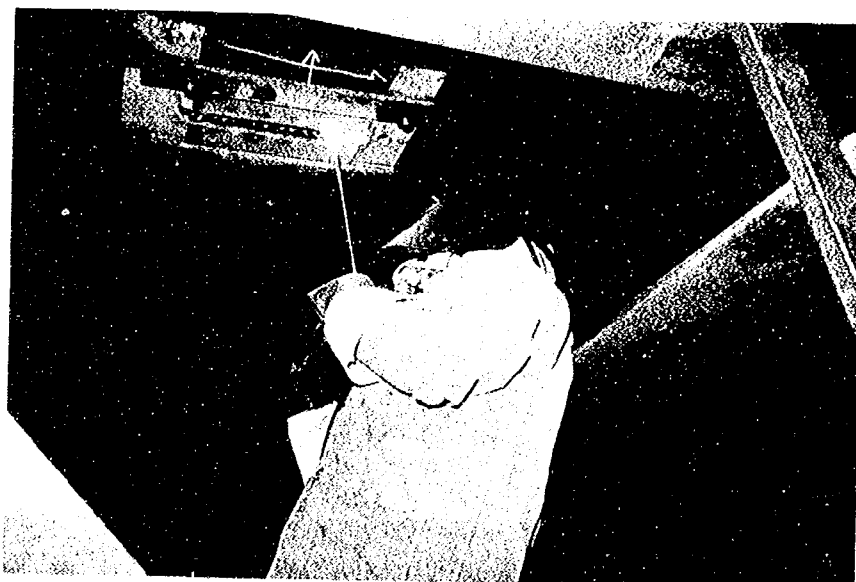


写真6-4 上向き溶接の状況

6-3 試験方法

6-3-1 試験の概要

試験の工程については、ほぼ昨年度と同様であるので省略するが、昨年度の疲労試験では、予想外の余盛止端からのクラックが多く見られたため、以下の項目を追加した。

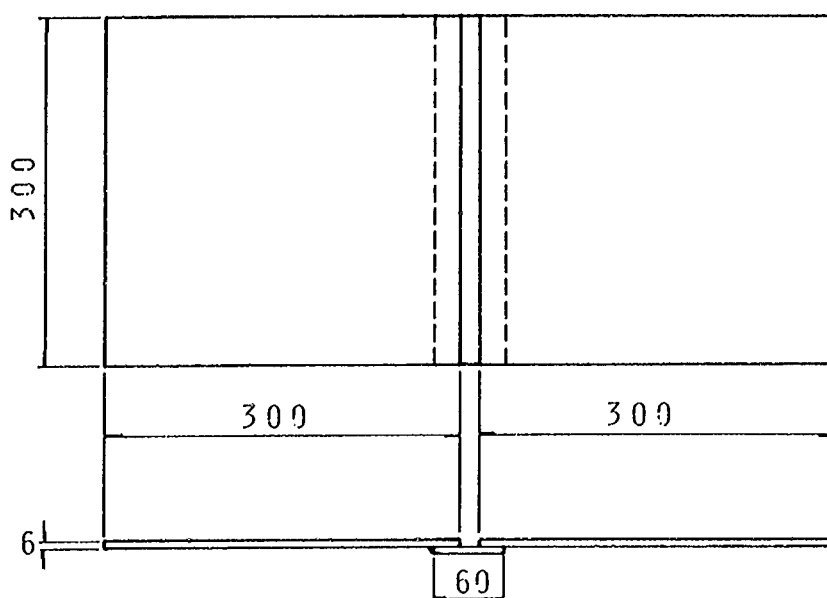
疲労試験片の製作にあたり、

- (1) 裏当て金を可能な限り削り取る。
- (2) 溶接ビード止端をグラインダー仕上げする。
- (3) 溶接時の供試体取付けを強固にし、溶接ひずみを極力抑える。

6-3-2 供試体

(1) 施工試験供試体

施工試験供試体の寸法および形状を図6-3-1および2に示す。上向きおよび立向き姿勢による溶



2-PL 6 x 300 x 300 SS41

1-PL 6 x 60 x 300 SS41

図6—3—1 施工試験供試体の形状，寸法

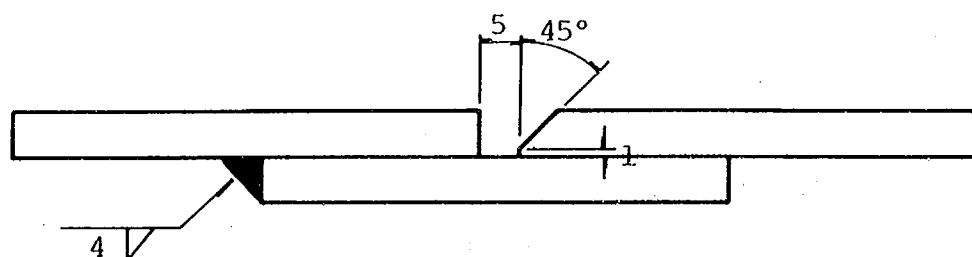


図6—3—2 開先の形状，寸法

接は，どちらも同じ供試体を使用した。

なお，開先は45°とした方を溶接作業者の視線側になるようセットした。

供試体の種類は，6—2に述べた溶接条件の組合せにより，表6—3—1に示す12種とし，各2体ずつ製作した。

表 6—3—1 供試体の種類

記 号	横リブ継手間隔	溶 接 棒	溶 接 姿 勢
AAA—1, 2	A ($\ell = 300$)	A (低水素系)	A (立向き)
BAA—1, 2	B ($\ell = 450$)		
CAA—1, 2	C ($\ell = 600$)		
ABA—1, 2	A	B (ライムチタニア系)	(立向き)
BBA—1, 2	B		
CBA—1, 2	C		
AAB—1, 2	A	A (低水素系)	B (上向き)
BAB—1, 2	B		
CAB—1, 2	C		
ABB—1, 2	A	B (ライムチタニア系)	(上向き)
BBB—1, 2	B		
CBB—1, 2	C		

(2) 疲労試験片

疲労試験片は、施工試験後の外観および放射線透過試験の結果を参照し、欠陥を多く含む部分を中心に、各施工供試体から1体ずつ切出して製作した。内部溶接欠陥と疲労強度の関係を明らかにするために行った継手部の仕上げ等については6—3—1に述べた通りである。試験片の形状および寸法を図6—3—3に示す。

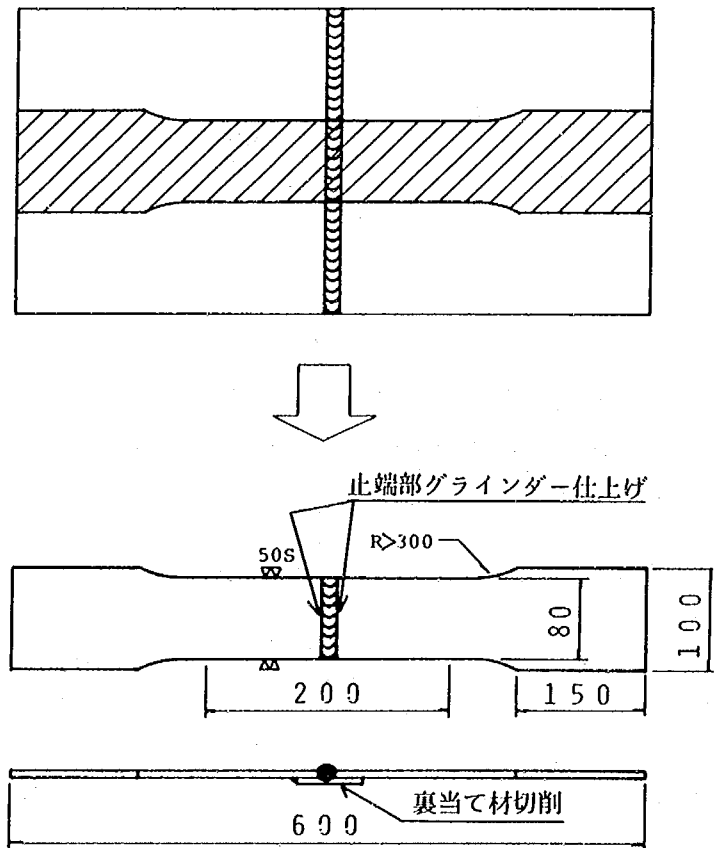


図 6—3—3 疲労試験片の形状、寸法

(1) 施工試験

Technical drawing of a kitchen layout, showing two views: a plan view (top) and a side elevation view (bottom).

Plan View (Top):

- Overall width: 1000
- Overall depth: 739
- Dimensions from left to right: 656, 244, 100
- Dimensions from top to bottom: 310, 520

Side Elevation View (Bottom):

- Overall width: 1000
- Overall height: 1800
- Counter height: 520
- Dimensions from left to right: 100, 97.5, 265, 75, 265, 197.5
- Dimensions from top to bottom: 105, 520

— 139 —

(2) 疲労試験

疲労試験は、当所材料構造共同実験棟60/90ton疲労試験機を使用し、昨年度と全く同様の荷重条件によるビーチマーク法試験を行った。荷重は図6-3-6に示すように、上限を一定とし、下限荷重を5万回毎に変化させた2段ブロック荷重である。

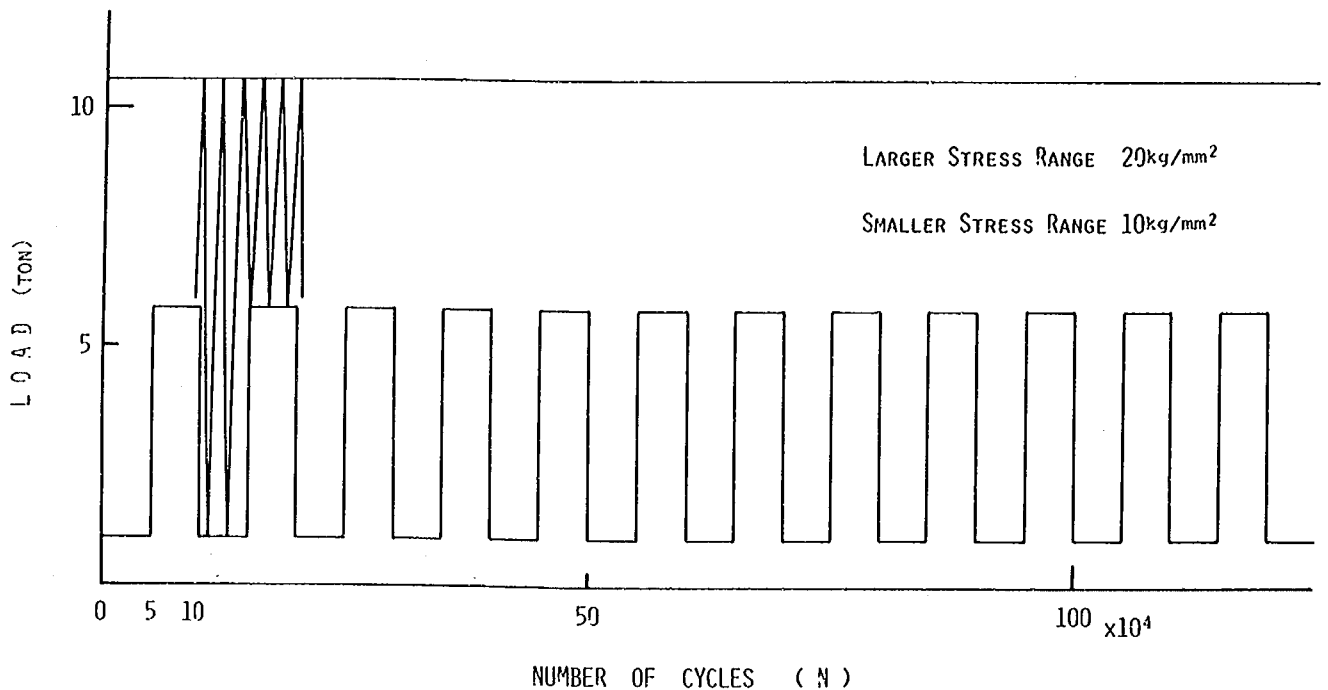


図6-3-6 ビーチマーク試験に用いたブロック荷重

6-4 施工試験結果

6-4-2 外観検査結果

供試体のビード表面について、アンダーカットおよびアークストライクの有無を観察し、アンダーカットについてはその深さを測定した。結果を図6-4-1～8に示す。なお、アンダーカットは深さ0.3mm以上のものののみ計上した。

ビード表面形状を見た限りでは、低水素系溶接棒を用いた場合の方が滑らかな外観を有しているように思われるが、欠陥の発生数を比較する限り有意な差は見られず、横リブ継手間距離についても同様である。

一方、溶接姿勢についてはその差が顕著であり、縦げたおよび横リブの影響をほとんど受けない上向き溶接の方が、立向き溶接に較べて欠陥の発生が少なくなっている。また、図6-4-7、8において、横リブ継手間距離が近い程アンダーカットの発生が少なくなっているが、これは写真6-4に示したように、溶接作業者が横リブに寄りかかって施工でき、姿勢が安定するためではないかと考えられる。

試験後の溶接ビード状況の一部を写真6-5～8に示す。

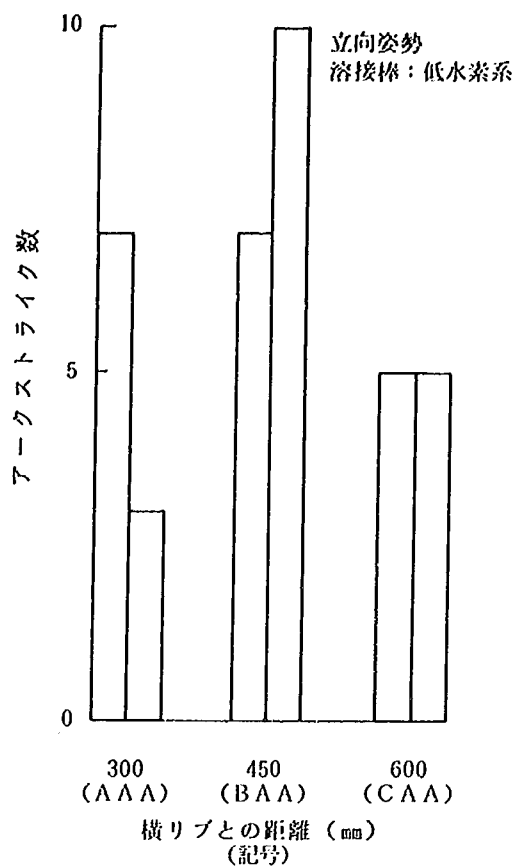


図 6-4-1 アークストライク(1)

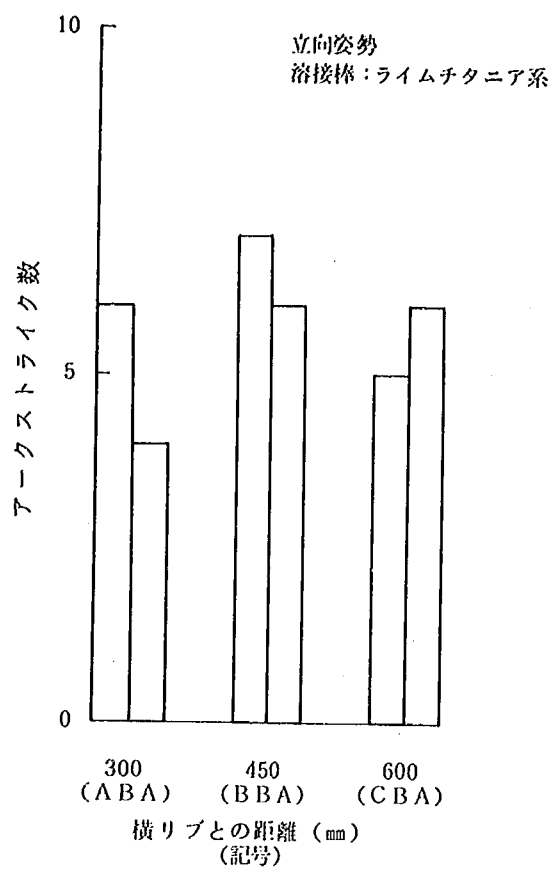


図 6-4-2 アークストライク(2)

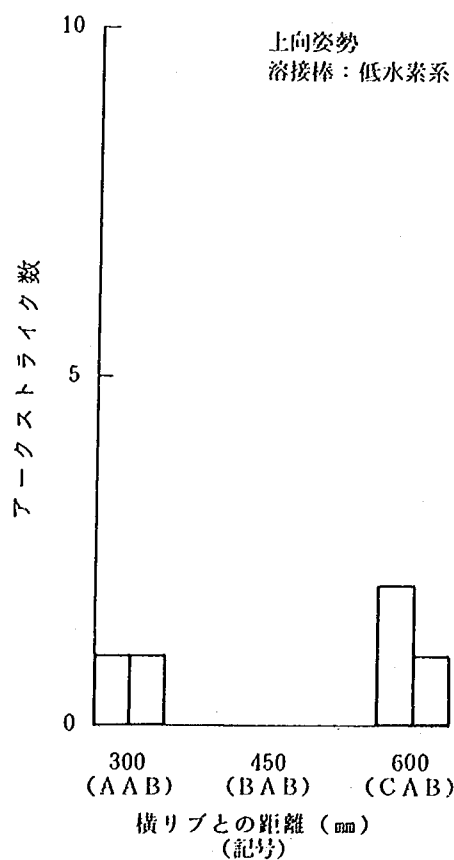


図 6-4-3 アークストライク(3)

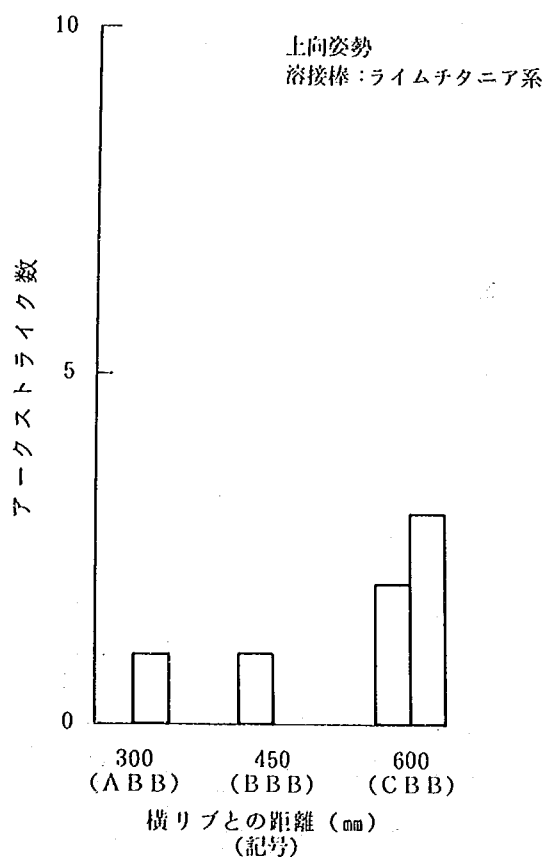


図 6-4-4 アークストライク(4)

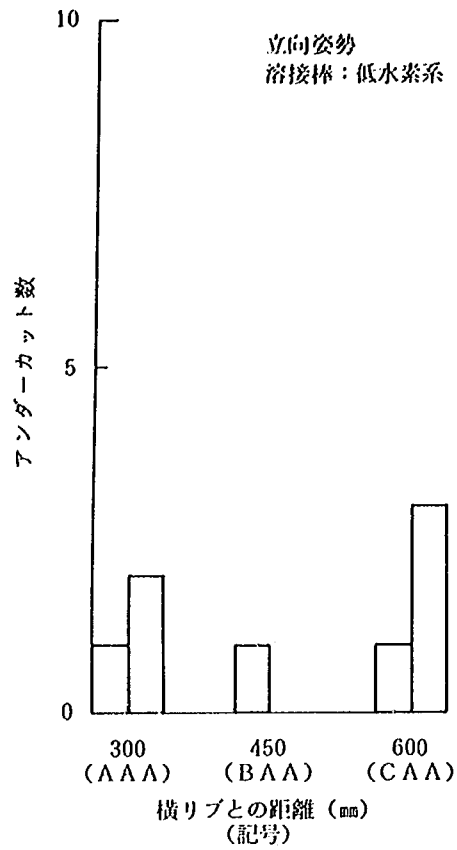


図 6-4-5 アンダーカット(1)

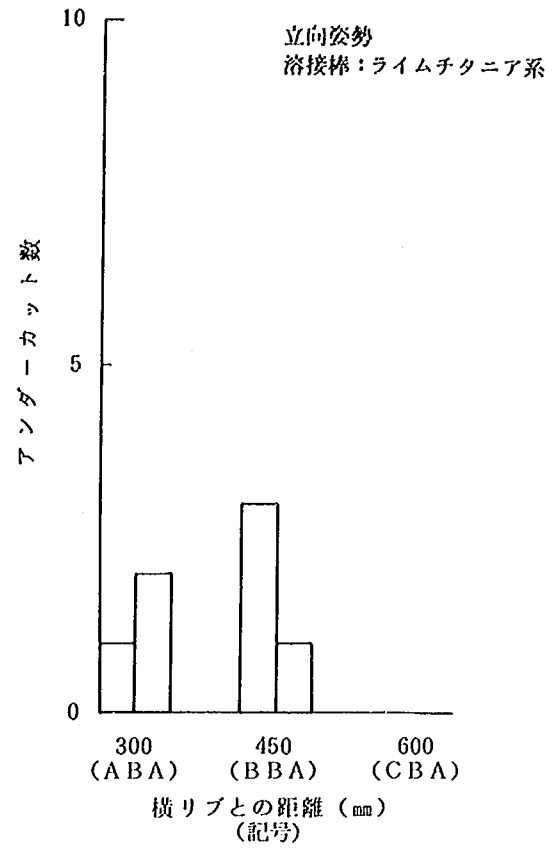


図 6-4-6 アンダーカット(2)

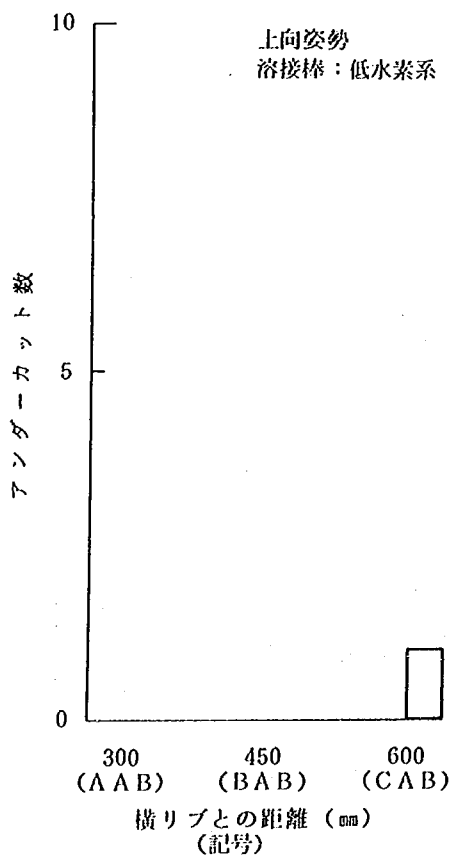


図 6-4-7 アンダーカット(3)

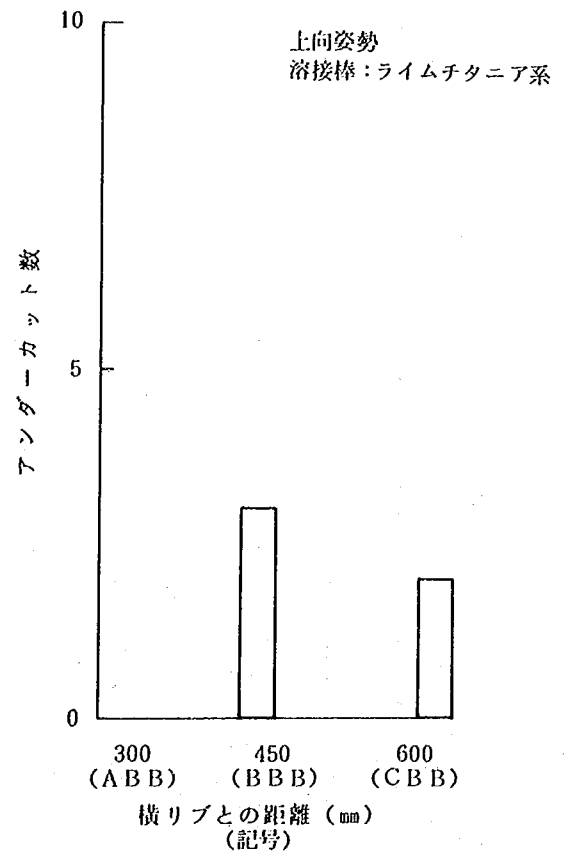


図 6-4-8 アンダーカット(4)

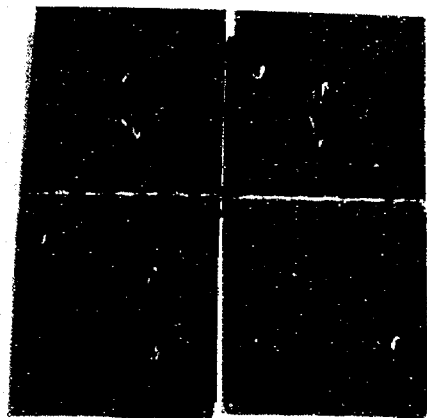


写真6-5 ビード表面（低水素系，立向）

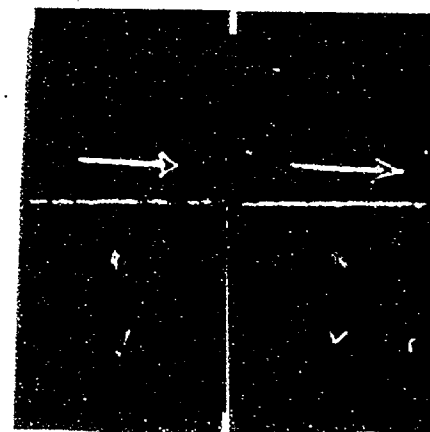


写真6-6 ビード表面（低水素系，上向）

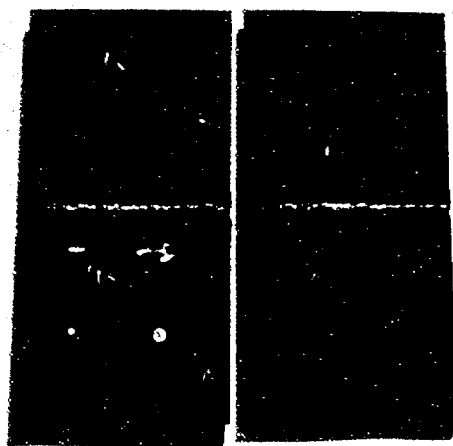


写真6-7 ビード表面（ライムチタニア系，立向）

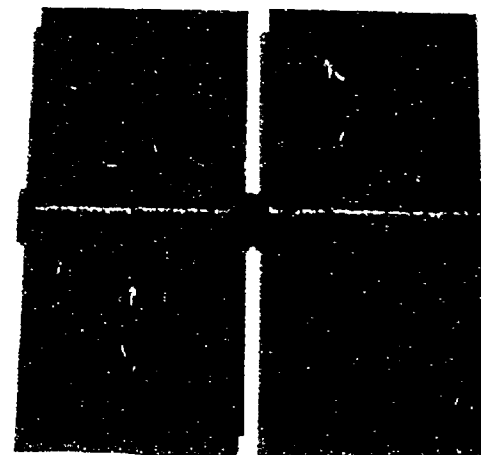


写真6-8 ビード表面（ライムチタニア系，上向）

6-4-2 放射線透過検査

試験溶接を終えた供試体の全溶接長について放射線透過写真を撮影し、JIS Z 3104 溶接部の放射線透過試験方法および透過写真の等級分類方法に従って評価した。透過写真（陽画）の一部を写真6-9～20に示す。BAB-1とABB-1の写真に大きな丸い影があるのは、溶隔部が裏当て金を貫通したためであり、欠陥としては計上していない。

等級分類の結果を図6-4-9に示す。4級等となる継手が多いため、昨年度と同じ方法で6級まで拡張した分類を行った。

今回は、3級あるいは2級となる継手がいくつか見られ、前年度よりやや良好な結果となった。

全体的な傾向として、立向き姿勢の場合よりも上向き姿勢の場合の方が継手品質は良好であり、前者ではスラグ巻き込み等の第2種欠陥、後者ではブローホール等の第1種欠陥が卓越して発生しているのが特徴である。この結果から、疲労強度については上向き溶接による継手の方が有利となることが予想される。

また、上向き姿勢の場合には横リブ継手間距離の影響は明らかでないが、立向き姿勢の場合、 $\ell=600\text{mm}$ とし、低水素系溶接棒を使用したものだけが2～3級、その他はすべて4級以下となっており、この組合せが最も望ましい溶接条件であることがわかる。

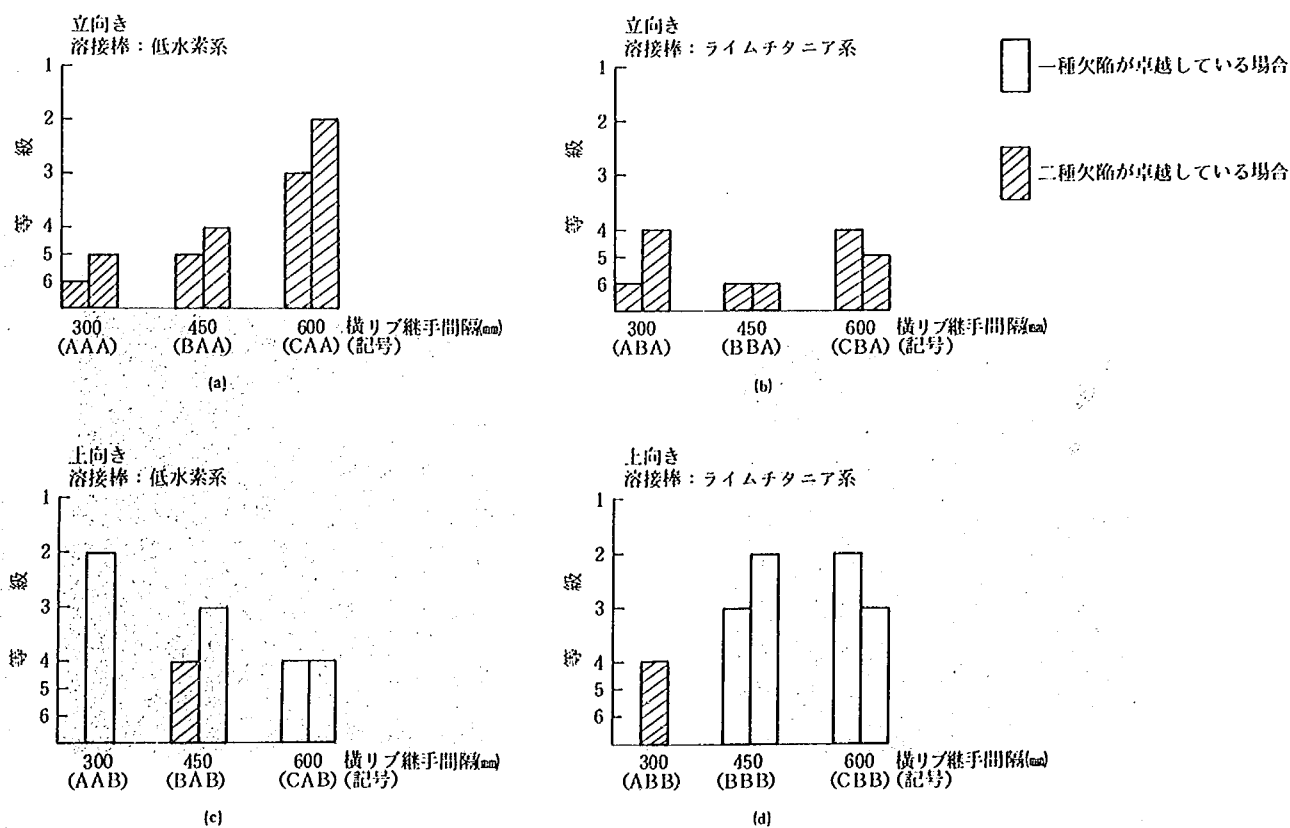


図6-4-9 放射線透過試験結果

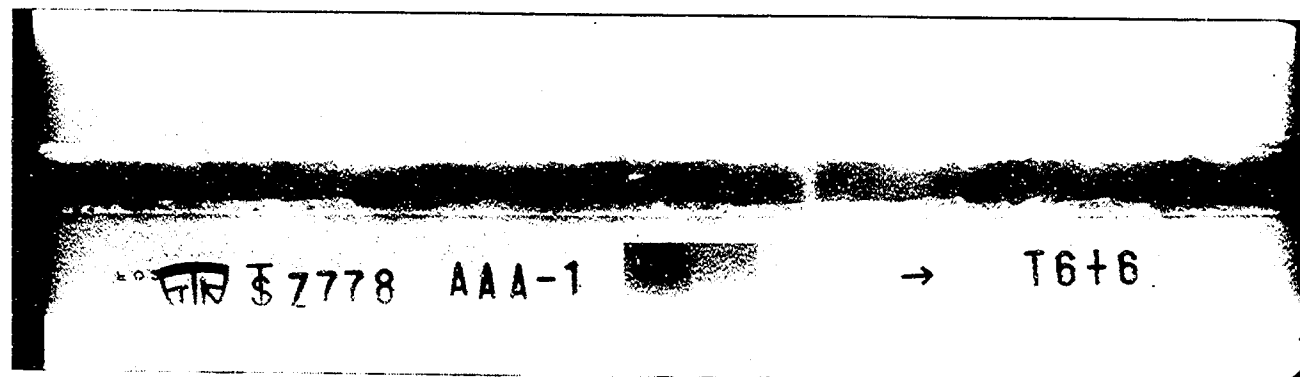


写真 6 - 9

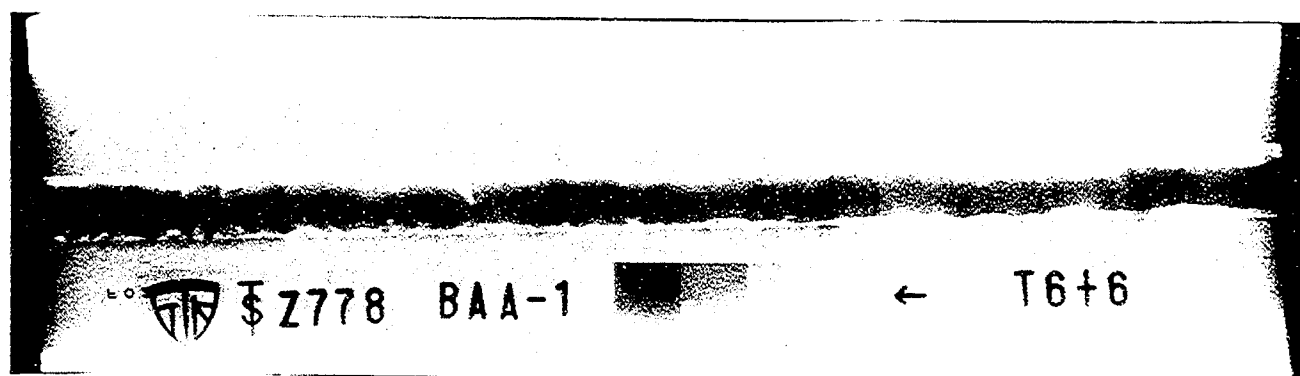


写真 6 - 10

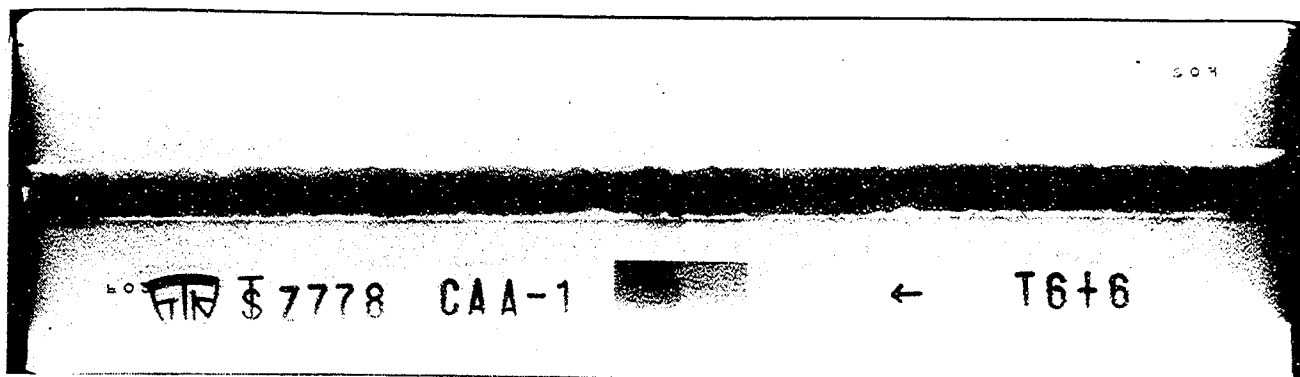


写真 6 - 11

7778 ARA-1

→

T6+6

写真 6 - 12

7778 BBA-1

←

T6+6

写真 6 - 13

7778 CBA-1

←

T6+6

写真 6 - 14

509
FIR \$ 7778 AAB-1 [REDACTED] → T6+6

写真 6 - 15

509
FIR \$ 7778 RAB-1 [REDACTED] → T6+6

写真 6 - 16

509
FIR \$ 7778 CAB-1 [REDACTED] → T6+6

写真 6 - 17

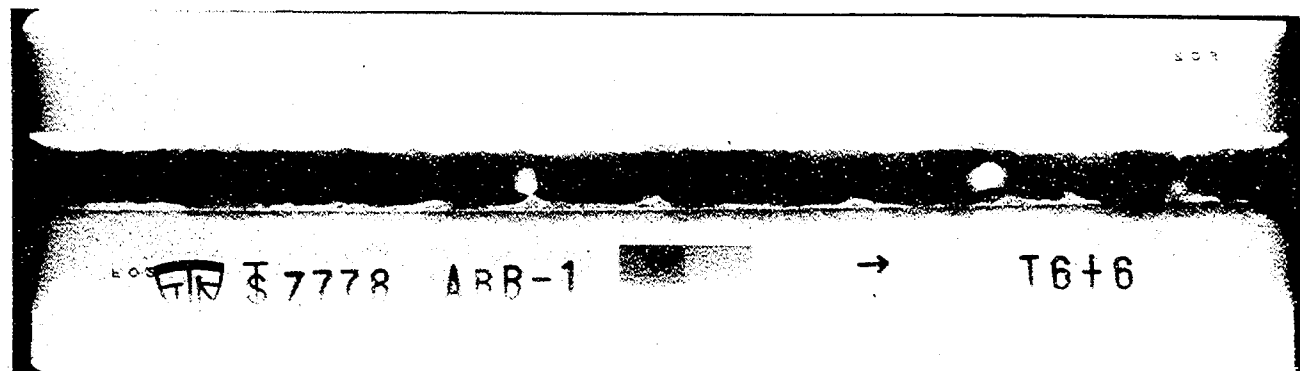


写真 6 - 18

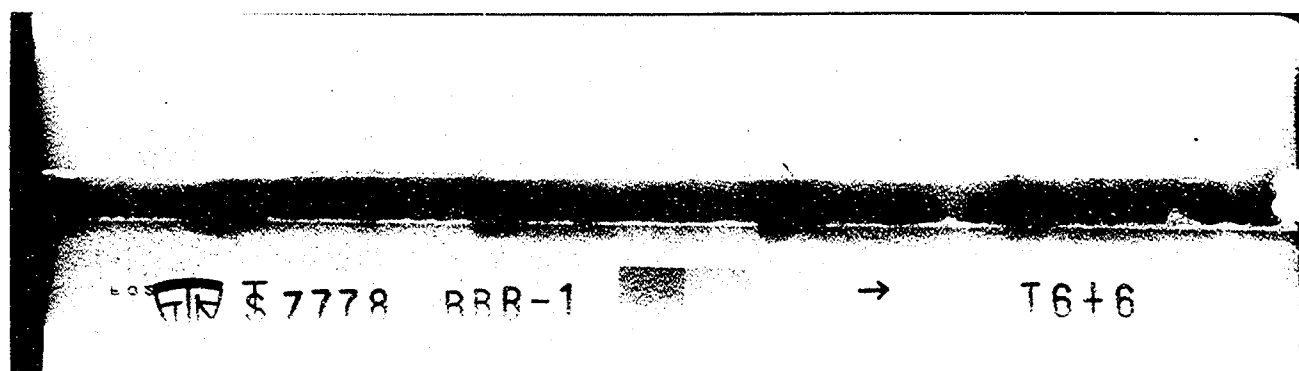


写真 6 - 19

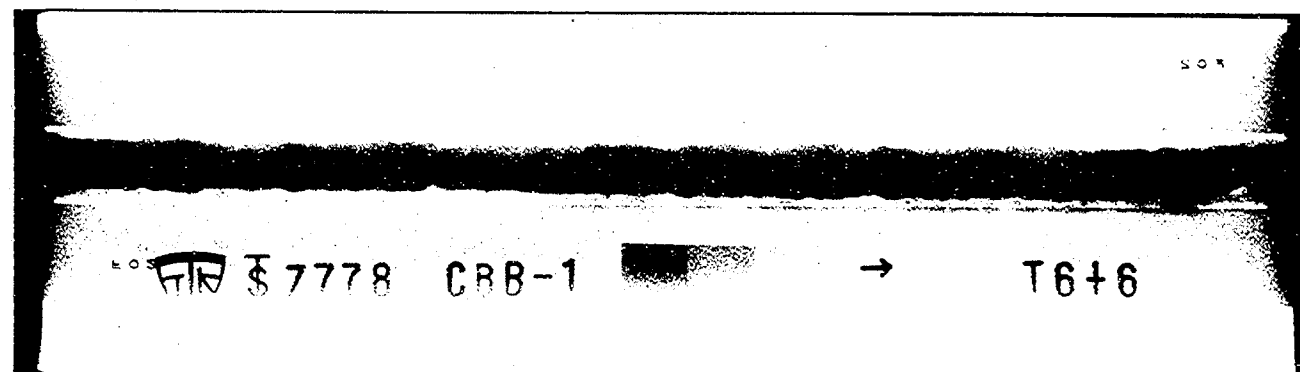


写真 6 - 20

6-5 疲労試験結果

6-5-1 疲労破面

疲労破断した破面の一部を写真6-21~32に示す。比較的平坦に見える部分が疲労破面であり、その中に1本ないし2本のビーチマーク模様を見ることができる。今回の試験では、すべての試験片がルート部あるいはルート部周辺に生じた欠陥から疲労きれつを発生し、破断に至っており、表面欠陥からのきれつ発生はみられなかった。

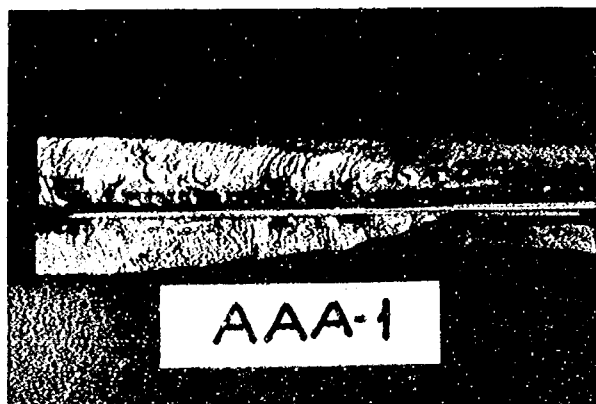


写真 6 - 21

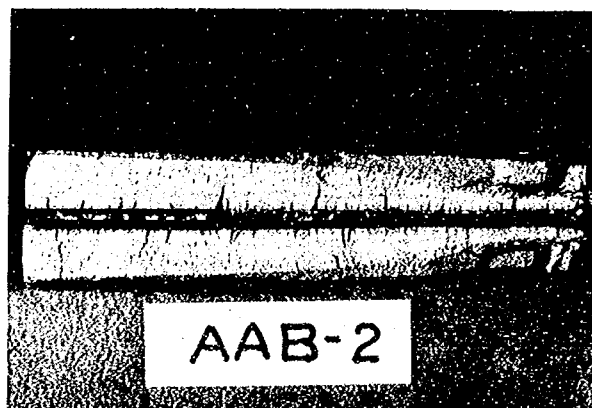


写真 6 - 24

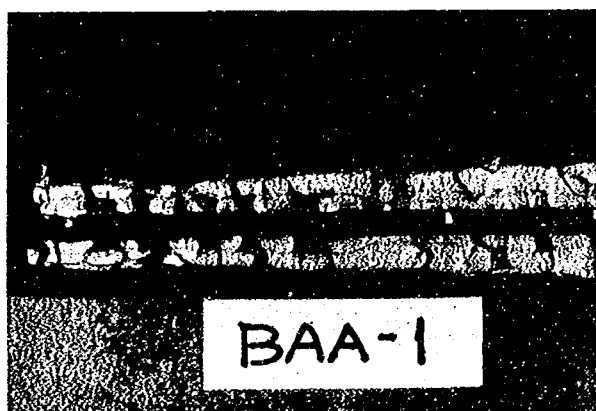


写真 6 - 22

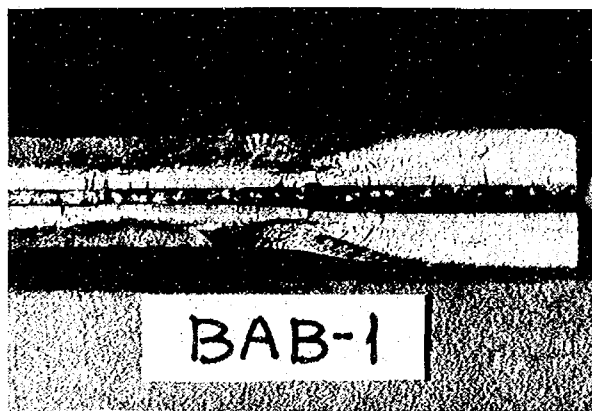


写真 6 - 25

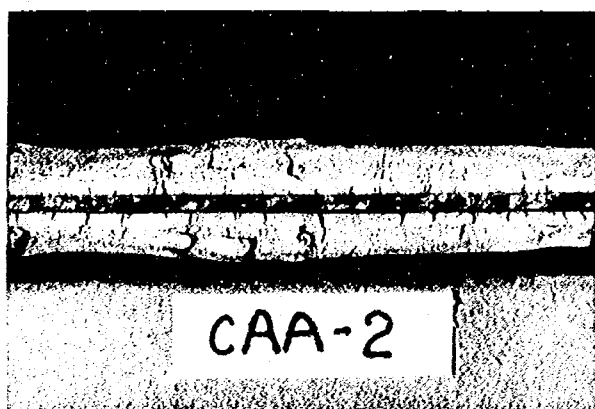


写真 6 - 23

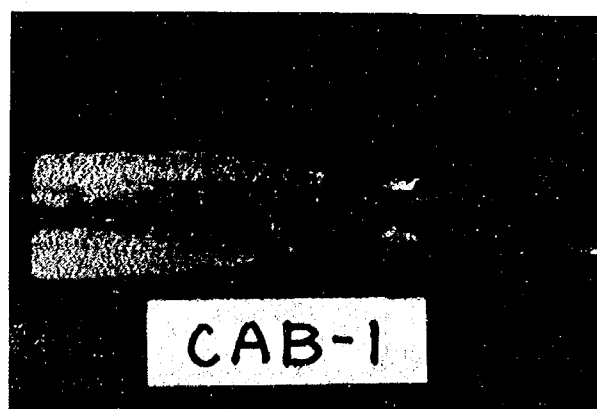


写真 6 - 26

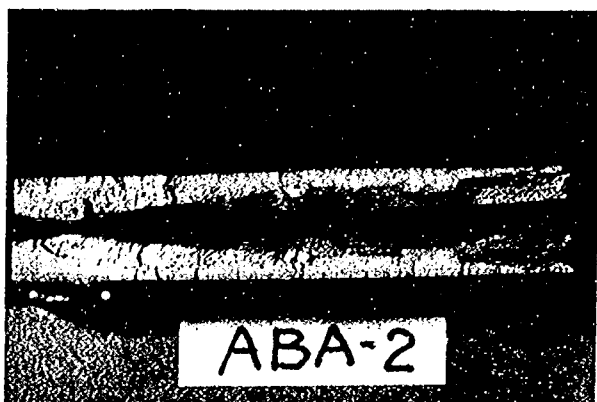


写真 6 - 27

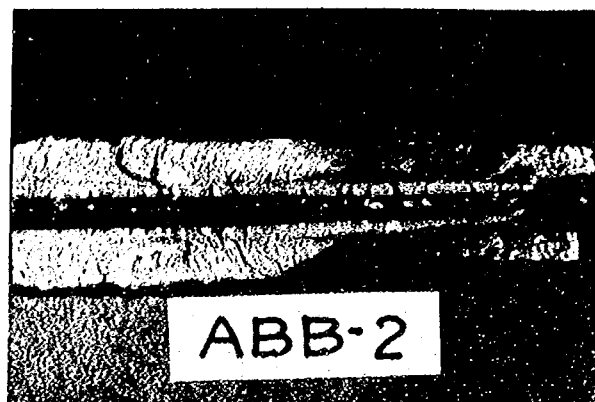


写真 6 - 30

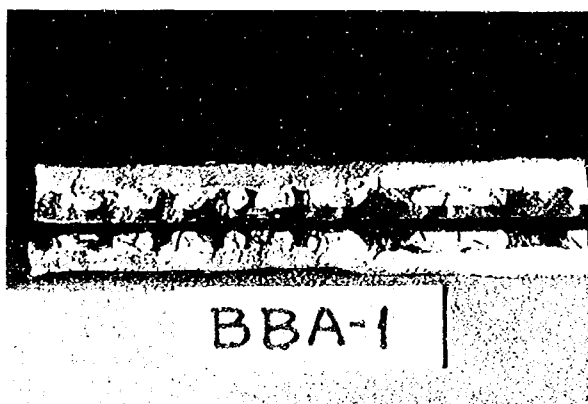


写真 6 - 28

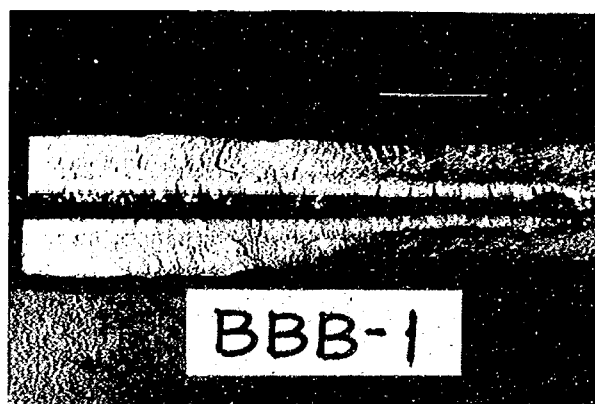


写真 6 - 31

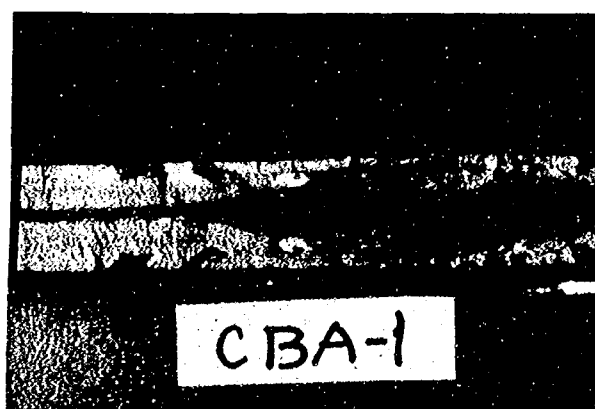


写真 6 - 29

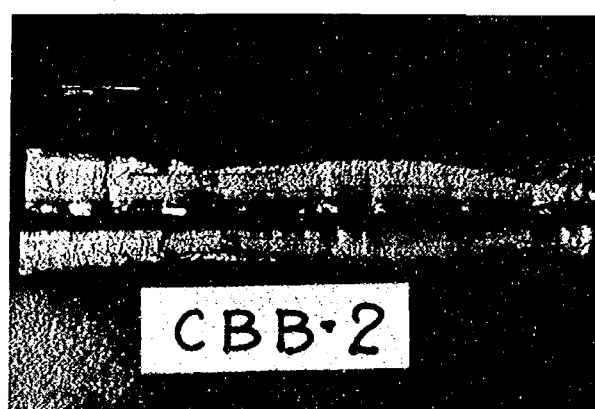


写真 6 - 32

6-5-2 破断回数

本年度の疲労試験片は、裏当て金を切削して継手部に偏心曲げが生じないように工夫してあることは前にも述べたが、これにより継手内部の欠陥に加わる応力範囲はかえって大きくなる結果となり、疲労寿命

(破断回数)は昨年度より低めの値となった。

疲労試験の結果から、破断回数(●)、ピーチマークから推定した疲労きれつ発生回数(○)、クラックの発生部分および、試験部に含まれる溶接欠陥についてのデータを表6—5—1、2に示す。6—4—2で述べた通り、第2種欠陥の比較的少ない上向き姿勢による溶接継手の方が、破断回数が大きく、ばらつきも小さくなっているのがわかる。

内部溶接欠陥の等級と疲労強度の関係をわかり易くするために結果を整理したのが図6—5—1である。図は試験片内部に存在する欠陥のうち、支配的なもの(1種or2種)の等級に対し、破断回数を整理したものである。

全体的にみて、第1種欠陥が支配的な継手では、ばらつきは大きいが破断回数はやや大きくなっており、反対に第2種欠陥の場合には、等級が下位になる程破断回数が小さくなる傾向がみられ、全体に破断回数は小さくなっている。このことは、疲労強度は、第2種欠陥の発生により主に左右され、第1種欠陥については、たとえ4級となった場合においても大きな影響はないということを意味するものと考えられる。

また、溶接欠陥の等級と疲労強度の関係を定量的に述べることは難しいが、今回の試験で破断回数が10万回以下と、極端に悪い結果となったのは、JISによる評価では第2種4級であっても、特に程度の悪い(6級)ものに限られるということが明らかになった。

表6—5—1 疲労試験結果(立向き姿勢)

記 号	疲 労 試 験 結 果										施 工 試 験 結 果						
	繰返し数 (× 10 ⁴ 回)										きれつ発生原因		含 ま れ る 欠 陥				
	5 10 15 20 25 30 35 40 45 50以上												内 面			表 面	
											内 面	表 面	不 溶 着 部	スラグ 巻込み	ブロー ホール	アンダー カ ッ ト	ア ー ク ストライク
AAA-1	●										ス ラ グ	—	—	6 級	1 級	1.0 mm	7 ケ
2	○	●									〃	—	—	5	4	0.5, 0.6	3
BAA-1		○		●							〃	—	—	5	1	0.3	7
2	○			●							〃	—	—	2	2	—	10
CAA-1		○			●						ル ー ト 部	—	—	2	2	0.6	5
2	○	●									〃	—	—	4	2	0.5, 0.5, 0.5	5
ABA-1	○	●									ス ラ グ	—	—	6	3	1.2	6
2										●	ル ー ト 部	—	—	1	3	0.3, 0.6	4
BBA-1	●										ス ラ グ	—	—	6	1	0.4, 0.5, 0.6	7
2	○	●									〃	—	—	6	4	0.3	6
CBA-1	●										〃	—	—	6	1	—	5
2	○			●							〃	—	—	5	1	—	6

表 6-5-2 疲労試験結果(上向き姿勢)

記 号	疲 労 試 験 結 果										施 工 試 験 結 果						
	繰返し数 (× 10 ⁴ 回)										含 ま れ る 欠 陥						
	5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 以上										きれつ発生原因		内 面			表 面	
											内 面	表 面	不 溶 着 部	スラグ 巻込み	ブロー ホール	アンダー カット (深さ)	ア ー ク ストライク
A A B - 1	○				●						ル ー ト 部	—	—	1 級	3 級	—	1 (個)
2		○				●					"	—	—	1	2	—	1
B A B - 1	○			●							"	—	—	4	3	—	—
2	○		●								"	—	—	1	3	—	—
C A B - 1		○						●			"	—	—	3	4	0.4 mm	2
2	○			●							"	—	—	1	4	—	1
A B B - 1	載	荷	ミ	ス													
2	○			●							ル ー ト 部	—	—	1	2	—	1
B B B - 1	○	●									"	—	—	1	3	0.4, 0.5, 0.6	1
2	○	●									"	—	—	1	2	—	—
C B B - 1	○			●							"	—	—	1	2	—	2
2	○			●							"	—	—	1	3	0.3, 0.7	3

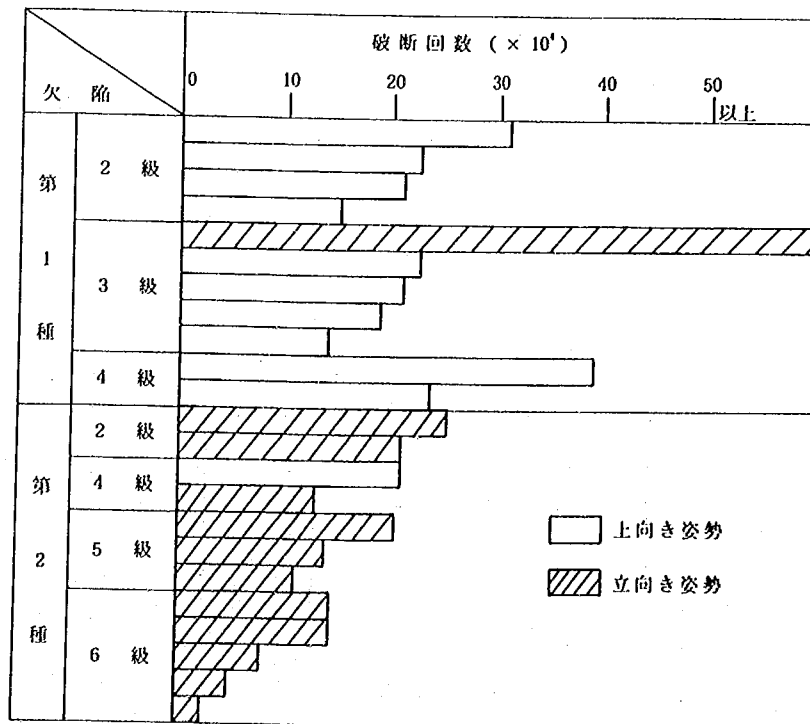


図 6-5-1 欠陥の種類, 等級と破断回数の関係

疲労試験の結果から、直接溶接条件について云々することは難しいが、溶接姿勢については圧倒的に立向き姿勢の方が不利であることが、図6—5—1からも明らかである。

6—6 まとめ

3年間にわたり、トラフリブ現場溶接継手の施工条件についてある程度明らかにすることができた。以下にまとめて述べることにする。なお、()内の数字は、その項目に対する検討を行った年度を示す。

(疲労強度に関して)

- (1) 応力集中が大きく、疲労き裂の発生源となるのはルート周辺および余盛り止端部である(54)。
- (2) 第1種欠陥等級の良否が疲労強度におよぼす影響は比較的小さい。反対に第2種欠陥については、等級と疲労強度にある程度相関がある(56)。
- (3) 第2種欠陥の中でも、疲労強度を著しく下げるのは、4級と評価されたもののうちとくに程度の悪いもの(今回6級と判定したもの)にほぼ限られる。

(設計に関して)

- (1) 縦げたウェブと縦リブの間隔は30cm以上とするのが望ましい(55)。
- (2) 横リブウェブと継手の距離は60cm以上とするのが望ましい(56)。

(施工に関して)

- (1) グループ溶接の開先は、できればV開先とするのが望ましいが、縦げた横リブの影響が小さい場合にはレ形としてもよい(55)。
- (2) リブと裏当て金とのすきまは、3mm程度以下であれば溶接に悪影響は出ない(55)。
- (3) 溶接棒は低水素系を用いるのが望ましい(56)。
- (4) 溶接作業者については、所定の免許を有しているものであれば、とくに各人級でなくとも大きな差は出ないが、ルート部の溶け込みが重要であることを十分に教育する必要がある(55)。
- (5) 上向き溶接ではブローホールが、立向き溶接ではスラグ巻込みが生じやすい傾向がある(56)。

今後、実際に施工される例が増加するに従って、さらに解決を必要とする問題が出て来るものと思われるが、当面、ここにあげた点に注意して施工条件を決定するのがよいと考えられる。

また、(設計に関して)の中で述べた点については、舗装の寿命を考慮した現行の基準と矛盾する場合があるので、これに対する対応方法についても今後検討をしておく必要があろう。



第7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
相沢興
高橋和之

7-1 まえがき

明石海峡大橋の設計震度および地震動入力の強度は、土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説により定められており、これによれば、地震動の最大加速度としては、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180 gal とすると規定されている。

土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会においては、昭和52年度の検討事項として、上記橋梁下部構造支持地盤上における 180 gal の設計加速度の根拠を、明石海峡大橋周辺の既応の地震発生を状況から審議検討している。³⁰⁾ ここで用いられている方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間（≒再現期間）を算定するものである。この方法により、上記小委員会では、本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する 180 gal に対応する再現期間はおおむね 250 年と見込んでいる。この方法は、その後、各地の地震動強度を推定するために使用されているが、以下の事項を仮定しており、実際の地震発生状況と必ずしも対応していないことが各方面から指摘されている。

- (1) 地震の発生頻度は架橋地点の全周にわたり空間的、時間的に一様としているが、海洋性の地震や内陸性の地震のように、発生頻度は空間的に一様ではない。
- (2) 生じ得る最大の地震の規模を明確には解析に取り入れていないが、実際には上記(1)と同様、地震の最大規模は地殻構造と密接な関係があり、空間的に一様ではない。

以上のような点を正しく加速度期待値に取り入れるために、昨年度は、(i)架橋地点周辺を複数のサブゾーン(面震源)もしくは点震源の組み合わせにより表示でき、また、(ii)地震の発生頻度、最大発生地震規模はそれぞれの面震源もしくは点震源ごとに定めることができる解析手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK-1 を開発した。³⁶⁾ また、この手法により昭和52年度の土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において審議されたものと同じの地震発生に関する資料（気象庁資料）、および、最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った結果、昨年度開発した手法を用いれば、同一最大加速度に対応する再現期間は上記小委員会の結果よりもさらに大きくとることができるとの漸定的な結論が得られた。

本年度は、昨年度の解析で十分検討のできなかった地震発生状況の地域区分の方法を検討し、これによる最大加速度と再現期間の関係を検討した。

7-2 調査目的

架橋地点周辺の既往の地震発生状況ならびに強震観測等による地震動の特性に基づき、同地点周辺で期

待される地震動強度を合理的に評価し得る方法を開発することを目的とする。

7-3 調査方法

- (1) 解析手法の概要 (詳細は昭和55年度の報告書³¹⁾参照) 任意の架橋地点の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 により次式で表わされるとされている。¹⁾

$$\log_{10} N(m) = a - bm \quad (1)$$

ここで,

$N(m)$: マグニチュード M が m 以上である地震の発生回数

a, b : 定数

式(1)は、 a, b 等の定数は地域ごとに変化させることにより、既往の地震資料をよく表わすといわれている。しかしながら、式(1)は原理的に M の大きい地震は発生頻度が減少するだけで、地震の規模は有限であり、ある限界値以上の M の地震は生じ得ないという事実を反映していない。このような点を解析に取り入れるために、起こり得る最大の地震のマグニチュード m_u をパラメータとして、式(1)を次のように修正する方法が提案されている。

$$\left. \begin{array}{ll} \log_{10} N(m) = a - bm & m \leq m_u \\ N(m) = 0 & m > m_u \end{array} \right\} \quad (2)$$

もしくは

$$\left. \begin{array}{ll} \log_{10} N(m) = a - bm + \log(m_u - m) & m < m_u \\ N(m) = 0 & m \geq m_u \end{array} \right\} \quad (3)$$

式(2)、式(3)は一般にそれぞれ、切りつめた Gutenberg-Richter (truncated G-R formula)、および改良 Gutenberg-Richter 式(modified G-R formula)と呼ばれている。式(2)、式(3)のいずれが実際の地震発生状況とよく一致するかは地域特性等もありすぐにはわからないが、いま、式(2)を使用した場合には、地震発生の累積密度関数 $F_M(m)$ は次式となる。

$$\begin{aligned} F_M(m) &= P(M < m \mid m_0 \leq m \leq m_u) \\ &= \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_0)]} \quad m_0 \leq m \leq m_u \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 m_0 は(2)により対象とする地震の最小のマグニチュードであり、また、 $\beta = b \ln 10$ である。また、式(4)に対応する確率密度関数 $f_M(m)$ は次式となる。

$$f_M(m) = \begin{cases} \frac{\beta \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_0)]} & m_0 \leq m \leq m_u \\ 0 & \text{その他} \end{cases} \quad (5)$$

ここで、

y : 地震動の最大加速度 (広義には, 解析対象とする地震動の特性値)

たとえば、道路橋示方書・耐震設計編の付属資料、「設計地震入力に関する資料」には次の形の距離減衰式が示されている。

式(6)を変換すれば、 m および r はそれぞれ次式で与えられる。

式(4)および式(8)を用いれば、地震動強度の期待値は以下のように定式化できる。すなわち、いま、地震発生状況の違いを(i)同一の規模の地震の平均発生回数が異なることおよび、(ii)生じ得る最大の地震の規模が異なることによるとし、このような点を解析に反映させるため、ここでは以下の仮定を置く。

(ii) サブゾーンは、解析地点を中心とする円心円の半径および余弦を与え、これらの集合として定義する。

いま、サブゾーンの個数を N 、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 $\bar{\mu}_i$ 、最大地

震のマグニチュードを m_{ui} とすれば、第 i サブゾーンで Y が y を超える確率は次式で与えられる。

$$P(Y > y | E_i) = P(M > m | E_i) \quad (9)$$

ここで、 $m = g_i(y, r)$ であり、切りつめた G-R 式の場合には、式(4)より

$$P(M > m | E_i) = 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_i(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \quad (10)$$

となる。したがって、第 i サブゾーンの範囲を $r_i = r_{2i} \sim r_{1i}$ 、 $\theta_i = \theta_{2i} \sim \theta_{1i}$ とすれば、サブゾーン内で $Y > y$ となる地震の発生回数は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}} \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} P(M > m | E_i) \bar{\nu}_i r dr d\theta \\ &= \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_i(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr \quad (11) \end{aligned}$$

したがって、全サブゾーンで $Y > y$ となる地震発生回数は式(11)より

$$\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_i(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr \quad (12)$$

となり、これより再現期間 T_R は次式で与えられる。

$$T_R = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_i(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr} \quad (13)$$

以上で、地震動の強度 y と再現期間 $T_R(y)$ の関係が求められたが、ここで、構造物の耐用年数 T_D を導入し、この期間内に再現期間 $T_R(y)$ の地震動強度が発生する確率を求めてみる。
すなわち、 $P(Y > y, T_D)$ は、

$$P(Y > y, T_D) = 1 - \{1 - P(Y > y, t = 1)\}^{T_D} \quad (14)$$

ここで、再現期間はその定義から、 $P(Y > y, t = 1)$ の逆数であるから式(14)は次式となる。

$$P(Y > y, T_D) = 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{T_R(y)} \right\}^{T_D} \quad (15)$$

したがって、 T_D 年間に y が Y を超さない確率（非超過確率） $P(Y < y, T_D)$ を求めると

$$P(Y < y, T_D) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_R(y)} \right\}^{T_D} \quad (16)$$

となる。式(16)より、 $P(Y < y, T_D)$ をパラメータとし、 $T_D \sim T_R$ の関係を示すと、図 7-3-2 のようになる。

本年度は、以上の解析方法に基づいて昨年度土木研究所で開発した設計地震動強度の期待値解析プログラム RISK-2 を用いて以下の解析を実施した。

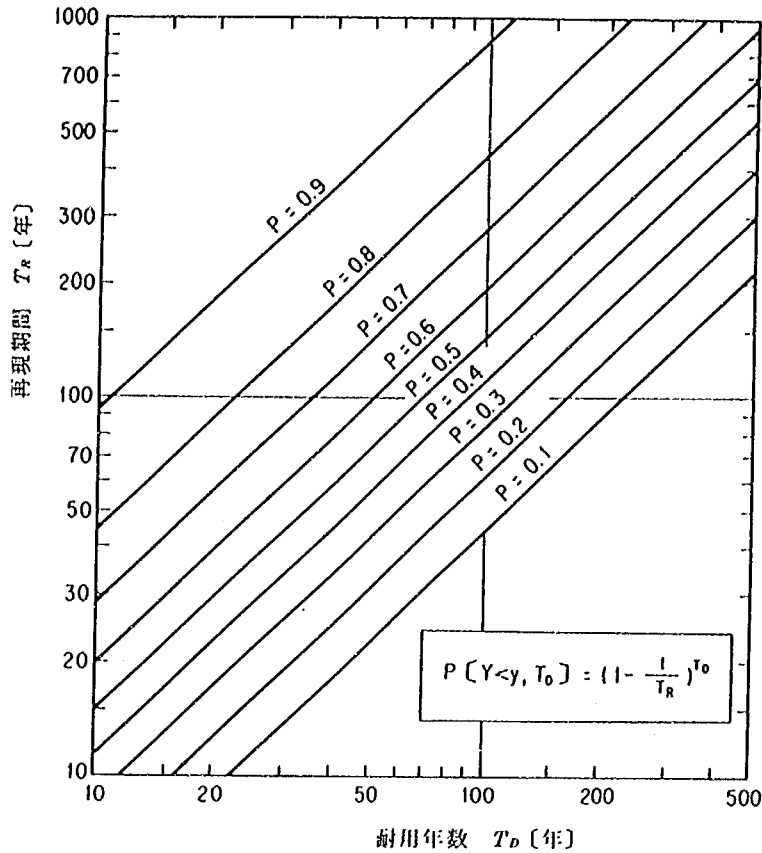


図7-3-2 再現期間 T_R [年] ～耐用年数 T_D [年] ～
非超過確率 $P[Y < y, T_D]$ の関係

7-4 調査結果

7-4-1 解析に用いる地震資料（河角マグニチュード）に関する検討（文献調査）

既往の地震資料に基づいた解析を行う以上、解析精度は地震資料の正確さに大きく支配される。わが国では、1923年の関東大地震を契機として中央气象台によるWiechert式地震計を主体とする観測網の整備が図られ、1926年（昭和元年）以後の比較的大きな地震の震源事項は1958年に気象庁地震月報別冊1「日本付近の主要地震の表（1926～1956）」として刊行されており、それ以後の地震月報に示されている資料とあわせて一般に利用することができる。1925年以前の地震については、中央气象台地震の部1904～1910年、およびそれ以後の気象要覧に掲載されている地震約3100個をまとめ、これを河角教授が与えた河角のマグニチュード M_K ^{*} およびGutenberg-Richter流のマグニチュードを加えた地震資料が1950年に刊行されている。地震動の強度を推定するために、上記の気象庁資料に基づいて解析を行うのが一般的であるが、1885～1950年の地震資料に含まれる震央位置やマグニチュードには、現在の地震学の常識からすると奇異なものが少なくないといわれている。たとえば、この結果によれば、1900～1913年間の14年間には $M 7$

*）河角のマグニチュード 故河角博士により提案されたもので、震央距離 $\Delta = 100 \text{ km}$ における気象庁の震度をもって、マグニチュード M_K （一般に河角のマグニチュードと呼ばれる）と定義されている。

以上の地震が185個リストアップされており、年平均発生回数 ν は約13.2となるが、1926年以後現在までの54年間にはM7以上の地震は深発地震を含めて年平均2回程度であり、1900～1913年間にはそれ以後の6.6倍の発生率ということになる。⁷⁾ したがって、もし、両年代の活動度に大きな変動がないとすれば、1900～1913年の間のMは平均して0.82程度大きく与え過ぎていることになる。このような点に関しては、坪井が河角のマグニチュード M_K が気象庁のマグニチュード M_J (坪井公式によるM)に比べ平均して0.4大きいとし、また、宇佐美らも同様の検討から平均して0.5大きいとしている。しかしながら、最近の宇津の研究によれば、河角のマグニチュード M_K から一律に0.4～0.5を引けばよいという訳ではなく、両者にはある一定の関係があることが示されている。⁷⁾

すなわち、宇津〔1979〕は、1885～1925年の地震に対してMの決定を志みているが、この中で、河角の M_K に対する見直しを行っている。これによれば、中央気象台〔1952〕「日本付近におけるおもな地震の規模表(1885～1950)」に示されている M_K およびMの値(これは、河角により提供されたものをそのまま印刷したとされる)は次のようにして求められたと考えられる。

㉑ 1923年8月以前の地震

河角〔1943〕は震度1と震央距離 d に関して次の関係式を提案している。

$$e^I = \left(\frac{100}{d}\right)^2 \exp \{M_K - 0.00183(d - 100)\} \quad (18)$$

この式に、 $d = 100\text{km}$ を代入すると、 $M_K = 1(100\text{km})$ となり、河角のマグニチュードの定義式が得られるようになっている。ここで $I = 1$ となる震央距離 d を有感半径とし、

$$e = \left(\frac{100}{r}\right)^2 \exp \{M_K - 0.00183(r - 100)\} \quad (19)$$

の関係から、有感半径 r を与えることにより M_K を求めている。 M_K からMへの変換は次式によって行われている。

$$M = 0.5 M_K + 4.85 \quad (20)$$

有感半径 r としては、中央気象台地震報告、同年報地震の部、気象要覧に掲載されている各地震の「震域」の長径と短径の平均の $1/2$ (もしくは、長半径と短半径の平均)を用いている。ただし、理由ははっきりしないが、これとはやや異なるものもあり、また、長径または長半径しか掲載されていないものは、長径の $1/2$ または長半径をそのまま r としている。

㉒ 1923年9月以後の地震

ところが、1923年9月以後の地震になると、有感半径 r と M_K の関係は図7-4-1に示すように式(19)で与えられるよりも系統的にずれている。すなわち、 $r \leq 200\text{km}$ の地震に対しては1923年8月以前の地震と同じように式(19)で与えられるように M_K と r は1対1に対応しているが、 $r > 200\text{km}$ の地震に対しては式(19)とはずれている。これに対しては、それぞれの地震について $d = 100\text{km}$ における震度、すなわち、 M_K が直接求めたとされており、したがって、1923年9月以後の $r > 200\text{km}$ の地震の M_K はそれ以前の地震の M_K に比較して相対的に小さく決められている。

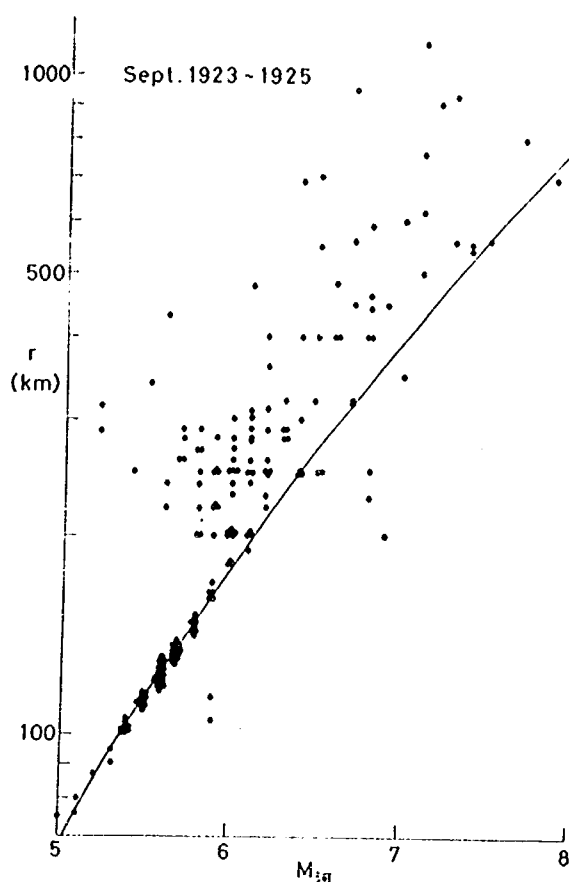


図 7-4-1 有感半径 r と河角のマグニチュード M_K の関係 (宇津〔7〕による)

さらに重要な点は、河角が有感半径として用いた r が1914年3月頃までは、実は、有感半径ではなく「地震計で記録された範囲」の半径であることである。すなわち、宇津によれば1913年ころまでの中央気象台の刊行物にある「震域」という表現は人体感覚があった地域、すなわち、震度1以上の地域ではなく、震度0以上の地域のことである。このような点から、宇津は河角が震度0の範囲を有感地域と考えたために、1913年以前の r から式(19)で求めた M_K とこれを式(20)で換算して求めた M の値は、それ以後のものに比較してかなり大きくなったと指摘している。

以上のような点から、ここでは、1885年～1925年の間は宇津により見直された地震資料を用い、また、これ以後については気象庁の資料を用いることとした。

7-4-2 最小マグニチュード m_0 の設定法 (文献調査)

Gutenberg-Richter による地震の規模とその発生頻度の関係 (式(1)) は、非常に小さな m にまで適用できるとされるが、観測資料をもとに式(4)の m_0 を定める際には、 m_0 をあまり小さくすることはできない。これは、通常の観測網により検知できる m の範囲に限界があるためである。検知できる地震の最小値は、観測網の配置状況、測器の性能等によって地域的、時間的に異なっており、サイスミシティの調査を行う場合には十分注意しなければならない。気象庁の地震観測網の検知能力について、勝又〔1970〕^{23)~27)} に従い、この点を示すと以下のようになる。

気象庁では 100 倍級の地震計を基本としているため、記録紙上の最大振幅 0.2 ~ 0.3 mm が読取可能な最小振幅とすると、実際の地動振幅は 2 ~ 3 μ 程度が検出限度となる。したがって、坪井によるマグニチュードの決定式で $\log A \approx 0.5$ として、これに K 値の補正を加えた値が検知できる最小の地震ということになる。たとえば、震央距離 300 km、震源の深さ 50 km の場合には $M = 3.9$ 、深さ 300 km では $M = 4.4$ 程度となる。しかし、これは個々の観測値を求める場合の話であり、震源要素を求めるためには、数地点からの有効な観測値が必要とされる（1961 年以後は、P、S とともに有効な観測値が 5 ケ以上ある場合について震源決定作業が行われている）ため、震源の求められる最小の地震は上記の値よりもさらに大きくなる。たとえば、浜松、宇津は、日本列島付近（沿岸から約 200 km 以内）の浅い地震では、 $M 6$ 以上でないともれなく震源、 M 等が求められているとはいえないとしている。

勝又は、震源の深さが 60 km 以上の地震については勝又の式で、また、 M の資料を欠く地震については M を再調査し、補充したうえで、1951 年以後の地震について M の限界の地理的分布を詳しく調べている。すなわち、地震の規模別頻度の分布が直線であらわされる範囲については、地震がもれなくとらえられていると考え、図 7-4-2(a) に示すように緯度、経度ともに 2 度の範囲に発生した地震について（1 度ずつ順次ずらせて）、最小の限界の M を求めている。結果の一例は図 7-4-2(b) のようになり、これより

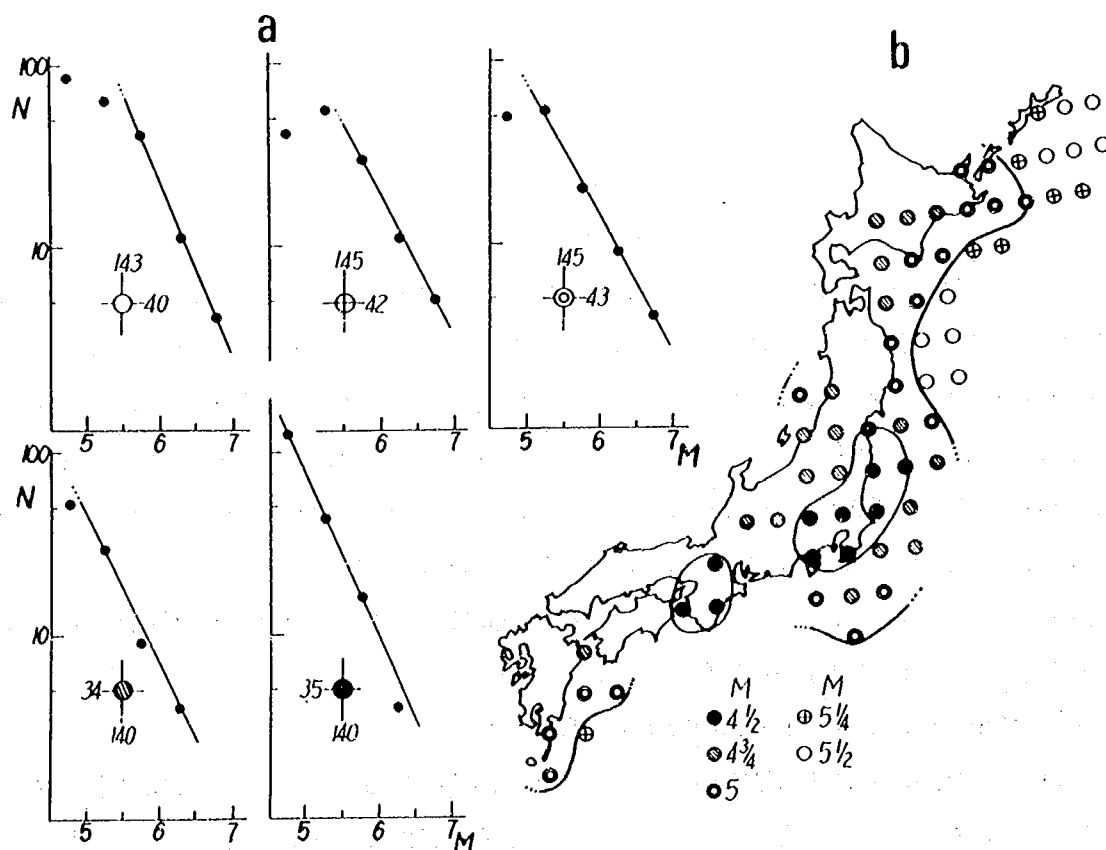


図 7-4-2 気象庁の観測（1951 年以後）によりもれなくとらえられている最小の地震（勝又〔23〕による）

勝又は 1951 年以後については、関東、近畿地方等の内陸や近海の、観測網の条件のよい地域では、 M が

4 ½～4 ¾以上の地震がもれなくとらえられており、また、沿岸から 200 km 付近の地域では M が 5 ½以上の地震がほぼもれなく震源、M 等が求められているとしている。さらに、別の検討から、1961 年以後の資料に限ってみると、条件の良い地域では M が 4～4 ¾以上の地震の震源要素がほぼ完全に求められているとしている。

以上の点から、以下の解析では、最小地震のマグニチュード m_0 を 6.0 とすることにした。

7-4-3 b 値の地域的な相違に関する検討（文献調査）

式(1)は、b 値が相互に等しくない限り、本来、任意の時間、あるいは、空間に関して資料を重ね合わせることができない。したがって、地震資料の時間的、空間的なとり方は b 値を求める際にきわめて重要な事項となる。これについては、従来から多数の研究があり、b 値の時間的あるいは地域的相異を、地震の発生機構と関連するものとする議論もある一方、それらを統計的変動とみなし、b 値の一様性を主張する研究も少なくない。b 値に関する既往の主な研究成果をまとめると表 7-4-1 のようになる。これによれば、古い地震にもとずいた研究は別とすれば、日本列島およびその周辺の浅い地震では $b \approx 1.0$ 程度となっている。

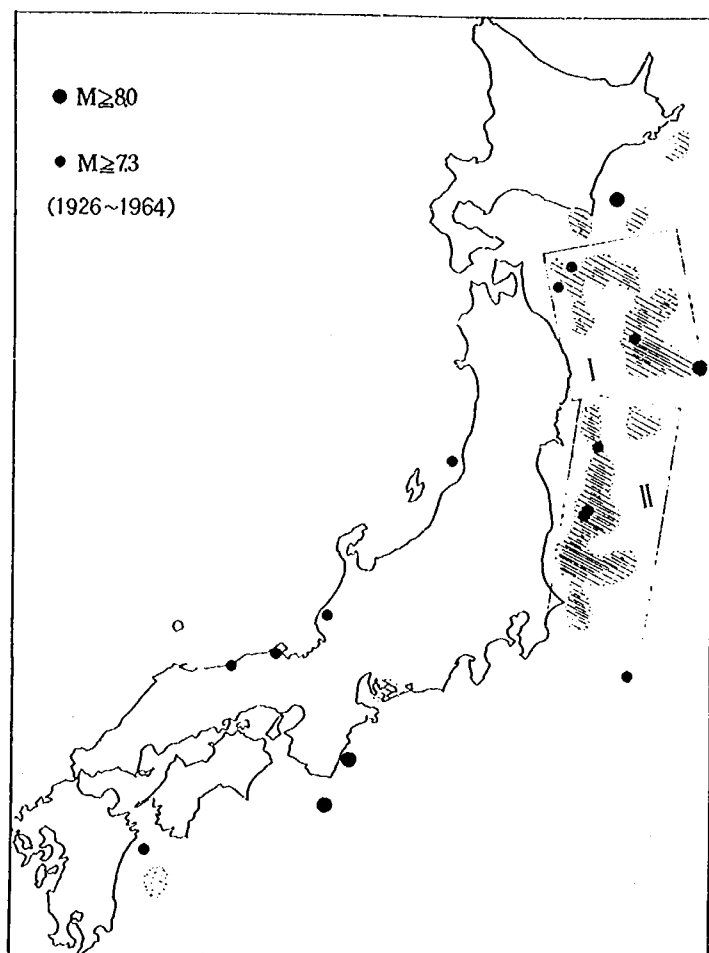
表 7-4-1 b 値に関する既往の主な研究（勝又〔23〕に基づき作成）

対 象 範 囲	b 値	研 究 者	備 考
全 世 界 { 浅発地震 稍深発地震 深発地震	0.90 1.2 1.2	Gutenberg-Richter	浅発については、資料に問題あり
全 世 界 { 浅発地震 稍深発地震 深発地震	1.23 ± 0.01 1.14 ± 0.01 1.16 ± 0.01	勝又	
日本列島およびその周辺 ($M > 6$, $H < 60$ km)	1.07 1.03 1.00	浜松 坪井 宇津	
日本列島およびその周辺 { 浅い地震 深い地震	0.9 0.6	浅田	
日本列島およびその周辺 { 浅い地震 深い地震	1.00 ± 0.07 1.00 ± 0.07	勝又	
日本～カムチャッカ地域 { 稍深発地震 深発地震	1.2 1.3	Gutenberg-Richter	資料がやや古い
日本～カムチャッカ地域 { 浅発地震 浅発+稍深発	1.01 1.01	Duda	$M > 7$
日 本 列 島 { 東北日本外帯 西南日本外帯 西南日本内帯	1.06 0.72 0.66	坪井	
日 本 列 島 { 東北日本外帯 西南日本外帯 西南日本内帯	0.96 0.94 0.96	宇津	地域的相異を否定
地体構造を考慮した日本列島の細分	0.59～0.92	宮村	宇津は資料に問題ありと指摘

b 値を求める場合の地域のとり方を検討するために、勝又〔1970〕は地震の密集地域に着目した検討を行っている。すなわち、図7-4-3に示す矩形Ⅰ（250km×280km）および矩形Ⅱ（390km×180km）の地域はともに日本列島およびその周辺に発生する地震のそれぞれ約20%および27%の地震が発生している。したがって、Ⅰ+Ⅱの範囲内では、日本列島およびその周辺の地震の約半分、全世界の地震の約1/30が発生していることになる。これらの地球上でもっとも地震活動の盛んと考えられる地域の地震についてb 値を求めると、次のようになる。

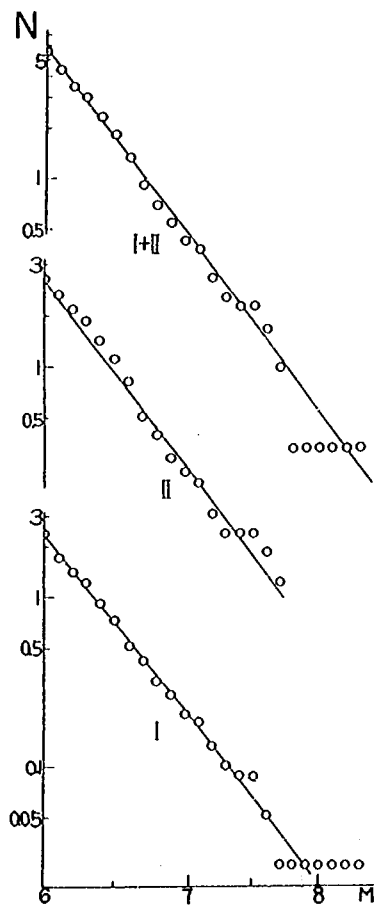
$$b = \begin{cases} 1.02 \pm 0.02 & \dots\dots\dots \text{Ⅰ 地域} \\ 1.09 \pm 0.04 & \dots\dots\dots \text{Ⅱ 地域} \\ 1.07 \pm 0.02 & \dots\dots\dots \text{Ⅰ + Ⅱ 地域} \end{cases} \quad (21)$$

このような結果から、勝又は上記Ⅰ地域、Ⅱ地域のb 値は上記の日本列島およびその周辺地域に関するb 値と比べ有意な差はないと結論している。



(a) 地震活動度の高いⅠおよびⅡ地域

（ハッチのあるのは特に活動度の高い地域であり、
黒点は $M \geq 7\frac{1}{4}$ の地震を示す。）



(b) N~M関係

図7-4-3 b 値の地域的な変動の検討対象地域（勝又〔1970〕による）

さらに勝又〔1970〕は、日本列島の北海道南部、関東、近畿、東九州の4地域についてb値の詳細な検討を行っている。このうち、関東地域について示すと図7-4-4のようになる。1951~1964年の期間にこの地域に発生した地震はM4以上のもので486個あり、図7-4-4(b)に示すように、Mが4½以上についてはほぼ完全にとらえられていると見ることができる。この範囲（B地域）のb値を求めると、

$$b = 0.94 \pm 0.02 \quad (\text{B地域}) \quad (22)$$

となる。一方、B地域のうちで地震の頻度の特に高いB'地域（105km × 150km）、深さ30~90kmの範囲のb値を求めると、

$$b = 0.94 \pm 0.02 \quad (\text{B'地域}) \quad (23)$$

となり、B地域とB'地域の間には、b値の有意な差は認められないとしている。

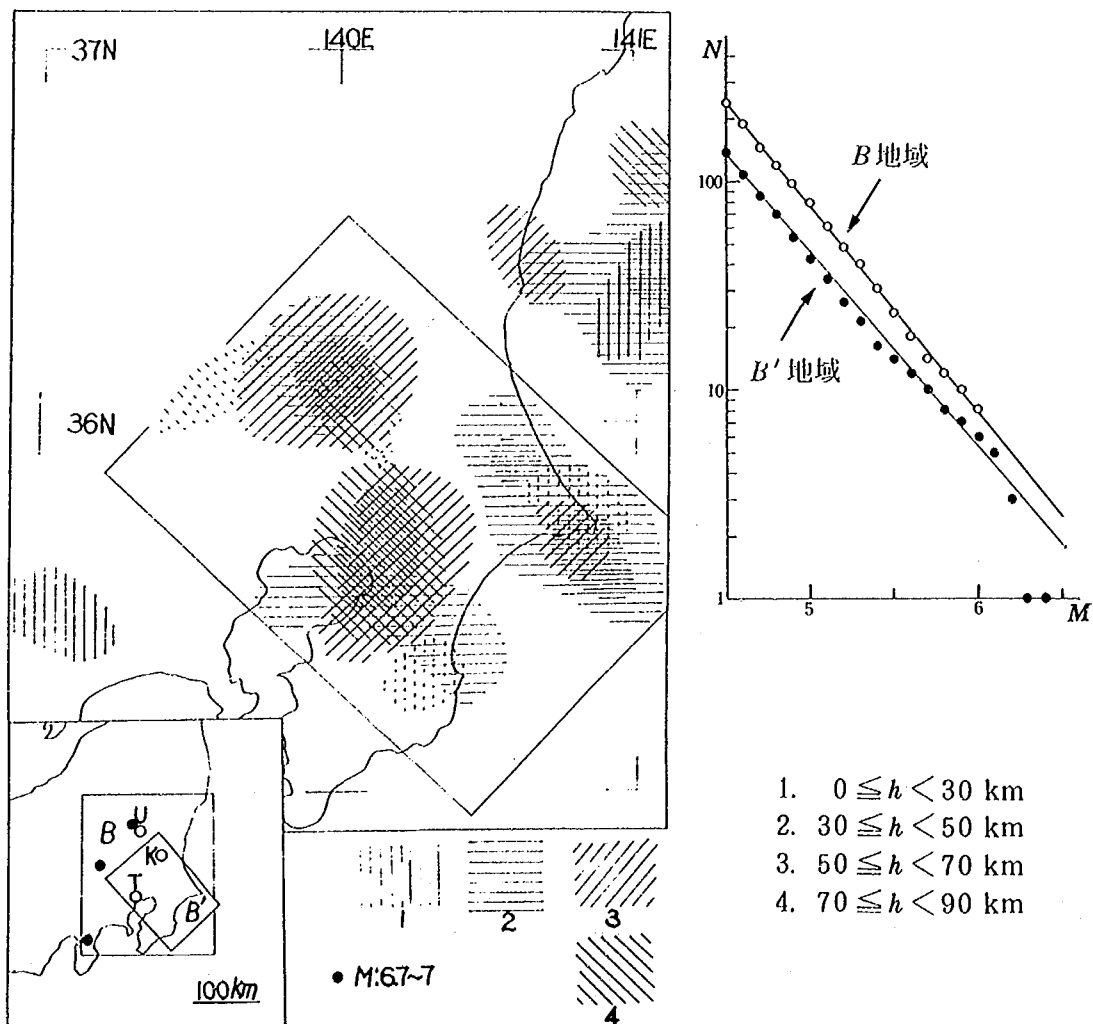


図7-4-4 関東地方におけるb値の地域性の検討（勝又〔1970〕による）

以上より、以下の解析では、b値は地域によりおおむね一様であると考え、各サブゾーンごとにb値を変化させるのではなく、全領域についてb値を定め、これを各サブゾーンに対して共通して用いることと

した。

7-4-4 明石海峡大橋建設地点における最大加速度の期待値

図7-4-5は7-4-1に示した字津による見直しを含んだ1885年1月～1979年12月間に明石海峡大

AKASHI
 LONGITUDE= 135 2 0 *****R= 300(KM) *****
 LATITUDE= 34 36 0 *** 6.0 GE. MAGNITUDE .LT. 6.5 = ○ *****
 FORM 1885 TO 1979 *** 6.5 GE. MAGNITUDE .LT. 7.0 = ○ *****
 *** 7.0 GE. MAGNITUDE .LT. 7.5 = ○ *****
 *** 7.5 GE. MAGNITUDE .LT. 8.0 = ○ *****
 *** 8.0 GE. MAGNITUDE .LT. 9.0 = ○ *****

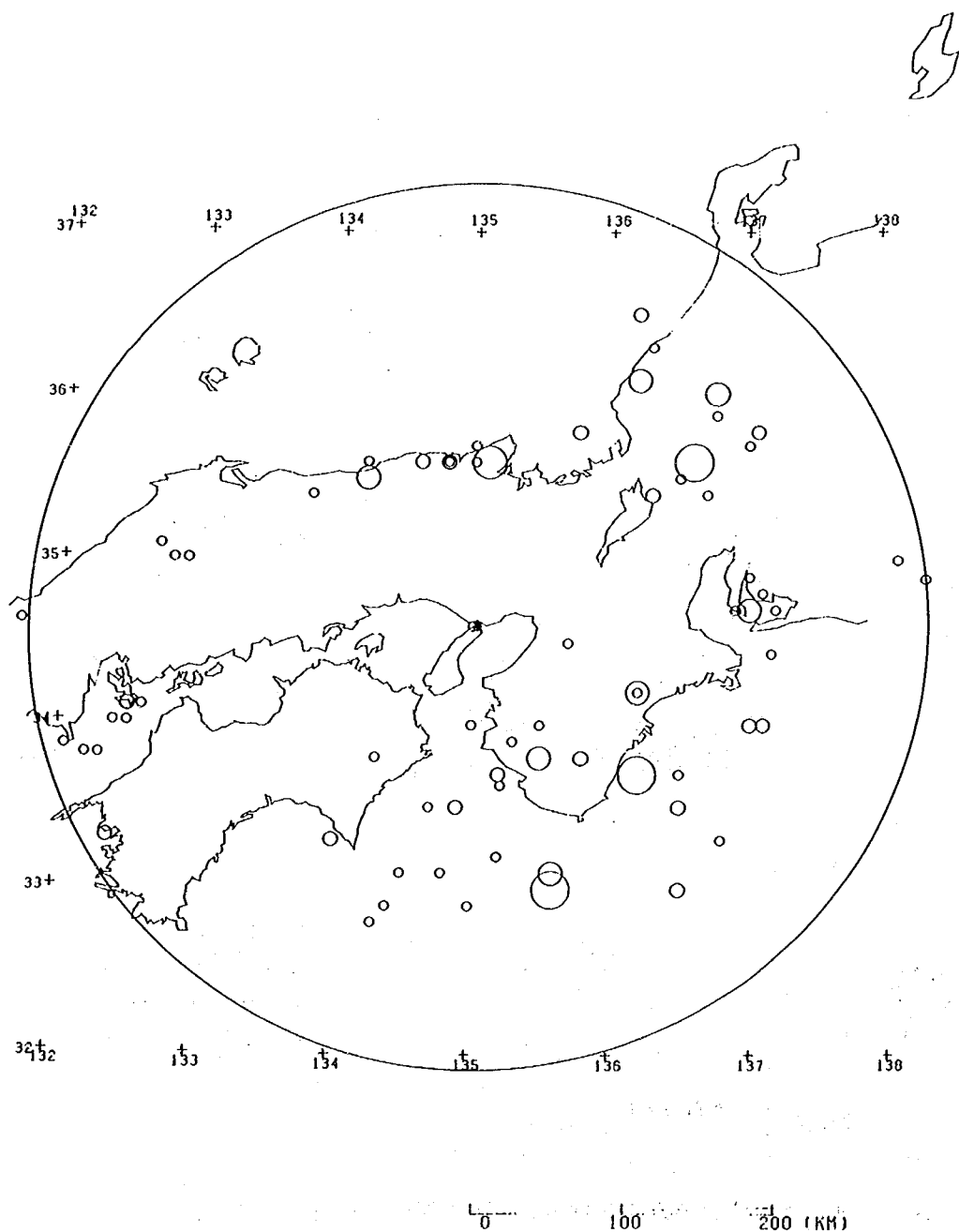


図7-4-5 明石海峡大橋周辺の地震発生状況 (1885～1979年)

橋を中心とする半径 300 km の範囲に生じた地震の震源を M 別に示したものである。^{*)} また、図 7-4-6 は勝又による我国の地震活動帯の構成を巨視的に示したもので、これによれば本橋架橋地点は西南日本弧のほぼ中央に位置していることがわかる。ここで重要なのは、西南日本ではプレート境界の地震が発生

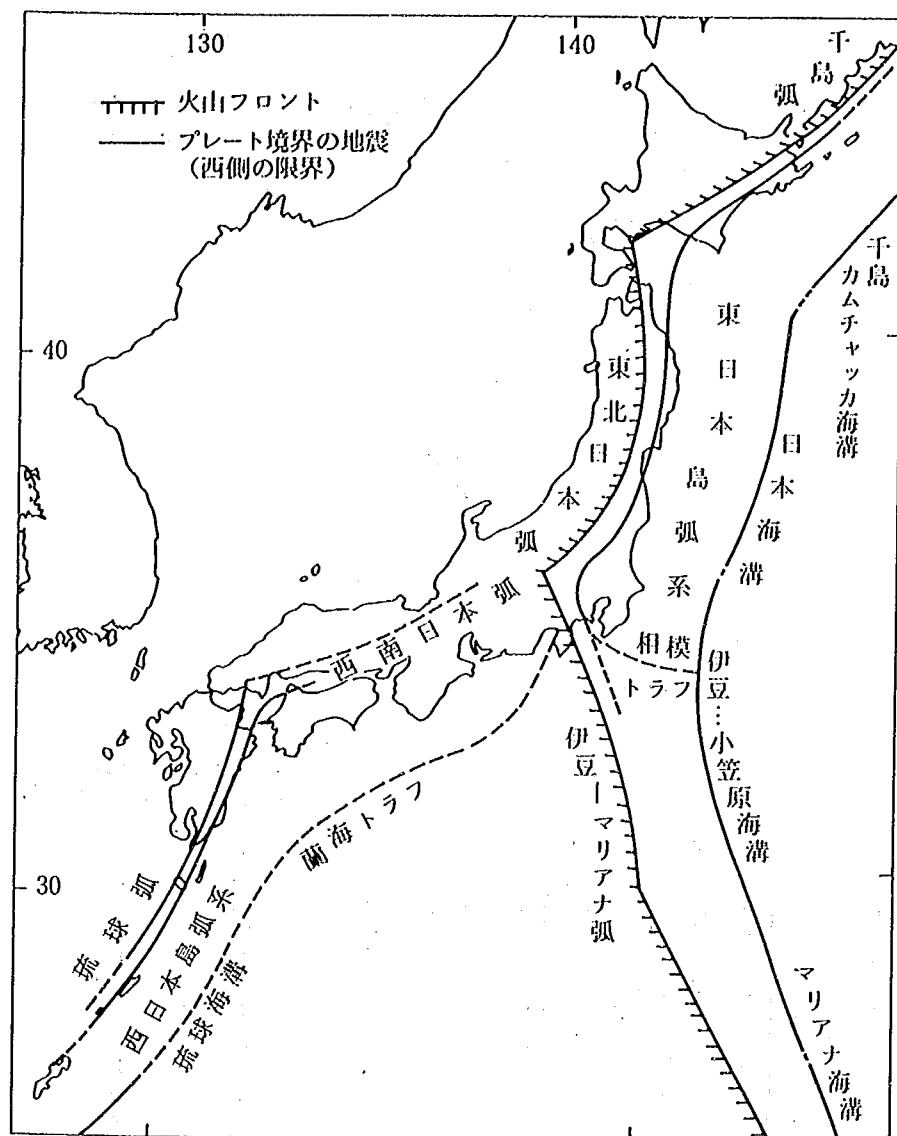


図 7-4-6 日本列島の活動帯 (勝又による)

する西端が、東北日本のようにはっきりしていない点である。また、図 7-4-7 および表 7-4-2 は活断層研究会による我国の活断層区を示している。²⁹⁾ 本橋架橋地点周辺は、西南日本太平洋斜面 (主要断層の活動度 AA), 西南日本外帯 (同, B, C), 西南日本内帯西部 (同, B, C) および西南日本内帯東部 (同, B) に大きく区分されることを示している。さらに、図 7-4-8 は力武による南海トラフ沿いの巨大地震の発生の時間的、変間的パターンを示したものである。これによれば、南海トラフに沿ってほとんど同一地域に巨大地震が発生しており、図 7-4-8 に示した地域においては 1600 年以後の巨大地震の繰返し

^{*)} 宇津による見直しを含まない、気象庁資料による地震発生状況は昨年度の報告書 (土研資料 1660 号,³¹⁾ p. 179, 図 7-3-4) 参照。

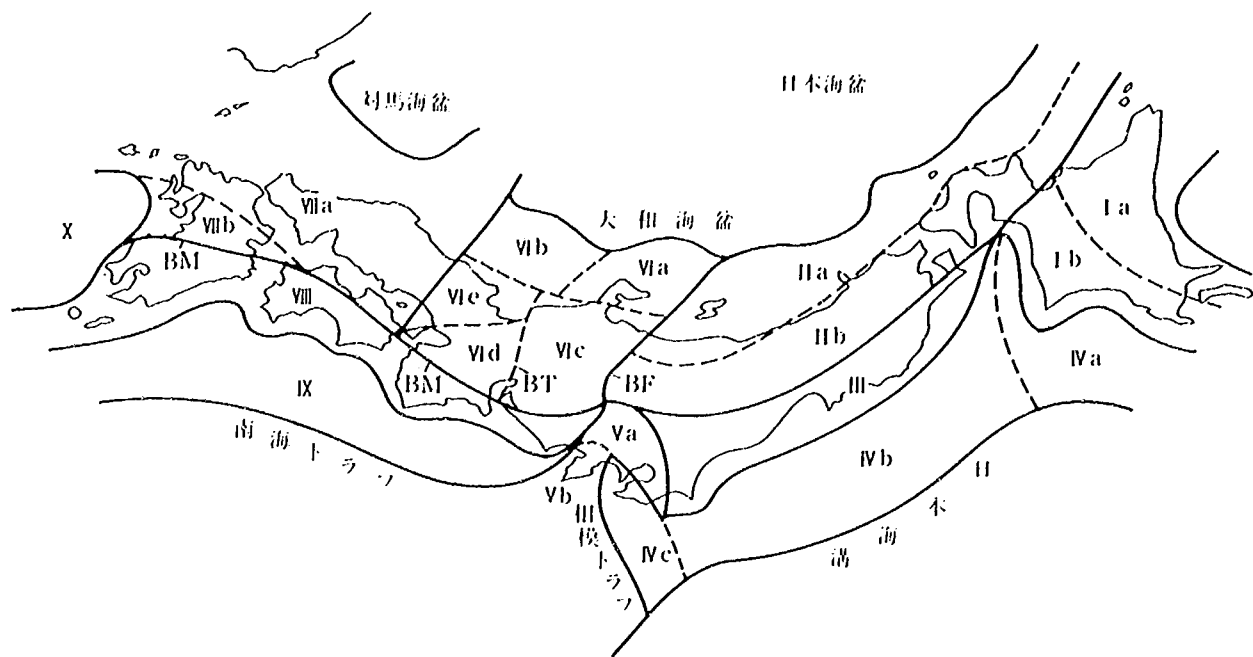


図7-4-7 活断層区 (日本の活断層 (活断層研究会) [45] による)

表7-4-2 活断層区とその中での断層の特性 (日本の活断層 (活断層研究会) [45] による)

大区	小区	密度	主要断層の長さ*	主要断層の活動度	卓越する断層型**	備考
I	北海道主部	{ a 北海道主部内帯 b 北海道主部外帯	小	C	逆?	
II	東北日本内帯	{ a 東北日本内帯大陸斜面 b 東北日本内帯陸上	小中	B	逆	海底
III	東北地方外帯	極小	中	B	逆	火山地帯
IV	東北日本太平洋斜面	{ a 北海道南岸沖 b 三陸・常磐・鹿島沖 c 相模舟状海盆周辺	大	A?	逆・横?	海底
V	伊豆小笠原弧先端部	{ a 関東山地周辺 b 伊豆半島周辺	大	A?	逆	海底
BF	フォッサマグナ西縁地帯	中	小	B	逆・横	主に海底
		大	小	A	横	火山地域
		小	小	B・C	横・逆	陸と海底
VI	西南日本内帯東部	{ a 能登半島周辺 b 隠岐舟状海盆周辺 c 中部山地 BT 敦賀-伊勢湾線地帯 d 近畿三角地域 e 近畿北西部	中	B?	逆?	海底
		大	中	A・B	横・逆	
		大	中	B・A	逆・横	
VII	西南日本内帯西部	{ a 中国・瀬戸内・北九州 b 中九州火山地域	中	B	横・逆	
BM	中央構造線地帯	小	小	B・C	横	火山地域
VIII	西南日本外帯	大	小	A	正横	
IX	西南日本太平洋斜面	極小	小	B・C	逆・横	
X	沖縄舟状海盆北部	大	大	A	逆・横	海底
		中	大	B?	正?	海底
	南西諸島	大~極小 (地域差大)	小	B・C	正	陸上のみ
	伊豆・小笠原諸島	小?	小	C	逆?	陸上のみ

* 小: 20 km 以下, 中: 20~50 km, 大: 50 km 以上, 海底と陸上は元の資料がちがうが, 別図による長さ。
** 逆: 逆断層, 正: 正断層, 横: 横ずれ断層

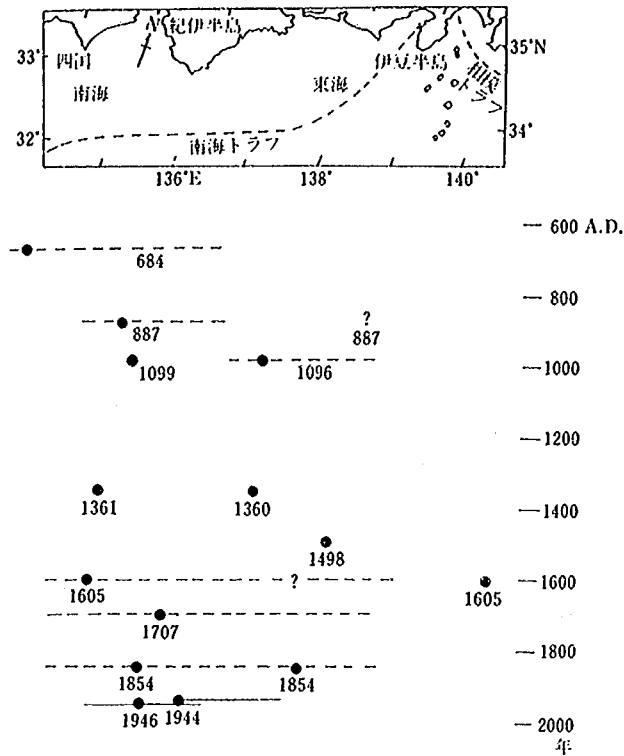


図 7-4-8 南海—東海ゾーンにおける巨大地震発生の時間—空間パターン (力武 [28] による)

発生時間の間隔は平均して 117 年, また, その標準偏差は, 35 年程度とされている。

以上のような点を考慮し, ここでは, 図 7-4-5 に示した明石海峡大橋周辺の地震発生状況を図 7-4-9 に示すように 4 つのサブゾーンに分割した。ここで, 各サブゾーンごとの特性は表 7-4-3 に示す通りである。また, サブゾーンごとの $M \sim$ 発生回数 $N(M)$ の関係は図 7-4-10 に示す通りであり,

表 7-4-3 サブゾーンの特性

サブゾーン No.	サブゾーンの特性	単位面積当たり 年平均地震発生回数 ν_i	b 値	
			サブゾーン値	全体で求めた場合
1	西南日本太平洋斜面	2.9×10^{-6}	0.55	0.906
2	西南日本内帯西部地区の一部および西南日本外帯の一部	3.9×10^{-6}	1.34	
3	西南日本内帯東部の一部	8.1×10^{-6}	0.60	
4	西南日本内帯西部の一部および西南日本内帯東部の一部	1.9×10^{-6}	1.00	

M が 6 以上の地震の個数 (1885~1979 年) はサブゾーン 1, 2, 3, 4 に対して, それぞれ, 15, 40, 10, 20 である。また, 全領域では 85 となる。これより, サブゾーンごとの b 値および 1885 年以後の既往最大地震を示すと表 7-4-4 のようになる。 b 値に関しては, サブゾーンごとにかんがりのばらつきがある。この原因

AKASHI

LONGITUDE: 135 2 0

LATITUDE: 34 36 0

FROM 1885 TO 1979

*****R= 300(KM) ***

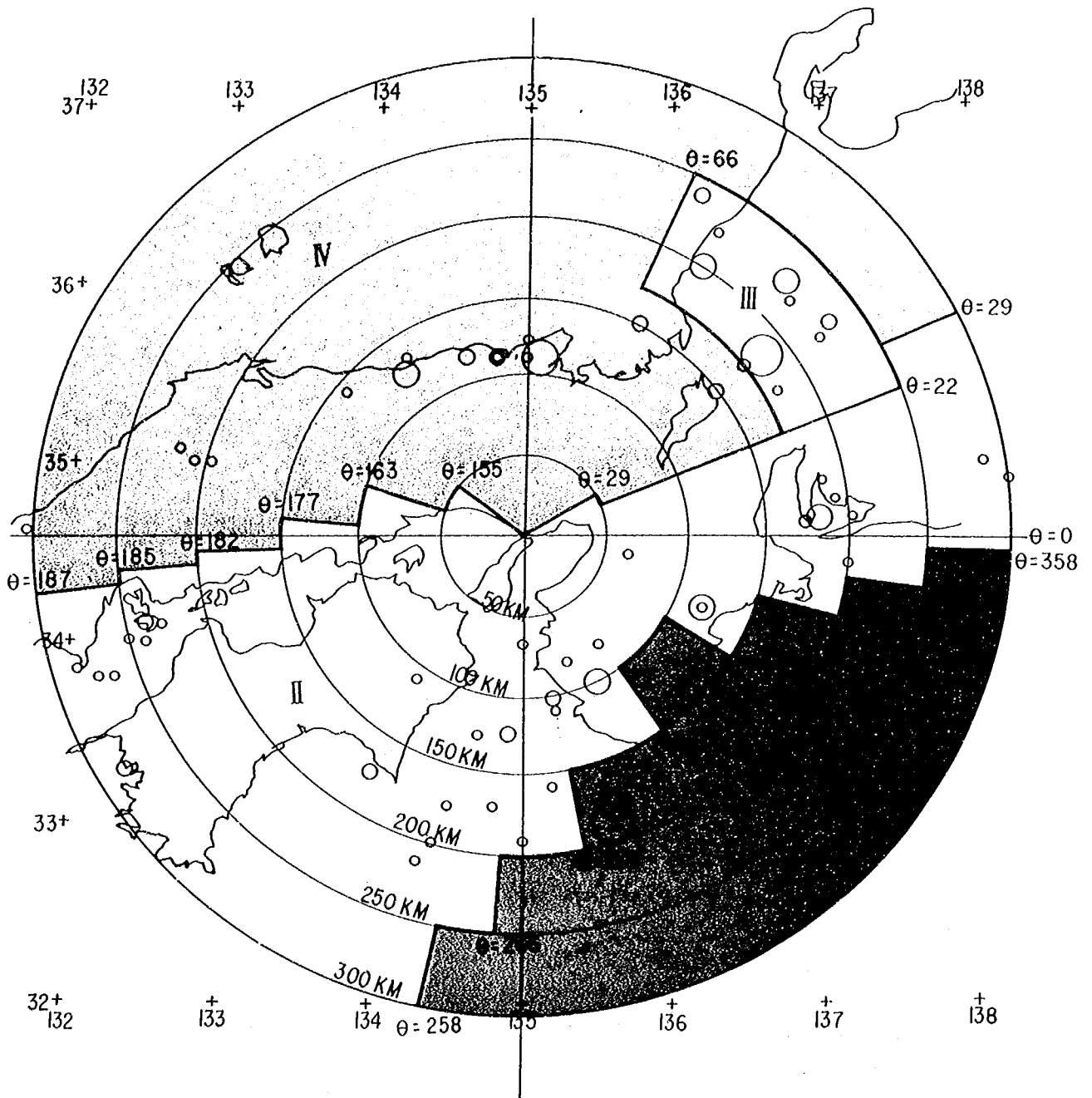
6.0 GE. MAGNITUDE .LT. 6.5 = ○ *****

*** 6.5 GE. MAGNITUDE .LT. 7.0 = ○ *****

*** 7.0 GE. MAGNITUDE .LT. 7.5 = ○ *****

*** 7.5 GE. MAGNITUDE .LT. 8.0 = ○ *****

*** 8.0 GE. MAGNITUDE .LT. 9.0 = ○ *****



サブゾーン区域	凡 例
I	
II	
III	
IV	

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

図7-4-9 明石海峡大橋周辺地区のサブゾーン分割

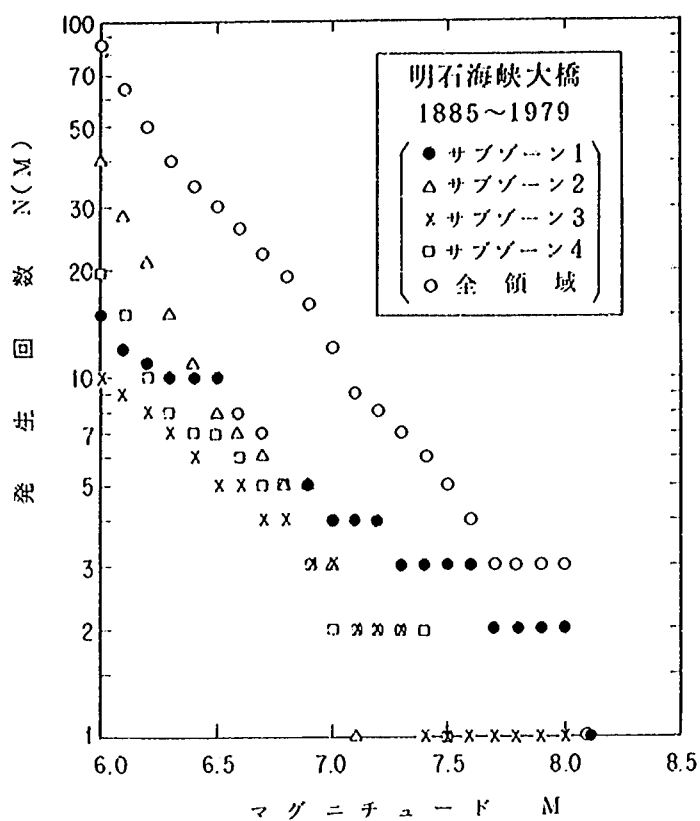


図7-4-10 明石海峡大橋周辺（半径300km以内）における発生回数 $N(M)$ ～マグニチュード M の関係(1885～1979年)

表7-4-4 サブゾーンごとの既往最大地震および解析に用いた生じ得る最大地震 M_u

サブゾーン No.	既往最大地震			本解析中における M_u
	発生年月日	地震名	マグニチュード	
1	1946. 12. 21	南海地震	8.1	8.5
2	1945. 1. 13	三河地震	7.1	7.25
3	1891. 10. 28	濃尾地震	8.0	8.0
4	1927. 3. 7	北丹後地震	7.5	7.75

としては、サブゾーンごとの b 値の違いも考えられるが、それ以上に図7-4-10に示した関係からわかるように少数の地震資料をもととした b 値推計の誤差が大きいと考えられる。架橋地点を中心とする半径300kmの範囲全体から b 値を求めると0.906となり、これは、7-4-3に示した結果と矛盾しない。したがって、ここでは b 値の地域的な変化を考慮しないで、全サブゾーンに対して $b = 0.906$ とすることにしたが、参考のために各サブゾーンごとに単独に定めた b 値を用いた場合についても解析を行うこととした。

次に各サブゾーンごとに起こり得る最大地震の M は表7-4-4のように与えた。これは、表7-4-

3 および図7-4-7をもとに、総合的に判断して定めた値であり、加速度強度期待値が安全側の結果値となるよう配慮している。

式(7)の最大加速度の距離減衰式は、昨年度の解析と同様に次式で与えることとした。

$$A_{\max} = 46 \times 10^{0.208 M} \times (d + 10)^{-0.686} \quad (24)$$

上式は、加速度強震記録の統計解析から求められた道路橋示方書に規定される第1種地盤上の推定式であり、SMAC型強震計に対する短周期成分の補正は含まれていない。

以上のようにして、明石海峡建設地点で期待される最大加速度 $A_{\max}$ [gal] と再現期間 T_R [年] の関係を求めると、図7-4-11のようになる。上述したように b 値に関しては、全領域を一様に0.906とした場合と、各サブゾーンごとに独立に定めた値を用いた場合の2ケースの結果を示しているが、両者には

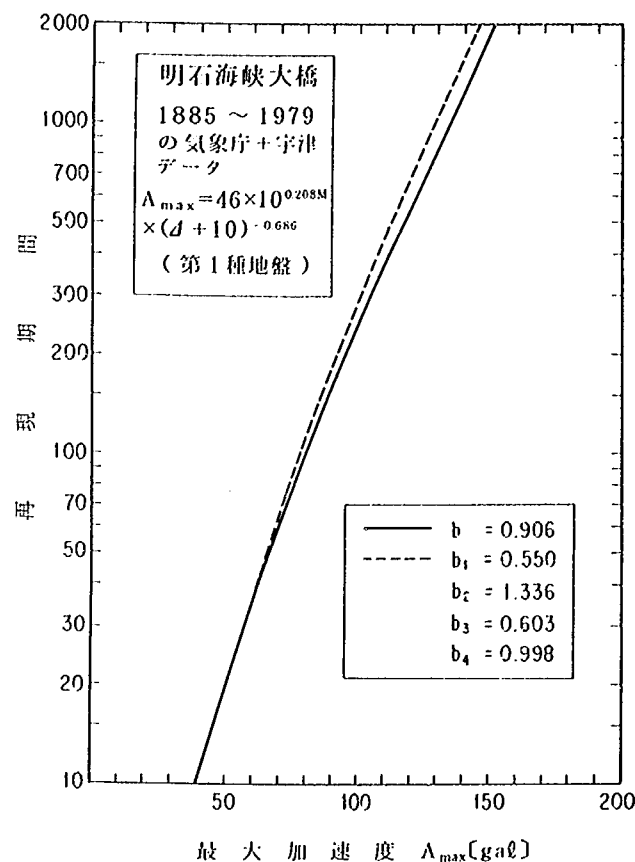


図7-4-11 明石海峡建設地点における最大加速度 $A_{\max}$ ~ 再現期間 T_R の関係 (第1種地盤上)

大きな違いは認められない。前者のケースを基準にすると、最大加速度が100gal, 120gal, 150gal, 180gal に対する再現期間は、それぞれ、250年, 560年, 1900年, 6000年程度と求められる。

この結果を、昭和52年度に土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会で審議された最大加速度~再現期間の結果と比較すると図7-4-12のようになる。両者は解析手法、および用いたデータが異なっており、これらを整理すると表7-4-5のようになる。また、参考のため、昨年度実施した試算と本年度の解析の違いも表に示した。

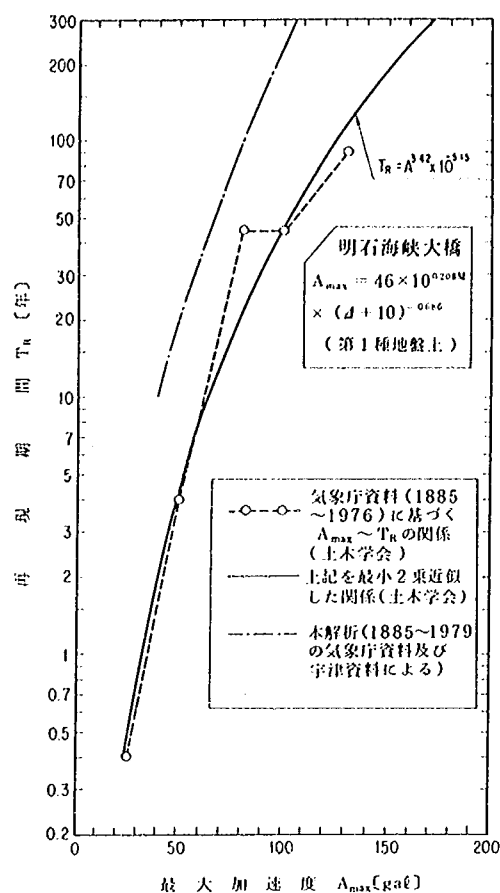


図 7-4-12 本年度の解析結果と土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会の結果の比較

表 7-4-5 本年度の解析と既往の解析との関係

	土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会	昭和55年度解析(土研)	本年度の解析(土研)	備 考
解析手法	土木学会方式	RISK-1	RISK-2	
地震資料	気象庁資料(1885~1976)	気象庁資料(1885~1979)	宇津資料(1885~1925) + 気象庁資料(1926~1979)	
サブゾーン分割	なし	漸定分割(地震活動度を考慮せず)	あり(地震活動度を考慮)	
最大地震 μ	はっきりした形で導入されていない	パラメーターとして変化させた場合の影響を検討	地震活動度から設定	
最大加速度推定式	道路橋示方書第1種地盤上の推定式	同 左	同 左	SMAC型強震計の短周期補正を見込んでいないので今後見直し必要
180galに対応する再現期間	370 年	約 7000 年	約 6000 年	

図7-4-12によれば、昨年度同様、今回の解析結果の方が、上記小委員会で検討された結果よりも同一再現期間に対する加速度期待値は小さくなっており、とくに、最大加速度が70gal 程度以上の範囲で両者の違いが大きい。この理由は、昨年度に検討した通りと考えられる。^{31), 36)}すなわち、図7-4-12のもととなった最大加速度 A_{max} ～発生回数の関係を上記小委員会では図7-4-13のように求めているが、この結果では地震資料数が少ないため、 A_{max} が80gal 以上の地震発生頻度が0.01～0.02の範囲で正しく

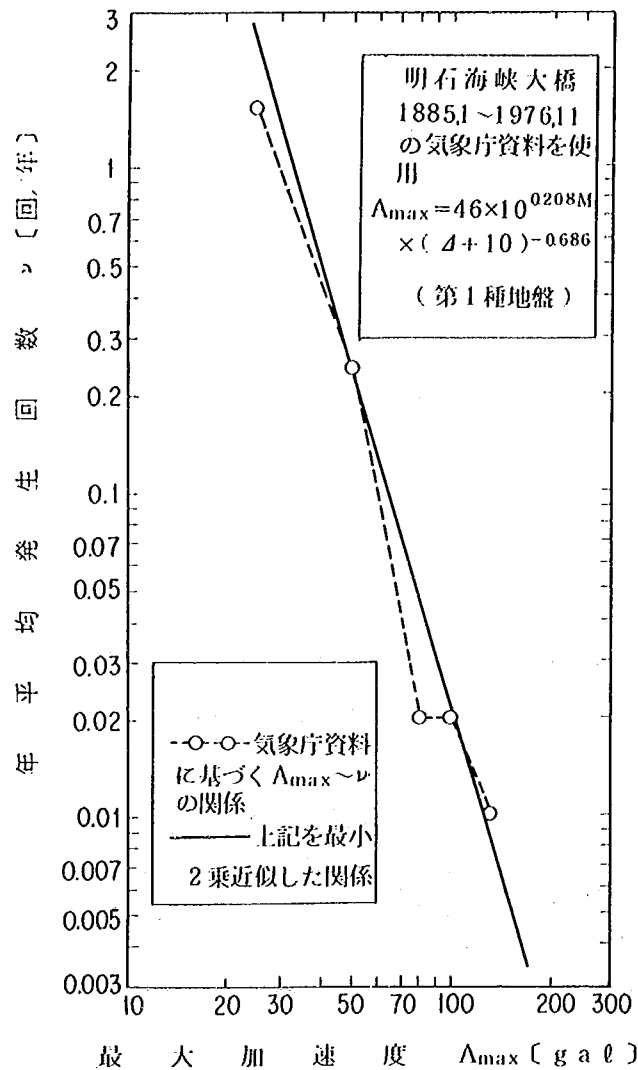


図7-4-13 図7-4-12のもととなった A_{max} ～ N の関係
(土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会(昭和52年度)による)

求められていない。この点を考慮せずに最小2乗法により最大加速度 A_{max} と再現期間 T_R 〔年〕の関係を

$$T_R = A_{max}^{3.42} \times 10^{-5.15} \quad (25)$$

と近似したことにより、結果的に A_{max} が80gal 以上の範囲において再現期間が短く求められたと考えられる。

次に、明石海峡大橋の耐用年数 T_D をもとに、地震動加速度が A_{max} を超さない確率(非超過確率) p

と A_{max} の関係を示すと図 7-4-14 のようになる。これによれば、仮に明石海峡大橋の耐用年数を 200 年に見込むと、 $p = 0.5, 0.6, 0.7$ に対する最大加速度はそれぞれ、105gal, 112gal, 120gal 程度となることがわかる。したがって、第 1 種地盤上の最大加速度とベースにすれば、180gal の最大加速度は、 $T_D = 200$ 年とし、 $p > 0.9$ 以上の値ということができる。

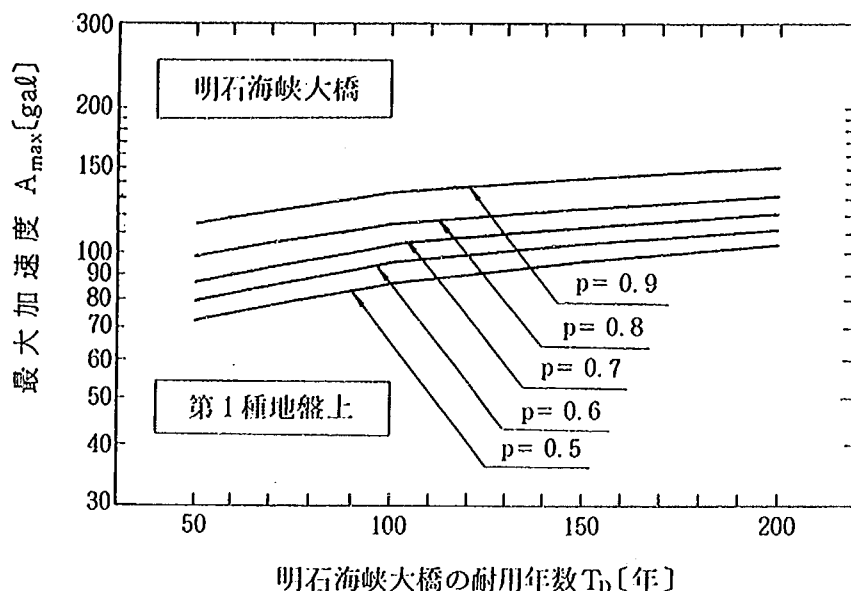


図 7-4-14 明石海峡大橋建設地点における最大加速度の期待値～耐用年数～非超過確率の関係

7-5 まとめ

明石海峡大橋架橋地点周辺の地震発生状況を、地震データ（特に河角マグニチュードの見直し）、最小マグニチュードの設定法、 b 値の地域性、地域区分法に重点を置いて整理した。これに基づき、前年度に開発し、今年度一部機能を拡張した地震動強度期待値の解析手法（RISK-2）により明石海峡大橋架橋地点における第 1 種地盤相当の加速度強度期待値を解析した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 最大加速度が 100gal, 120gal, 150gal, 180gal に対応する再現期間はそれぞれ、250 年, 560 年, 1900 年, 6000 年程度と求められる。
- (2) 明石海峡大橋の耐用年数を仮に 200 年ととり、また、それ以上の地震動の発生しない確率、すなわち、非超過確率を 0.9 とした場合の最大加速度の期待値は約 150gal となる。
- (3) 以上より、本州四国連絡橋耐震設計基準、同解説〔1974〕に規定されている 180gal の最大加速度は、明石海峡大橋建設地点においては十分安全側の値と考えられる。ただし、この結論は、種々の点（次節参照）から今後見直しを図る必要がある。

7-6 今後の課題

本州四国連絡橋に係わる長大橋の耐震性を検討するために、入力地震動の面から今後以下の事項に対し

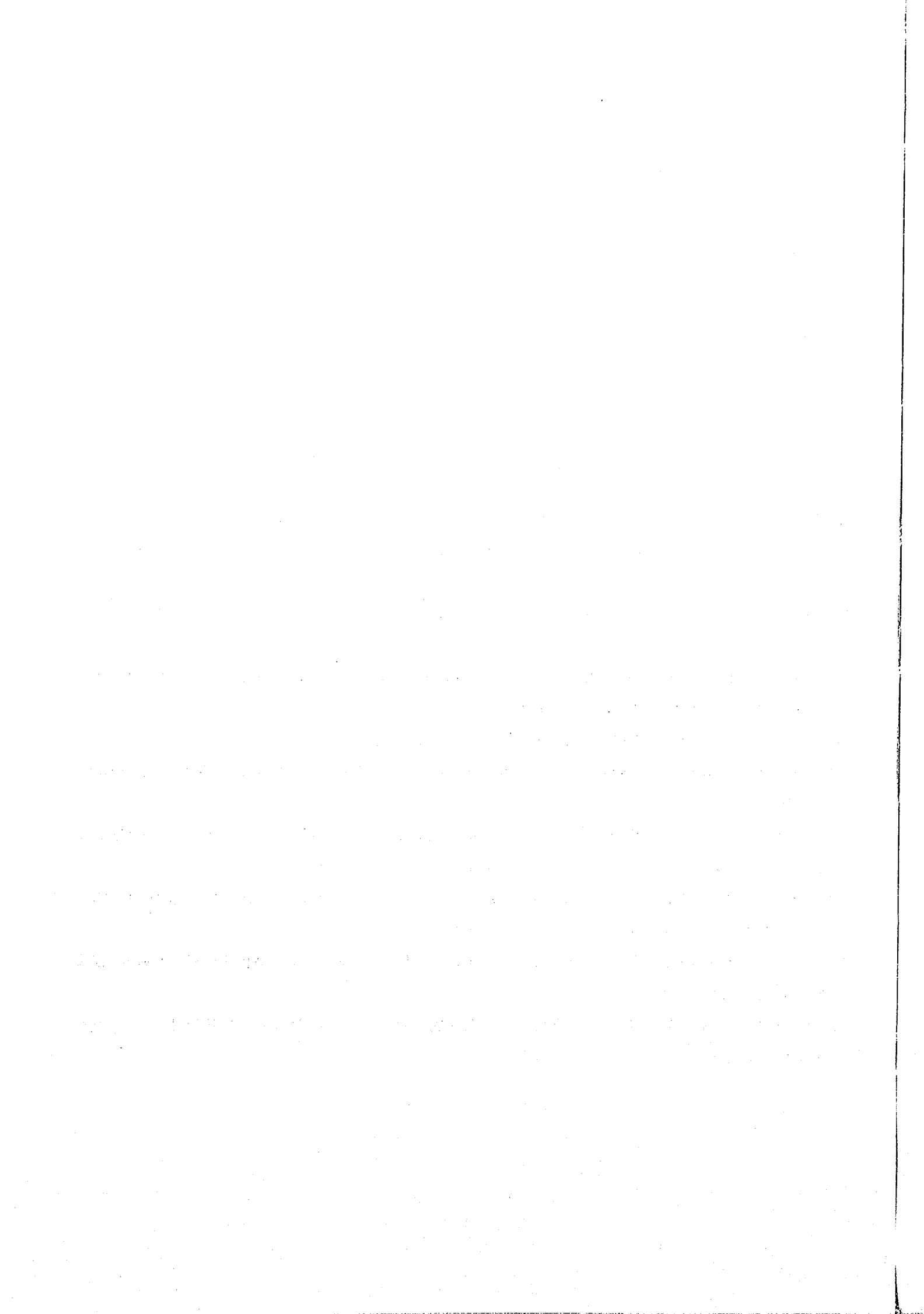
検討が必要とされる。

- (1) 式(24)に代表される既往の最大加速度推定式はいずれもSMA C—B₂型強震計の記録によっている。この型の強震計は短周期領域での感度が著しく低下しており、したがって、これによる加速度記録は真の地震動より下廻っている(約30~50%程度)。したがって、短周期成分の補正を施した最大加速度の距離減衰式の導入が必要とされる。これにより、前節に示した180galに対応する再現期間は6000年よりも短くなると考えられる。
- (2) 本年度までの検討は主として最大加速度のレベルに着目してきたが、これに周波数特性および継続時間の特性を加味した応答スペクトルの期待値を求め、本四応答スペクトルの検討が必要とされる。
- (3) 本四連絡橋に係わる吊橋等長大橋の固有周期は5秒を超えるものが少なくない。一般に強震計記録の精度は4秒までが限界であり、これ以上の長周期には本質的に適用できない点、また、周期5秒以上の振動はもはや本来の振動現象の枠を超えたものである点から、長大構造物の適正な入力地震動を検討することが望まれる。

参 考 文 献

- 1) 坪井忠二：地震マグニチュードについて，第2輯，第10巻，第1号，1957.
- 2) 宇佐美龍夫，茅野一郎：河角の規模と気象庁の規模との関係，震研彙報，Vol.48，1970.
- 3) 宇津徳治：地震学，共立全書，1979.
- 4) 宇津徳治：地震のマグニチュード分布式のパラメータの推定，地震，第31巻，1978.
- 5) The Central Meteorological Observatory：The Catalogue of Major Earthquakes which Occured in Japan (1885—1950)，1952.
- 6) 気象庁：日本付近の主要地震の表(1926—1956)，1958.
- 7) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動，震研彙報，Vol.54，1979.
- 8) 阿部勝征：日本付近の地震(1901—1925)のマグニチュード，地震，第32巻，1979.
- 9) 宇津徳二：余震を考慮した場合の地震の規模別度数分布，験震時報，28巻，4号.
- 10) Yegian, M.K.：State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States—Probabilistic Hazard Analysis, Miscellaneous Paper S—73—1, WES, 1979.
- 11) Der Kiureghian, A, and Ang, H—S.：A Fault—Rapture Model for Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 67, No.4, 1977.
- 12) Cornell, C.A. and Merz, H.A.：Seismic Risk Analysis of Boston, Proc. ASCE, Vol. 101, No. ST10, 1975.
- 13) Merz, H.A. and Cornell, C.A.：Seismic Risk Analysis Based on A Quadratic Magnitude—Frequency Law, BSSA, Vol. 63, No.6, 1973.
- 14) Cornell, C.A.：Engineerring Seismic Risk Analysis, BSSA, Vol. 58, No.5, 1968.
- 15) Aki, K.：Maximum Likelihood Estimate of b in Formula $\log N = a - bM$ and its Confident Limit, BERI, Vol. 43, 1965.

- 16) 岡田正実：地震のマグニチュード別度数分布について，研究時報，第22巻1号
- 17) Cosentino, P, Ficarra, V, and Luzio, D: Truncated Exponential Frequency-Magnitude Relationship in Earthquake Statistics, BSSA, Vol. 67, No. 6, 1977.
- 18) Blume, J.A. et al: Probabilistic Procedures for Peak Ground Motions, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST11, 1979.
- 19) McGuire, R.K.: The Use of Intensity Data in Seismic-Hazard Analysis, 6th WCEE, 1977.
- 20) McGuire, R.K.: Seismic Design Spectra and Mapping Procedures Using Hazard Analysis Based Directly on Oscillator Response, EEST, Vol. 5, 1977.
- 21) 杉村 新：七島一東北日本一千島活動帯，地球科学，第37号，1958.
- 22) 勝又 護：地震発生のしくみ，光風社，1981.
- 23) 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.
- 24) 勝又 護：深い地震のMagnitudeを決める一方法，地震，第2号，第17巻，1964.
- 25) 勝又 護：日本付近の深い地震の表（1935年～1957年）およびそれについて二三のこと，験震時報，第23巻，第1号
- 26) 勝又 護：日本付近の地震の分布と活動I), (II), (III), 地震，第2号，第19巻，1966，第20巻，1967，第20巻，1967.
- 27) 勝又 護：地震の規模別頻度の地域性について，(I), (II), 地震，第2号，第18巻，1965，第19巻，1966.
- 28) 力武常次：地震予知・警報論，学会出版センター，1979.
- 29) 活断層研究会：日本の活断層——分布図と資料——，東京大学出版会，1980.
- 30) 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.
- 31) 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年度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.
- 32) 岩崎敏男，川島一彦，若林 進，高木義和：地震応答スペクトルに及ぼすSMA C型強震計特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第309号，1981.
- 33) 川島一彦，高木義和，相沢 興：ディジタルイザーによるSMA C型強震計の数値化精度，土木学会論文報告集，第324号，1982.
- 34) 岩崎敏男，川島一彦，相沢 興，高橋和之：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土研資料第1696号，1981.



第8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

上 田 治

(前室長)

萩 原 良 二

小 山 達 彦

8-1 まえがき

大規模なケーソン基礎に支持された長大橋の耐震性を調査する場合には、地盤とケーソンの動的相互作用について検討することの重要性が過去の地盤—ケーソン基礎系の模型振動実験などによって確認されている。しかしながら、長大橋の耐震性を動的解析によって調査する場合の地盤—ケーソン基礎系モデルとしては、図8-1-1(a) モデル1のような地震動をばねを介してケーソンに入力するモデル、もしくは(b) モデル2のような地盤を1列の質点に置き換えてばねを介してケーソンに連結するモデルがよく用いられる。モデル2においては地盤の質量をケーソンの質量に比べて大きくとるため、地盤の動きがケーソンに対して一方的に影響を及ぼすこととなり、モデル1とはほぼ等価なモデルである。これらのモデルでは、地盤とケーソンの間の動的相互作用を評価しがたいと言える。これに対して、波動論や有限要素法にもとづく解析では地盤とケーソンの動的相互作用をより正確に把握することが可能であるが、計算が煩雑となることから橋全体系の動的解析への適用は困難である。そこで、橋全体系の解析モデルとして集中質点系モデルを用いることを前提として、地盤—ケーソン基礎系モデルとして地盤を1列の質点に置き換えた(b)モデル2と、地盤をケーソンの影響を受ける領域と地盤独自の運動をする領域に分けて、2列の質点に置き換えた(c)モデル3を対象に、地盤とケーソンの動的相互作用を考慮に入れたモデル化の方法について検討した。検討内容は、過去の地盤—ケーソン基礎系模型振動実験の模型を対象に、モデル2およびモデル3による動的解析を行い、特にモデル3におけるケーソンの影響を受ける地盤領域を変化させて、地盤とケーソンの動的相互作用とその評価方法について検討した。

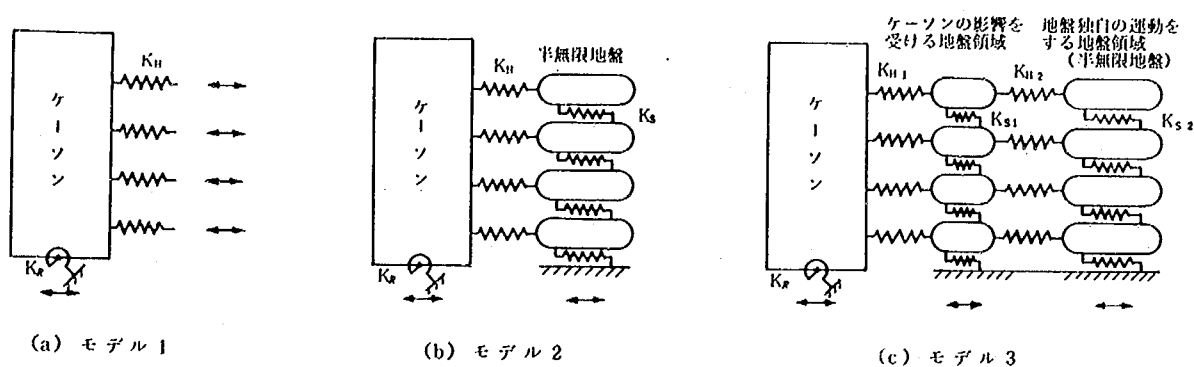


図8-1-1 地盤—ケーソン基礎系の動的解析モデル

8-2 地盤-ケーソン基礎系の振動特性

建設省土木研究所が図8-2-1、表8-2-1のような諸元の地盤-ケーソン基礎系の模型振動実験を行った結果、図8-2-2のような共振時における応答加速度の分布が観測された。また、この実験に用いた地盤-ケーソン基礎系模型を対象に図8-2-3のようなモデル化を行って、有限要素法による動的解析を行い、図8-2-4のような結果が得られた。これらの実験ならびに解析の結果を見ると、地盤の振動によってケーソンが強制振動されるとともに、ケーソンの存在によってケーソン近傍の地盤は地盤独自の振動とは異なった振動をしている。特に、ケーソンの共振時にはケーソン近傍の地盤はケーソンの振動の影響を受けた振動をしている様子が顕著に見られる。このような結果は、大規模な基礎が地中に設置される場合の構造物の耐震設計においては、地盤-基礎系の動的相互作用について検討しておくことの重要性を示しているものと考えられる。

表8-2-1 地盤-ケーソン基礎系模型の諸元

地盤寸法	200 cm × 400 cm × 24 cm
地盤密度 ρ	$1.0 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
地盤弾性係数 E_0	0.8 kg/cm^2
地盤せん断弾性係数 G	0.267 kg/cm^2
ケーソン寸法	36 cm × 30 cm × 39.1 cm
ケーソン重量 W	59 kg
ケーソン重心での回転慣性 J_G	$1.2 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$
ケーソン下端回転ばね係数 K_R	$1.04 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$

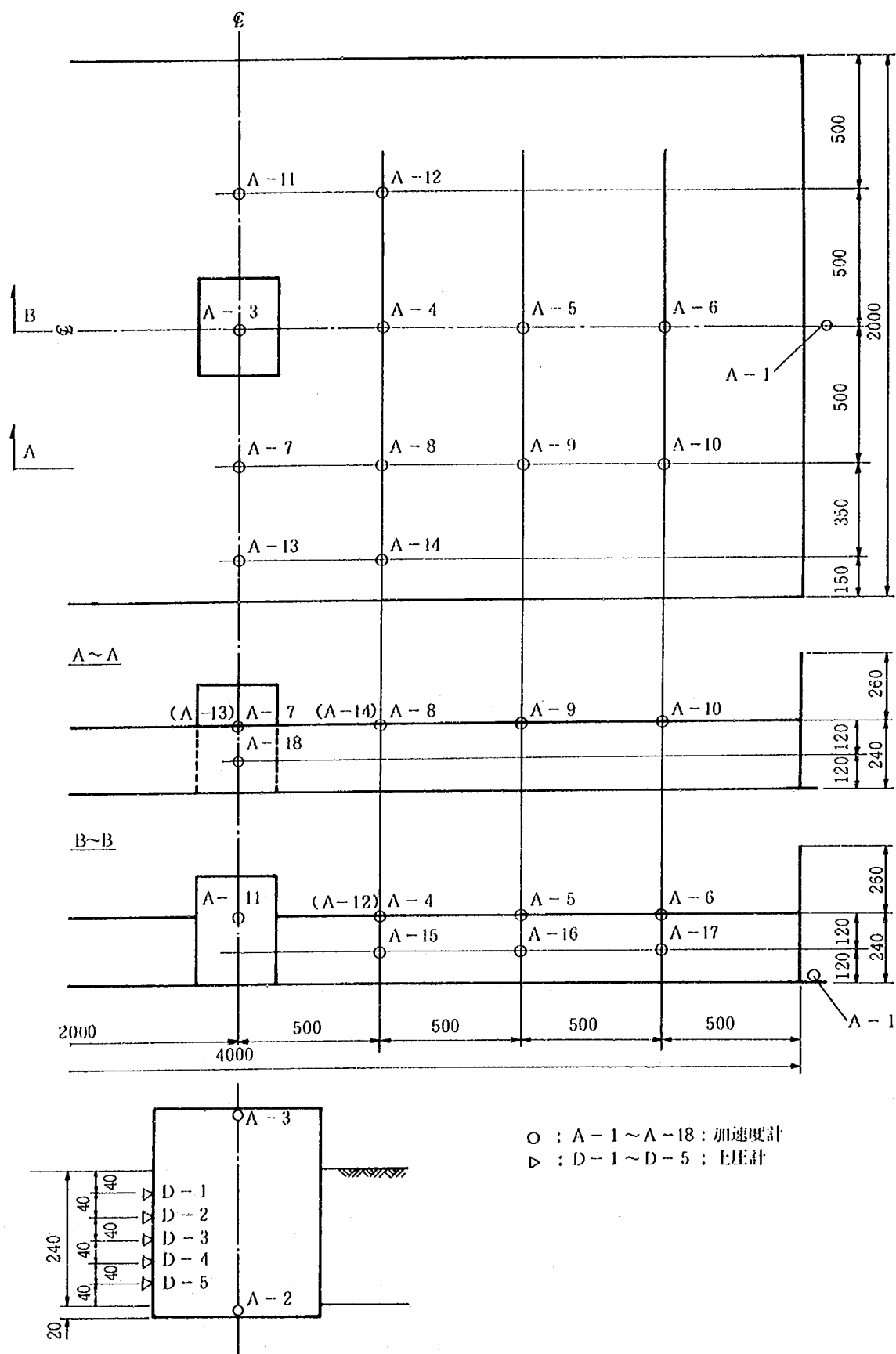
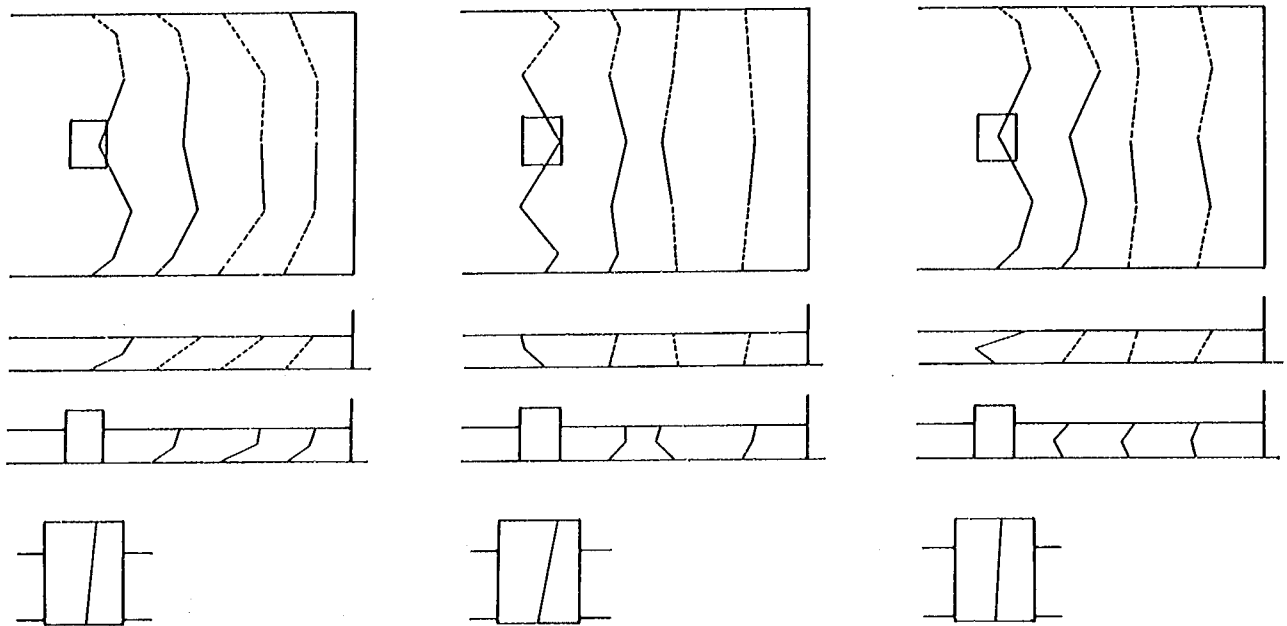


図 8-2-1 地盤-ケーソン基礎系模型振動実験の概要



(a) 地盤 1 次共振時 ($f = 5.3 \text{ Hz}$)

(b) ケーソン共振時 ($f = 8.7 \text{ Hz}$)

(c) 地盤 2 次共振時 ($f = 15.1 \text{ Hz}$)

図 8—2—2 模型振動実験による応答加速度の分布

JOINT 数=63
ELEMENT 数=96

ELEMENT	E(Kg/cm)	POISSON比	単位面積重量(Kg/cm ²)
① — ⑫	200	0.490	0.20
⑬ — ⑮	140.	0.490	0.17
⑯ — ⑳	103.	0.490	0.13
㉑ — ㉒	70.	0.490	0.09
㉓ — ㉔	47.	0.490	0.06
㉕ — ㉖	33.	0.490	0.04
㉗ — ㉘	29.	0.490	0.04
㉙ — ㉚	10000000.	0.300	0.00
㉛ — ㉜	220.	0.300	0.00

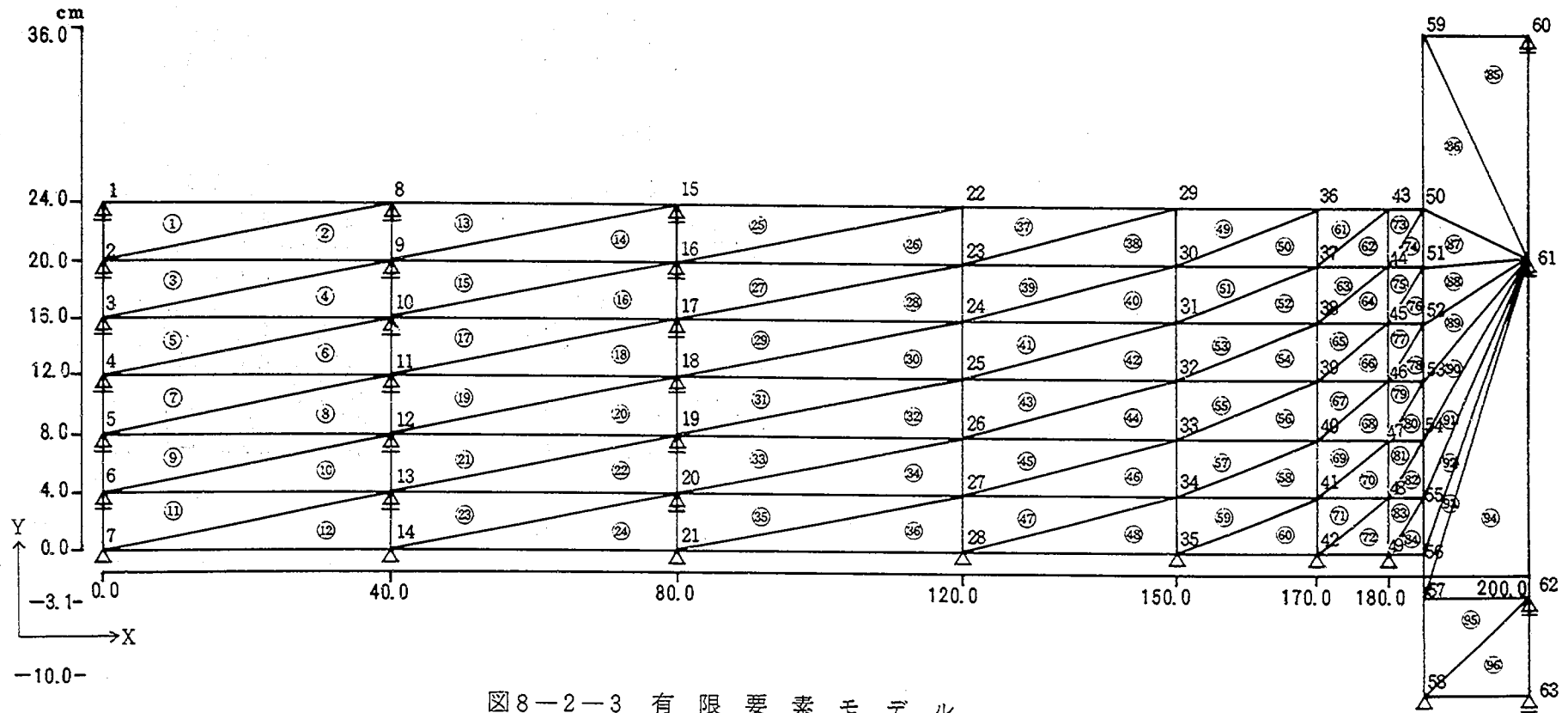
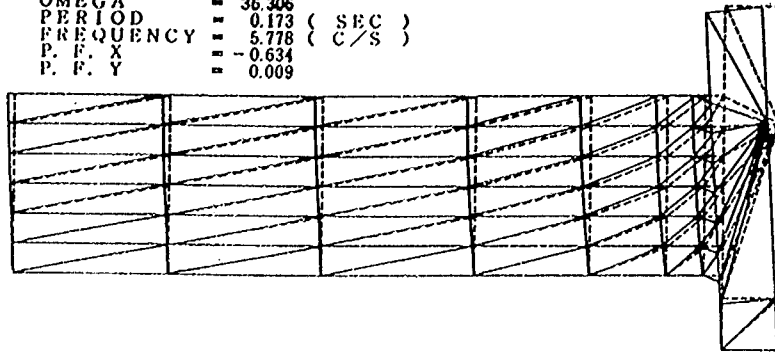
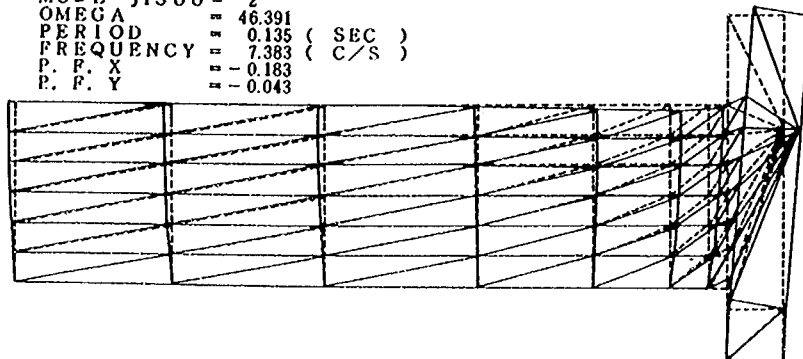


図8-2-3 有限要素モデル

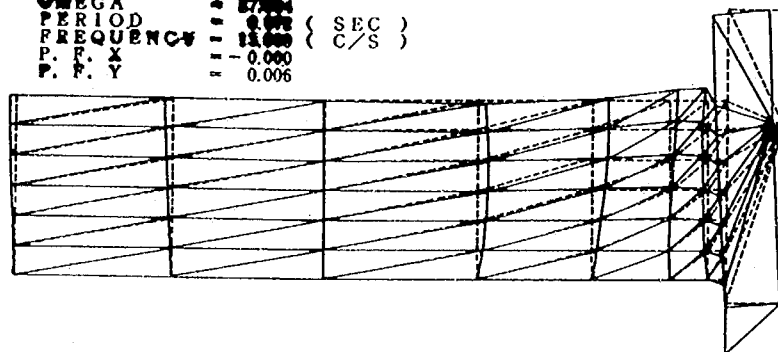
MODE JISUU = 1
 OMEGA = 36.306
 PERIOD = 0.173 (SEC)
 FREQUENCY = 5.778 (C/S)
 P. F. X = -0.634
 P. F. Y = 0.009



MODE JISUU = 2
 OMEGA = 46.391
 PERIOD = 0.135 (SEC)
 FREQUENCY = 7.383 (C/S)
 P. F. X = -0.183
 P. F. Y = -0.043



MODE JISUU = 3
 OMEGA = 87.704
 PERIOD = 0.072 (SEC)
 FREQUENCY = 13.800 (C/S)
 P. F. X = -0.000
 P. F. Y = 0.006



MODE JISUU = 4
 OMEGA = 105.998
 PERIOD = 0.069 (SEC)
 FREQUENCY = 15.870 (C/S)
 P. F. X = 0.192
 P. F. Y = 0.016

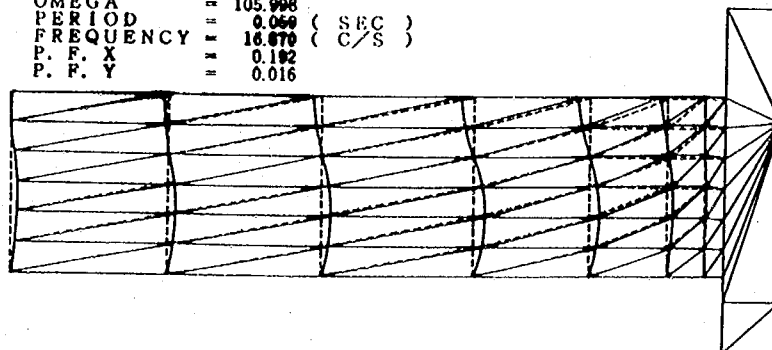


図 8—2—4 有限要素法による解析結果

8-3 地盤-ケーソン基礎系のモデル化

図8-2-1の地盤-ケーソン基礎系モデルを対象に、図8-3-1のようなモデル化を行った。モデルⅠは、ケーソンが無い場合の地盤を対象としたものである。モデルⅡは地盤を1列の質点に置き換えたモデルであり、モデルⅢは地盤をケーソンの影響を受ける領域(1列目)と地盤独自の運動をする領域(2列目)に分けて、2列の質点に置き換えたモデルであって、地盤-ケーソン基礎系を対象にモデル化している。

モデルⅠ、Ⅱの地盤およびモデルⅢの2列目地盤は模型地盤全体をモデル化している。モデルⅢにおける1列目地盤については、ケーソン前面からの広がり角度 30° の範囲の地盤を考慮している。これは、広がり角度を3通りに変えたF.E.M.解析と静的載荷実験によって得られたケーソンの回転ばね係数を比較して決めたものである(表8-3-1)。また、1列目地盤の奥行については、地盤に接するケーソン前面積の平方根をパラメータとして、5通りの奥行を考えて、1列目の地盤領域を変化させている(図8-3-2, 図8-3-3)。

地盤のせん断ばね係数は、式(1)によって算出している。

$$K_{si} = \frac{G \cdot A_h}{h_i} \quad (1)$$

ここに、

K_{si} : 地盤のせん断ばね係数 (= 5,340 kg/cm)

G : 地盤のせん断弾性係数 (= 0.267 kg/cm²)

A_h : 地盤の水平面積 (= 200cm × 400cm)

h_i : 層厚 (= 4 cm)

モデルⅡにおけるケーソン-地盤間の水平方向ばね係数は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に従って式(2)によって算出している。

$$\left. \begin{aligned} K_{Hi} &= 2 k_H b h_i \\ k_H &= k_{H_0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \\ k_{H_0} &= \frac{\alpha E_0}{30} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、

K_{Hi} : ケーソン-地盤間水平方向ばね係数(上下端のばね=3.888kg/cm, その他のばね=7.776kg/cm)

k_H : 水平方向の地盤反力係数 (= 0.027 kg/cm³)

k_{H_0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (= 0.0267 kg/cm³)

b : ケーソン前面幅 (= 36cm)

h_i : 層厚(上下端層=2 cm, その他の層=4 cm)

B_H : ケーソンの換算載荷幅 ($= \sqrt{A_H} = 29.4$ cm)

E_0 : 地盤の弾性係数 ($= 0.8 \text{ kg/cm}^2$)

α : 補正係数 ($= 1$)

ここで、地盤模型の特性を考慮して圧縮側とともに引張側の両面におけるばね効果を考慮している(K_{Hi} の算定式の係数2は両面ばねを考えている)。

モデルⅢにおける水平方向ばね係数の算出にあたっては式(3)の関係を仮定した。

$$\frac{1}{\sum_i K_{Hi}} = \frac{1}{\sum_i K_{Hii}} + \frac{1}{\sum_i K_{H2i}} \quad (3)$$

ここに、

K_{Hi} : 式(2)で算出される水平方向ばね係数 (kg/cm)

K_{Hii} : ケーソン—地盤1列目間の水平方向ばね係数 (kg/cm)

K_{H2i} : 地盤1列目—地盤2列目間の水平方向ばね係数 (kg/cm)

K_{Hii} は式(4)によって算出した。

$$K_{Hii} = \frac{2 E_0 A_{Hi}}{\ell_G} \quad (4)$$

ここに、

E_0 : 地盤の弾性係数 ($= 0.8 \text{ kg/cm}^2$)

A_{Hi} : 各層の載荷面積 (cm^2)

ℓ_G : ケーソン前面から地盤1列目質点(重心)までの距離 (cm)

ここで、式(4)における係数2は両面ばねを考えていることによるものである。

モデルⅢによる解析においては、ケーソン—地盤1列目間の水平方向ばね係数 K_{Hi} は地盤1列目の領域の大きさに拘らず、地盤奥行 ℓ が $2\sqrt{A_H}$ の場合($N=2$ の場合)の値を式(4)から算出して用いている(上下端のばね $= 5.2 \text{ kg/cm}$, その他のばね $= 10.4 \text{ kg/cm}$)。なお、地盤1列目の質量および地盤せん断ばね係数は地盤領域の大きさに応じて変化させている(表8—3—2)。

減衰定数は、モデルⅡによって試行錯誤的に減衰定数を変化させてケーソンおよび地盤の応答倍率を計算し、特にケーソン天端での応答倍率に着目して実験値との比較を行い、ケーソンは $h = 0.06$, 地盤は $h = 0.04$ と仮定した。

表8—3—1 F.E.M.解析によるケーソン前面地盤の広がり角度の検討

地盤の広がり角度 α	ケーソン回転ばね係数 $K_R (\text{kg} \cdot \text{cm/rad})$
30°	1.40×10^5
45°	1.50×10^5
54°	1.67×10^5
静的載荷実験による ケーソン回転ばね係数	1.447×10^5

表 8—3—2 地盤 1 列目の領域の大きさと質点重量, せん断ばね係数

地盤 1 列目の領域の大きさ		N = 1	N = 1.5	N = 2	N = 3	N = 4
質点重量 (kg)	上端の質点	6.2	10.8	16.4	30.6	48.9
	その他の質点	12.4	21.6	32.9	61.2	97.8
せん断ばね係数 (kg / cm)		207.8	361.8	549.1	1,023.2	1,631.2

表 8—3—3 モデルⅡによる減衰定数と応答倍率の関係

減 衰 定 数		ケーソン天端応答倍率		地 盤 地 表 面 応 答 倍 率
ケーソン	地 盤	地盤 1 次共振時	ケーソン共振時	地盤 1 次共振時
0.02	0.02	8.14	23.3	29.7
0.03	0.03	5.74	15.6	20.5
0.04	0.04	4.49	11.7	15.6
0.05	0.03	6.28	9.36	20.5
0.05	0.04	4.95	9.37	15.6
0.06	0.03	6.28	7.81	20.5
0.06	0.04	4.95	7.82	15.6
実 験 値		4.5	7.8	15.3 20.4 *

注) * 上段は 5.2 Hz, 下段は 5.9 Hz における応答倍率を示している。

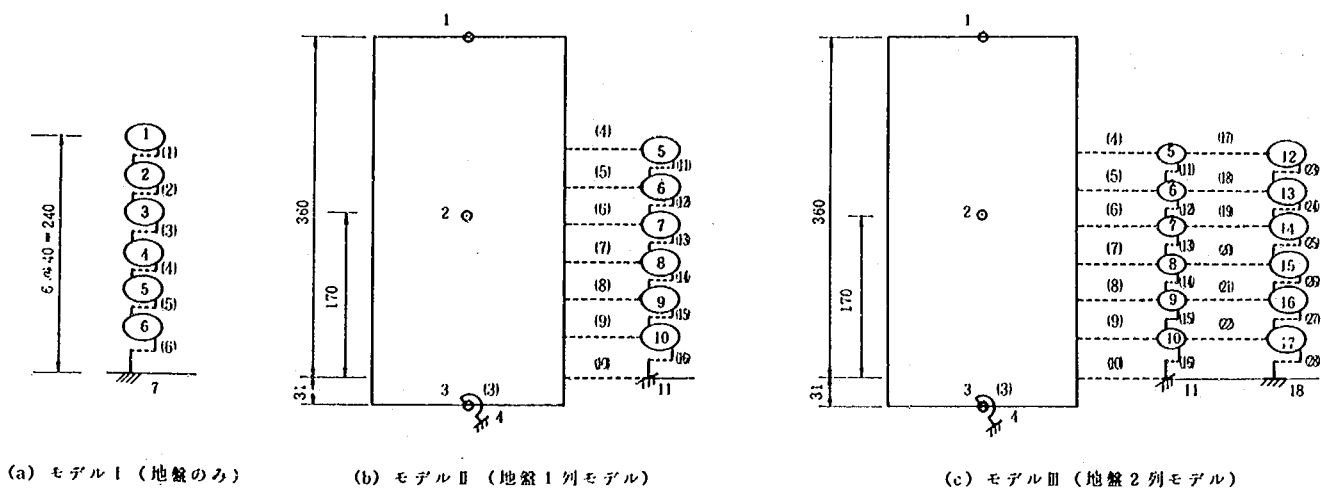
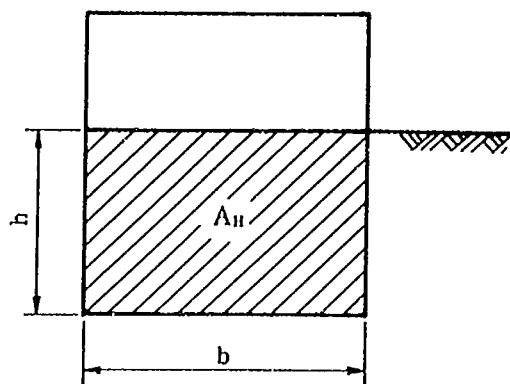


図 8—3—1 動的解析モデル

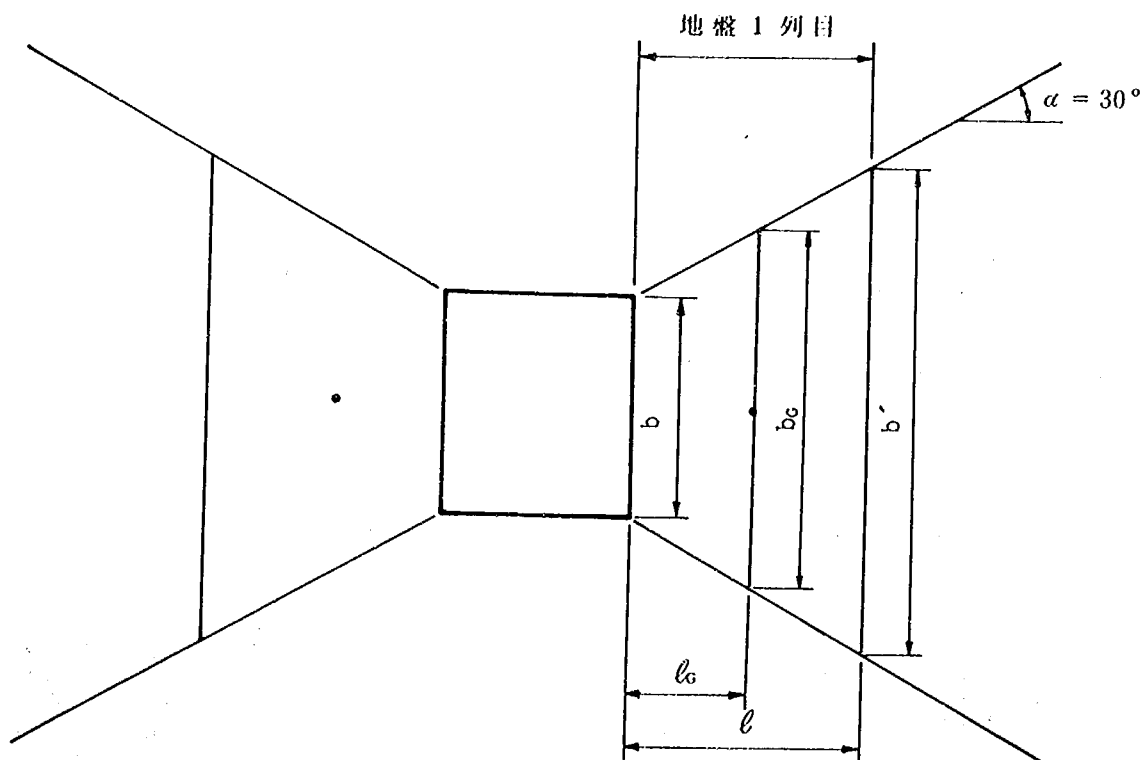


A_H : 地盤に接するケーソン前面積 ($= b \cdot h$)

b : ケーソン幅

h : ケーソン根入れ長

図8-3-2 地盤に接するケーソン前面積



ℓ : 地盤1列目の奥行
($= N\sqrt{A_H}$; $N = 1, 1.5, 2, 3, 4$)

ℓ_g : ケーソン前面から地盤1列目の
質点(重心)までの距離
($= \frac{(b + 2b_g)}{3(b + b_g)} \ell$)

図8-3-3 地盤1列目の広がり, 奥行, および質点位置

8-4 地盤-ケーソン基礎系の動的解析結果

地盤-ケーソン基礎系の模型振動実験によって得られた、ケーソン天端と地盤地表面の応答曲線（伝達関数）は図8-4-1のとおりである。ケーソン天端の応答曲線における5.2 Hzのピークは地盤の共振によるもので、8.7 Hzのピークはケーソンの共振によるものである。これらの応答曲線には地盤のせん断振動とともに、模型周辺の境界の影響を受けた振動が含まれており、複雑な形状を示している。

この地盤-ケーソン基礎系模型を対象とした、図8-3-1に示した各モデルによる解析結果を図8-4-2～図8-4-7に示す。また、固有振動数および共振時の応答倍率の解析結果の比較を表8-4-1、表8-4-2に示す。地盤だけの場合のモデルⅠによる応答曲線には、地盤の1次と2次のせん断振動によるピークが現れている。地盤を1列の質点にモデル化したモデルⅡによるケーソン天端の応答曲線には、地盤の1次のせん断振動とケーソンの共振によるピークが現れており、地盤地表面の応答曲線には地盤の1次と2次のせん断振動によるピークが現れている。地盤を2列の質点にモデル化したモデルⅢによるケーソン天端の応答曲線には、ケーソン、地盤1列目および2列目の共振によるピークが現れている。これらのピークのうち、2列目地盤共振時（5.3～5.4 Hz）のピークは地盤1列目のとり方（Nの大きさ）による変化はほとんどないが、ケーソンおよび地盤1列目共振時のピークはNの大きさによって変化している。地盤1列目地表面の応答曲線には、地盤1列目および2列目の共振によるピークとともに、ケーソンの共振によるピークが現れているが、Nが大きくなるにしたがってケーソン共振時のピークは小さくなっている。また、地盤1列目の固有振動数はNが大きくなるにしたがって地盤2列目の固有振動数に近づいている（低振動数側に移動している）。地盤2列目地表面の応答曲線に現れている2つのピークは、地盤2列目の1次と2次のせん断振動によるものである。

モデルⅢにおける地盤1列目のとり方（Nの大きさ）と固有振動数および応答倍率の関係を図8-4-8～図8-4-10に示す。

地盤2列目の固有振動数および地表面の応答倍率は、地盤2列目の質量がケーソンならびに地盤1列目の質量に比べて大きいことからモデルⅡによる結果とほぼ同じ値となっており、Nの大きさによる変化は小さい。

地盤1列目の固有振動数は、Nを大きくするにしたがって小さくなっている。地盤2列目共振時の地盤1列目地表面の応答倍率は、Nが大きくなるにしたがってわずかながら大きくなる傾向がある。地盤1列目自身の共振時の応答倍率は $N=1$ の場合に最小となり、その他の場合はほぼ一定の値となっている。ケーソン共振時の応答倍率は、 $N=1$ の場合に最大となり、Nが大きくなるにしたがって小さくなっている。地盤1列目およびケーソンの共振時の地盤1列目の応答はケーソンの影響を受けて、 $N=1$ の場合（地盤1列目の固有振動数>ケーソンの固有振動数）は地盤1列目自身の共振時にはケーソンによって振動を抑制されて応答が小さくなり、ケーソンの共振時には振動を励起されて応答が大きくなるものと考えられる。これに対して $N=1.5, 2, 3, 4$ の場合（地盤1列目の固有振動数<ケーソンの固有振動数）はケーソンの影響は小さくなっているものと考えられる。

ケーソンの固有振動数は、図8-4-8を見ると地盤1列目の固有振動数との位置関係によって変化するものと考えられる。すなわち、地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にあ

る場合 ($N = 1$) は、ケーソンの固有振動数は低振動数側に移り、地盤 1 列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合 ($N = 1.5, 2, 3, 4$) は、ケーソンの固有振動数は高振動数側に移っている。また、そのケーソンの固有振動数の変化は、両者の固有振動数が近接しているほど大きくなる傾向がある。地盤 2 列目共振時のケーソン天端の応答倍率はモデル II による結果とほぼ同じ値となっており、 N の大きさによる変化は小さい。地盤 1 列目共振時の応答倍率は、 $N = 1.5$ の場合に最大となっている。一方、ケーソン自身の共振時の応答倍率は、 $N = 1$ の場合はモデル II による結果とほぼ同じ値となっているが、その他の場合はモデル II による結果よりも小さな値となり、 $N = 1.5$ の場合に最小となっていて地盤 1 列目共振時の場合と逆の傾向を示しており、あたかも地盤 1 列目共振時とケーソン共振時の応答倍率の和が一定となるような応答特性を示している。この N の大きさによる応答特性の変化は、ケーソンと地盤 1 列目の間の動的相互作用によるものと考えられる。 $N = 1$ の場合は、地盤 1 列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にあり、地盤 1 列目がケーソンの応答に与える影響は小さいものと考えられる。一方、地盤 1 列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合 ($N = 1.5, 2, 3, 4$) は、ケーソンの応答は地盤 1 列目の影響を受けて、地盤 1 列目の共振時には振動を励起されて応答が大きくなり、一方ケーソン自身の共振時には地盤 1 列目によって振動を抑制されて応答が小さくなる (モデル II によるケーソン天端の応答倍率に対して、 $N = 1.5$ の場合は 59%, $N = 2$ の場合は 76%, $N = 3$ の場合は 85%, $N = 4$ の場合は 87% の値となる) ものと考えられる。

なお、実験結果と解析結果を比較した場合、実験における模型地盤の境界の影響を除外してケーソン天端の応答に着目すれば、地盤 1 列モデルによって実験結果がよく表現されているものと考えられる。これは地盤 1 列モデルにおける減衰定数を実験結果 (ケーソン天端の応答) に合うように設定したことによるもので、地盤 1 列モデルでは地盤—ケーソン基礎系全体の応答を正確に把握することは困難であるが、着目する部分 (ケーソン天端) の応答を地盤とケーソンの動的相互作用による効果を減衰定数に反映させることによって推定することは可能であると考えられる。一方、地盤 2 列モデルでは地盤 1 列モデルにおけるケーソンと地盤の中間に 1 列の地盤質点を置くことによって、ケーソンと近傍地盤の動的相互作用の効果を傾向的に検討できるが、連続的に変化する近傍地盤の特性を 1 列の質点とばねに凝縮しているために、局部的に極端な評価を与える (地盤 1 列目の共振による応答のピークが現れる) こと、ケーソンと地盤 1 列目および地盤 1 列目と 2 列目を結ぶばねのばね係数の合理的な設定方法に関する検討など、問題が残されている。

表 8—4—1 固有振動数の解析結果 (単位: Hz)

モデル 固有振動部分	モデル I (地盤のみ)	モデル II (地盤 1 列 モデル)	モデル III (地盤 2 列モデル)					実験値
			$N = 1$	$N = 1.5$	$N = 2$	$N = 3$	$N = 4$	
ケーソン	—	9.00	8.79	9.64	9.36	9.24	9.21	8.7
地盤 1 列目	—	—	10.93	8.29	7.60	6.76	6.32	—
地盤 2 列目	5.31	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.35	5.2

表8-4-2 応答倍率の解析結果

応答部分		モデル	モデルⅠ (地盤のみ)	モデルⅡ (地盤1列モデル)	モデルⅢ (地盤2列モデル)					実験値
					N=1	N=1.5	N=2	N=3	N=4	
ケーソン 天端	地盤2列目 共振時	—	—	5.0	5.0	5.1	5.1	5.2	5.4	4.5
	地盤1列目 共振時	—	—	—	2.1	6.2	3.8	2.2	1.6	—
	ケーソン 共振時	—	—	7.8	8.0	4.6	5.9	6.6	6.8	7.8
地盤1列目 地表面	地盤2列目 共振時	—	—	—	12.4	12.6	12.8	13.1	13.6	11.0 [*] 10.6
	地盤1列目 共振時	—	—	—	1.6	4.8	4.6	4.3	4.5	—
	ケーソン 共振時	—	—	—	3.1	2.1	1.9	1.4	1.2	—
地盤2列目 地表面	地盤2列目 共振時	—	15.8	15.6	15.7	15.7	15.8	15.9	16.0	15.3 [*] 20.4

注) * 上段は5.2 Hz, 下段は5.9 Hz の共振時の応答倍率を示す。

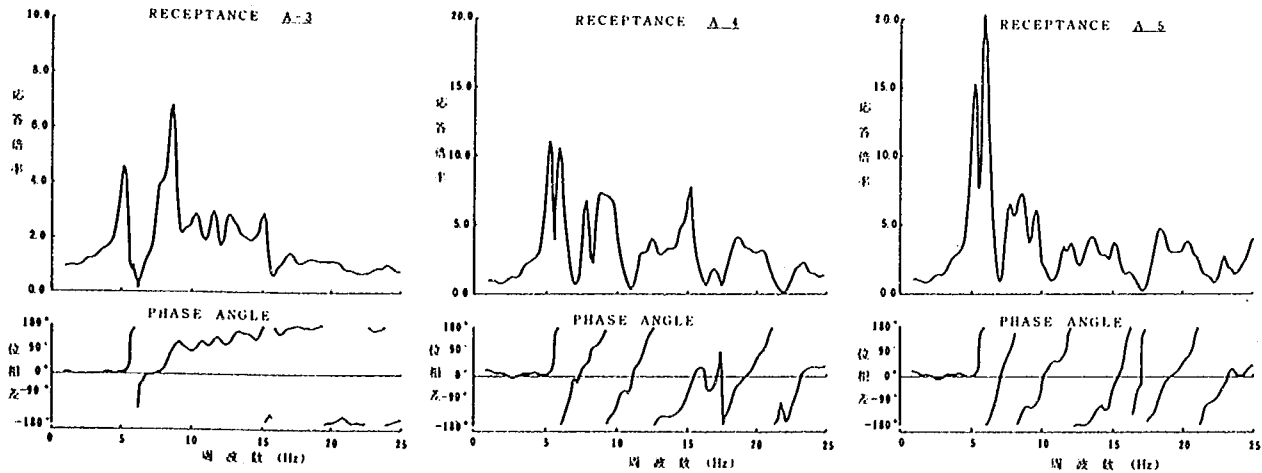
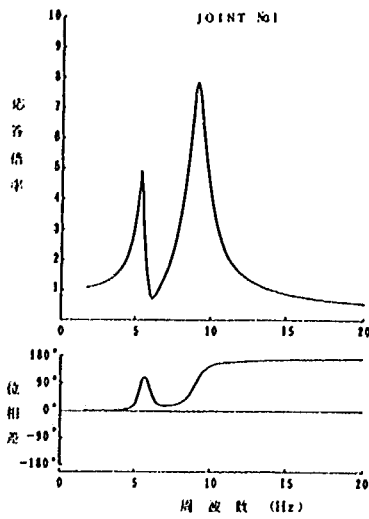
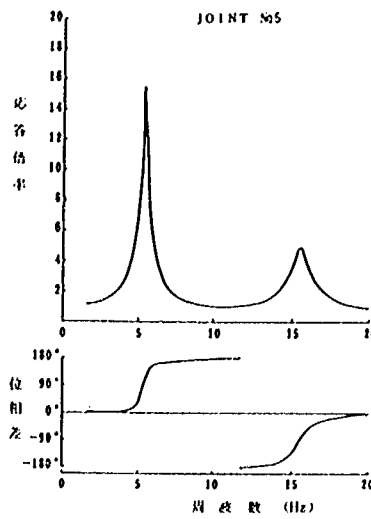


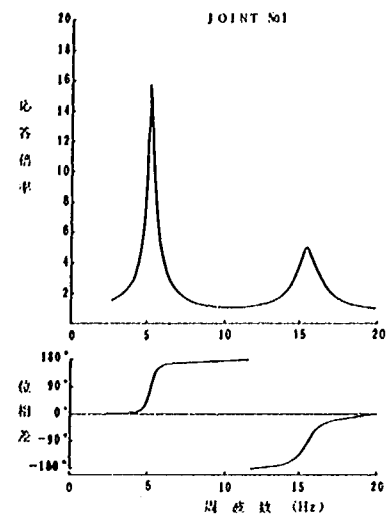
図8-4-1 実験結果



(a) ケーソン天端(モデルⅡ)

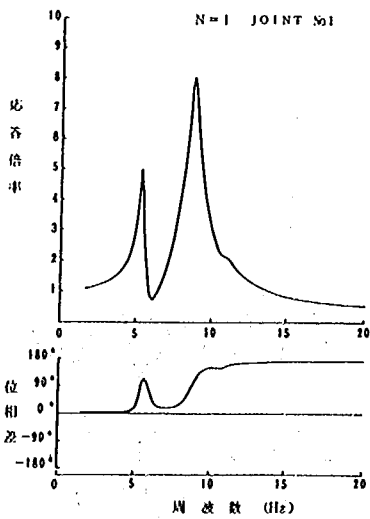


(b) 地盤地表面(モデルⅡ)

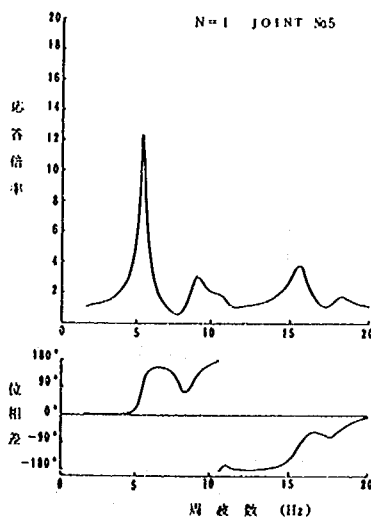


(c) 地盤地表面(モデルⅠ)

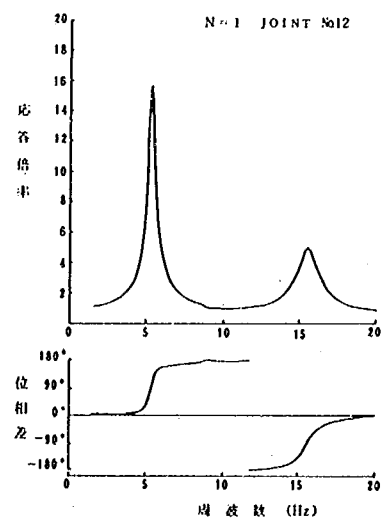
図8-4-2 モデルⅠ(地盤のみ), モデルⅡ(地盤1列モデル)による解析結果



(a) ケーソン天端



(b) 地盤1列目地表面



(c) 地盤2列目地表面

図8-4-3 モデルⅢ(地盤2列モデル: N=1)による解析結果

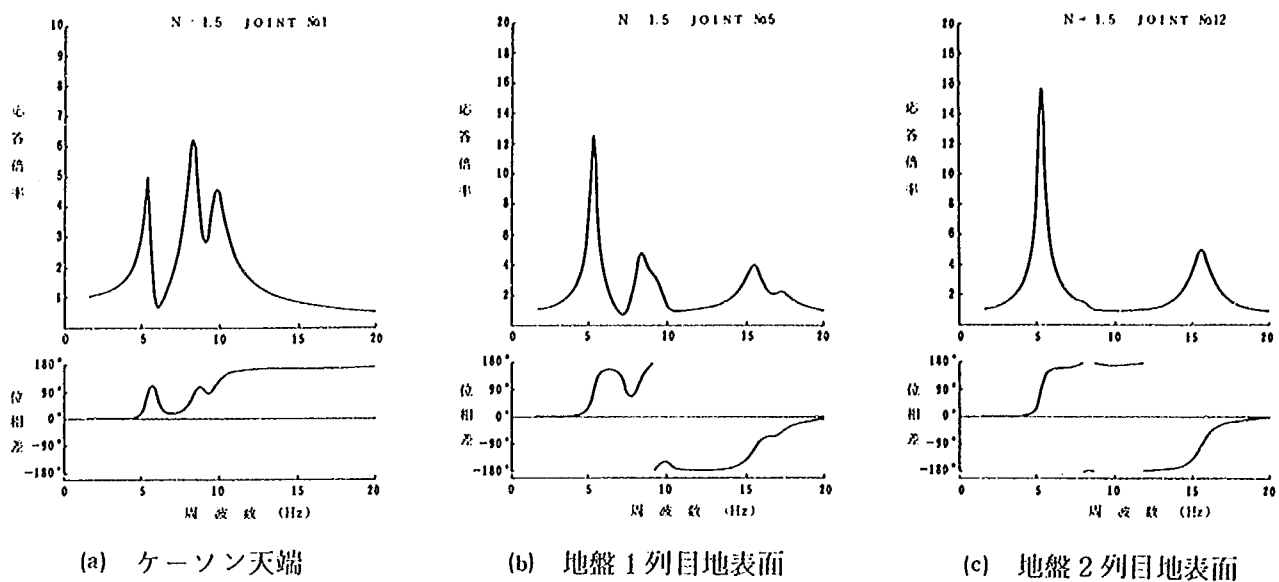


図8-4-4 モデルⅢ（地盤2列モデル：N=1.5）による解析結果

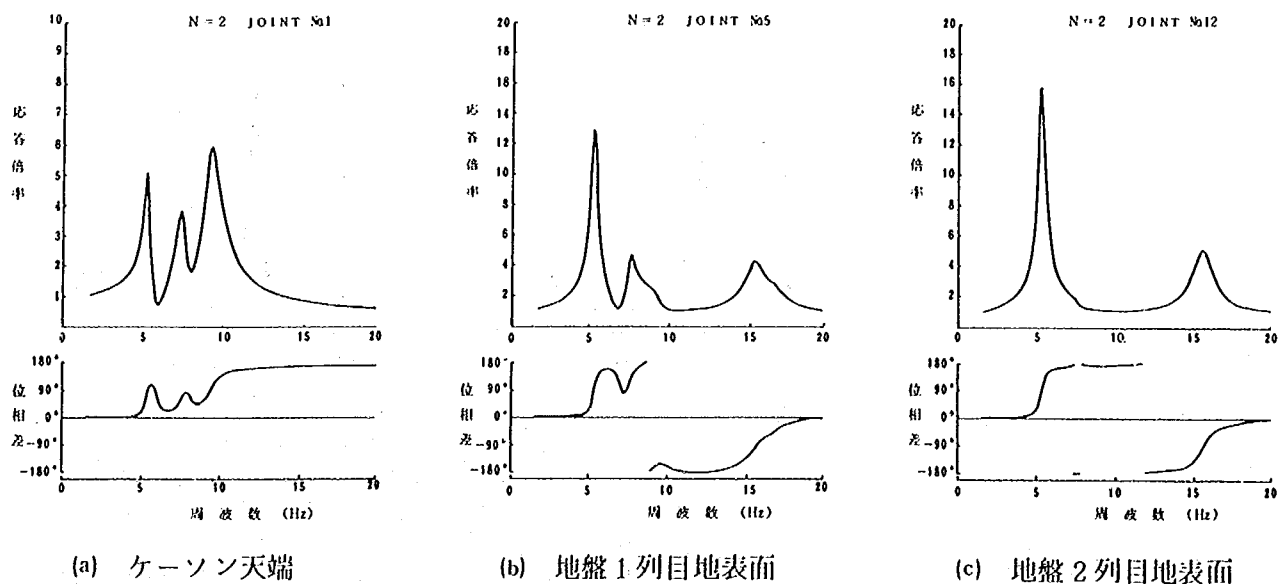
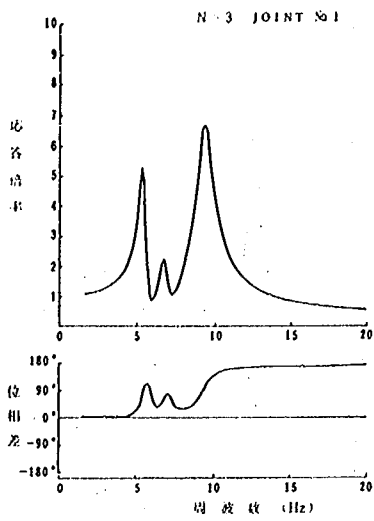
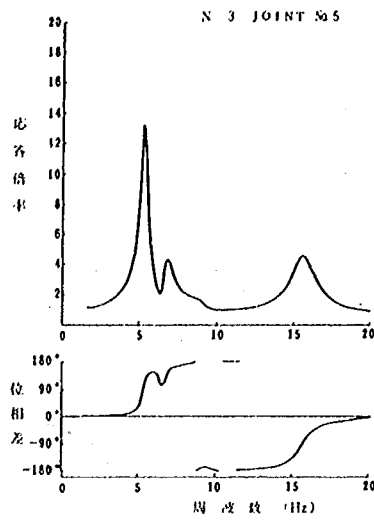


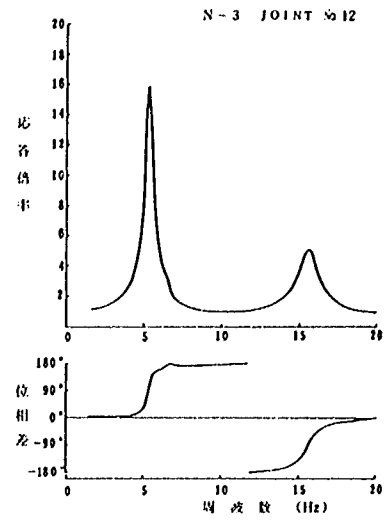
図8-4-5 モデルⅢ（地盤2列モデル：N=2）による解析結果



(a) ケーソン天端

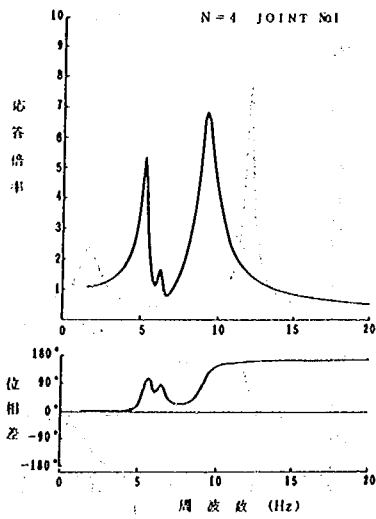


(b) 地盤1列目地表面

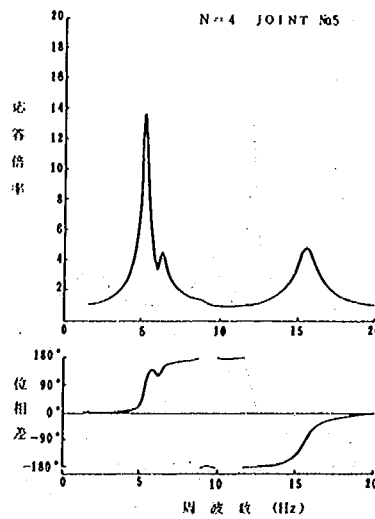


(c) 地盤2列目地表面

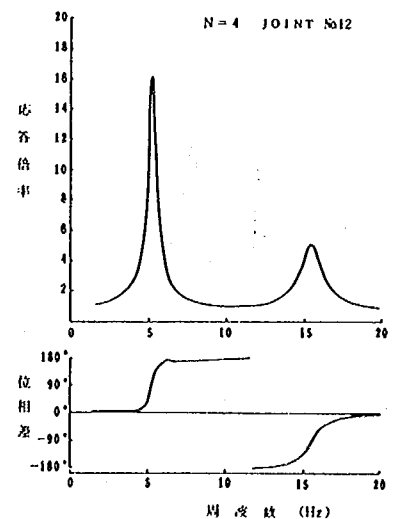
図8-4-6 モデルⅢ (地盤2列モデル: $N=3$) による解析結果



(a) ケーソン天端



(b) 地盤1列目地表面



(c) 地盤2列目地表面

図8-4-7 モデルⅢ (地盤2列モデル: $N=4$) による解析結果

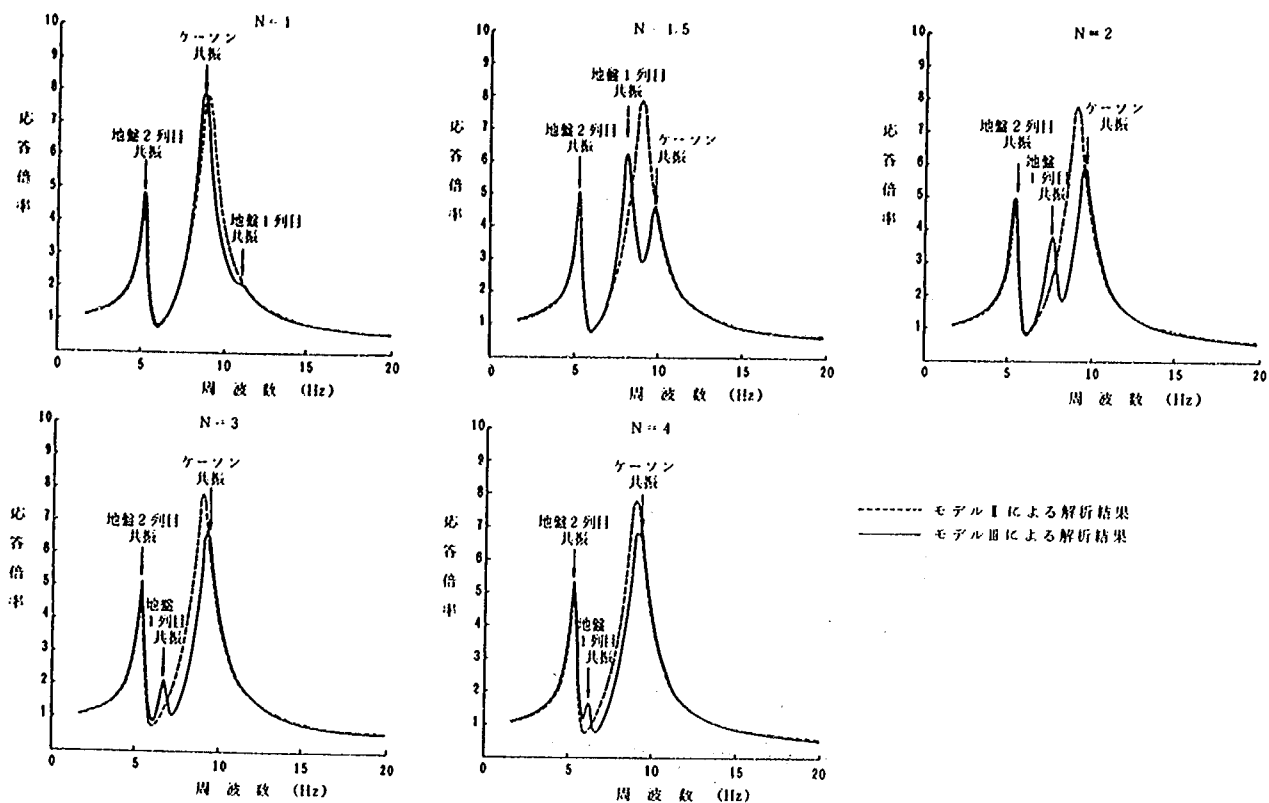


図 8-4-8 地盤 1 列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方と
ケーソン天端の応答曲線(伝達関数)の関係

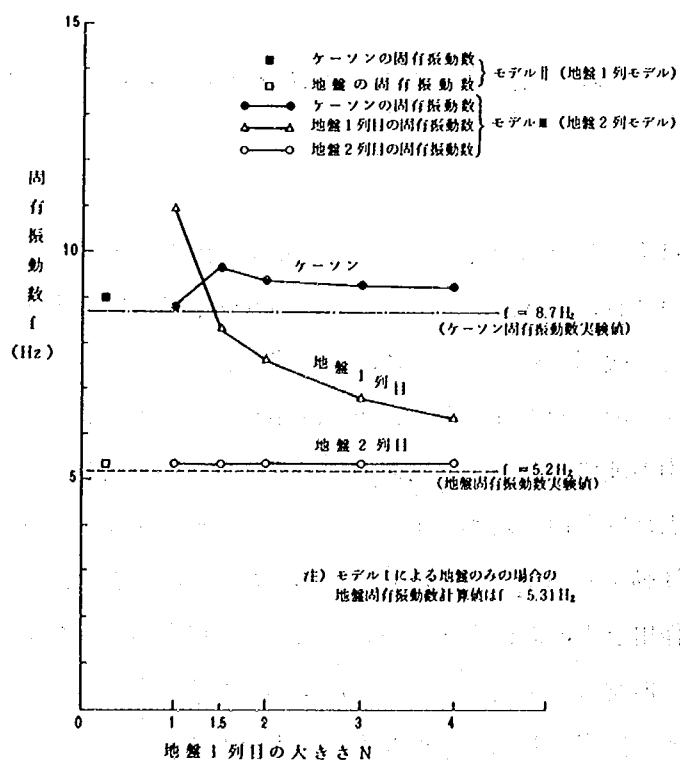


図 8-4-9 地盤 1 列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方と固有振動数の関係

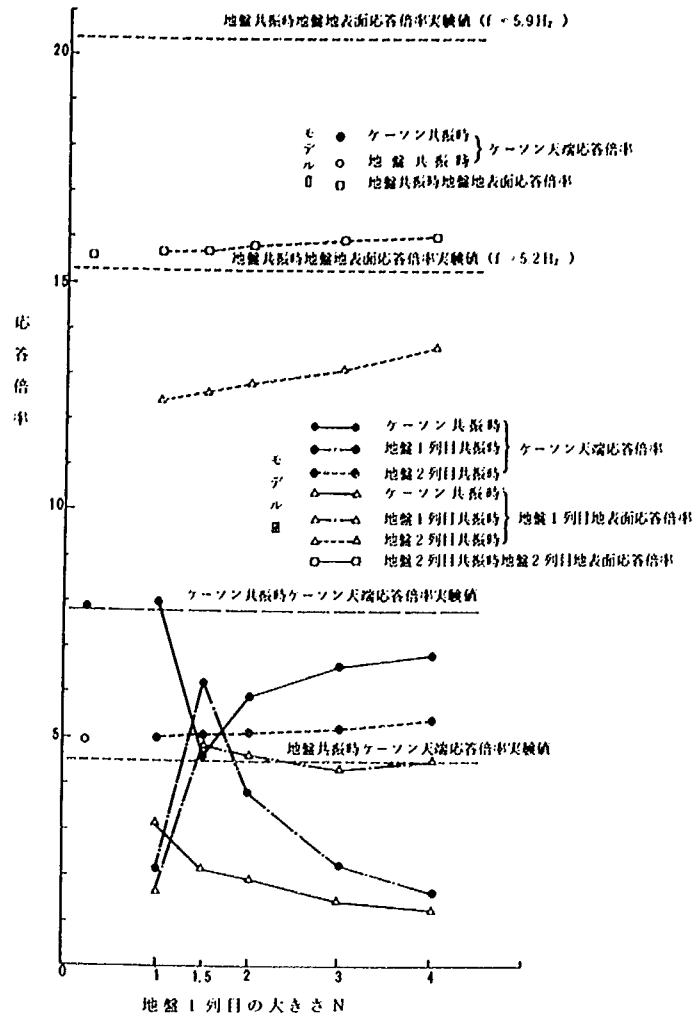


図 8—4—10 地盤 1 列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方と応答倍率の関係

8—5 まとめ

長大橋の全体系を対象とした動的解析には一般に集中質点系モデルが用いられる。過去の地盤—ケーソン基礎系模型振動実験においては、ケーソン近傍の地盤は地盤独自の運動とは異なったケーソンの影響を受けた挙動を示すことが観測されており、特に大規模なケーソン基礎に支持された橋の耐震性の調査においては、地盤とケーソンの動的相互作用を適切に評価したモデルによる動的解析が必要である。本調査では、全体系モデルの中の地盤—ケーソン基礎部分のモデル化の方法として、図 8—1—1 (b)モデル 2 のような地盤を 1 列の質点に置き換えた地盤 1 列モデルと、(c)モデル 3 のような地盤をケーソンの影響を受ける領域と地盤独自の運動をする領域に分けて、2 列の質点に置き換えた地盤 2 列モデルを考えて、地盤とケーソンの動的相互作用とその評価方法について検討し、以下のような結論が得られた。

ケーソンの応答は、地盤の共振時とケーソン自身の共振時に大きくなる。したがって、この 2 つの共振状態 (固有振動数、応答倍率) を正しく把握することが重要である。

地盤 1 列モデルでは、地盤の質量をケーソンの質量に比べて大きくとるため、地盤振動がケーソンの応答に一方的に影響することとなり、地盤とケーソンの動的相互作用は評価しがたいと言える。しかしなが

ら、ケーソンの応答に着目するならば、ばね係数と減衰定数を調整することによって固有振動数と応答倍率で代表されるケーソンの動的特性を評価することが可能である。

地盤2列モデルでは、ケーソンとケーソン近傍の地盤（地盤1列目）の動的相互作用が評価でき、両者の特性と動的相互作用について次のような関係が得られた。

ケーソンの応答に着目すると、近傍地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合は、近傍地盤の共振時にはケーソンの振動が励起されてケーソンの応答が増大し、逆にケーソンの共振時にはケーソンの振動が抑制されてケーソンの応答が減少する傾向があり、このような動的相互作用はケーソンと近傍地盤の固有振動数が近接しているほど顕著に現れる。一方、近傍地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合は、両者の動的相互作用がケーソンの応答に与える影響は小さくなり、地盤1列モデルと地盤2列モデルによる解析結果はほぼ等しくなっている。

地盤2列モデルはケーソンとケーソン近傍の地盤の動的相互作用を評価しながらも、連続的に変化する近傍地盤の特性を1列の質点とばねに凝縮しているために、近傍地盤の共振状態を極端に評価する（実験においては観測されないような応答のピークを与える）こと、ケーソンと近傍地盤、近傍地盤と半無限地盤を結ぶばねのばね係数の設定方法など、さらに検討が必要である。

以上の検討結果から、ケーソン基礎に支持された橋全体系の動的解析において地盤を1列の質点に置き換え、ばねを介してケーソンに連結した一般的な地盤1列モデルを用いるものとするれば、ケーソン近傍の地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合は、ケーソンの応答に与えるケーソンと地盤の動的相互作用の影響が小さいことから、地盤1列モデルによる合理的な応答解析が可能であると言える。一方、ケーソン近傍の地盤が比較的軟質でその固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合は、前述のようなケーソンと地盤の動的相互作用による影響がケーソンの応答に現れるため、地盤1列モデルではケーソン自身の共振時のケーソンの応答を過大に見積り、近傍地盤の共振時のケーソンの応答を過小に見積る傾向のあることを考慮して減衰定数を調整することによって、より正確な応答解析が可能であると考えられる。

集中質点系モデルによる長大橋の動的解析を行う場合、地盤—基礎系のばね係数および減衰定数は応答特性を支配する重要な要素であることから、その設定に際しては詳細な検討が必要である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，昭和50年3月，昭和51年3月，昭和53年3月
- 2) 栗林栄一，萩原良二，宮田忠明：ケーソン基礎の断面形状と動的特性，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第1部，昭和54年10月，pp. 392～393
- 3) 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，土木研究所資料第1577号，昭和55年3月，pp. 153～174
- 4) 土岐憲三，小松昭雄：井筒基礎の地震応答解析に関する研究，土木学会論文報告集第281号，1979年1月，pp. 29～40

- 5) 山田善一, 河野健二, 北澤壯介: 有限境界を考慮した基礎—地盤系の動的相互作用解析, 土木学会論文報告集第 294 号, 1980年 2 月, pp. 1 ~ 13
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 昭和55年 5 月

第9章 海峡部長大橋照明設備に関する調査試験

交通安全研究室 満田 喬

高木 正幸

金子 英雄

9-1 まえがき

本州四国連絡橋が架橋される瀬戸内海海峡部は、特有の霧や激しい潮流など厳しい自然条件に加えて海上交通は極めて混雑しており海難事故の多発地帯となっている。このため、長大橋およびその附帯設備の計画設計には格別の配慮が要求されるが、ここで使用される長大橋用道路照明設備においても、照度、輝度、均斉度等の照明特性について検討しておかなければならない。

9-2 調査目的

海峡部長大橋用道路照明器具は、光源からの反射光が海面に反射して船舶航行や魚介の生態に悪影響を及ぼさないために、できるだけ橋路面より外へ光が漏れず、かつ、均斉度のよいものが好ましい。

このような特性を有する灯具開発を目的として、今回3種類の試作品を道路に連続設置し、路面上の配光分布を測定することにより照明器具の配光特性の評価を行うこととした。

9-3 実験内容

(1) 照明器具

- i) タイプA：手前のみならず向側車線をも照明して輝度の均斉度を一定に保つことを主眼とした照明器具
- ii) タイプB：道路軸方向の均斉度をたかめることを主眼とした照明器具
- iii) タイプC：海面上への漏光を制御することを主眼とした照明器具

(2) 測定項目

- i) 路面照度：路面上を2.5 m × 1.75 mのマス目に区切り、その結節点における路面上の照度を測定する。(図9-3-1)
- ii) 平均輝度：輝度計より60 mから70 mまでの区間(幅3.5 m)における輝度の測定。計測は車線ごとに行ったが輝度のバラツキをみるため輝度計の設定位置を前部の位置から10 m、20 m前方の地点に順次移して測定した。(図9-3-2)
- iii) 最大輝度および最小輝度：輝度計より6 mから9 mまでの区間(幅0.3 m)における輝度の測定。各車線において最大および最小輝度を測定した。

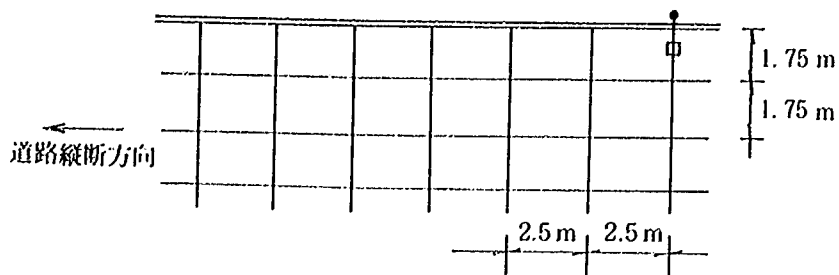


図 9 - 3 - 1 照度測定位置

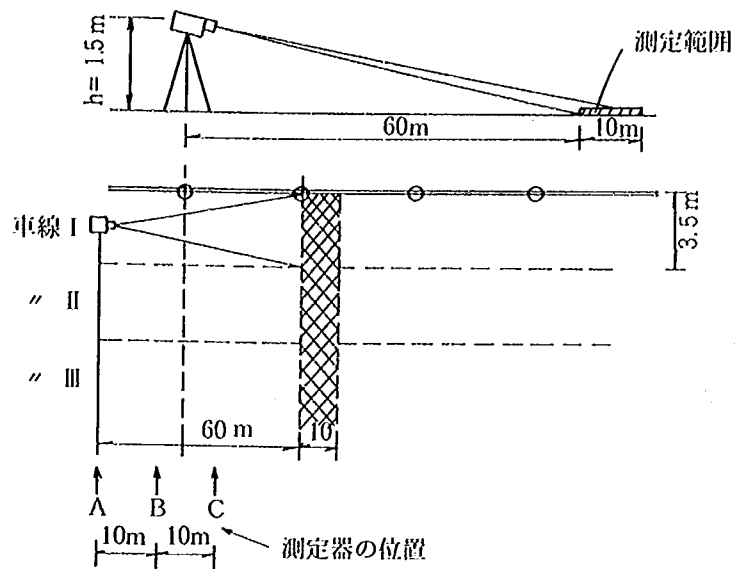


図 9 - 3 - 2 平均輝度測定位置

(3) 実験条件

i) 照明器具の取付高さ 10, 20m

ii) 照明器具の取付間隔 20, 30, 40m

iii) 照明器具の配列 片側配列

iv) ランプの種類, 高圧ナトリウムランプ (Sタイプ) NHT150W, 250W, 400W

ランプの種類, 高圧ナトリウムランプ (Lタイプ) NHT180W, 220W, 360W

これらを組み合わせて表 9 - 3 - 1 に示す条件においては照度測定, 表 9 - 3 - 2 に示す条件においては照度, 輝度測定を行った。

表9-3-1 照度測定条件

No	照明器具	使用 ランプ N H T	取付高 (m)	取付 間隔 (m)
1	A	—	150	10
2		フード付	150	10
3		—	250	12
4		—	250	12
5	B	—	250	10
6		フード付	250	10
7		—	400	12
8		—	400	12
9	C	—	250	10
10		—	250	10
11		—	400	12

表9-3-2 照度, 輝度測定条件

No	照明器具	使用 ランプ N H T	取付高 (m)	取付 間隔 (m)
1	A	フード付	180	10
2		—	180	10
3		—	220	12
4		—	220	12
5	B	フード付	220	10
6		—	220	10
7		—	360	12
8		—	360	12
9	C	—	220	10
10		—	220	10
11		—	360	12

9-4 実験結果および考察

9-4-1 Sタイプランプの照度について

Sタイプの高圧ナトリウムランプの路面照度の測定結果を表9-4-1に示す。また、配光曲線の例を実験No.1について図9-4-1に示す。

この結果から、次のような問題点が認められた。

i) 照明器具：タイプA

- ① 当初計算した照度より、実測値が下まわっている。
- ② 路面に明るさのムラが発生している。
- ③ 器具後方への光漏れが計算値より大きい。(ただしフード付きの場合)

ii) 照明器具：タイプB

- ① 器具斜め後方への光漏れがある。
- ② 路面にルーバー取付棒の影が出ている。
- ③ 器具後方への光漏れが計算値よりも若干大きい。

iii) 照明器具：タイプC (器具のガラスカバーを透明から、フロスト仕上げのものに変更している。)

- ① 道路横断方向への光の拡がり、全体の分布が小さい。
- ② 当初計算した照度より、実測値が下まわっている。
- ③ 器具後方への光漏れが計算値より大きい。

以上のような問題点が生じた原因としては次のような点が考えられる。

i) 照明器具：タイプA

表9-4-1 照度測定結果 (Sタイプのランプ)

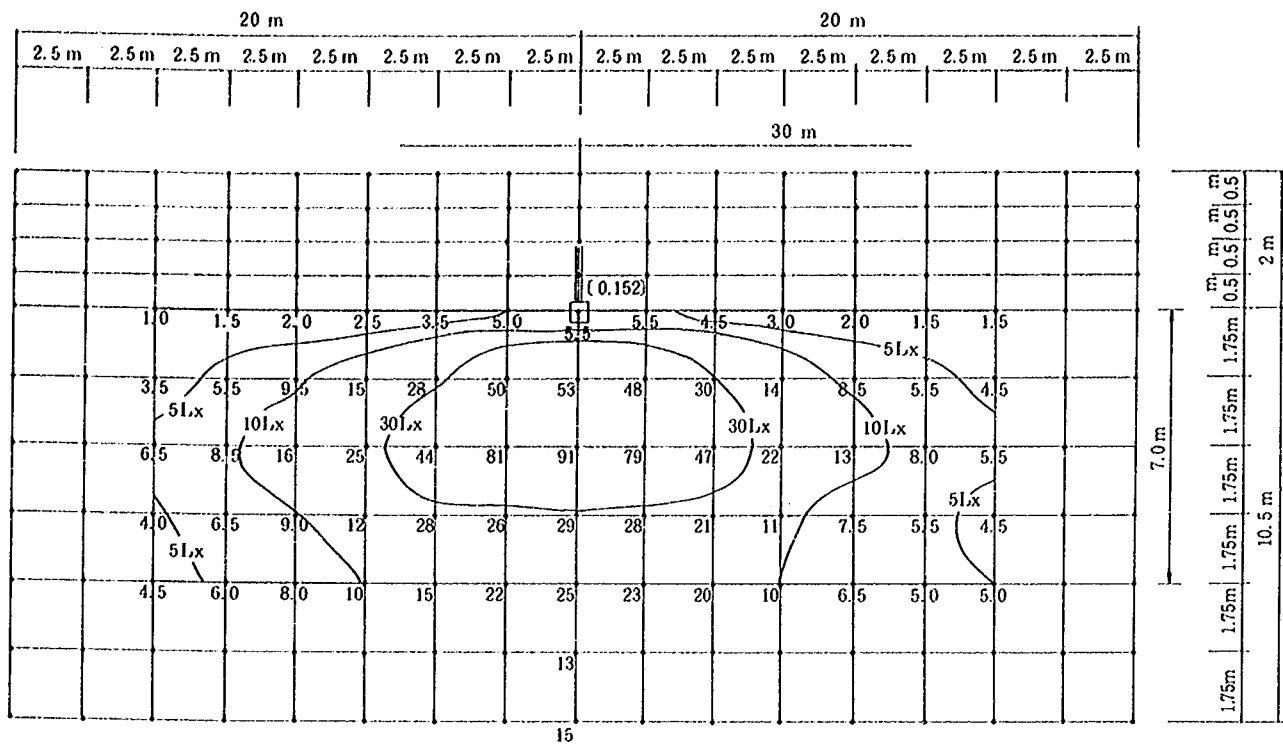
No.	照明器具		使用 ランプ NHT	取 付 高 さ (m)	取 付 間 隔 (m)	※ 平均照度(ℓx)		最大照度 (ℓx) / 最小照度 (ℓx)
						実測値	計算値	
1	A	—	150	10	30	17.1 (25.7)	21.0 30.0	91 / 1.0
2		フード付	150	10	30	21.3 (29.3)	25.0 35.7	92 / 1.3
3		—	250	12	30	22.4 (31.6)	27.0 38.6	115 / 2.0
4		—	250	12	40	17.2 (24.8)	—	118 / 1.0
5	B	—	250	10	30	21.4	16.0 22.9	27 / 3.0
6		フード付	250	10	30	20.0	14.0 20.0	27 / 2.0
7		—	400	12	30	24.2	21.0 30.0	37 / 7.0
8		—	400	12	40	17.4	—	41 / 2.5
9	C	—	250	10	20	21.5	—	83 / 2.1
10		—	250	10	30	14.0	15.0 21.4	83 / 0.9
11		—	400	12	30	19.0	18.0 25.7	150 / 0.9

注) ※印, 実測値の () 内は両側配列の場合の計算値, 計算値の下段は初期値を示す。

- ① 照度値が計算値を下まわっていることと, 路面のムラについては, 反射鏡に連続性がなかったと考えられる。この対策としては鏡の製作の精度アップおよび仕上げを慎重に行うことである。
- ② フード付きの場合の器具後方への光漏れについてはフードの表面の仕上げに問題があったため, 拡散光の一部が器具後方へ反射したものである。この対策としては, フードの仕上げを黒色ツヤ消し仕上げとすると共に, 形状を一部変更する必要がある。

ii) 照明器具: タイプB

- ① 器具斜め後方への光漏れは, ルーバの両端から漏れた光である。この対策としては, 図9-4-2のように形状変更を行うことである。
- ② 路面のルーバ棒の影については, その位置関係に問題がある。この対策としては, ルーバ固定用の棒の位置を変更する。(図9-4-3)



器具形式	タイプA	取付角度	10°
使用ランプ	NHT 150	平均照度	17.1 (25.7) Lx
取付高さ	10m	最大照度	91 Lx
取付間隔	30 m	最小照度	1.0 Lx

() 内は両側配列の場合の計算値を示す。

図9-4-1 配光曲線 (Sタイプのランプ)

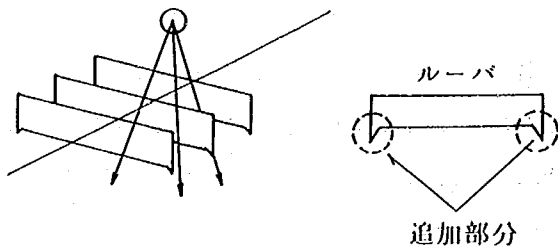


図9-4-2 タイプBのルーバー

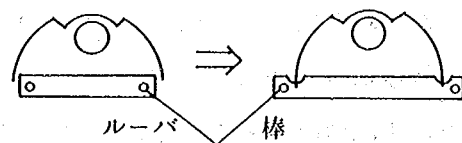


図9-4-3 タイプBのルーバー
固定用棒

- ③ 器具後方への光漏れが計算値より若干大きい点については、ルーバおよび前面反射板のバッフルの処理に問題があったと考えられる。その対策としては、ルーバおよびバッフル部分を完全黒色ツヤ消しに変更することである。

iii) 照明器具：タイプC

- ① 光の拡がり、実測値、器具後方への光漏れについては、ガラスカバーを透明から、フロスト仕上げに変更したことに起因し、その配光が変化している。(図9-4-4)これにより、路面上のムラはかなり改善されたが、反面、器具後方への光漏れ等の問題が生じた。この対策としては、フードおよびルーバの枚数、角度を再検討することである。

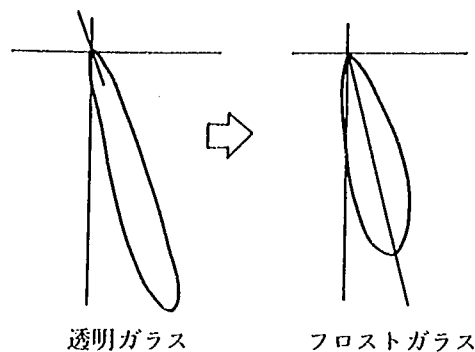


図9-4-4 ガラスカバーによる配光

9-4-2 Lタイプランプの照度、輝度について

Lタイプの高圧ナトリウムランプの路面照度の測定結果を表9-4-2，路面輝度の結果を表9-4-3，および配光曲線の例を実験No.1について図9-4-5に示す。

この結果から次のような事が指摘できよう。

i) 照明器具：タイプA

- ① 路面照度については、いずれの組合せの場合も実測値と計算値はほぼ一致している。
- ② 路面輝度については、計算値に対して、いずれも実測値の方が20~30%高い値を示している。これは、測定時の路面反射特性の影響によるものと考えられる。
- ③ 輝度均斉度 (U_0) については、実測値の方が計算値より25~40%低い値となっている。

ii) 照明器具：タイプB

- ① 路面照度については、いずれの組合せの場合も実測値と計算値はほぼ一致している。
- ② 路面輝度については、フード付の場合を除いて、実測値と計算値はほぼ同じ値を示している。
- ③ 輝度均斉度 (U_0) については、220W のものは実測値が計算値より低く、360W のものはこれと反対に実測値の方が計算値より高い。これは、器具光学系におけるランプ位置の差などの影響によるものと考えられる。

iii) 照明器具：タイプC

- ① 路面照度については、いずれの組合せの場合ともに実測値と計算値はほぼ一致している。
- ② 路面輝度については、360W のものを除いて実測値と計算値はほぼ同じ値を示している。

表9-4-2 照度測定結果 (Lタイプのランプ)

No	照明器具		使用 ランプ	設置条件			(lx) 照度実測値		※1 (lx) 照度計算値		※2 (lx) 照度計算値	
	タイプ	フード	NHT	間隔 (m)	ポール高 (m)	車線数	平均	最大 / 最小	平均	最大 / 最小	平均	最大 / 最小
1	A	あり	180	30	10	2	(26.6) 17.7	51 / 2	17.7	70.2 / 1.6	18.5	61.2 / 2.5
2		なし	180	30	10	2	(33.3) 18.3	54 / 2.1	17.8	70.4 / 1.6	22.7	66.0 / 5.0
3			220	30	12	3	(30.8) 19.5	80.5 / 2.2	21.5	67.3 / 2.7	23.8	60.2 / 3.7
4			220	40	12	3	(23.2) 14.6	79 / 1.2	16.1	68.4 / 1.2	17.9	60.5 / 2.0
5	B	あり	220	30	10	2	12.7	30 / 2	13.8	32.0 / 1.5	10.5	22.6 / 1.1
6		なし	220	30	10	2	14.2	30 / 3	16.0	32.6 / 1.7	14.0	25.0 / 2.0
7			360	30	12	3	21.7	55 / 7	22.5	40.9 / 6.1	16.7	28.9 / 4.4
8			360	40	12	3	17.1	50 / 3	16.9	36.0 / 2.7	12.5	25.4 / 2.0
9	C	なし	220	20	10	2	36.6	153 / 5.2	39.9	125.5 / 6.7	28.6	88.1 / 5.1
10			220	30	10	2	25.4	150 / 2.2	26.9	123.7 / 2.2	19.2	86.7 / 1.7
11			360	30	12	3	33.0	174 / 3	32.7	159.8 / 2.0	23.1	111.9 / 1.7

注) ※1 照度計算値は、片側配列、4台での初期値

※2 照度計算値は、向き合せ配列、連続配置、保守率M=0.7

() 内数値は、モデルAを向き合せ配列で配置した場合の計算照度値を示す。

③ 輝度均斉度については、実測値の方が計算値より25~45%低い。

以上の実験結果より、今後は下記に示す項目について、更に光学的な検討が必要であろう。

i) 照明器具：タイプA

高効率を特長としたモデルとして、照度値・輝度値としては、ほぼ満足出来るが、均斉度がやや劣る。

特に、フード付きではフードそのものによる明暗が気になる。海面への光漏れを含め、ルーバ・フードの再検討が必要である。

ii) 照明器具：タイプB

表9-4-3 輝度測定結果 (Lタイプのランプ)

No	照明器具		使用 ランプ NHT	設置条件			(cd/m ²) 輝度実測値		※1 (cd/m ²) 輝度計算値		※2 (cd/m ²) 輝度計算値	
	タイプ	フード		間隔 (m)	ポール高 (m)	車線数	平均 Lr	均斉度 Uo	平均 Lr	均斉度 Uo	平均 Lr	均斉度 Uo
1	A	あり	180	30	10	2	(1.28) 0.83	0.27	0.67	0.35	0.72	0.36
2		なし	180	30	10	2	(1.53) 0.84	0.26	0.68	0.35	0.95	0.41
3			220	30	12	3	(1.49) 0.94	0.24	0.78	0.38	0.88	0.35
4			220	40	12	3	(1.18) 0.74	0.19	0.58	0.31	0.66	0.29
5	B	あり	220	30	10	2	0.85	0.16	0.61	0.21	0.47	0.15
6		なし	220	30	10	2	0.82	0.17	0.88	0.31	0.78	0.58
7			360	30	12	3	1.21	0.40	1.27	0.31	0.93	0.45
8			360	40	12	3	1.04	0.50	0.95	0.25	0.70	0.39
9	C	なし	220	20	10	2	1.47	0.23	1.52	0.31	1.15	0.28
10			220	30	10	2	1.01	0.16	1.00	0.24	0.78	0.27
11			360	30	12	3	1.54	0.11	1.25	0.20	0.93	0.09

注) ※1 輝度計算値は、片側配列、4台での初期値

※2 輝度計算値は、向き合せ配列、連続配置、保守率M=0.7

() 内数値は、モデルAを向き合せ配列で配置した場合の計算照度値を示す。

道路長手方向へ広範囲で照明するモデルとしてほぼ満足出来るが、試作器具であるためか、横断方向へのムラが少し気になる。海面への光漏れについては、ほぼ満足が出来る。量産時の製作精度をチェックしておく必要がある。

iii) 照明器具：タイプC

前面カバーを透明ガラスからフロストガラスに変更したことにより、2車線の場合の均斉度はかなり改善された。反面、海面への光漏れのカットが少し増した。ルーバ・フードの形状・位置・角度を再検討する必要がある。

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第1792号
昭和57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56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 - □ □

橋 梁 計 画 官
行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1792号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印