

土 木 研 究 所 資 料

第 1 6 6 0 号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和56年 3 月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 論	1
1. 交通環境に関する調査試験	1
1-1 長距離騒音伝搬に関する調査	1
1-2 大気拡散風洞を利用した模型実験	1
2. 舗装基準に関する調査試験	2
2-1 長浦試験舗装調査	2
2-2 土研中ループ鋼床版舗装調査	3
2-3 鋼床版舗装体の疲労試験	3
3. 基礎工に関する調査試験	3
4. 耐風調査	5
5. 鋼床版構造に関する調査試験	5
5-1 施工試験	5
5-2 疲労試験	6
5-3 試験結果	6
6. 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	7
7. 長大橋の耐震性に関する調査試験	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 大気拡散風洞を利用した模型実験	18
第3章 舗装基準に関する調査試験	37
3-1 長浦試験舗装調査	37
3-2 土研中ループ鋼床版舗装調査	41
3-3 鋼床版舗装体の疲労試験	57
第4章 基礎工に関する調査試験	59
4-1 まえがき	59
4-2 実験概要	60
4-3 実験結果	68
4-4 考 察	77

第5章 耐風調査	91
5-1 まえがき	91
5-2 バネ支持模型実験	92
5-3 三分力実験	137
5-4 まとめ	144
第6章 鋼床版構造に関する調査試験	145
6-1 まえがき	145
6-2 本年度の調査目的	145
6-3 検討の対象とした要因	145
6-4 試験方法	148
6-5 施工試験結果	153
6-6 疲労試験結果	169
6-7 まとめ	173
第7章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	175
7-1 まえがき	175
7-2 調査目的	176
7-3 調査方法	176
7-4 調査結果	182
7-5 結 論	188
7-6 今後の課題	189
第8章 長大橋の耐震性に関する調査試験	193
8-1 概 要	193
8-2 番の州高架橋橋脚上段柱模型実験	194
8-3 番の州高架橋橋脚上段柱の地震時変形性能の照査例	202
8-4 結 論	214

第 1 章 総 論

昭和 55 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）

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は 29,910 千円であった。以下に各課題の成果の概略を紹介する。

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

高い橋梁部分からの音は、長距離広範囲に伝搬することが予想される。したがって、騒音予測にあたってはこれまでの道路近傍での予想ではあまり考慮されなかった風、温度、湿度などの気象条件や、地形、地表状況などがどの程度の影響を及ぼすものかを検討しておく必要がある。そこで、昨年度は基本的に気象条件、周辺地形、地表面性状、地上障害物などが騒音伝搬に与える影響について、これまでに発表されている理論、実験結果等の文献を調査・整理し検討を加えた。今年度は、特に長距離にわたる道路交通騒音の伝搬に着目し、上述の項目がそれにどのような影響を与えるのかについて検討を行った。地上の温度勾配や風速分布が長距離にわたる騒音伝搬に与える影響についてその後の調査・研究例を主体に調査を行った。

1-2 大気拡散風洞を利用した模型実験

本州四国連絡橋の D ルートの本州側陸上部路線は地形が複雑な個所に計画されており、地形に合わせて道路構造も切土、盛土、トンネルなどが検討されている。このように複雑な地形を通過する道路からの自動車排出ガスの拡張予測は、拡散方程式の数値解析による算定方法のほかに現地の地形条件や道路構造を考慮した縮尺模型を用いた風洞拡散実験方法により行われている。昨年

度は後者による方法を確立するための一環として、基礎的な条件の下でトンネル抗口部での拡散現象を風洞実験により検討した。

本年度は本州側の1/1,000縮尺地形模型を用いた風洞実験を行った。すなわち、一般部では断続的に配置した排出源から、また、トンネル部では抗口から、それぞれエチレンガスを排出させて、現地の平均風速に相似させた風の作用下でのガス濃度の分布を道路下流域で計測した。濃度の計測は10ケースの場合について実施した。

更に、模型道路の路面上に煙流を発生させて流況を可視化するとともに、風速風向も同時に計測して拡散状況の把握に努めた。

2. 舗装基準に関する調査試験

2-1 長浦試験舗装調査

長浦試験舗装は、本四舗装基準(案)による鋼床版舗装の供用性を実橋において評価することを目的としている。

舗装は第1工区(上層+下層=改質アスコン+グースアスファルト)、第2工区(改質アスコン+改質アスコン)、第3工区(エポキシアスコン+改質アスコン)、第4工区(エポキシアスコン+エポキシアスコン)の4種類を施工している。舗装厚は6cm(3cm2層仕上げ)である。

試験舗装は、51年3月に実施したが、3工区と4工区は、鋼床版と舗装の接着不良が主原因で舗装のひびわれが著しくなったので、52年12月に打換えを行っている。したがってこれまでの供用状況は1工区、2工区が4年7カ月で累積大型車交通量(N)= 386×10^4 台、3工区、4工区は2年6カ月でN= 259×10^4 台に達している。

今年度の調査では、3工区のひびわれ率が34.8%と大きく評価が悪い。さらに、ひびわれが発生している個所は、エポキシ混合物の締固めが悪い個所に集中しているので、硬化性アスコンの施工は可硬時間内に十分締固めを行うことが重要であるといえる。

わだち堀れ量は1~2工区は8~10mm程度に達しているが良好とみなせる。一方3~4工区は、施工直後とほとんど変わらない値であり、耐流動性の効果がわかる。

路面のすべり抵抗値(BPN)はいずれの工区にても63~74の範囲にあり、混合物に使用した粗骨材(硬質砂岩)の一般性状と類似している。これらの結果から1工区、2工区の舗装構成は鋼床版舗装として一応満足できることがうかがえる。

2-2 土研中ループ鋼床版舗装調査

舗装走行実験場の大ループ（1周860m）内に鋼床版橋梁（10m 2連+20m 2連）を架設し、ここに試験舗装を実施し、荷重車（ $P=5t$ ）による走行実験を行った。走行実験は荷重車の累積台数（ $N=5 \times 10^4$ ）回まで実施した。受託研究では、このうち10m 2連分の舗装（上層+下層=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）の調査を行った。

調査は、 $N=5 \times 10^3$ 回毎に路面の平坦性、わだち掘れ量および視察評価を行った。

わだち掘れ量は $N=5 \times 10^4$ 回でもほとんど認められていない。この理由は、今年度は低温続きであり、改質アスファルトの軟化点（ 63.5°C ）を超える温度での載荷時間の累積が少なかったためと考えられる。

平坦性は施工直後 $\sigma=1.94\text{mm}$ であったが、先のわだち掘れの変化が無いことと関連してほとんど差が無く $\sigma=2.30\text{mm}$ 程度である。

ひずみの測定は55年12月に実施した。載荷位置は縦桁から750mmの位置にある縦リブを荷重車の後輪の中心と一致するように選んだ。この結果、舗装表面では、 $760 \times 10^{-6} \sim 900 \times 10^{-6}$ の引張ひずみを実測された。さらに30km/h走行時にはこれらの値は圧縮ひずみとなり 20×10^{-6} 程度に変化している。同様に縦リブ直近では700~900 kg/cm²の応力度であり、30km/hでは1/3~1/5に低減している。

以上のように $N=5 \times 10^4$ 回走行時までの路面性状の変化は舗装構成、鋼床版の構造の相違があるにもかかわらず差が現われていないので来年度に継続する予定である。

2-3 鋼床版舗装体の疲労試験

舗装体と鋼板から合成ビーム供試体を7.5t繰返し曲げ疲労試験を用いて疲労試験を実施した。

今年度は、舗装体の厚さ（4.0, 6.0, 7.5 cm）、防錆層（無機ジンクリッチペイント、有機ジンク、亜鉛メタリコン）、および試験温度（ 0°C 、 -10°C ）を変えて疲労特性に与える影響を試験調査した。

3. 基礎工に関する調査試験

本州四国連絡橋Bルートの中津大島大橋の下部構造のうち吊橋部の7A橋台は岩盤を掘削して施工するケーブルアンカーを兼ねた重力式直接基礎であるが、ケーブルの入斜角が $19^\circ 30' 10''$

と緩いため水平力が大きくなり安定計算では水平力に対する検討が設計を支配する。また、ケーブル着力点が低いうえ支持岩盤が高い位置にあるため重力型式とする限り岩盤の掘削量が必然的に多く不経済となるので、可能な限り岩盤掘削が少ない基礎形状を選ぶ必要がある。

このような制約条件を考慮して、橋台体積が最小限でかつ滑動抵抗の増大を図れる橋台形式として、底面傾斜型、底面突起型、支圧抵抗型などの形式が提案されているが、支持層が岩盤の場合の水平抵抗機構が不明なため現在は道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準じた設計計算法を採用している。しかしながら、このような長大橋の基礎の設計計算法を中小橋が対象となっている道路橋示方書に準拠すれば十分であるとする仮定には疑問があり、水平抵抗に関する設計法の妥当性を検討しておく必要がある。

ここでは、現在考えられている橋台形式のうちいずれが最も水平抵抗の観点から有利であるかを調べるため二次元模型実験を実施した。

橋台の代替案としては、①底面水平型、②底面傾斜型、③底面突起型（せん断突起のついたもの）、④支圧抵抗型（スプレード点とアンカーフレームを分離したもの）の4種類を選び、せっこうで作成した模型岩盤上にこれらの基礎模型を設置して所定の鉛直力を作用させつつ水平力を極限に達するまで増加させた。

また、7A設置地点の支持岩盤を現場より切り出して土研構内に搬入した。その表面粗度を精粗4種類に調整したうえにコンクリートブロックを設置して、支持岩盤とコンクリートを打設し、コンクリートの付着力の影響も調べた。

これらの実験より次のことが明らかとなった。

- (1) 実物に対応すると考えられる鉛直荷重の範囲では底面突起型と支圧抵抗型が大きな水平抵抗力を有する。
- (2) 水平抵抗力の算定にあたっては、① 底面での滑動が生じないと仮定した場合の岩盤の極限支持力、②底面での摩擦力と底面傾斜による水平抵抗の和、③底面での摩擦力と突起部の支圧抵抗の和、の3者のうち最小のものを極限水平抵抗力とすべきである。
- (3) 7A橋台支持岩盤とコンクリートブロックの摩擦係数は平滑に磨いた表面で0.48、凹凸の著しい状態で0.92であり、通常設計に用いる摩擦係数0.6は現場での状態を考えるとかなり安全側と思われる。
- (4) コンクリートを場所打ちとすることによるコンクリートと岩盤の付着力は非常に大きく、これを無視した設計はかなり安全側にあると考えられる。

4. 耐風調査

本年度は大鳴門橋および大島大橋の耐風性について実験的に検証を行ったが、本報告では大鳴門橋の耐風性調査についてのみ述べる。

大鳴門橋各設計案に対する耐風安定性に関する検討を昭和47年度、昭和52年度および昨年度にわたり、当研究室において実施してきた。昨年度は鉄道床組および公共添架物を含む完成系の最終設計案について検証実験を実施したが、自励振動の限界風速は迎角0°付近で低下し、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」を満足しなかった。

その後、本州四国連絡橋公団より高欄形状の変更および内面検査路の設置などの指示があり、これらを考慮した完成系の最終設計案について、耐風安定性の検証を行ったが、原案のままでは設計基準を満たすことはできなかった。耐風性の良好な断面を見出すため、公共添架物の位置を変更するなど桁断面に軽微な変更を行い数ケースの検証実験を今年度実施した。また、暫定系の最終設計案として、完成系断面より鉄道床組あるいは鉄道床組と上路橋床グレーチングを除いた断面についても、耐風安定性検証のための風洞実験を実施した。これらの調査の結果、完成系および2つの暫定系の最終設計案として耐風安定性の良好な断面を見出すことができた。

断面形状が確定されたこの時点において、設計の初期に用いた風荷重における抗力係数の仮定の妥当性を調べるために、完成系断面および鉄道床組と上路橋床グレーチングを除いた暫定系断面を対象として三分力実験を実施した。この結果抗力係数としては、設計の初期において用いられた値よりもいくらか小さい値が得られたので、この成果は現在の設計に反映するよう配慮されている。

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関する試験を行っているが、本年度は昨年度の基礎的な疲労データに基づき、現場における諸条件を考慮した施工試験および疲労試験を実施し、望ましい溶接施工条件について明らかにした。

5-1 施工試験

トラフリブのウェブに当たる部分を想定し、2枚の鋼板(300×300×6mm)を現場の状況(上向き姿勢、縦横げたの存在による狭い作業スペース)を再現して突合せ溶接し、継手の品質を外観検査および放射線透過検査により評価した。

以下に示す4つのパラメータにより、全部で30ケースの溶接条件を設定した。

(1) 開 先

両開先、片開先、開先なしおよびルート部への水の浸入を防ぐためすみ肉溶接したものの4種とした。

(2) 縦げたとリブとの間隔

因島大橋の鋼床版に使用予定のものと同寸法の縦げたを施工試験用の治具に取付け、リブとの間隔を公団基準の上下限值である150mmおよび200mm、さらにやや条件を緩和した300mmの3種とした。

(3) 目 違い

現場におけるトラフリブの寸法誤差を想定し、リブと裏当て金とのすき間を0, 1.6, 3.2mmの3段階に変化させた。

(4) 溶接工の技量

技量が未熟な者、一応資格を有している者およびコンクール優勝歴のある上級者の3名により施工した。

5-2 疲労試験

外観検査および放射線透過写真を参照して、施工試験供試体から疲労試験片を切出した。

試験片が多様なため、相対的な疲労強度差を求めてそれぞれの欠陥が継手の疲労強度におよぼす影響の大小を調べることに重点を置いた。また、載荷方法としてビーチマーク法を採用したが、この方法は荷重の繰返し振幅を規則的に変化させ、破断面に残される荷重変化の痕跡（ビーチマーク）から、疲労き裂の発生および進展挙動を知ろうとするものである。

5-3 試験結果

試験の結果次の点が明らかになった。

- (1) 現場施工によるトラフリブ突合せ継手は、放射線透過検査の結果すべてJIS4級であり、工場溶接（下向き姿勢、昨年度、すべて1級）に比べ著しく品質が劣る。
- (2) 開先形状は、①ルート部が見易い、②ルート部の溶込みが確実、の2点で両開先とするのが望ましく、少なくとも開先加工を省略する形式は避けるべきである。
- (3) 縦げたとリブの間隔は、できれば300mm以上とするのが望ましい。

- (4) 疲労強度に影響が大きい溶接欠陥はルート部の溶込み不良部と著しいスラグ巻込みで、JIS 4 級であってもブローホールの影響は比較的小さい。

6. 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

明石海峡大橋の耐震性を地震応答解析により検証するためには、同橋架橋地点周辺の地震発生に関する資料を確率統計的に処理し、架橋地点で想定する地震動入力の強度を適切に求める必要がある。

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、地震動の設計加速度としては、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において180gal とすると想定されている。

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180gal の設計加速度が、明石海峡大橋周辺の既応の地震発生を状況からみてどの程度の意味あいとなるか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。

- (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、確率論に基づいて地震動入力の強度を推定する手法を開発した。この手法では以下の点を考慮することができる。

- (1) 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る。
- (2) 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。

本年度は上記手法に基づく解析プログラムRISK-Iを開発し、これにより昭和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一の地震発生に関する資料（気象庁資料），および，最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った。

この結果，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。次年度以後，地震発生状況に基づくゾーン区分，短周期特性を補した加速度推定式の導入等により，合理的な設計加速度の推定が必要とされる。

7. 長大橋の耐震性に関する調査試験

番の州高架橋は，道路橋と鉄道橋の併用橋で，橋脚が下段柱と上段柱からなる特殊な構造となっている。これまで実施された解析的な調査によれば，下段柱と上段柱の剛度が著しく異なることなどから，特に地震時における上段柱の応答が大きくなる傾向が推測されている。したがって，上段柱の地震時の応答特性を詳細に調査して耐震設計する必要がある。

本調査は，建設省土木研究所の部材耐震強度実験施設を用いて番の州高架橋橋脚上段柱の模型実験を実施し，上段柱の荷重～変位関係の履歴特性を実験的に調査して耐震設計に反映させようとするものである。この実験には次の2つの目的がある。

- (1) 鉄筋コンクリート構造物に地震入力が作用した場合，コンクリートにクラックが生じて漸次剛性が低下し，構造系の固有周期が長周期側に推移していくとともに履歴減衰が徐々に増加していく傾向がある。本実験の第一の目的は，上段柱の主鉄筋が降伏するまでの剛性の変化および履歴減衰に関する定量的なデータを模型実験によって求め，設計地震入力に対して番の州高架橋の機能が保持されるような合理的な耐震設計を導くことである。
- (2) 本実験の第二の目的は，上段柱の主鉄筋が降伏した後の荷重～変位関係の履歴特性に関する定量的なデータを模型実験によって求め，極めて希な大きな地震入力に対しても上段柱にぜい性的な破壊が生じないような構造上の配慮を導くことである。

上記の目的で，さらに構造条件および載荷条件の相違による履歴特性の違いを調査するために模型（ $1/4$ 模型 1 体， $1/(4\sqrt{2})$ 模型 6 体）の条件を次のように設定した。

$1/4$ 模型：実橋の構造条件を忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・3 段，正負交番載荷）

$1/(4\sqrt{2})$ 基本型模型：実橋の構造条件を忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・2 段，正負交番載荷）

$1/(4\sqrt{2})$ 一方向載荷模型：載荷条件を一方向載荷としたもので他の条件は基本型模型と同

様（載荷条件に着目）

1/(4√2) ハンチ無し模型：ハンチを付けないもので他の条件は基本型模型と同様（ハンチの効果に着目）

1/(4√2) 太径主鉄筋模型：主鉄筋に太径鉄筋を用いたもの（主鉄筋D29・1段，正負交番載荷）（鉄筋径の効果に着目）

1/(4√2) SRCスタッド無し模型：SRC構造（スタッド無し）としたもの（CT形鋼D13・1段，正負交番載荷）（鉄筋と鉄骨構造の違いに着目）

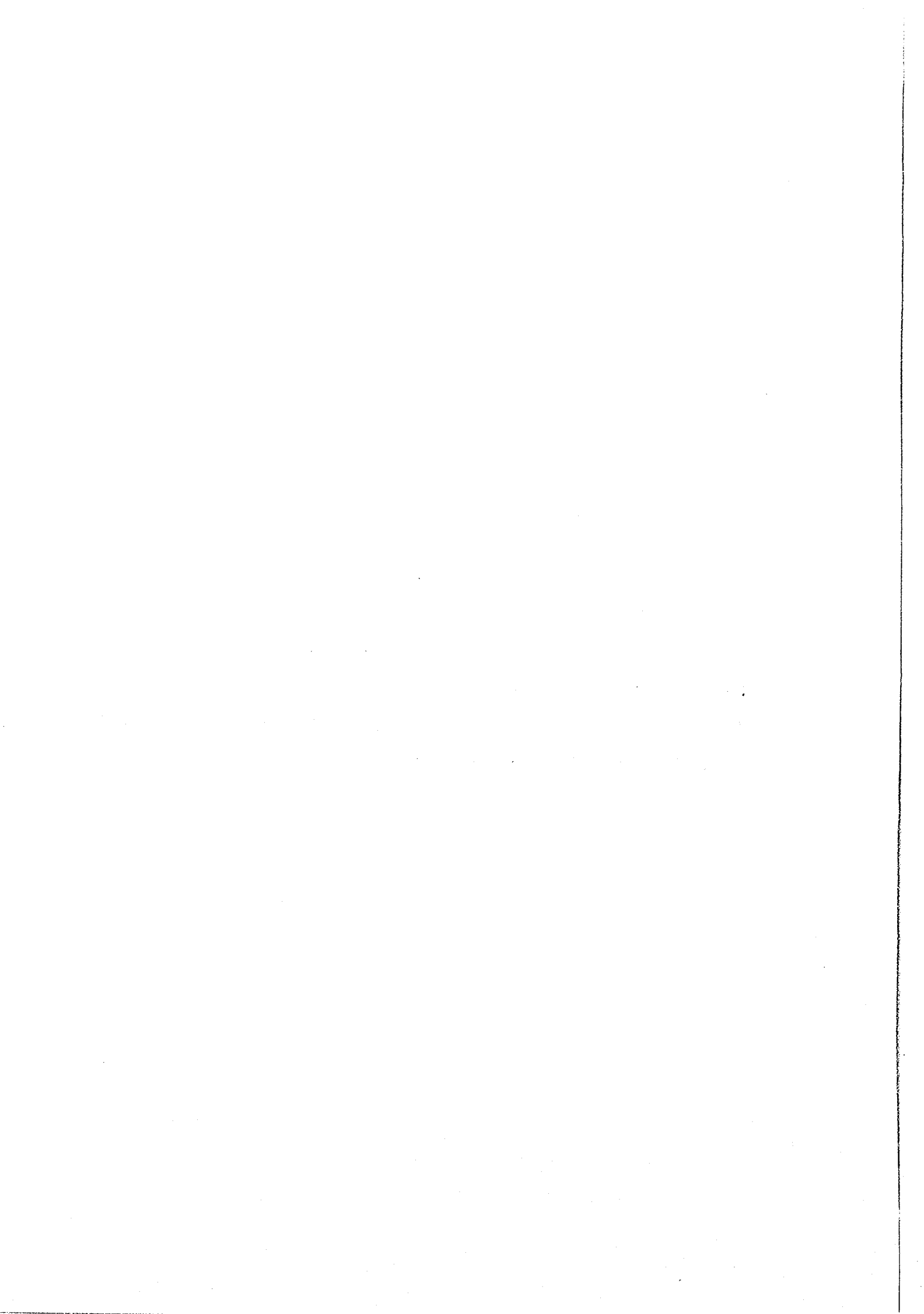
1/(4√2) SRCスタッド有り模型：SRC構造（スタッド有り）としたもの（CT形鋼D13・1段，正負交番載荷）（スタッドの効果に着目）

模型実験における荷重は上段柱天端に水平力正負交番載荷とした（ただし，1/(4√2) 模型1体に対しては一方向載荷とした）。入力の方法は，主鉄筋（鉄骨）が降伏点に達する（降伏変位 δ_y に対する）までは荷重制御とし，それ以降については降伏変位の整数倍の変位制御とした。また一定変位振幅での載荷サイクル数は，既往の実験例を参照して正負交番載荷の場合は10回，一方向載荷の場合は3回とした。

以上のような条件で実施した模型実験によって，番の州高架橋橋脚上段柱の荷重～変位関係の履歴特性が求められた。さらに，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に示されている地震時変形性能の照査方法に準じた方法で，番の州高架橋橋脚上段柱の変形性能について検討した結果，ぜい性的な破壊に関しては安全であることが確認された。

構造橋梁部長

成 田 信 之



第2章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室 足立 義雄
田原 嘉和
野中 宏
小沢 栄師

2-1 長距離騒音伝搬に関する調査

まえがき

本州四国連絡橋では、高い橋脚の橋梁が複雑な地形部分に存在することが少なくない。高い橋梁部分を走行する自動車からの音は、長距離広範囲に及ぶことが予想される。したがって、騒音影響の予測にあたっては、これまで主に検討されてきた道路近傍でかつ単純な周辺条件の場合の予測手法をそのまま適用することができない。あまり考慮されていない風、温度勾配などの気象条件や、地形、地表状況などが騒音の伝搬にどのような影響を及ぼすものを検討しておく必要がある。昭和54年度は、気象条件や地表面性状などが騒音伝搬に与える影響について基礎的な面から、これまでに発表されている文献を整理し検討を加えた。今年度は、長距離にわたる道路交通騒音の伝搬に着目し、上述の項目がそれにどのような影響を与えるのかについて、文献にもとづいて整理・検討を行った。

(1) 長距離騒音伝搬に及ぼす温度勾配の影響について

大気中における温度勾配により音速に差を生じ音の屈折を起す。大気中では通常100m上昇するごとに1℃温度が下がるので音線は上方に屈折することになる。したがって、そのような条件では、音の到達しない領域、いわゆるシャドー・ゾーンを生ずることになる。しかしながら、地上近くにおいては地面の影響をうけ、地面が冷却されるため温度勾配が正となり、音線が下方に曲げられ音が伝わりやすい状況になる。音の伝搬に与える温度勾配の影響に関しては、従来より、定性的に把握されているが、それが道路交通騒音のような周波数域の音について、地上近くで数100mの距離での伝搬に対してどの程度の影響を与えるものか定量的な把握はほとんどなされていなかった。

¹⁾
吉久らは、この温度勾配と地上付近での騒音伝搬の関係について、野外で実験を行っている。平坦な芝地において、気温の垂直分布が大きく変化する冬季のよく晴れた日の夕方から翌朝にかけて、地上1.5mで音源から160mの範囲についての騒音伝搬を求めている。ただし、音

源にはガス爆発音を用い、各点で録音したパルス音を 1/1 オクターブバンドごとに 2 乗積分し、それをレベル表示している。得られた実験結果より、図 2-1-1 (a) は、昼間 (16:00) の不安定な温度勾配 (地表から離れるに従い温度が低くなる負の温度勾配) におけるレベル距離減衰であり、図 2-1-1 (b) は、早朝 (6:00) の強い安定状態 (地面が冷却して、上空ほど温度が高くなる接地逆転の状態) におけるそれである。風下伝搬と風上伝搬の平均について温度勾配による影響をみると、120m 点で早朝の音圧レベルは昼間に比べて 500Hz で 6 dB, 1 kHz で 12.5 dB, 2 kHz で 10 dB それぞれ上昇していることがわかる。また、昼間と、温度勾配がほぼ中立であった夜間 (22:00) について、得られたバンド毎の実験結果より、自動車 (乗用車) のスペクトルを考慮して A 特性 (dB(A)) での音圧分布を計算した結果では、昼間に比べて夜間には、音源から 80 m で約 4 dB(A), 120 m で約 7 dB(A) それぞれレベルが高い。すなわち、この実験結果では、道路交通騒音における周波数

域においても、従来から定性的に述べられている傾向と同様に、音線が下方へ折れる正の温度勾配 (逆転層の発達している状態) において、地上付近で音が伝搬しやすくなる傾向が得られている。

また、橘らは²⁾、この騒音伝搬に与える温度勾配の影響について、約 1/100 の縮尺比での模型実験からも検討を行っている。風速分布と温度分布の調節が可能な境界層型風洞において、地表に沿って音が伝わりやすい条件と考えられる安定状態の温度勾配を設定し、床表面を反射性にした場合と吸音性にした場合とについて音の伝搬特性を求めている。得られた実験結果よ

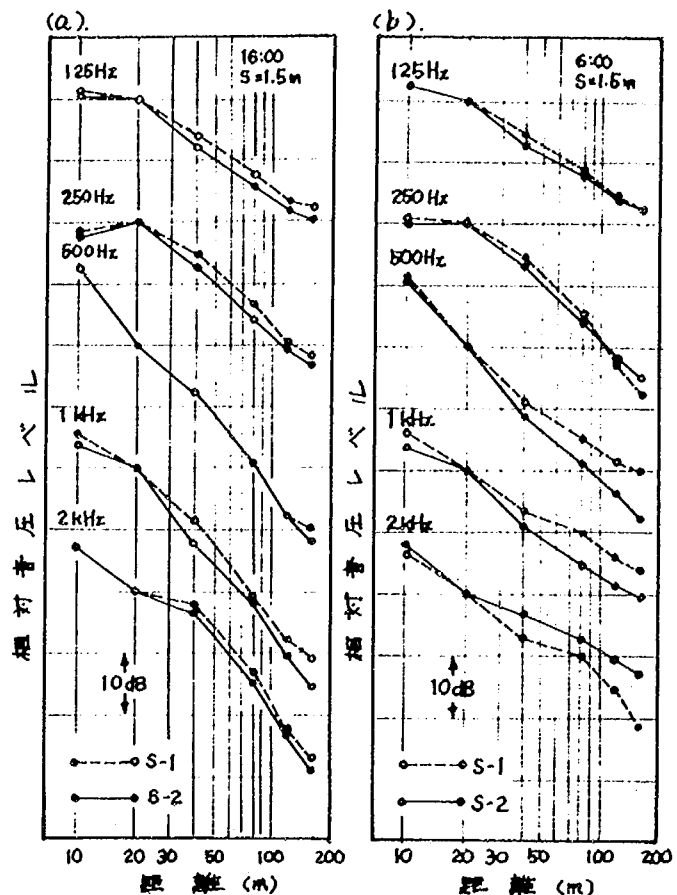


図 2-1-1 温度勾配による距離減衰の相異
現場実測結果¹⁾

り、12.5、25、50、100 kHz のレベル分布が吸音性と反射性の境界面の別に図 2-1-2 に示される。吸音性境界面上での伝搬では、安定状態の温度勾配を有する場合は温度勾配が中立の場合に比べてかなりのレベル上昇を呈している。しかしながら、反射性の境界面上での伝搬の場合には、25 および 100 kHz においては温度勾配によるレベル差異がほとんどみられず、50 kHz においては逆に中立の場合に比べて大幅にレベルが減じている。これについて橋らは、境界面に沿って到達する音と、上方から屈折してくる音との干渉によるものであろうとしている。

すなわち、ここでの模型実験の結果では、音の伝搬に対する温度勾配の

影響が、周波数により異なるとともに、伝搬境界面が吸音性であるか反射性であるかによって大きく異なることが示されている。

³⁾ P. H. Parkin et al は、平坦な空港における刈り込まれた芝の上でのジェット・エンジン音の長距離伝搬について、長期間にわたる詳細な測定を行っており、温度勾配の影響についても検討を行っている。音源高さは地上 1.8 m であり、受音点高さは地上 1.5 m である。実験の結果より、温度勾配による影響が、鉛直風速分布によるものと実際に等価な音響効果を生ずることが得られている。さらに、ある範囲内においては、それらに加算性のあることも読み取られている。すなわち、実測の結果では、負の温度勾配 (lapse) で +4 m/sec の風速 (音の伝搬と同じ方向の風) の場合は、中立の温度勾配 (Neutral) で風速 0 の場合の伝搬に近く、負の温度勾配で風速が 0 の場合には、中立の温度勾配で風速 -5 m/sec (音の伝搬に対向する方向の風) の場合の伝搬に近い。また、風速がほぼ 0 で得られた逆転の温度勾配の場合には、

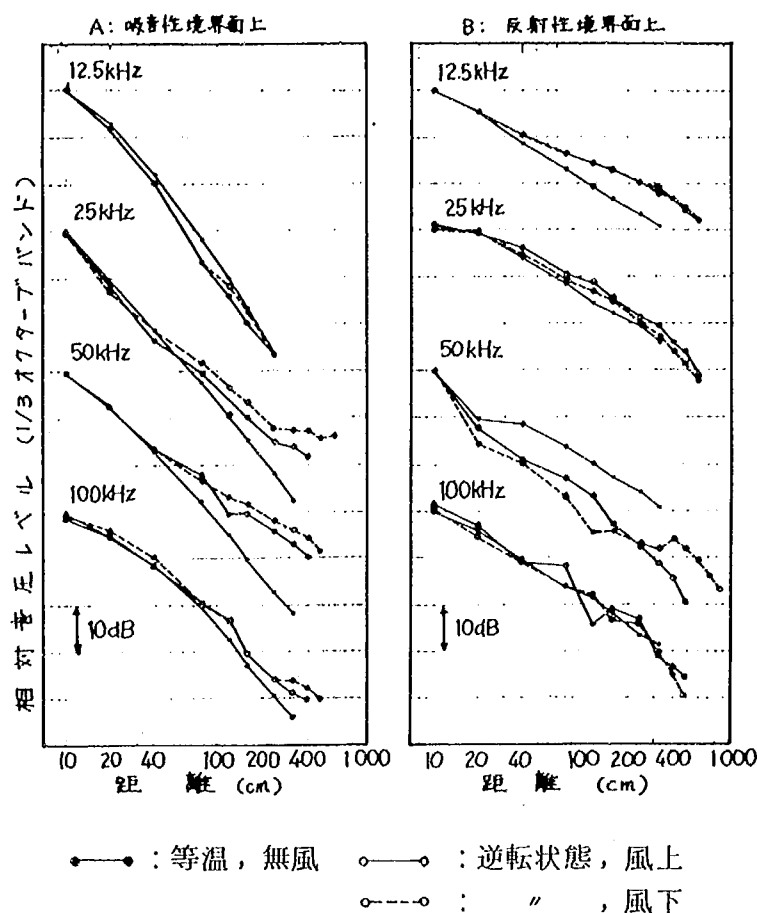


図 2-1-2 温度勾配による距離減衰の相異
風洞実験結果²⁾

+5 m/sec の伝搬特性に近いものが得られている。

(2) 長距離騒音伝搬に及ぼす風の影響について

地表に沿って吹く風は、地表面の種々の粗さによる影響を受けるため、一般には上空へ行くほど平均風速が大きくなる。したがって、風があるときには、風下では音は下方に屈折し、風上では上方に屈折することになる。すなわち、音の伝搬に与える風の影響は、風上（風の向きに対向して音が伝搬する場合）では大きな減衰を生じ、風下（風の向きと同じ方向に音が伝搬する場合）ではやや増加する傾向を有しているとされている。この騒音伝搬に対する風の影響は、温度勾配の影響と同様に周波数や伝搬境界面の影響特性によって大きく異なるが、さらに道路構造や遮音壁などの障害物の存在が非常に大きく作用するとされている。これらについても、道路交通騒音のような周波数域、伝搬条件において、実際にどの程度のものであるか十分に明らかではなく、なお今後の調査・研究による部分も多いところである。ここでは、特に、道路交通騒音での中心的な周波数域である 250～2,000 Hz 程度の音について、現場で比較的長距離で実際に測定された 2, 3 の例を紹介する。

⁴⁾
石井らは、平坦地として空港を利用し、舗装面（滑走路）上と草地との双方について、屋外での音響伝搬測定に有効な手法である M 系列変調相関法を用い実験を行った。地上 2 m の高さに音源を置き、地上約 1.5 m で音源より 960 m まで適当な間隔に受音点を設定している。風の影響をほとんど受けないと考えられる音源の近くの点（音源より 10 m）の音圧を基準とし、各測定点での相対音圧レベルをまとめたもののうち、1 kHz での結果が図 2-1-3 に示すものである。図に示されるように、風上における場合と風下における場合の騒音伝搬の差異が、地表面の条件によって非常に異なるものであることがわかる。またこの差異は、実験周波数によっても異なっており、250, 500 Hz に対し、1 k, 2 kHz とより高周波数で大きくなることが得られている。

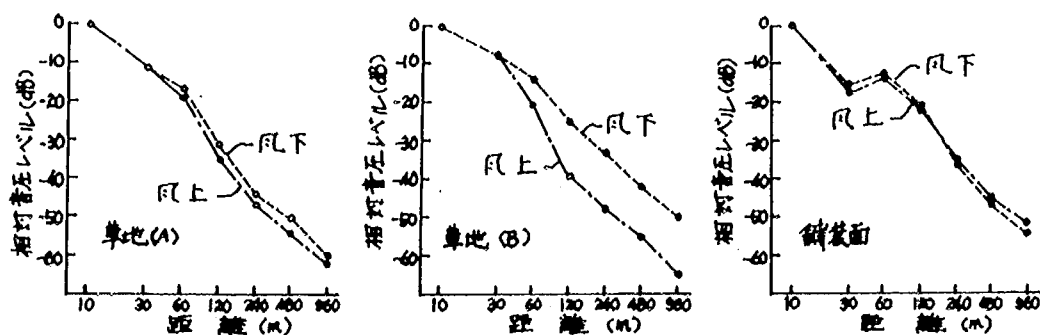


図 2-1-3 風による距離減衰の相異

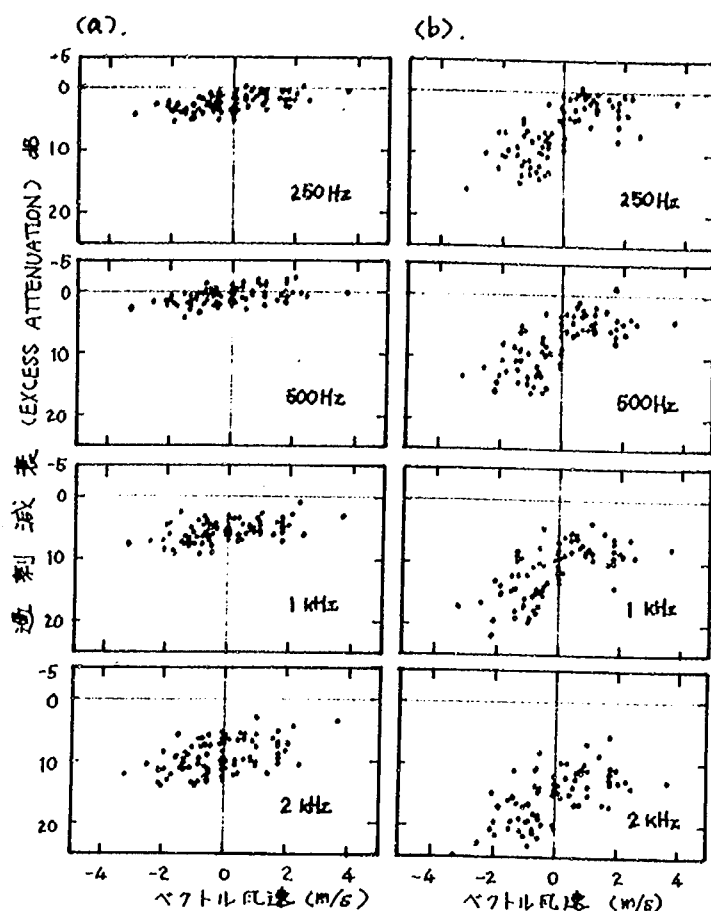
現場実測結果⁴⁾ 1/1 オクターブバンド 1 kHz におけるもの

また、吉久らは、同様にM系列⁵⁾変調相関法を用い、長期にわたる定点観測でこの長距離伝搬に与える風の影響を検討している。音源としてトランペット型スピーカを地上17m（建物屋上）に設定し、それから240m離れた地上1.5mと、840m離れた地上1.5mとで観測を行っている。音源から受音点まで伝搬域はほとんど住宅地である。92回の測定結果を過剰減衰（Excess Attenuation：幾何拡散による距離減衰以外の減衰）で表わし、ベクトル風速（音の伝搬方向に沿った平均風速成分）で整理した結果が図2-1-4である。全体の傾向として、風下伝搬（ベクトル風速が正）で過剰減衰が減少し、風上伝搬（ベクトル風速が負）でそれが増大している。

その程度は受音点および周波数に

よって異なり、音源に近い受音点P-1では、周波数が高いほど風による影響が大きく現われ、音源から遠いP-2では全帯域を通して同程度の影響である。測定結果のちらばりの程度は、P-1では周波数と共に増大し、2kHzで約10dB（過剰減衰の最大と最小の差）であり、P-2では20dB近くの差異がある。

山本ら⁶⁾は、鉄道騒音と道路交通騒音の双方について長期定点観測により風の影響を検討している。まず、ほぼ直線の切土区間を通過する鉄道騒音を対象に、それから約500m離れた地上約8m（建物屋上）の位置で録音分析を行っており、250～2,000Hzの実験周波数全域で、音の伝搬と同方向のベクトル風速によるレベル上昇を得ている。また、比較的交通量の多い道



(a)：受音点 P-1；音源より 240m

(b)： " P-2； " 840m

図 2-1-4 風による過剰減衰の相異
現場実験結果⁵⁾

路の平坦部を対象に，道路から約 150 m で地上 1.2 m の位置に受音点を設定して同様の検討を行っている。ただし，道路端には 2 m の遮音壁が建っており，道路端から受音点までは障害物のない草地である。1 測定 10 分間の計測で得られた L_{eq} (等価騒音レベル) の実測値と計算値の差異を，道路と直角方向のベクトル風速で整理した結果が図 2-1-5 である。道路端（遮音壁上）で観測された結果ではベクトル風速との相関がほとんどみられないが，150 m 離れた位置ではこれまでに述べられている傾向と同様の傾向が得られている。

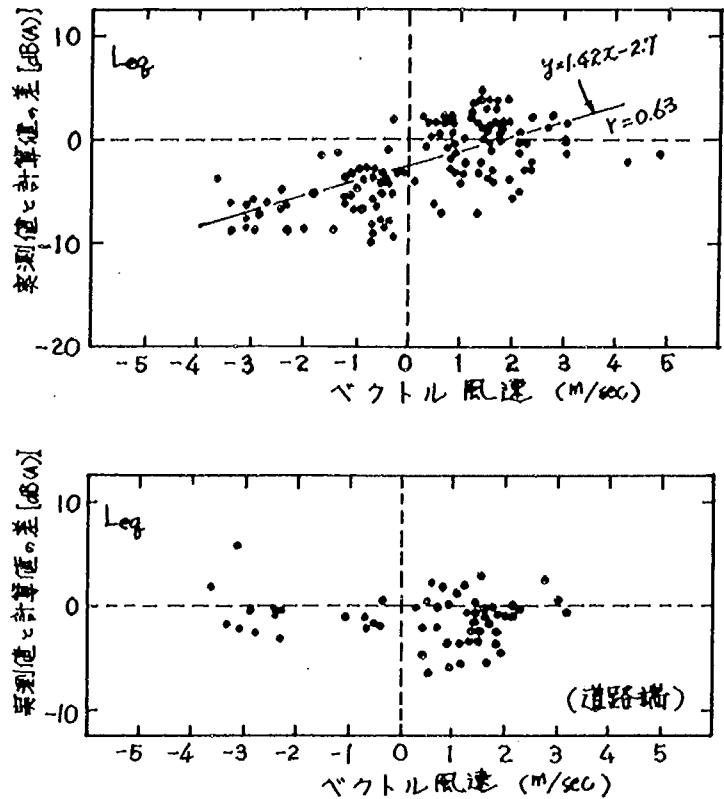


図 2-1-5 ベクトル風速による騒音伝搬の相異
現場実測結果⁶⁾

あとがき

長距離広域への騒音伝搬となった場合に生じてくる温度勾配，風速分布などの影響について，主として道路交通騒音に対応する周波数域や伝搬条件で実際に実測された例を中心に検討を加えた。結果は，いずれも，これまで定性的に論議されていた基本的な特性が確認され，さらに，道路交通騒音でどの程度の影響度となるかもある程度は推測し得た。今後は，実際の道路交通騒音を対象音源としての直接的な検証がなお必要であると思われる。

参 考 文 献

- 1) 吉久，橘，石井，「屋外における騒音の伝搬性状（温度分布の影響に関するフィールド実験結果）」，日本音響学会講演論文集，1979. 6
- 2) 橘，吉久，石井，「屋外における騒音の伝搬性状（温度分布の影響に関する風洞実験結果）」，日本音響学会講演論文集，1979. 6

- 3) P.H. Parkin, W.E. Scholes, "The Horizontal Propagation of Sound from a Jet Engine Close to the Ground, at Hatfield", Journal of Sound and Vibration, 1965
- 4) 石井, 橘, 山口, 「屋外における騒音の伝搬性状(平坦地における実測例)」, 日本音響学会講演論文集, 1976. 5
- 5) 吉久, 橘, 石井, 「屋外における騒音の伝搬性状(長期定点観測によるフィールド実験結果)」, 日本音響学会講演論文集, 1979. 6
- 6) 山本, 山下, 「風と騒音伝搬」, 日本音響学会講演論文集, 1980. 5
- 7) 橘, 石井, 「気象条件が音響伝搬に及ぼす影響」, 日本音響学会講演論文集, 1975. 5
- 8) 橘, 石井, 「各種断面の道路からの騒音伝搬に対する風の影響(1/100縮尺:風洞模型実験による検討)」, 日本音響学会講演論文集, 1975. 10
- 9) 青木, 長谷, 山本, 「相関法を用いた騒音の海上伝搬について」, 日本音響学会講演論文集, 1976. 5
- 10) 橘, 岩瀬, 石井, 吉久, 「騒音の回折減衰に対する風の影響(風洞実験による検討)」, 日本音響学会講演論文集, 1976. 10
- 11) 岩瀬, 吉久, 橘, 石井, 「模型実験による道路交通騒音に対する風の影響の検討(1/100, 風洞実験)」, 日本音響学会講演論文集, 1976. 10
- 12) 安藤, 麦倉, 「音響伝搬に及ぼす気象条件の影響」, 日本音響学会講演論文集, 1976. 10
- 13) 橘, 吉久, 石井, 「音の伝搬に対する乱れの影響——風洞実験による検討——」, 日本音響学会講演論文集, 1977. 4
- 14) 藤木, 高木, 平松, 山本, 「音の伝搬に対する風速と気温の鉛直プロファイルの影響」, 日本音響学会誌 36 巻 4 号, 1980. 4
- 15) 赤松, 水口, 小川, 中川, 「風速分布と温度勾配のある大気中の3次元音線計算法」, 日本音響学会講演論文集, 1979. 6
- 16) 山田, 石井, 「野外における音の伝搬特性の変動の測定」, 日本音響学会講演論文集, 1979. 6
- 17) 吉久, 橘, 石井, 「屋外における騒音の伝搬性状(地上のラフネス近傍における風の影響に関する風洞実験)」, 日本音響学会講演論文集, 1979. 10
- 18) 青島, 「音の伝搬に対する風速分布の影響」, 日本音響学会誌 34 巻 5 号, 1978. 5

- 19) J. E. Piercy, T. F. W. Embleton, "Review of Noise Propagation in the Atmosphere," the Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 61, No 6. 1977. 6
- 20) T. F. W. Embleton, J. E. Piercy, N. Olson, "Outdoor Sound Propagation over Ground of Finite Impedance", The Journal of the Acoustical Society of America., Vol. 59, No. 2. 1976. 2
- 21) F. M. Wiener, D. N. Keast, "Experimental Study of the Propagation of Sound over Ground.", The Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 31, No. 6, 1959. 6

2-2 大気拡散風洞を利用した模型実験

まえがき

本州四国連絡橋Dルートの本州側陸上部は地形が複雑な個所にルートが計画されており、この地形に合わせて道路構造も切土、盛土、高架、トンネルなどが検討されている。

このような個所では、自動車排出ガスによる局地的な大気汚染が懸念されており、自動車排出ガスの拡散予測は地形等の影響が容易に反映される風洞模型実験手法が有効な方法と考えられている。そこで土木研究所において本年度は本州四国連絡橋公団で製作されたDルート本州側の1/1000の地形模型を用いてある特定風向についての風洞拡散実験を行い、自動車排出ガスの濃度分布について検討を行ったものである。

(1) 実験方法および実験条件

1) 実験装置

実験は建設省土木研究所の大気拡散風洞(測定部 $3\text{m}^H \times 6\text{m}^W \times 27.1\text{m}^L$)、および全炭化水素分析計(FID:ベックマンMODEL 400)などの計測装置を用いて行った。

2) 地形模型

地形模型は縮尺1/1000で道路周辺地形および外周地形(整流地形)から構成されている。

3) 排出源

線源部は吐出部形状が内径0.5mm、長さ100mmパイプで、10mmピッチの点源連続のものを用い、地形模型上に埋込んで使用した。またトンネル坑口部はトンネル径に相当する

パイプを埋込んだものを用いた。

4) 実験方法

i) 定量実験

風洞床面に地形模型を配置し、模型上の各排出源より所定の条件でエチレンガスを吐出させ、トラバース装置を用いて道路周辺の地上濃度（模型の地表面より 1.5 mm の高さの濃度）分布を計測した。

ii) 可視化実験

定量実験と同じ排出源位置から煙を吐出させて煙の流れの状態を観察した。煙には発煙筒の煙を用いた。

iii) 気流計測

風洞に模型を設置した状態で模型上の 7 点で鉛直方向の風速分布，風向分布，乱れを熱線風速計を用いて計測した。

5) 実験条件

i) 気流条件

気流条件は模型を設置しない状態で風速の鉛直分布が $U_z = U_0 \left(\frac{z}{z_0}\right)^{\frac{1}{7}}$ 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

ii) 基準風速およびトンネルの吐出風速

基準風速は岸の上の風観測個所の年間平均風速に合せた。トンネル坑口からの吐出風速はトンネル換気計算より数値を決定し送風機により再現させた。

iii) ガス排出条件

トンネル部は坑口からの噴流，トンネル部以外は線源で近似させた。

iv) ガス排出量

ガス排出量は設計基準交通量を基に自動車排ガス量を計算し，これを参考に線源部，トンネル部排出量を決定し実験を行った。

v) 実験ケース

定量実験，可視化実験，気流計測の実験条件は次のケースについて行った。

表 2-2-1 実験 ケース

実 験 名	ル ー ト	模 型 上 の 風 向
定 量 実 験	A ル ー ト	N
	"	E
	"	W
	B ル ー ト	N
	"	E
	"	W
	"	SE
	C ル ー ト	N
	"	W
可 視 化 実 験	B ル ー ト	N
	"	E
	"	W
気 流 計 測	B ル ー ト	N
	"	E
	"	W

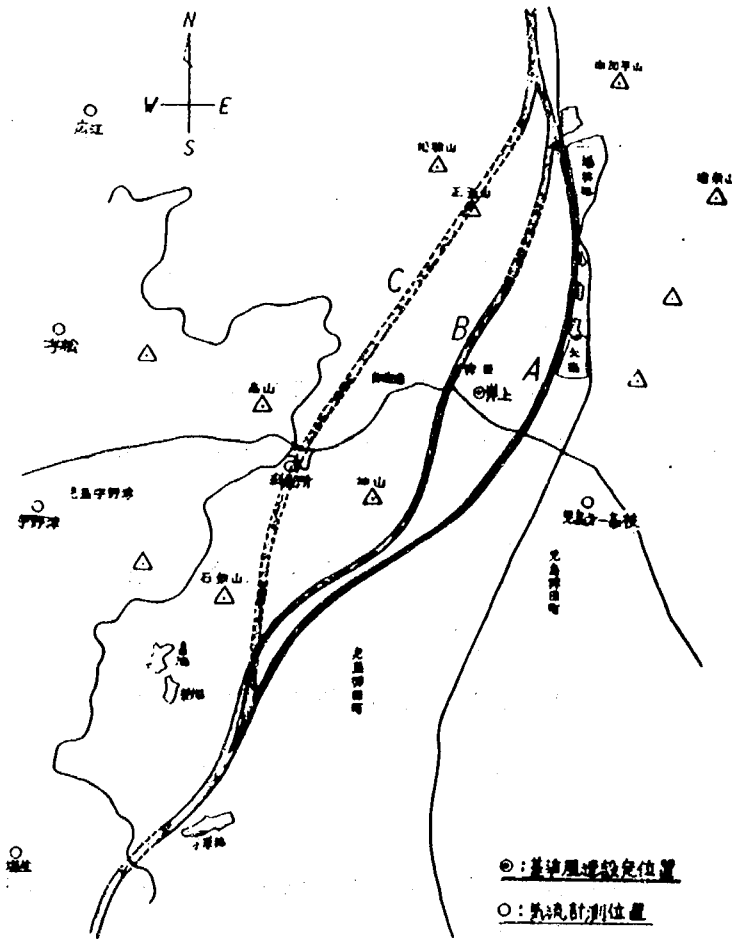


図 2-2-1 ルート位置図（気流計測位置を含む）

(2) 実験結果

1) 定量実験結果

濃度計測結果をもとにエチレンガスの濃度分布傾向を風洞風向別に見てみると i) ~ iv) のとおりである。図面は濃度計測結果をもとに等濃度分布図として作成されている。図に示された等濃度分布線は各ケース毎に検出された最大エチレンガス濃度を 1 としてこれに対する対象地点の濃度の比で示したものである。濃度分布図に示す設定風向は模型に対する主風向を示すもので、風洞風速は道路風上側で地形の影響を受けない地点で十分に高い位置における風速を表わしている。基準風速測定位置・岸の上での風向、風速は観測地点位置の地上 10 m での風向、風速を示したものである。エチレンガス排出量は実験で対象道路から排出させた 1 分間の排出量を示す。また濃度基準位置はこの実験ケースで測定された最大濃度位置を表わしたものである。

この濃度計測結果をもとに自動車排出ガスの濃度に換算する場合は次のような計算を行う必要がある。

$$C_E = \frac{Q_E}{Q_T} \cdot C_T \frac{T_T}{T_E}$$

ただし C_E : 計画交通量に基づく物質濃度 [ppm]

C_T : 濃度計測実験結果 C_2H_4 濃度 [ppm]

Q_T : 実験時エチレンガス流量 [cc/sec, cc/m・sec]

Q_E : 計画交通量に基づき算出された物質排出量 [cc/sec, cc/m・sec]

T_T : 実験時の T_E に対する等価単位時間 [sec]

T_E : 実現象での T_T に対する等価単位時間 [sec]

i) 風向 N について

a) A ルート

拡散状況は全体的にはほぼ風軸と平行に拡がっており、特に地面の低い地域へ広がっている。また、地形の影響を受けて一部の地域では排出ガスの回り込みが見られる。

b) B ルート

拡散状況は A ルートと同様に風軸に平行に拡がっている。地形的影響は A ルートほど大きくないが、一部の個所では若干ガスの引き寄せが見られる。

c) C ルート

拡散状況は両トンネル坑口および換気塔のそれぞれの坑口から風軸下流に沿って分布している。南側の下り線坑口では地形の影響で若干のガスが谷間に沿って流れ込んでいるのが認められる。

換気塔からの排出はトンネル坑口と比べ影響は小さくでている。

ii) 風向Wについて

a) A ルート

拡散状況は、気流が山を越えて流れ込み、地形の影響が大きく道路排出源が山岳部背後に位置するため、上流側へ排出ガスが分布している。しかしその濃度は比較的低い。

排出源下流においては比較的一様な拡散状態を示している。

b) B ルート

拡散状況は北側のトンネル坑口附近からの排出、および下り線坑口、明り部からの排出の2つに別れて分布している。北側のトンネル坑口からの拡散状態は地形の影響を受けて上流側への分布も見られる。また下流側では若干NEの方向へ偏心しながら拡がっている。

トンネル坑口下り線および明り部からの拡散状態は一部上流側への分布も見られるが下流側へ比較的一様な拡散を示している。

c) C ルート

拡散状況は両トンネル坑口、および換気塔に分け分布している。トンネル坑口からの拡散状態は他のルートと同様に、地形等の影響により上流側への分布が見られる。

iii) 風向Eについて

a) A ルート

拡散状況は、ほぼ風軸と平行に分布しているが、地形の影響を受け上流に排出ガスが分布している。

b) B ルート

拡散状況は、北側のトンネル坑口上り線からと明り部および下り線坑口からの排出の2つに別れて分布しており、一部排出源上流に分布している。

iv) 風向SEについて

B ルート

拡散状況は地形等の影響が小さく、ほぼ風軸下流に沿って分布している。



濃度計測結果

A ルート
 設定風向 N
 風洞風速 4.7 m/s
 基準風速測定位置・岸上
 風向 NW
 風速 1.2 m/s
 C₀H₄GAS 吐出量 500 cc/min
 ▲: 濃度基準位置 (C_p)

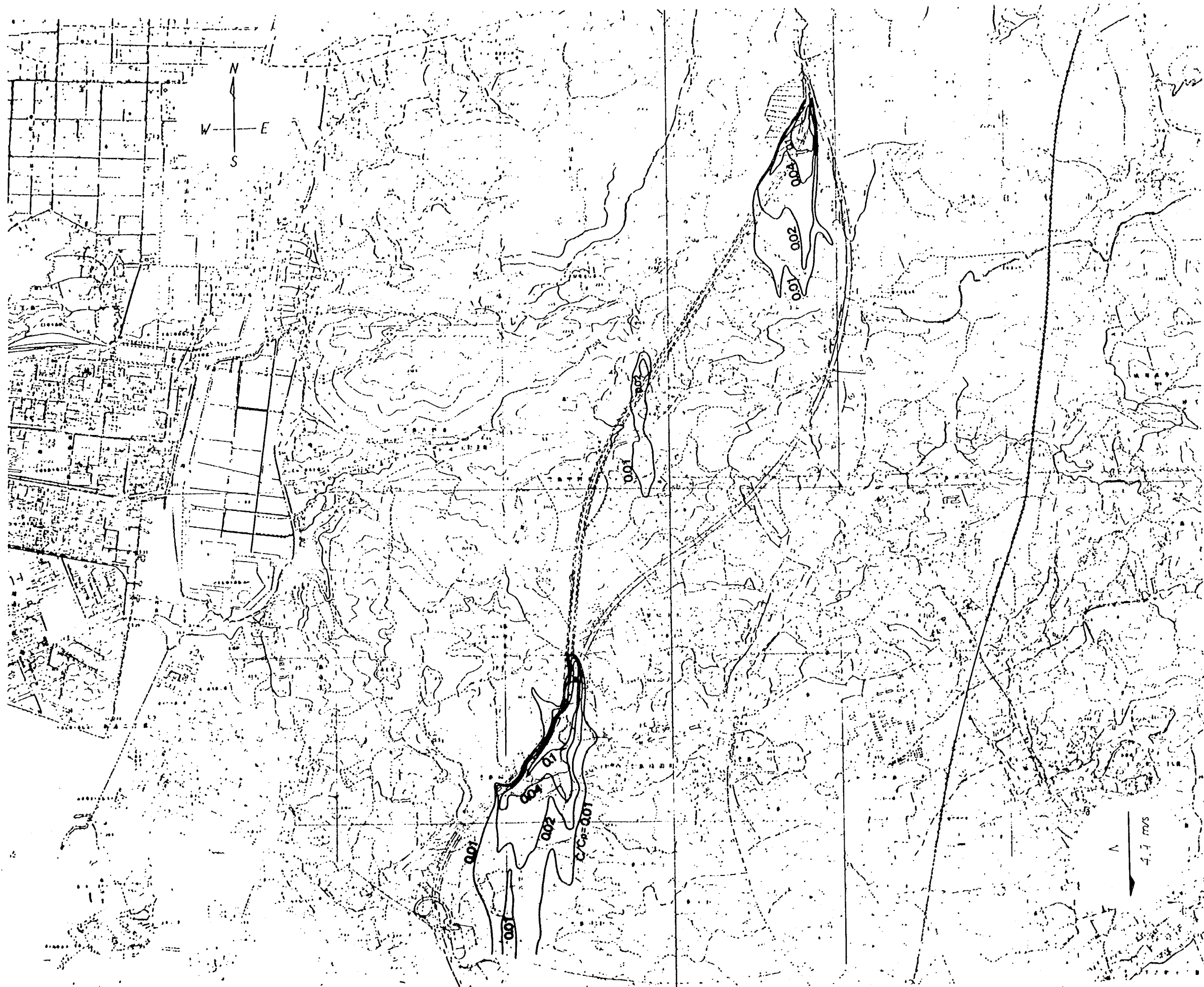
図 2-2-2



濃度計測結果

B ルート
 設定風向 N
 風洞風速 3.2 m/s
 基準風速測定位置・岸上
 風向 NNE
 風速 1.2 m/s
 C₀H₄GAS 吐出量 505 cc/min
 ▲: 濃度基準位置 (C_p)

図 2-2-3



濃度計測結果

C ルート

設定風向 N

風洞風速 4.9 m/s

基準風速測定位置・岸上

風向 NNE

風速 1.1 m/s

C₂H₄GAS吐出量 485 cc/min

▲: 濃度基準位置 (C_p)

図 2-2-4



濃度計測結果

A ルート

設定風向 W

風洞風速 2.3 m/s

基準風速測定位置・岸上

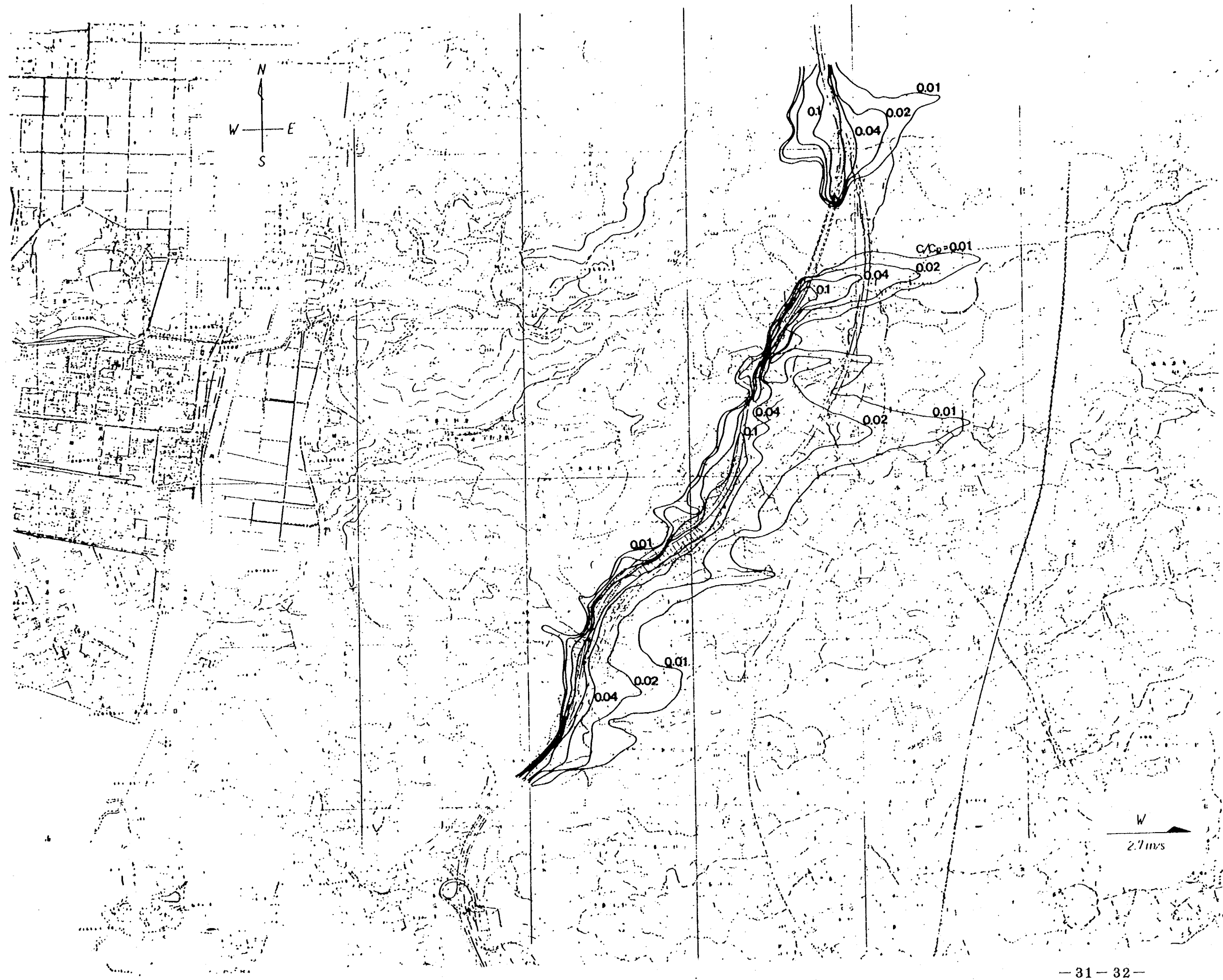
風向 WNW

風速 1.3 m/s

C₂H₄GAS吐出量 520 cc/min

▲: 濃度基準位置 (C_p)

図 2-2-5



濃度計測結果

B ルート

設定風向 W

風洞風速 2.7 m/s

基準風速測定位置・岸上

風向 W

風速 1.4 m/s

G_HGAS検出量 505 cc/min

▲: 濃度基準位置 (C_p)

図 2-2-6

2) 気流計測結果

i) 設定風向Wについて

図2-2-7に示すように風向は塩生を除き高さ方向にもWを示している。塩生では50m以下でWNWとなっている。

風速分布は一般には高さが上れば風速は高くなる傾向を示すが塩生、呼松の両ポイントを除いて低い位置ではこの傾向がはっきりみられない、これらの地点ではまわりの地形が風速分布に影響を及ぼしているものと思われる。

ii) 設定風向Eについて

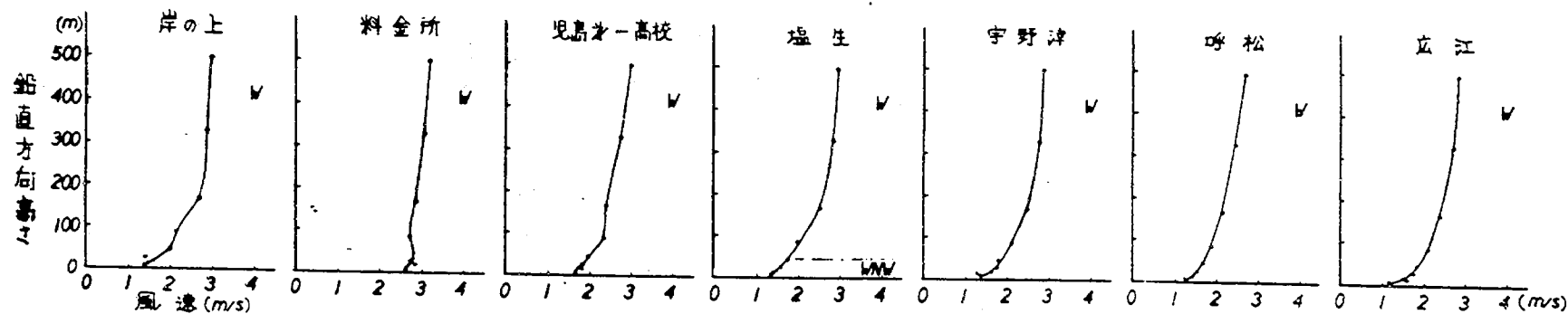
風向は高い位置では主風向と同じであるが、低い位置では風向にばらつきが見られる。また、塩生では170m以下がESEとなっており、これは塩生の東側にある山の影響と考えられる。

風速は呼松、料金所を除いて地上高と風速はほぼ比例関係にある。また、風速を7地点で見た場合他の風向でも同様に標高の一番高い料金所が風速が一番高くなっている。呼松では料金所における風速と比較した場合、地上高10～90mで半分以下の風速となっており他のポイントに比べてもかなり小さい。

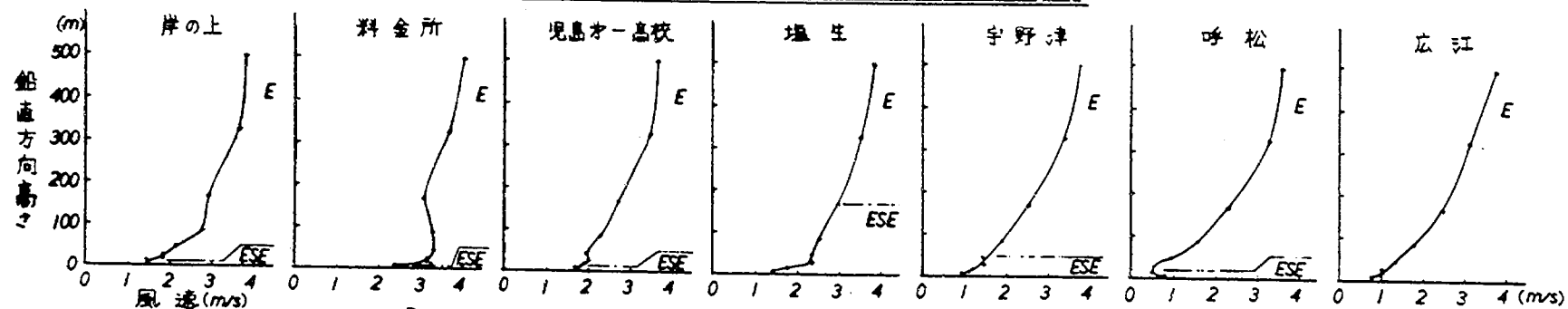
iii) 設定風向Nについて

風向は岸の上の地上高10～20m、宇野津の10～30mを除いてすべて主流風向と同じNを示している。岸の上の10～20mでNNEを示すのはこのポイントが谷に位置するためと考えられる。また宇野津の10～30mで同じ様にNNEを示すのはこのポイントの北側にある山の影響と考えられる。

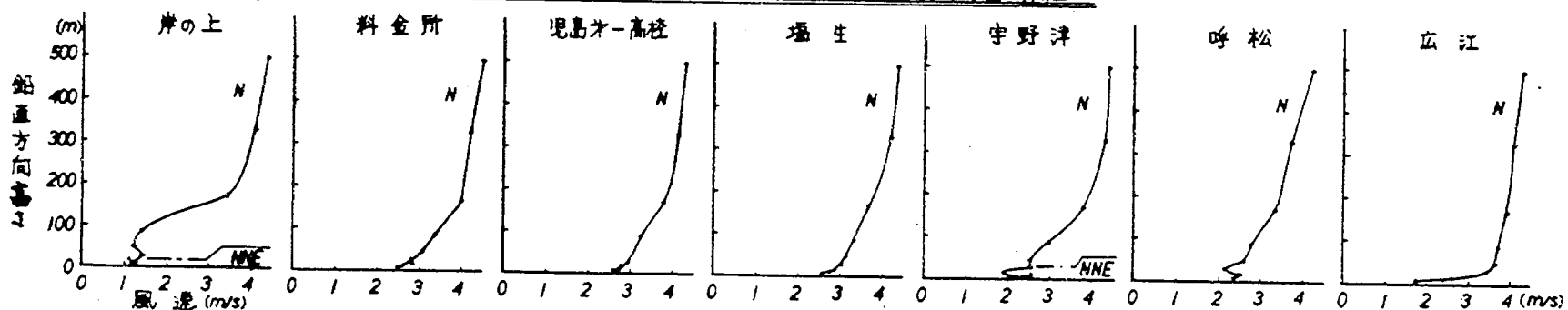
風速分布は岸の上、宇野津の2ポイントの低い位置では、他のW風向、E風向のケースと比べ高さ方向の分布を異にしている。この2ポイントはかなり地形の影響を受けているものと思われる。



Bルート、設定風向 W、風洞風速 2.8 m/s、基準風速設定位置・岸の上



Bルート、設定風向 E、風洞風速 4.1 m/s、基準風速設定位置・岸の上



Bルート、設定風向 N、風洞風速 3.6 m/s、基準風速設定位置・岸の上

(注) 図中の風向は その鉛直方向での風向を示し、破線は その境界線を示す。

図2-2-7 気流計測結果

ま と め

本実験では自動車からの排出ガスの濃度分布の傾向、および風向、風速の分布の傾向などを見たわけであるが、その結果を見ると、濃度分布傾向は道路周辺の地形の影響を受け道路の風上側へも排出ガスが拡散しており、その程度は風向によって相当の差が見られることがわかった。

また、道路近くの風観測地点での風向、風速の高さ方向の分布を見てみると地形の影響を受ける場所では、風速の鉛直分布が一部の範囲で指数方則に従わないもの、風向が一部の範囲で高さ毎に変化しているものがあることがわかった。

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 長浦試験舗装調査

国道16号，千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦地先の現道に，コンクリートピットを設け，床組構造をもった鋼床版を架設して橋梁構造としている。ここに，図3-1-1～2に示す平面配置および

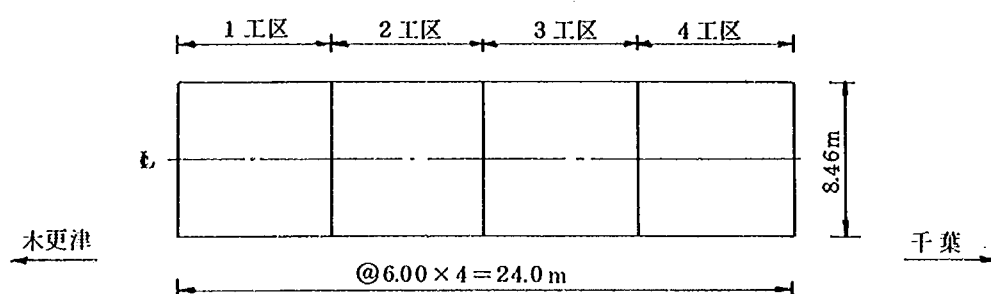


図3-1-1 試験舗装の平面配置

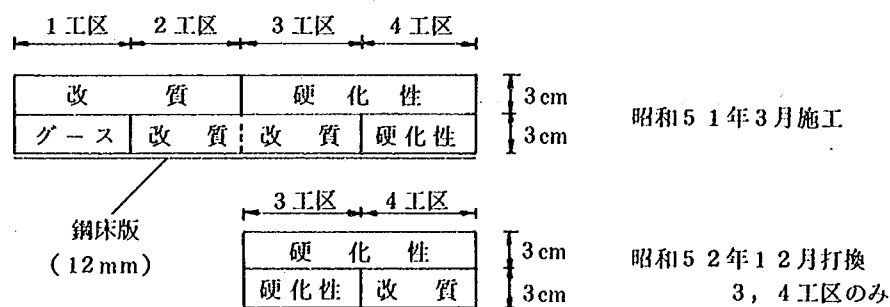


図3-1-2 舗装構成

構成の舗装を4種類施工し，その供用性を経時的に調査している。

舗装は，昭和51年3月に施工したが，3工区と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，55年10月に実施した。

1) 供用状況

交通条件は，全交通量10,400台／日・方向，大型車率26％である。車両重量調査の結果で

は、通過輪数は21,800輪/日・方向である。輪荷重分布は、0~1t=70%, 1~2t=15%, 2~3t=14.5%, 3~4t=2.5%であり、最大は8~9tのものが2輪測定されている。供用年数は、1工区と2工区は4年7カ月、累積大型車交通量(N)=386×10⁴台になる。しかし、3工区と4工区は打換えを行っているので、2年6カ月、N=259×10⁴台となる。

2) 平坦性

1~2工区と3~4工区は、表層のアスファルト混合物が同一であるので、縦断凹凸量は連続して測定している。1~2工区の平坦性(mm)は $\sigma=2.2\sim4.6$ mm, 3~4工区は $\sigma=4.7\sim6.8$ mmである。 σ の経時変化を図3-1-3に示した。1~2工区で σ が大きいのは上り車線のデータである。これは、トランスフレックスジョイントでの衝撃が加わることで、および下層のグースアスファルトのコンシステンシーが温度によって変化しやすいこと等の影響を受けて表

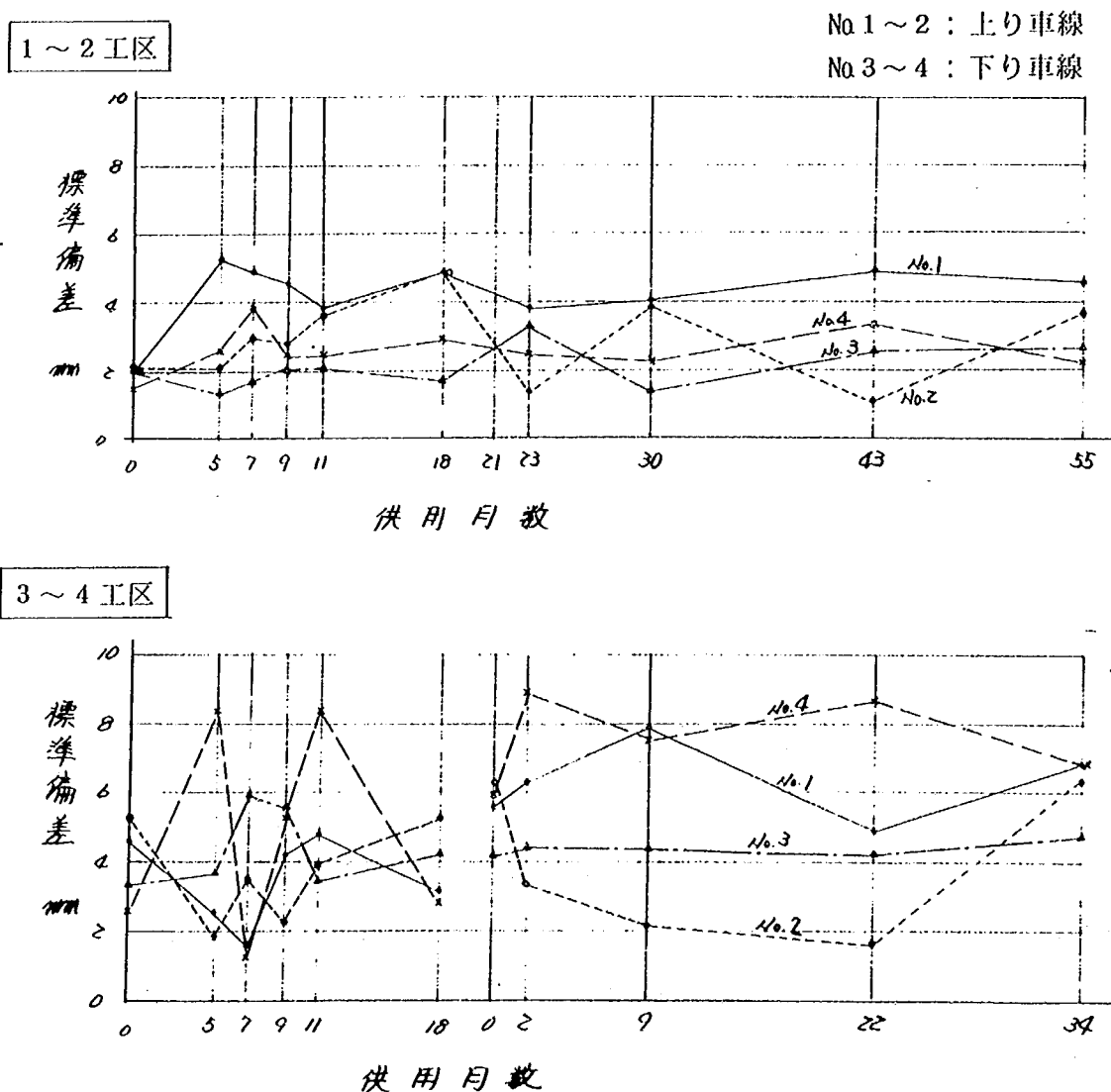


図3-1-3 平坦性の経時変化

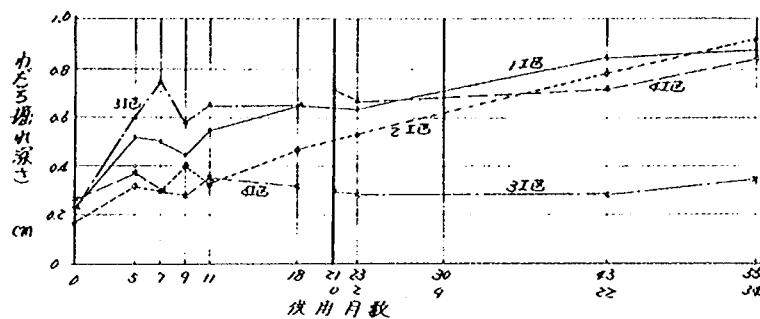
層の縦断的な凹凸が若干進行しているものと思われる。

3～4工区は、硬化性アスファルトコンクリートの締固めが十分でないため当初から σ が大きく、最近では、ひびわれが進行しているの、平坦性は一段と悪くなっている。したがって、硬化性アスファルトコンクリートの施工は特に注意を要することがうかがえる。

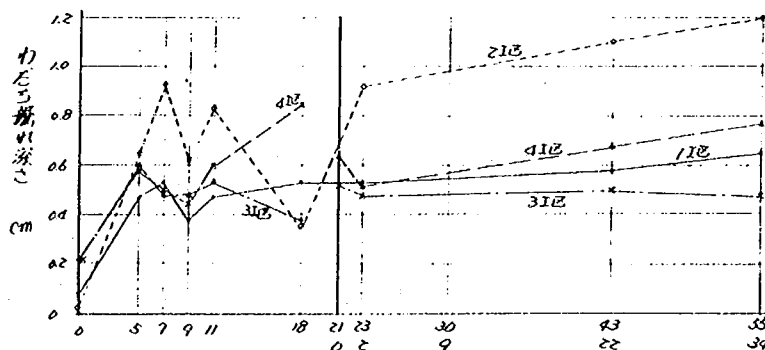
3) わだち掘れ量

わだち掘れ量の推移を図3-1-4に示した。工区全体の平均値($\bar{X}_6$)と比較すると、2工区

上り車線



下り車線



工区平均

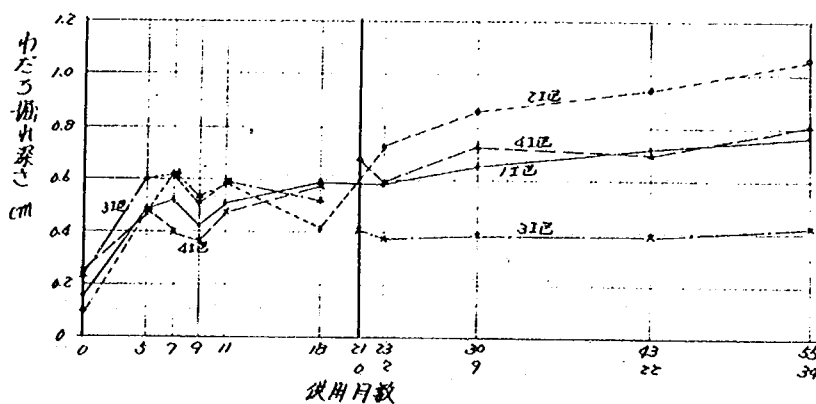


図3-1-4 わだち掘れ量の経時変化

が10.6mmと大きいことがわかる。一方、エポキシアスファルトを用いている3～4工区は、施工直後からの変化が非常に小さいので、耐流動性であることがわかる。したがって、先の平坦性の項で述べたように、施工時にエポキシアスファルト混合物の可使用時間を考慮して十分に施工を行えば、わだち堀れが少ない舗装が期待できるものと思われる。

4) ひびわれ率

ひびわれ率の経時変化を図3-1-5に示した。3工区と4工区は打換え補修を行っているにもかかわらず、ひびわれ破損の進行が早い。特に4工区は、ひびわれ率(c)35%と極めて大きい。この工区は、舗装の打換えを行った際、マウラージョイントの高さ調整、下沓の据え直し等を行っている。しかし、このような措置を施したにもかかわらず段差衝撃は無くなっていないので、舗装のひびわれを誘発しているものと思われる。しかし、ひびわれの主たる原因は、エポキシアスファルト混合物の締固め不足、下層との接着不良にあると思われるので、施工には特に注意を要するものといえる。

一般の鋼床版舗装では、累積大型車交通量 $N = 368 \times 10^4$ 台供用時のひびわれ率は、0.2～1.2%程度である。1工区、2工区のひびわれ率はこれより小さいので、改善効果がうかがえる。

5) すべり抵抗

ポータブルスキットレジスタンステスターによる路面のすべり抵抗値(BPN)の経時変化を図3-1-6に示した。BPNは主として、アスファルト混合物の粗骨材の研磨抵抗性を評価することに利用される。試験舗装では、粗骨材に西多摩産の硬質砂岩を使用している。土研で過去に行ったBPNの調査では、 $N = 400 \times 10^4$ 台供用時のBPNは62～67の範囲にあった。今回のデータはこの範囲内にあるので、すべり抵抗値は通常のものと同程度であると評価できる。

今回の調査結果をもとに鋼床版舗装としておおむね良好と思われる舗装は、(上層+下層)は(改質アス+改質アス)と(改質アス+グースアスファルト)が挙げられる。

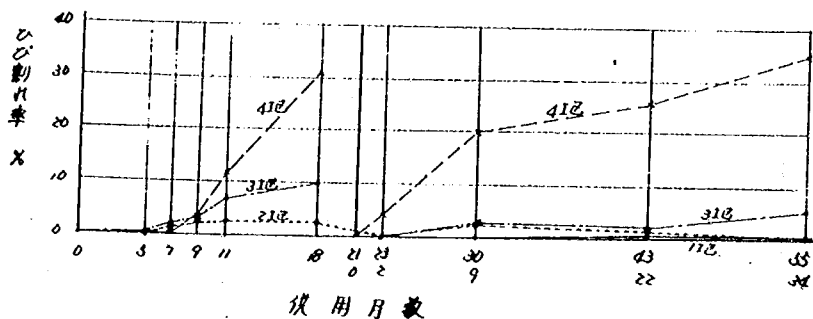
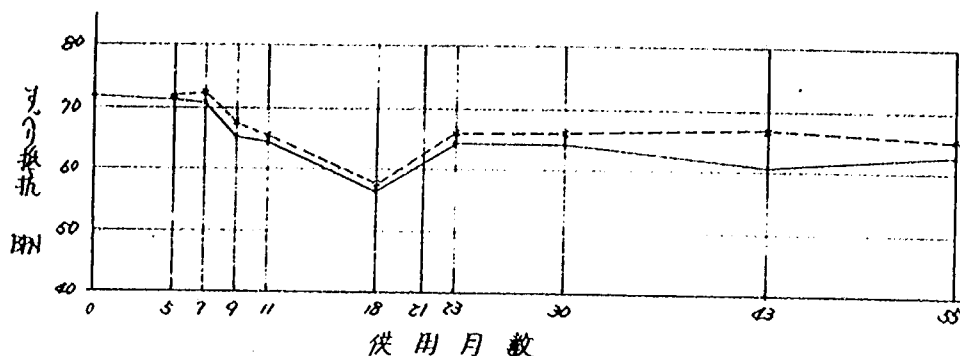


図3-1-5 ひびわれ率の経時変化

工区 1 ~ 2

改質



工区 3 ~ 4

硬化性

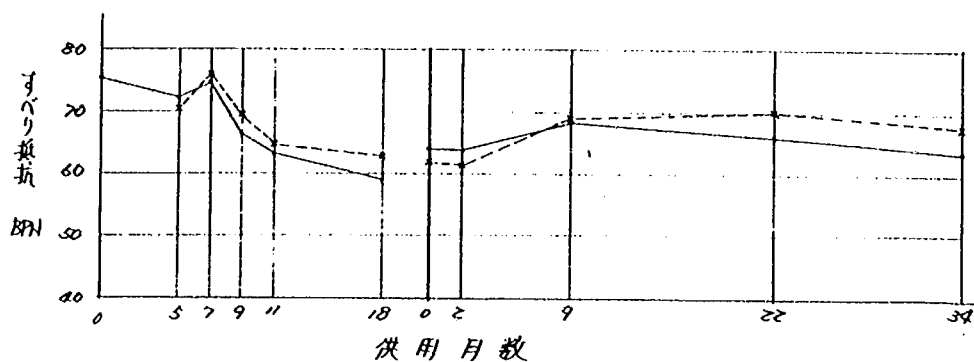


図 3-1-6 BPN の経時変化

3-2 土研中ループ鋼床版

舗装走行実験場大ループ ($\ell = 870\text{m}$) 内の西側直線部に、鋼床版橋梁 (単純鋼床版桁橋、 $2\text{ @ }10\text{m}$) を架設し、ここに 2 種類の試験舗装を実施した。

ループには、誘導無線方式で走行する荷重車が 2 台あり、これを利用して舗装の供用性を定期的に調査した ($N = 5 \times 10^3$ 回毎に $N = 5 \times 10^4$ 回まで路面性状を調査した)。

1) 橋梁の概要

鋼床版橋梁の一般図および断面図を図 3-2-1 に示した。本四(1)、(2)橋梁に連続して、土研(1)、(2)橋梁 ($2\text{ @ }20\text{m}$) が架設されている。

図 3-2-2 に示すように、鋼床版の縦リブは閉リブタイプであり、リブ間隔は 300mm 、主桁と直近の縦リブ間隔は、 150mm と一般の橋梁より剛性を高めた設計がとられている。

2) 舗装の概要

舗装の種類は、本四(1)橋梁では (上層 + 下層) を (改質アスコン + グースアスファルト)、本四(2)橋梁では (改質アスコン + 改質アスコン) を施工している。

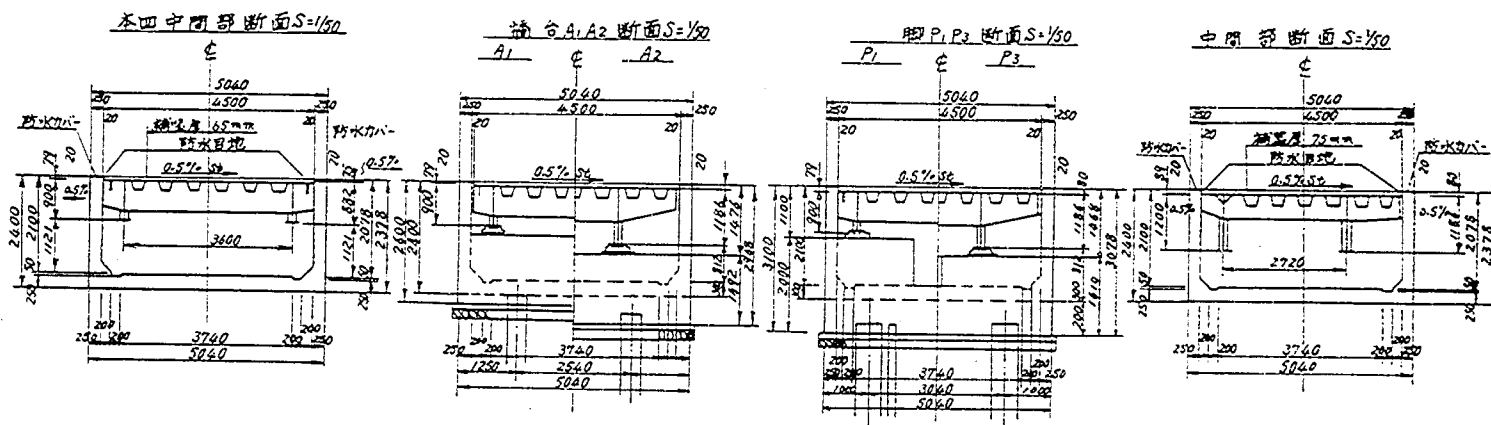
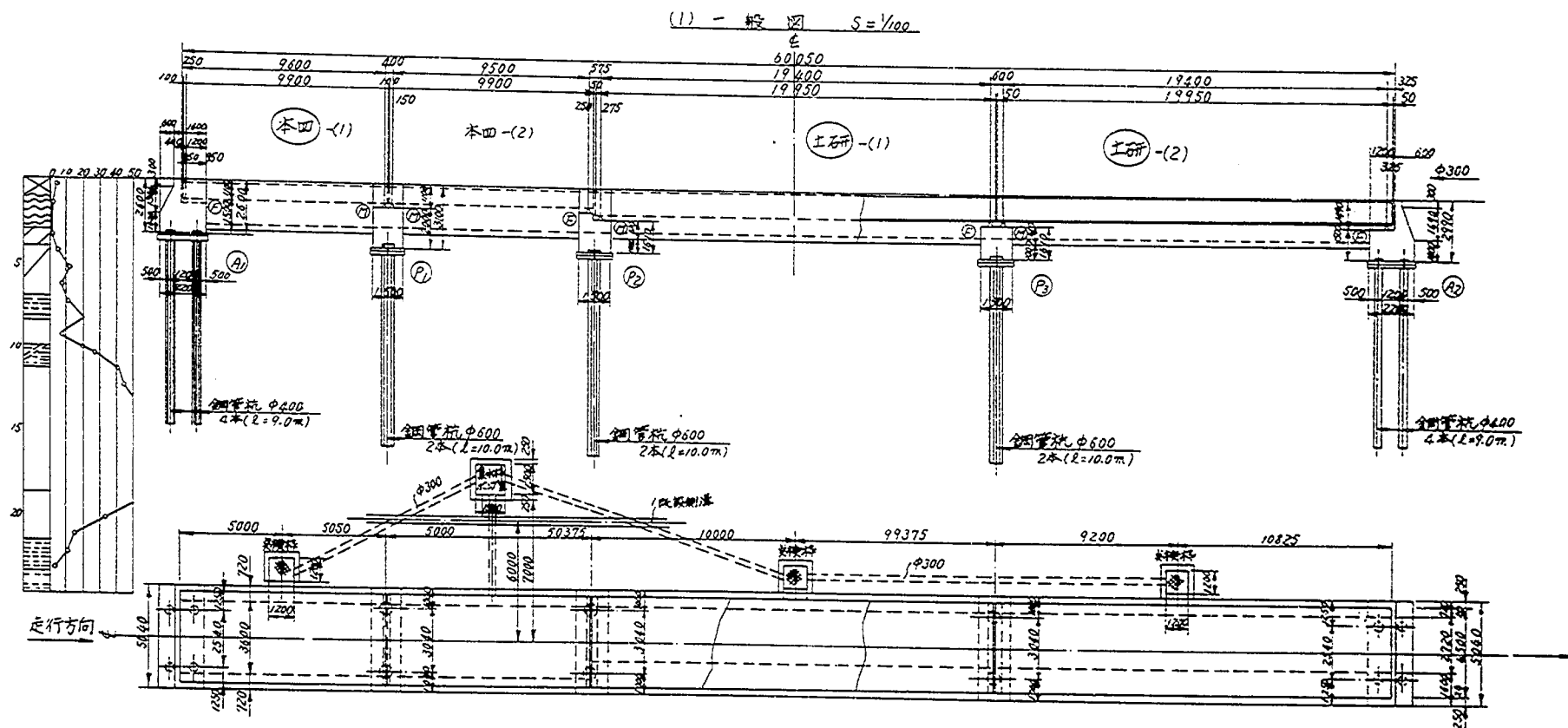
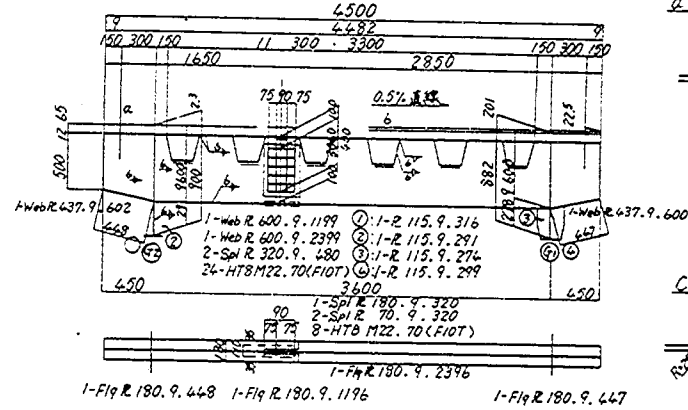


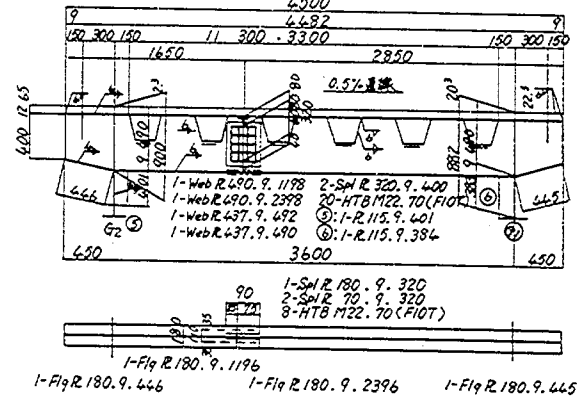
図 3-2-1 橋梁一般図及び断面

本四橋梁(1)

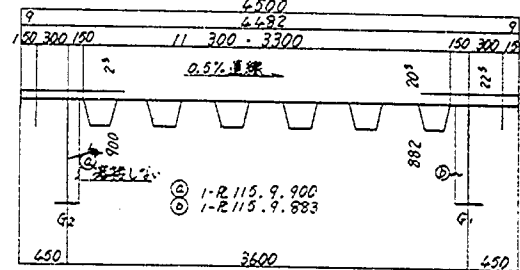
A-A断面



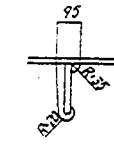
B-B断面



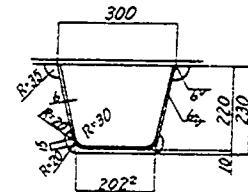
C-C断面



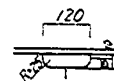
a部詳細 S=1/12



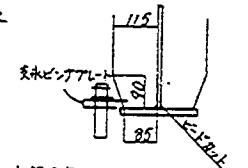
b部詳細 S=1/6



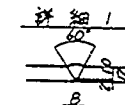
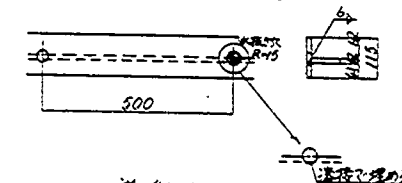
c部詳細 S=1/2



支保二部 詳細 S=1/6



舗装材の水抜きス S=1/6



- 注) 1. 特記なき材質は全てSS41とする。
2. +印はHTB M22(FIOT)を示す。
3. () 内数字は①を示す。
4. < > は②を示す。< > は③を示す。
5. () は可動部を示す。
6. ※印は漏洩しない。
7. Sole Rの詳細については図面を参照。

固定部: 標準設計 LB-103(Fix-Road)-SS0
可動部: LB-104(Mov-Road+20)-SS0

図 3-2-2 断面図

改質アスコン用のバインダーは、本四舗装基準（案）の改質Ⅰ型バインダーを使用している。

グースアスファルトは、トリニダードレーキアスファルトを25%配合したグースアスファルトである。

バインダーおよび混合物の性状は表3-2-1~3に示すとおりである。改質アスコンは動的

表 3-2-1

項 目		グース C		改 質 A
混 合 物 の 種 類		グースアスファルト		密粒度アスコン
バ イ ン ダ ー の 種 類		ストアス 20/40 75% T. L. A. 25%		本四改質工型 シノファルト（日製）
混 合 物 製 造 所		日本道路（株） 茨城アスファルトセンター		日本舗道（株） 筑波合材工場
バインダーの性状試験	バ イ ン ダ ー の 種 類	ストアス20/40	T. L. A	シノファルト
	針 入 度 (1/100)	25	2.0	73
	軟 化 点 (℃)	56.5	97.2	63.5
	伸 度 (cm)	100 ⁺		75 (10℃)
	蒸 発 減 量 (%)	0.02		
	蒸 発 後 の 針 入 度 (%)	92	100 ⁻	95.8
	蒸 発 後 の 針 入 度 比 (%)	96		98.6
	薄 膜 加 熱 減 量 (%)	0.03		0.03
	薄膜加熱後の針入度 (%)	68		86.3
	トリクロルエチレン可溶分 (%)	99.8		
	引 火 点 (℃)	302	495	311
	比 重 (25℃/25℃)	1.038	1.405	1.021
	フ ラ ー ス 破 壊 点 (℃)			-19
	タ フ ネ ス 25℃ (kg·cm)			164
	テ ナ シ テ イ 25℃ (kg·cm)			127
	160℃セイボルトフロール (sec)		105	248
	200℃セイボルトフロール (sec)			
	60℃ 粘 度 (ポアズ)			7.5 × 10 ³
接着剤の性状試験 （カチコートS） 及び タックコート剤の 性 状 試 験 （カチオゾールGM） ※左欄：試験結果 （右欄：規格値）	不 揮 発 分 (%)	接 着 剤 54.2	エングラード度 (25℃)	タックコート剤 5.0
	粘 度 (25℃) (CPS)	268	フルイ残留物 1190μ(%)	0.03
	接触乾燥時間 (25℃) (分)	18	貯蔵安定度 5日(%)	0.8
	低温屈曲試験 (-10℃)	合 格	付着試験 (室温10℃)	合 格
	基 盤 目 試 験 (点)	10	低温安定度 (-5℃)	合 格
	耐温試験後の基盤目試験 (点)	10	粒 子 の 電 荷	+
	塩水噴霧試験後の基盤目試験(点)	10	残 留 物 (%)	57.2
			針 入 度 (25℃)	98
			伸 度 15℃(cm)	100 ⁺
			三塩化エタン可溶分	98.0

表 3-2-2

項 目		グ レ ス C		改 質 A	
使用材料の 配合割合 (%)	呼 び 名	産地及び材質	配 合 割 合	産地及び材質	配 合 割 合
	6 号 砕 石	新 治 郡 硬 質 砂 岩	18	新 治 硬 質 砂 岩	34.8
	7 号 砕 石	"	32	"	24.5
	砕 砂	—	—	岩 瀬 "	10.4
	粗 砂	二 宮 町 富 田 川 砂	12	佐 原 川 砂	9.4
	細 砂	桜 川 川 砂	11	水 洗 丘 砂	10.4
	石 粉	栃 木 市 鍋 山 町 石 灰 岩 粉 末	27	石 灰 岩 粉 末	4.7
	ア ス フ ァ ル ト	—	—	改 質 ア ス フ ァ ル ト	5.8
合 成 粒 度 通 過 重 量 百 分 率 (%)	ふ る い 目	設 定 粒 度	粒 度 範 囲	設 定 粒 度	粒 度 範 囲
	20 mm			100	100
	13	100	100	97.7	95~100
	5	75.3	65~85	62.5	55~70
	2.5	53.2	45~62	42.9	35~50
	0.6	43.7	35~50	27.0	18~30
	0.3	38.5	28~42	15.1	10~21
	0.15	31.2	25~34	7.2	6~16
	0.074	23.6	20~27	5.0	4~8
混 合 物 の 品 質 試 験	最 適 バ イ ン ダ ー 量		8.86	5.8	
	流 動 性 試 験 240℃ (sec)		11	—	
	貫 入 試 験 40℃ (mm)		1.6	—	
	マ ー シ ャ ル 安 定 度 試 験 (突 固 回 数 50 回)	密 度 (g/cm ³)	—	2.355	
		空 げ き 率 (%)	—	4.2	規格値 3~6
		飽 和 度 (%)	—	76	70~85
		安 定 度 (kg)	—	1,180	500 以上
		フ ロ ー 値 (1/100cm)	—	24	20~40
	ホ イ ー ル ト ラ ッ キ ン グ 試 験 (60℃ 6.4kg/cm ²)	動 的 安 定 度 DS (回/mm)	525	1,330	
		変 形 率 RD (mm/分)	7.5×10^{-2}	3.17×10^{-2}	
	曲 げ 試 験 (-10℃ 50mm/min)	破 断 ひ ず み ($\times 10^{-3}$)	10.2	8.3	
		曲 げ 応 力 (kg/cm ²)	113	133	
		ス テ ィ フ ネ ス (10 ³ kg/cm ²)	11.1	16.0	

表 3-2-3

表 3-2-3

項 目		グ ー ス C	改 質 A	項 目		グ ー ス C	改 良 A				
ホ ッ ト ビ ン 配 合 割 合				接 着 層	接 着 剤	瀝青・ゴム系カチコートS	瀝青・ゴム系カチコートS				
	3 Bin	19	35		使 用 量	0.15ℓ/m ² 2回塗り	0.15ℓ/m ² 2回塗り				
	2 Bin	32	25		施 工 方 法	刷 毛 塗	刷 毛 塗				
	1 Bin	22	35		養 生	12時間以上	12時間以上				
	石 粉	27	5	防 水 層	施 工 場 所	—	○				
ふるい目			施 工 方 法		—	ポルトランドセメント（ポンドコート）、ポルトランドセメント（ポンドコートB）					
ホ ッ ト ビ ン 合 成 粒 度	20	100	100	タ ッ ク コ ー ト	タ ッ ク 剤	ゴム入りアスファルト乳剤 カチオゾールGM	ゴム入りアスファルト乳剤				
	13	99.6	98.3		使 用 量	0.2ℓ/m ²	0.3ℓ/m ²				
	5	74.8	62.0		施 工 方 法	刷 毛 塗	刷 毛 塗				
	2.5	53.4	42.8		養 生	1～2時間	1～2時間				
	0.6	39.1	27.0	混 合	プ ラ ン ト 機 械	日 工	ニイガタ（改良型）				
	0.3	32.7	14.5		骨 材 温 度	190℃	—	195℃			
	0.15	28.1	7.6		バ イ ン ダ ー 温 度	180℃	—	175℃			
	0.074	22.7	5.6		混 合 物 温 度	190℃	243℃	190℃			
混 合 物 の 品 質 試 験	最適バインダー量（%）		8.7	5.8	運 搬	運 搬 方 法	クッカー（8.0t）	ダンプトラック			
	流動性試験 240℃（sec）		16.0	—		運 搬 時 間	40分	50分			
	貫入試験 40℃（mm）		232	—	舗 設	敷 均 し 方 法	グースアスファルトフィニッシャ	アスファルトフィニッシャ			
	敷 均 し 温 度		240℃	180℃							
	マーシャル 安定度試験 (突固回数 50回)	密 度（g/cm ³ ）	—	2363	転 圧	転 圧 機 械 及 び 回 数	初 期	—	—	RM(10t)	8 回
		空 げ き 率（%）	—	3.9			二 次	—	—	TR(15t)	20 回
		飽 和 度（%）	—	78			仕 上 げ	—	—	TR(25t)	8 回
		安 定 度（kg）	—	1,253		転 圧 温 度	初 期	—	—	160℃	
	フロー値（1/100cm）	—	27	二 次			—	—	?		
	仕 上 げ	—	—	100℃							
	ホイールトラ ッキング試験 (60℃ 6.4kg/cm ²)	動的安定度DS(回/mm)	500	2,950	継 目	施 工 方 法	コールドジョイント（ポンドコート）		セミホット（ポンドコート）		
		変形率RD(mm/分)	8.5×10 ⁻²	1.60×10 ⁻²							
	曲 げ 試 験 (-10℃ 50mm min)	破断ひずみ（×10 ⁻³ ）	6.2	7.2							
曲 げ 応 力(kg/cm ²)		67.9	81.4								
スティフネス(10 ³ kg/cm ²)		11.1	11.9								

安定度が2,950回/mm, 混合物の破断ひずみは 7.2×10^{-3} であり基準を十分に満足する品質性状を示している。一方, グースアスファルトは動的安定度は500回/mm, 破断ひずみは 6.2×10^{-3} となり混合物のコンシステンシーは改質アスコンより小さいが基準は満足している。

3) 供 用 性

輪荷重 $P = 5 \text{ t}$ の荷重車の走行回数は55年6月～12月までで 4×10^4 回に達している。さらに55年12月～56年2月までに, $P = 7 \text{ t}$ の荷重車を 1×10^4 回走行させた。舗装では, $P_i \text{ t}$ が舗装を破壊する割合を5 t 輪荷重を1として, 次式で換算して評価している。

$$\alpha_i = \left(\frac{P_i}{5} \right)^4$$

これに従えば, $P = 7 \text{ t}$ の 1×10^4 回は, $P = 5 \text{ t}$ では 3.84×10^4 回に相当するので, 今年度の走行実験は, $P = 5 \text{ t}$ の荷重車が約 8×10^4 回走行していることになる。この間, 走行回数 5×10^3 回毎に横断凹凸量を定期的に測定した。しかし, わだち掘れ量は0～2 mm 程度の変化しか認められず, ひびわれ破損もあらわれていない。

わだち掘れ量が非常に小さい理由は, 気象条件が可成り影響していることが挙げられる。すなわち, 現地で舗装体の温度測定を行った結果, 最高温度は約57℃にしか達していない。この温度は, 舗装体に使用したアスファルトバインダーの軟化点温度より可成り低い温度であるので, 舗装体が流動現象を起こすのは, アスファルトコンクリートのコンシステンシーが低下した時であり, これは, 軟化点温度を越えた時に現われ易いことから, 軟化点温度を越えるような舗装体温度での走行履歴が少なかったことが, わだち掘れが進行しなかったことの大きな理由といえそうである。

4) ひずみ測定

本四(1)橋梁について, 図3-2-4～5に示す位置で, ひずみとたわみ量の測定を行った。ひずみの測定は, 荷重車の後輪輪荷重を $P = 5 \text{ t}$ と 7 t の2水準, 載荷速度は, 0 km/h (静的載荷), 15 km/h, 30 km/h の3水準で実施した。たわみ量は, 静的載荷試験のときにのみ実施した。載荷試験結果を表3-2-4に示した。静的載荷試験では, 輪荷重が5 t から7 t に変化すると, たわみ量で約1.3倍, 応力度で約1.4倍, 舗装面のひずみ量は約1.2倍大きくなる傾向がうかがえる。

動的載荷試験では, デッキプレート, および縦リブの応力度は速度依存性の影響を受け, 橋軸直角方向の応力度は1/10～1/20に低減する様子がわかる。すなわち, 載荷速度が早くな

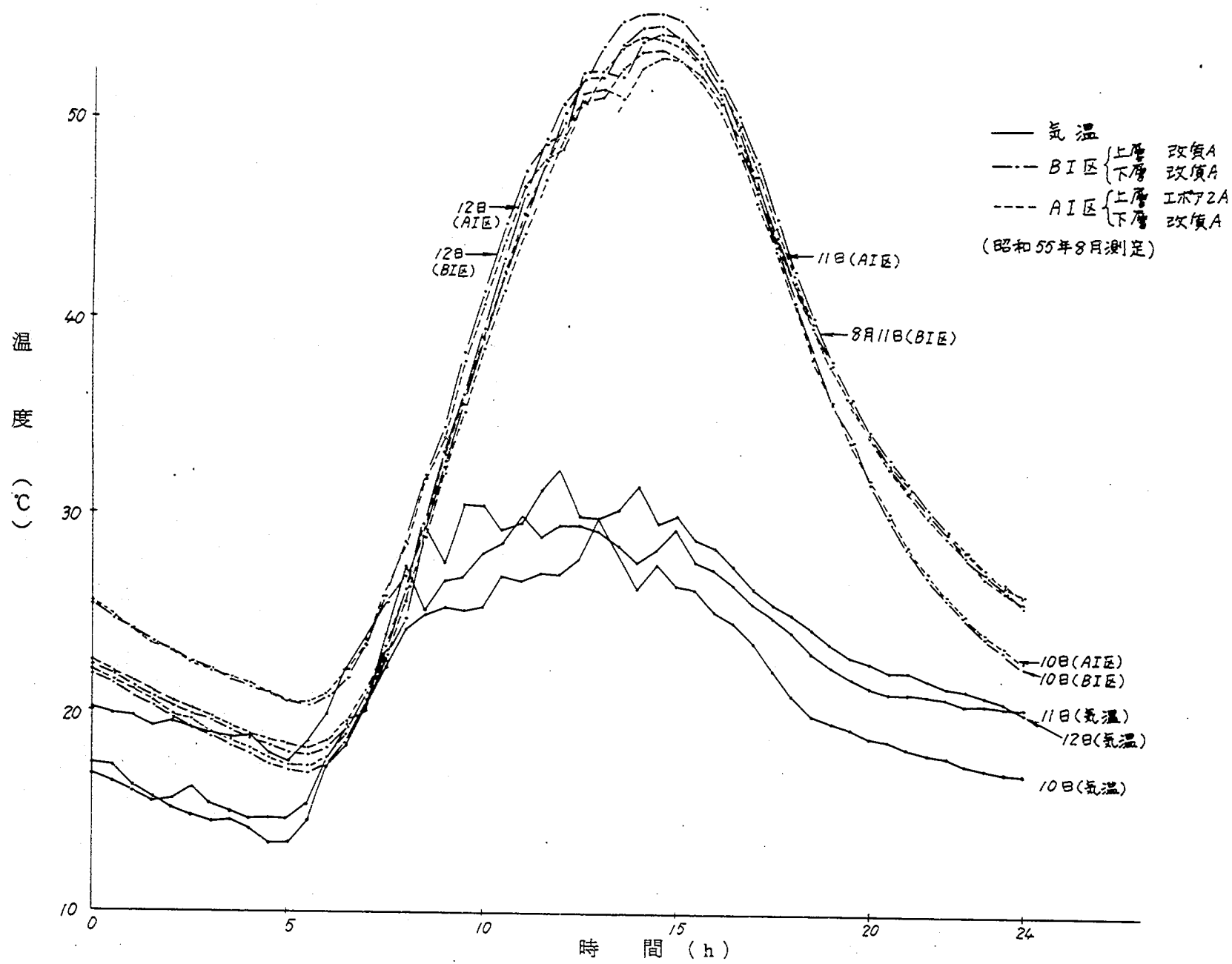
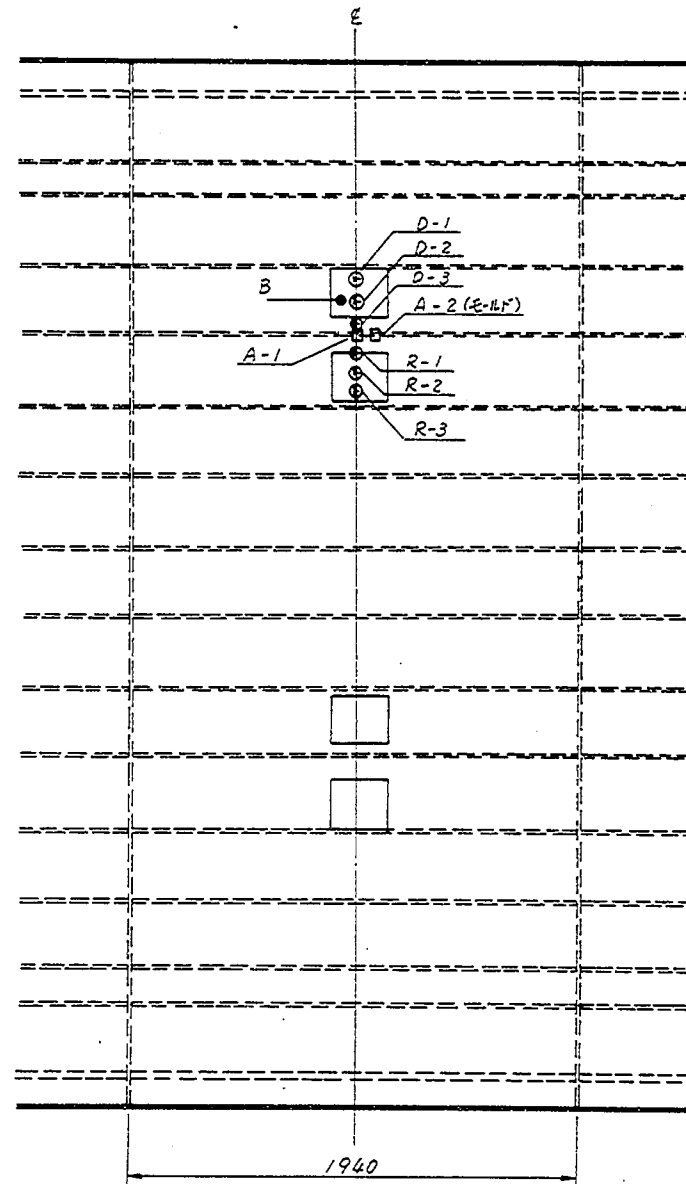


図 3-2-3 路面温度



⑤ X,Y方向ゲージ

デッキ下面	$3 \times 2 = 6 \text{ 丁}(D)$
縦リブ	$3 \times 2 = 6 \text{ 丁}(R)$
⑥ 鋪装上面	$2 \times 2 = 4 \text{ 丁}(A)$
⑦ 田率ゲージ(Y)	$1 \times 2 = 2 \text{ 丁}(B)$
	$\Sigma 18 \text{ 丁}$

内、外

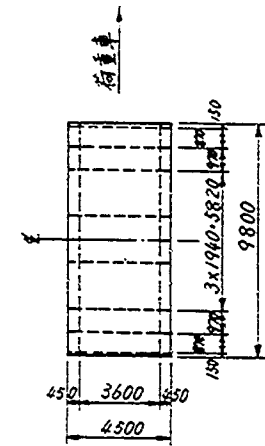
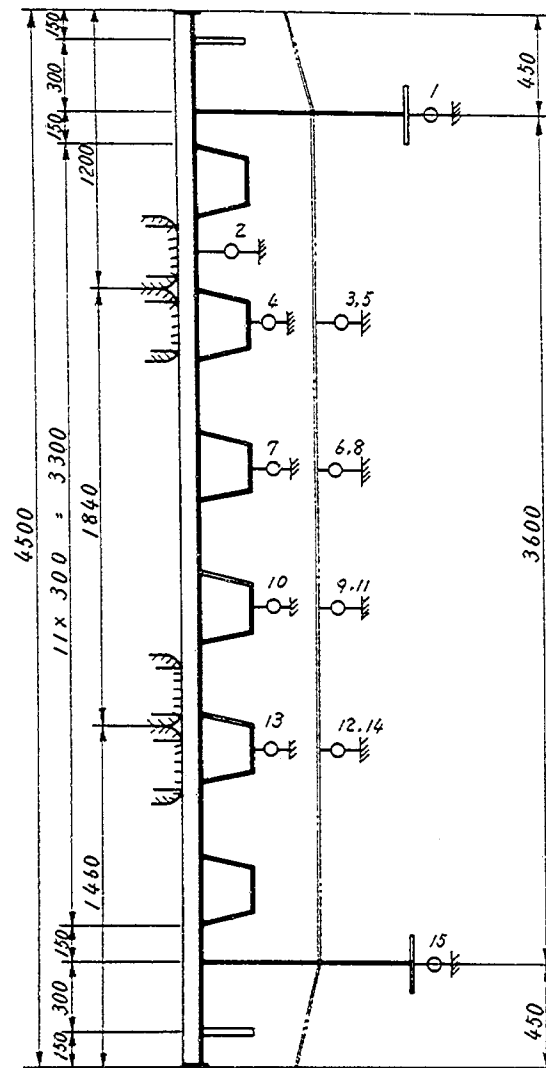


図 3-2-4 測定位置及びゲージ番号



荷重車

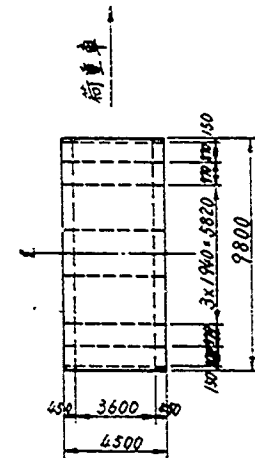
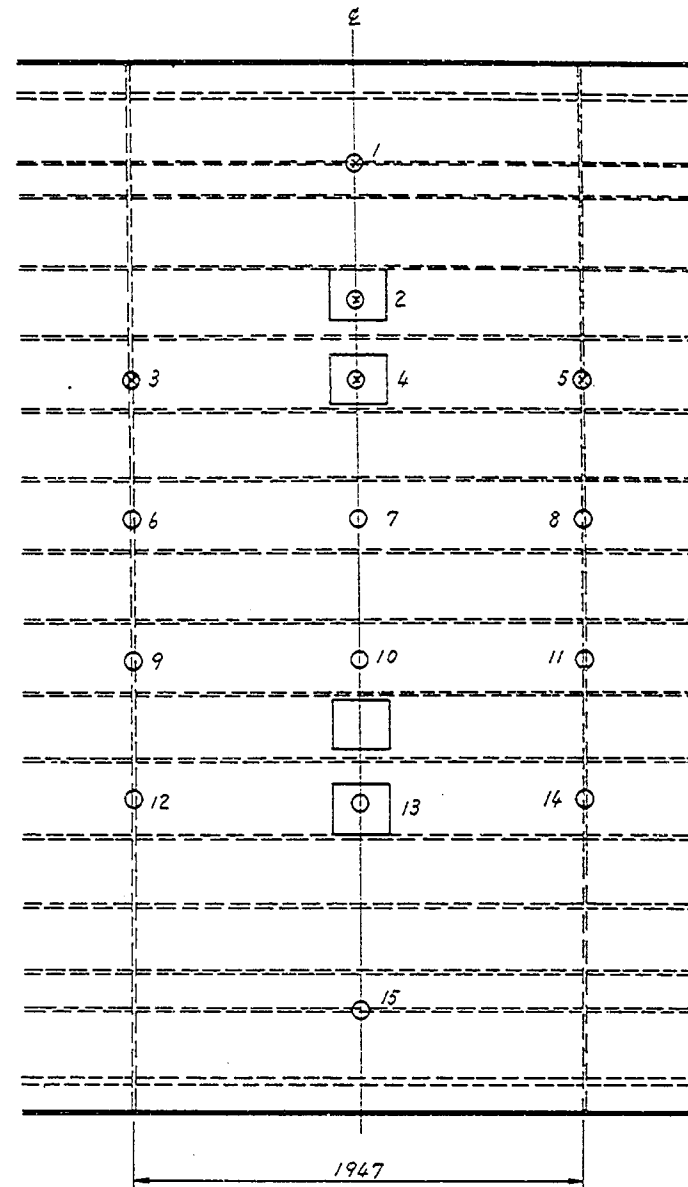


図 3-2-5 静的たわみ測定 (ダイヤルゲージ)

表 3-2-4 載荷試験結果

輪 荷 重 (t)		5			7		
載 荷 速 度 (km/h)		0	15	30	0	15	30
応 力 度 (kg/cm ²)	デッキ X 方向	-257	-30	+8.0	-361	-36	-11
	Y 方向	-556	18	55	-797	42	68
	リブ X 方向	600	350	316	795	399	331
	Y 方向	669	220	200	936	246	194
曲 率 半 径 (m)		23.8	7.7	10.0	18.2	14.3	8.3
たわみ量 (mm)	主 桁 (1)	1.0	—	—	1.3	—	—
	横 桁 (6)	1.2	—	—	1.6	—	—
	リブ (10)	1.3	—	—	2.1	—	—
	デッキ (2)	1.7	—	—	2.3	—	—
	主桁-デッキ(局部)	0.7	—	—	1.0	—	—
舗 装 の ひ ず み	X 方向	-257	-151	-107	-237	-155	-155
	Y 方向	758	-29	-36	898	-40	-23

① Y 方向：橋軸直角方向，② 気温：4～10℃

れば、舗装体のスチフネスが増加し、それに応じて歪が減少するという関係のあらわれといえる。デッキプレートおよび縦リブの応力度の荷重による影響を図 3-2-6 に示した。縦リブ溶接位置のデッキプレートには $600 \times 10^{-6} \sim 1,000 \times 10^{-6}$ 程度のひずみが予想されるといえる。

載荷速度別の応力度の変化を図 3-2-7～8 に示した。先にも述べたように、速度が増大すると応力度は低下するが、これは、舗装による荷重分散と剛性効果が見かけより大きく現われることによるものといえる。

輪荷重 7 t の場合の鋼床版のたわみ図および、たわみの影響線を図 3-2-9～10 に示した。たわみ量は、デッキプレートが最も大きく、次いで縦リブ、横桁、縦桁の順に小さい関係が認められる。

今回の測定は冬期（55 年 12 月）に実施したものであるため、鋼床版の応力度、たわみ量も、舗装体の荷重分散、剛性効果を可成り受けている様子がうかがえた。当然ながら、アスファルトコンクリートの変形係数は、温度依存性が大きいので、類似した実験を夏期にも実施して、総合的に解析してゆきたい。

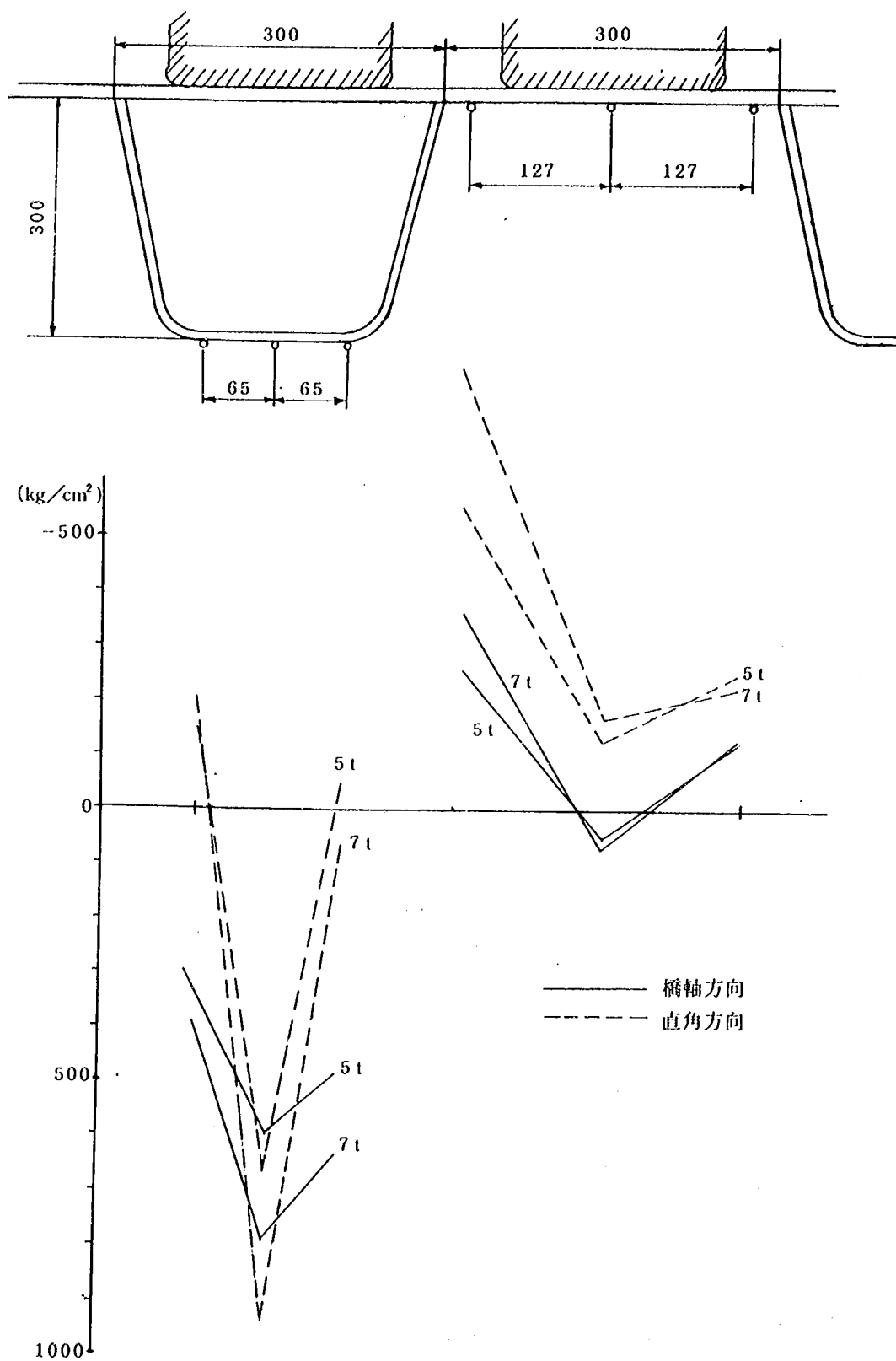
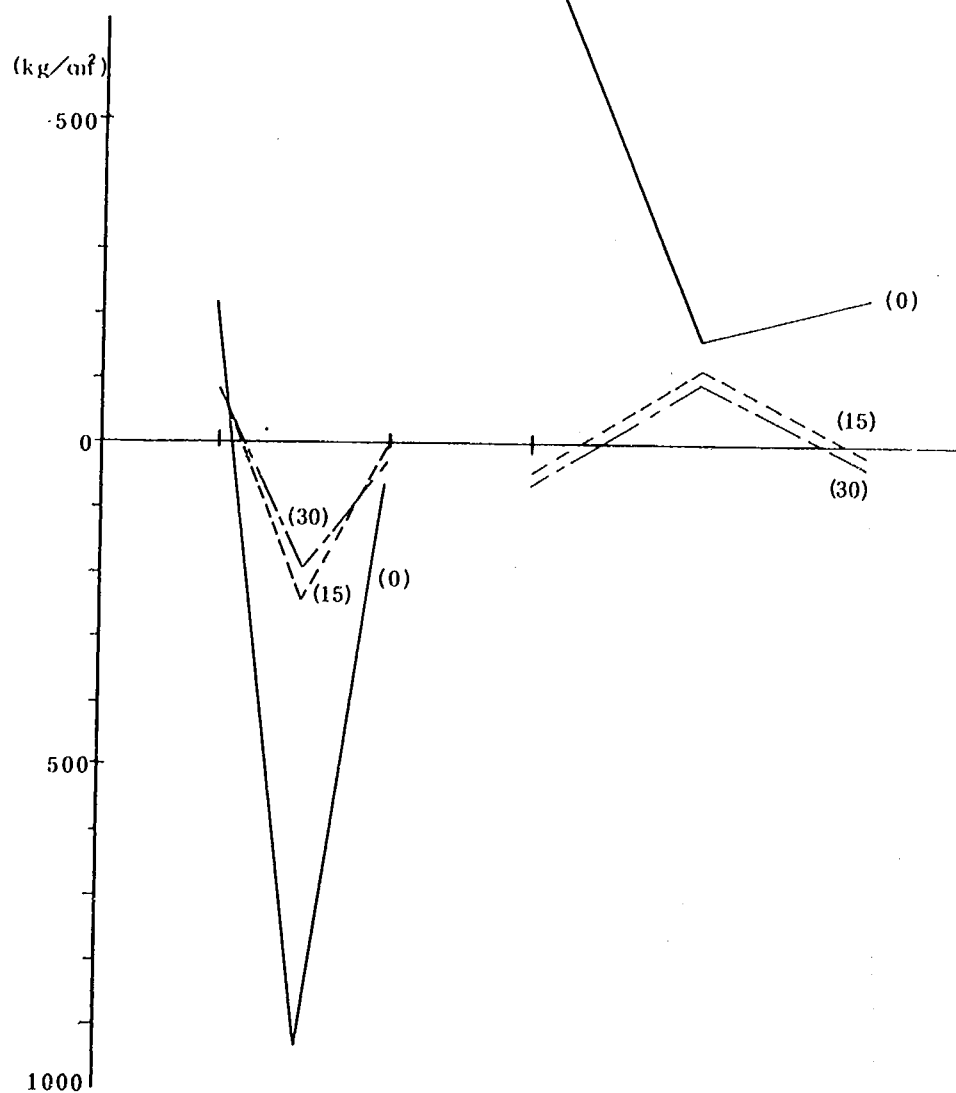
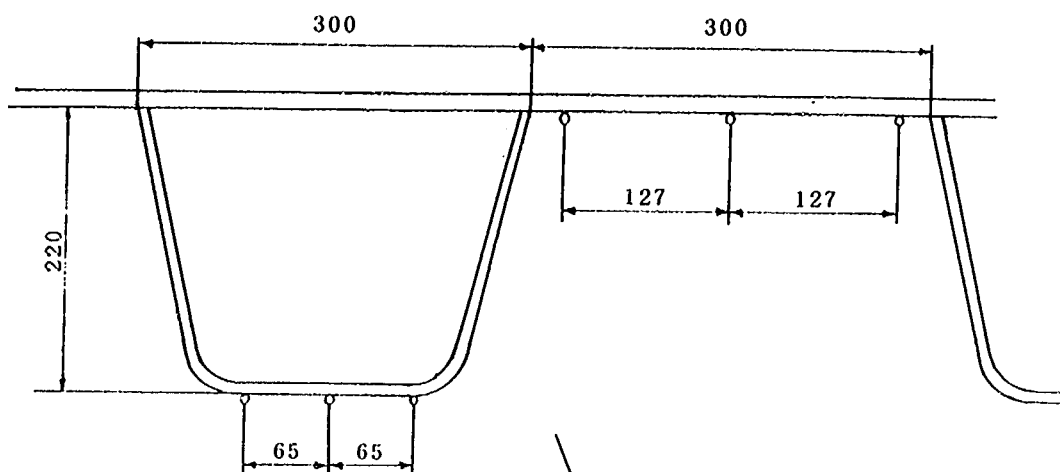
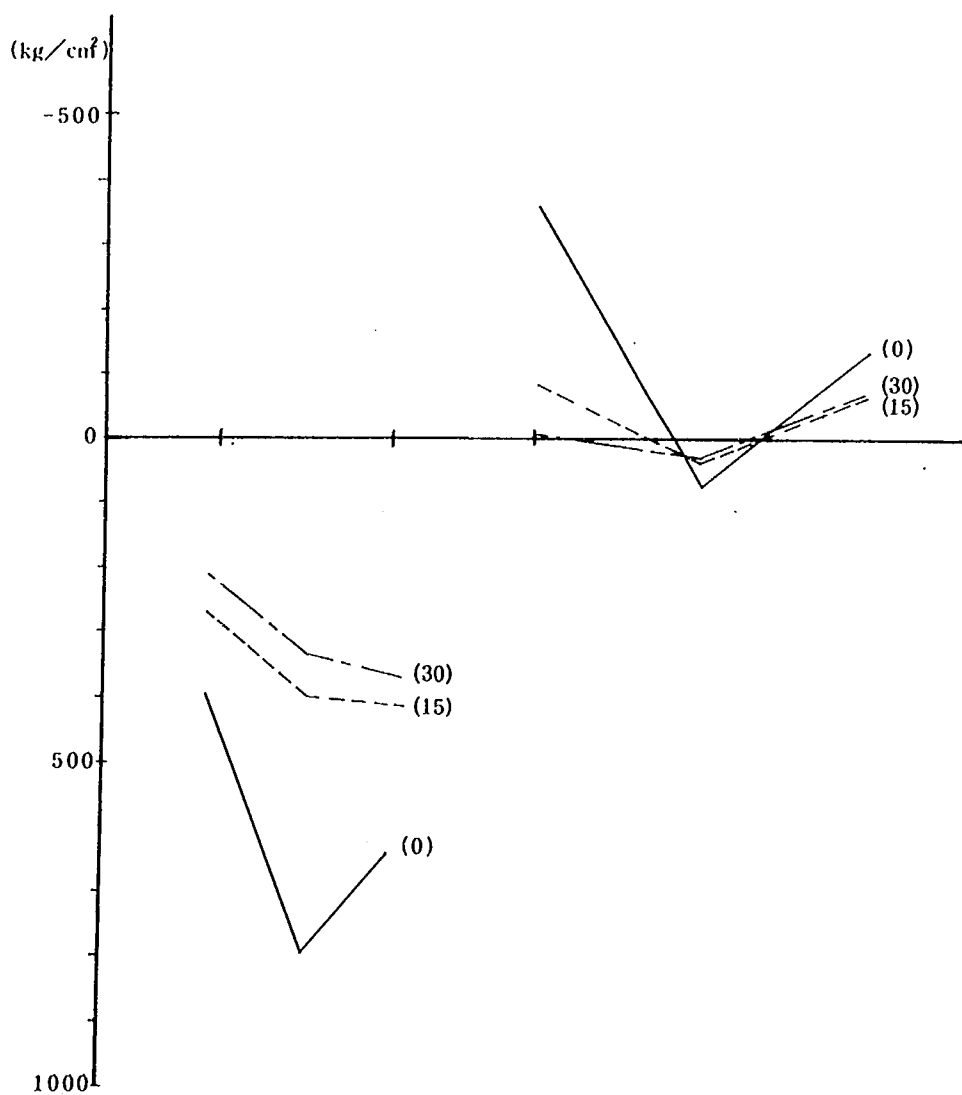
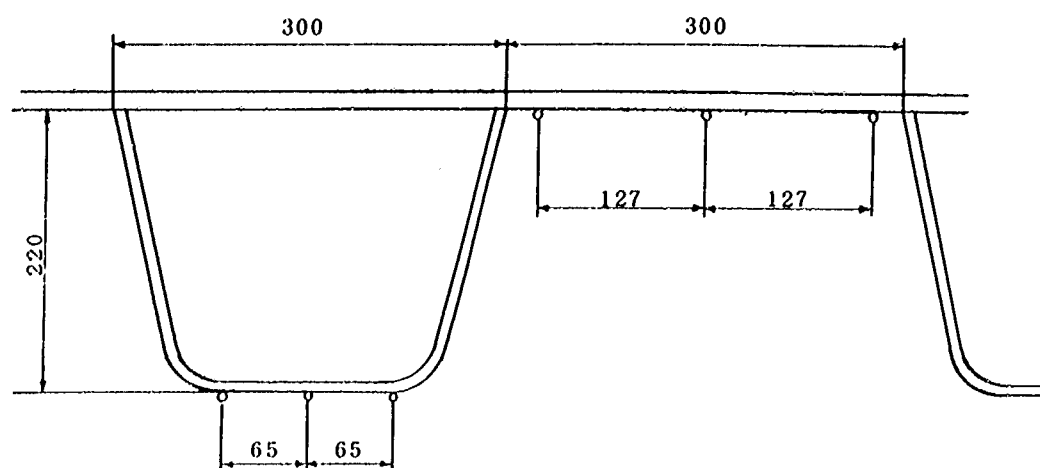


图 3-2-6 荷重別応力度



その2 (7 t) 直角方向
 図 3-2-7 速度別応力度



その1 (7 t) 橋軸方向
図 3-2-8 速度別応力度

橋名：本四 1，荷重車後輪荷重：7 t

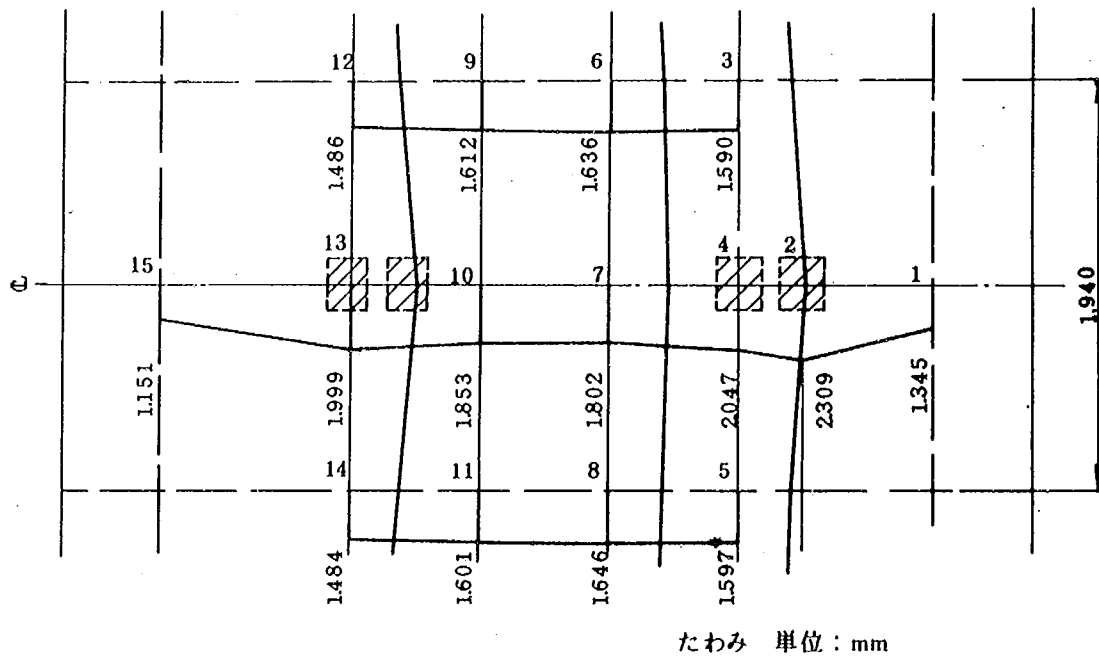
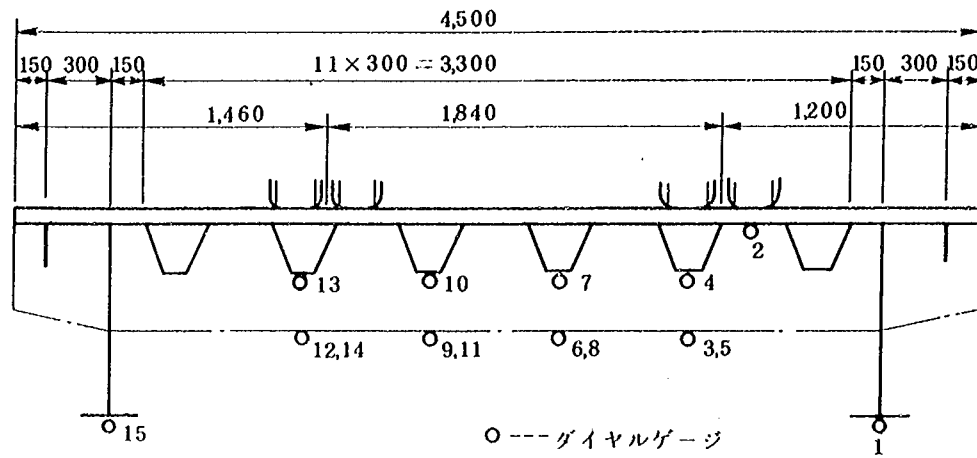


図 3-2-9 たわみ図（後輪載荷位置：支間中央）

橋名：本四 1 ， 後輪荷重： 7 t

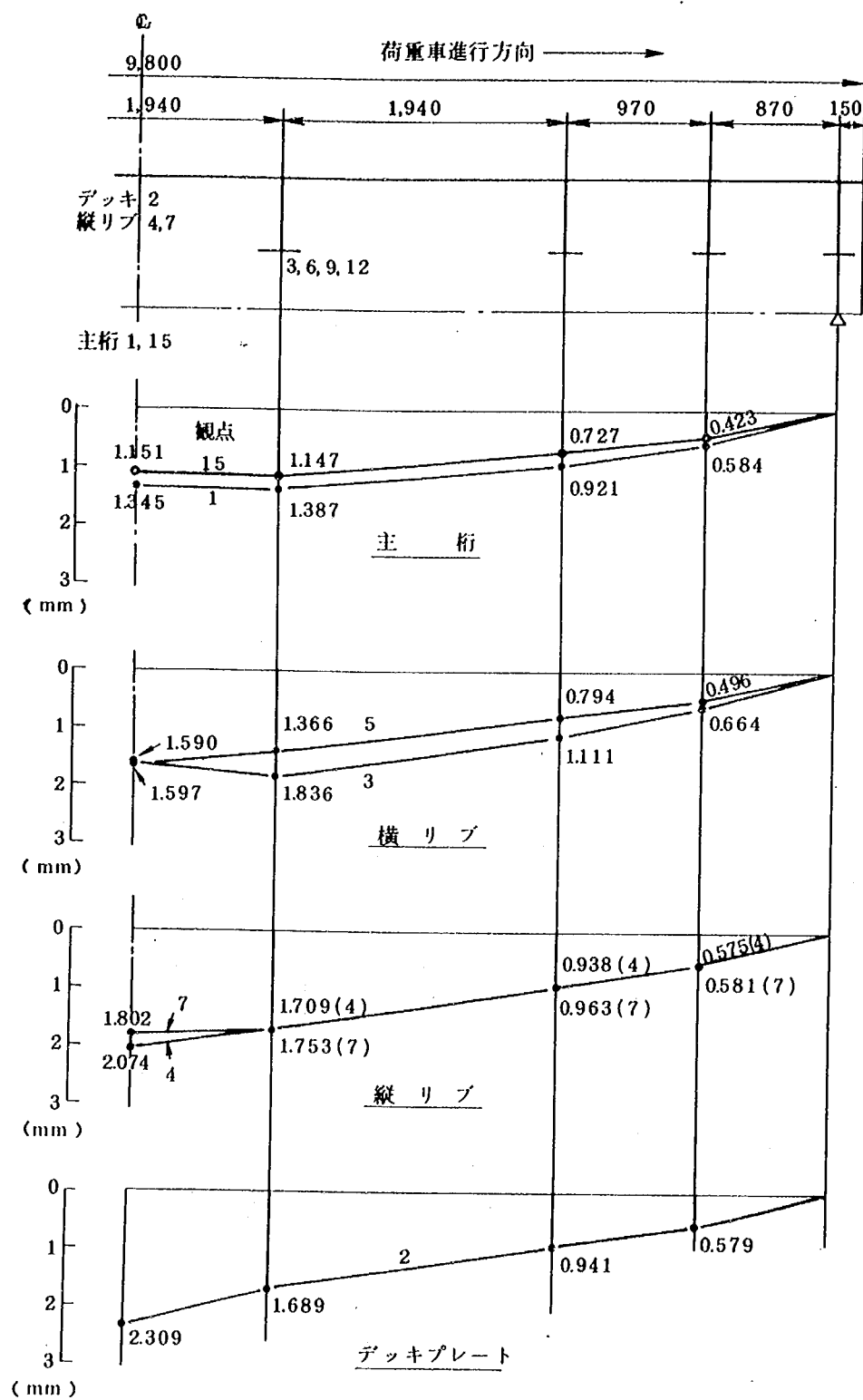


図 3-2-10 たわみ影響線

3-3 鋼床版舗装体の疲労試験

舗装体(150×700×60)と鋼板(240×800×12)から成る合成ビーム供試体を、7.5t繰返し曲げ疲労試験機を用いて疲労試験を行って来た。これまでの結果の主なものを紹介すると次のようになる。

- (1) 本四舗装基準(案)でとりあげた、クロロプレンラバー入りのゴム入りアスファルトを用いた改質アスファルトコンクリート、天然アスファルト(TLA)25%を配合したグースアスファルト、およびエポキシアスファルトを用いた硬化性アスコンは在来の鋼床版舗装より疲労抵抗性が良い。
- (2) 舗装体は鋼板との合成効果が期待でき、同時に、荷重分散効果が大きい。
- (3) 舗装体に $1,400 \times 10^{-6} \sim 1,600 \times 10^{-6}$ / -10°C 程度の引張ひずみが発生すると、きれつが入りやすくなる。
- (4) 合成ビームの疲労寿命は、舗装体と鋼板の接着性が極めて大きな影響をうけていることがわかるので、鋼床版舗装のポイントは接着層にあるといえる。
- (5) 疲労抵抗性の良いものは、エポアスによる舗装体である。次善のものとしては、グースアスファルト、改質アスコンがある。
- (6) 載荷荷重を7.5t(輪荷重 $P=11.2\text{t}$ 相当)から、5.1t($P=8\text{t}$ 相当)に低減すると、疲労回数は大巾に伸びる。この意味から、鋼床版舗装の耐久性は荷重条件による影響が大きいといえる。

今年度は、表3-3-1に示す組合せの実験を行い、主として舗装厚、防水層および、試験温度の要因が疲労抵抗性に与える影響を探った。実験は現在継続中である。

表 3-3-1 試験の組合せ

舗 装 体		防 錆 層	接 着 層	防 水 層	舗装厚 (cm)	試 験 温 度 (℃)	回 数
上 層	下 層						
エポアス	エポアス	無 し 無機ジンク	エポキシ アスファルト	無 し	4.0 6.0 7.5	-10	8
グー ス アスファルト	グー ス アスファルト	無 し 亜鉛メタリコン 無機ジンク 有機ジンク	ゴム・アス ファルト系 接着材	無 し	6.0	-10 0	16
改 質 アスコン	改 質 アスコン	無 し 亜鉛メタリコン 無機ジンク 有機ジンク	ゴム・アス ファルト系 接着材	無 し シート 防 水	6.0	-10 0	16
ストレート アスファルト	ストレート アスファルト	無 し 無機ジンク	ゴム・アス ファルト系 接着材	無 し シート 防 水	4.0 6.0 7.5	-10	10

第4章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室 塩井幸武
浅沼秀弥
堀部正文
杉崎光義

4-1 まえがき

本州四国連絡橋 E ルート 伯方大島大橋（3 径間 2 ヒンジ補剛箱吊橋 140m+560m+140m）の下部構造のうち吊橋部の 7 A 橋台は、ケーブルアンカーを兼ねた重力式直接基礎であるが、ケーブル入射角が $19^{\circ}30'10''$ と緩く水平力が大となるため、安定計算のうちで滑動に対する安全率が最も低くなる。またケーブル着力点が低く、かつ支持岩盤が高いため、開削により施工する重力形式をとる限り必然的に岩盤掘削量が多く不経済となるため、可能な限り岩盤掘削が少なくなる形状を選ぶ必要がある。

これらの制約条件を考慮して、アンカレッジの体積を最小限にし、かつ滑動抵抗の増大を図れる橋台形式として、底面傾斜型、底面突起型、支圧抵抗型などの橋台形状が提案されているが、いずれも水平抵抗力の算定において岩盤のせん断強度の評価法が不明なため、現在は道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準じた設計計算法を採用している。しかしながら、これらの岩盤のせん断抵抗は 7 A 橋台の設計を決定する最も重要な要因であるため、主として模型実験を通じて、その水平抵抗機構を検討しようとするものである。

伯方大島大橋の基礎の設計における問題点は、橋長 840m の長大橋であるにもかかわらず、基本的に、支間 200m 未満を対象とした、道路示方書下部構造編に準拠している点である。すなわち 7 A 橋台の設計はその滑動に対する安定性で決まっているが、示方書の規定に従って安定計算を実施しており滑動安全率は、常時 2.8、地震時 1.26 と非常に小さな値となっている。

このような滑動に対する安定性の検討法には

- 1) 滑動あるいはすべりが、どの部分に生じるのか（基礎体と岩盤の間のすべりにより滑動するのか、あるいは岩盤内部に生じたすべり線に沿って滑動するのか）が不明のままである。
- 2) 岩盤内にすべり線が発生するならば、どのような形状になるのか不明である。
- 3) コンクリートと支持岩盤との間のすべり摩擦係数を、現場実験、室内実験のいずれも実施することなく示方書に規定する 0.6 を用いている。

などの問題点があり、現在の設計計算による安全度が、実際にはどの程度であるのか、是非とも検討しておく必要がある。

ここでは、これらのことを確認するため次のような実験を実施し、水平抵抗計算法に検討を加えた。

- (1) 7 A橋台の基礎として設計代替案として揚げられている基礎底面形状の二次元模型を作成し、せっこうによる模型岩盤上で、水平抵抗に関する実験を行う。
- (2) 現場から切り出した花崗岩盤上で、コンクリートブロックのすべり試験を実施し、現場の岩盤とコンクリートブロックの摩擦係数を計測する。また岩盤上にコンクリートを直接打設した場合の水平抵抗力を計測する。

4-2 実験概要

4-2-1 基礎の水平抵抗実験

(1) 相似律

ここでは実物の基礎に対し、縮尺比の小さい模型を用いた実験を実施することにより、基礎の水平抵抗力を調べようとするものであるから、実験の実施にあたっては相似性に対する配慮が必要となる。

岩盤に外力が作用して、内部に、応力、変形が発生する問題を扱う場合、関連する力学量は、 σ (kg/cm², 応力), γ (kg/cm³, 単位重量), E (kg/cm², 弾性係数), ν (ポアソン比), L (cm, 寸法), F (kg, 外力), μ (摩擦係数)となるが、これら7つの力学量の次元マトリックスはrankが2であるので、独立する無次元量は5存在し、それらを次のように選ぶことができる。

$$\frac{\sigma}{\gamma L}, \frac{E}{\gamma L}, \frac{F}{EL^2}, \nu, \mu$$

これらの無次元量間の関数関係は、Buckinghamの π 定理により

$$\frac{\sigma}{\gamma L} = \phi \left(\frac{E}{\gamma L}, \frac{F}{EL^2}, \nu, \mu \right)$$

と表わされ、実物と模型それぞれに対して成り立つ。

相似性を完全に満すためには次の条件の成立が必要となる。

$$\textcircled{1} \frac{E_p}{\gamma_p \cdot L_p} = \frac{E_m}{\gamma_m \cdot L_m}, \quad \textcircled{2} \frac{F_p}{E_p \cdot L_p^2} = \frac{F_m}{E_m \cdot L_m^2}, \quad \textcircled{3} \nu_p = \nu_m, \quad \textcircled{4} \mu_p = \mu_m$$

$$\textcircled{5} \frac{\sigma_p}{\gamma_p \cdot L_p} = \frac{\sigma_m}{\gamma_m \cdot L_m}$$

これらの諸量のうち、 ν 、 E の調整は難しいので、実験の制約上①、③については無視せざるを得ない。④の摩擦係数については、地盤の表面粗度を調整することにより満すことができるので結局②と⑤を満すことが必要となる。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \cdot \frac{L_m}{L_p} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{F_m}{F_p} = \frac{E_m}{E_p} \cdot \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^2 \dots\dots\dots (2)$$

実験に際して模型に加える鉛直力は、(1)あるいは(2)の関係を満す荷重を基準に考えることとし、表4-2-1に示す実物と模型の寸法、地盤定数から(1)式より $V = 4.4 \text{ kg}$ 、 $V = 1132 \text{ kg}$ と算出した。これらのことから、今回の模型実験においては、鉛直荷重を模型自重のみ、1 t、2 tの3種に変化させて水平抵抗力を調べる方法をとった。

表 4 - 2 - 1

実 物		模 型
荷 重	$F_p = 40,743,000 \text{ kg}$	F_m
寸 法	$L_p = 4200 \text{ cm}$	$L_m = 25 \text{ cm}$
重 量	$\gamma_p = 2.6 \text{ t/m}^3$	$\gamma_m = 1.36 \text{ t/m}^3$
弾性係数	$E_p = 20,000 \text{ kg/cm}^2$	$E_m = 15,430 \text{ kg/cm}^2$

(2) 実験の種類

実験はアンカラジの底面形状により、滑動抵抗がどのように異なるか、また鉛直荷重強度により滑動抵抗がどのように変化するかを調べるのが目的で、模型の底面形状を現在7 A橋台の設計の代替案として提示されている形式を基準に図4-2-1のように決定した。

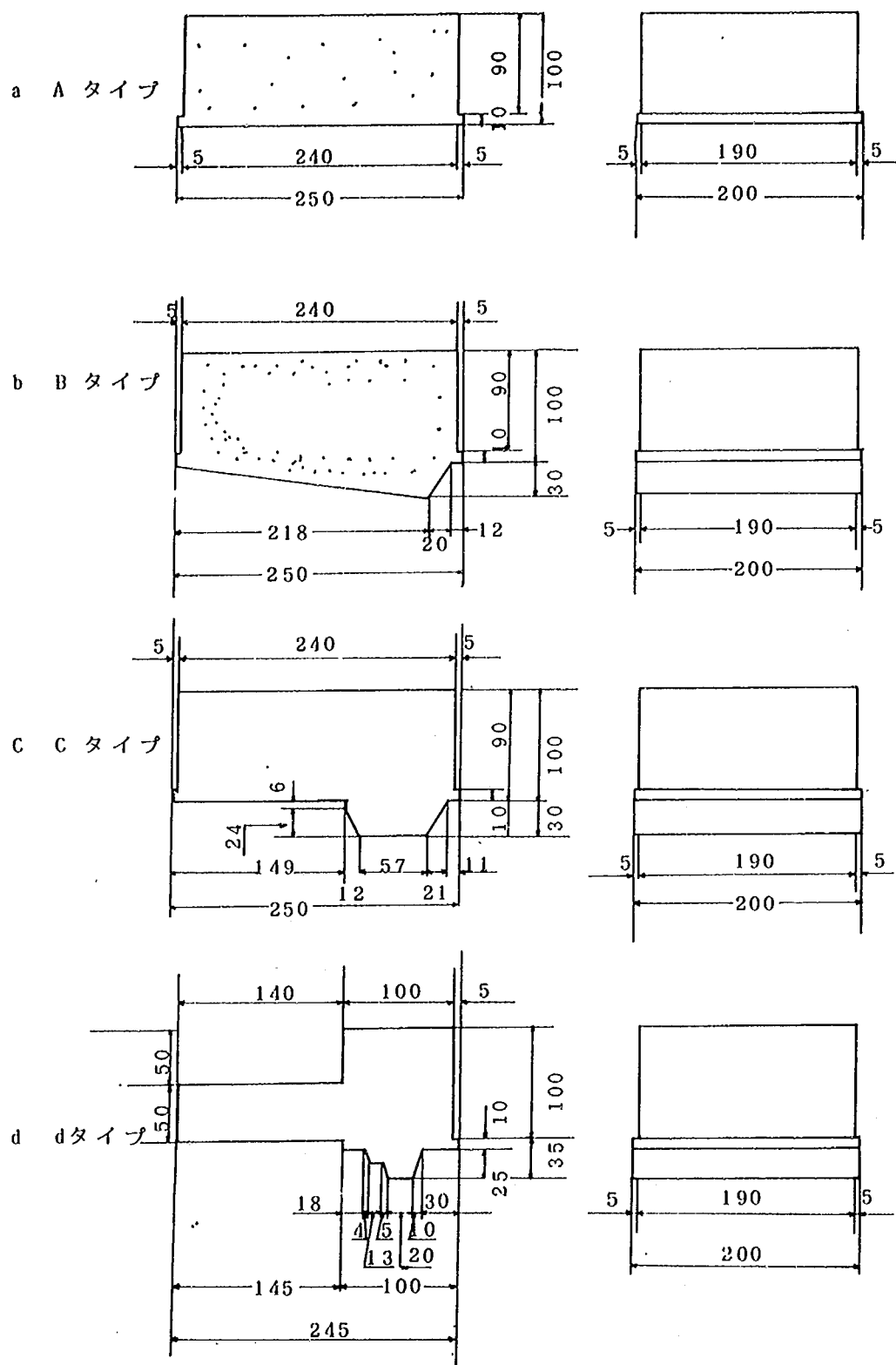
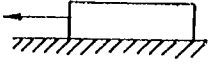
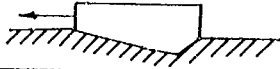
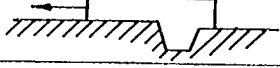
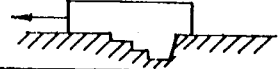


図4-2-1 模型底面の形状

底面形状と荷重強度の組合わせによる実験のケースは、表4-2-2の通りである。

表4-2-2 実験ケース

番号	基礎模型		鉛直荷重 (kg)			
	型式	形状	①	②		③
1	A		自重	200	500	1000 2000
2	B		自重	1,000		2,000
3	C		自重	1,000		2,000
4	D		自重	1,000		2,000

(3) 実験方法

実験は、一定の鉛直荷重を作用させた状態で極限に達するまで水平荷重を増大させる方法を取り、鉛直荷重が自重の場合は図4-2-2に示すように、滑車を用いた実荷重により水平載荷を行った。

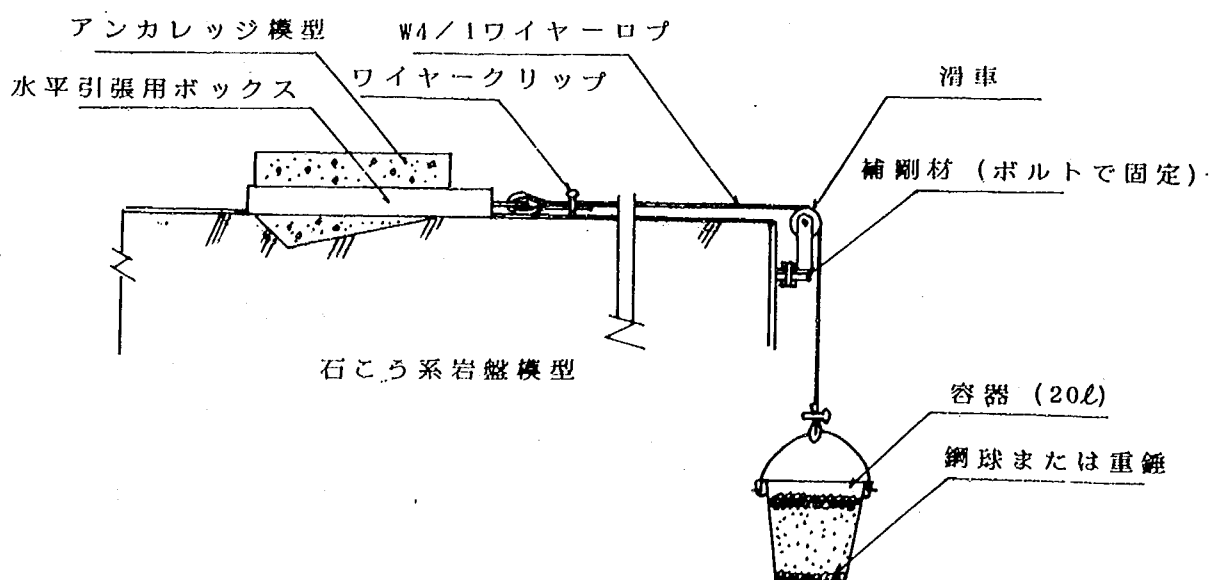


図4-2-2 自重の時の載荷方法

鉛直荷重が自重以外の場合には、建設省土木研究所所有の「鉛直、水平万能試験機」を用いて、図4-2-3に示すように鉛直、水平とも油圧による自動載荷とし、鉛直は応力制御、水平は変位制御で載荷した。

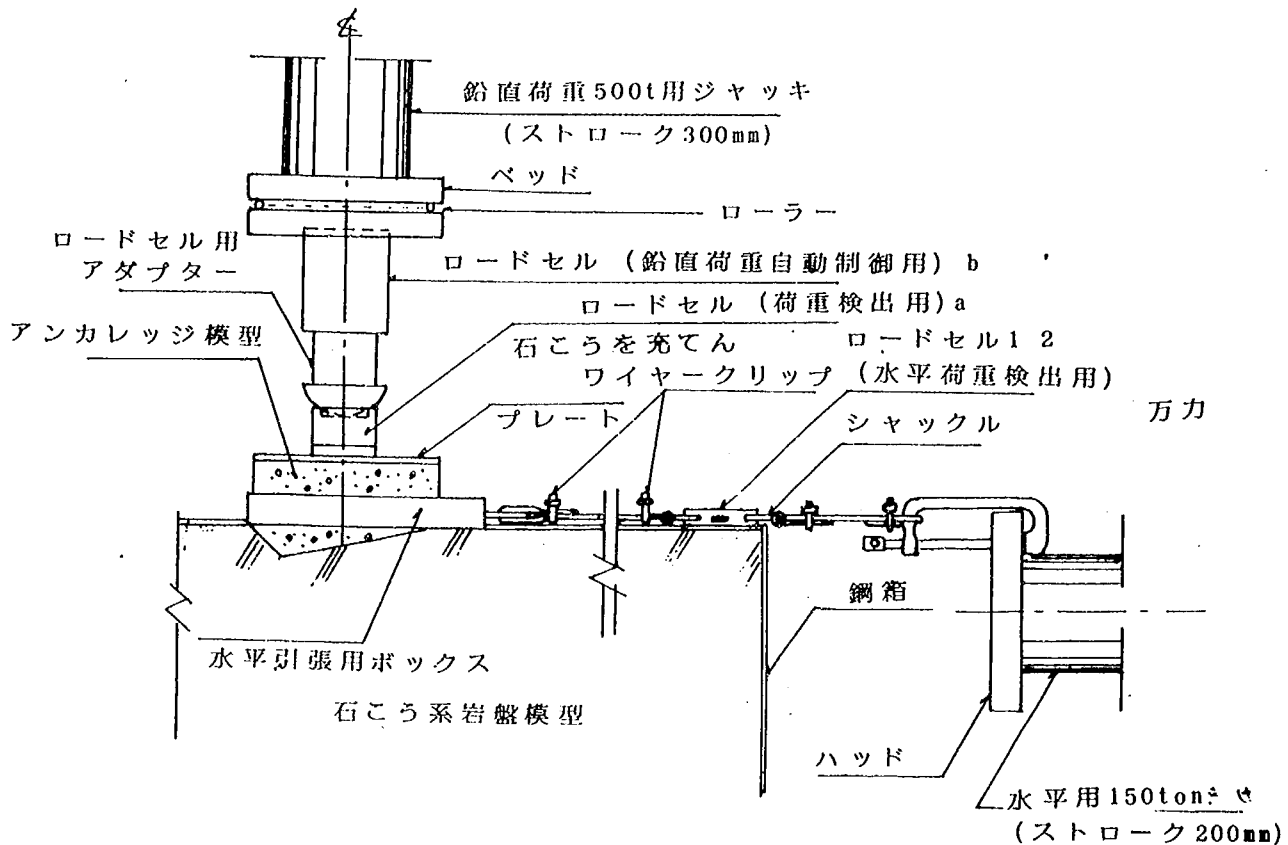


図4-2-3 自重以外の場合の載荷方法

模型岩盤の材料は、7A橋台の支持岩盤C_H級のようにかなりの強度を有すると同時に、岩盤のようなもろい性質を有する材料とする必要がある。ここでは取扱い易さなどを考慮し、せっこうを用いるものとし、目標とする弾性係数を得ることのできるよう配合した。

使用したせっこうの物性を表4-2-3に所定の配合の場合の、せっこう-水係材料の強度特性を表4-2-4に示す。

模型岩盤は、図4-2-4に示すような4連から成る各槽取外しの可能な鋼製箱中に打設した。鋼板内側にはグリースを塗付し、模型岩盤が破壊して変位する場合でも二次元的な挙動が

確保できるよう配慮している。

表 4 - 2 - 3

見掛けの比重	真 比 重	硬 化 時 間	膨 張 率	又レ抗張強度	乾燥耐圧強度
0.7	2.64	35分以内	0.15%以下	13 kg/cm ² 以上	140kg/cm ² 以上

※ 吉野石膏株式会社 β系石膏 A級

表 4 - 2 - 4 水-石こう比による強度特性

水・せっこう比 (W/P)	圧 縮 強 度	弾 性 係 数
1.5	4.8 kg/cm ²	7,920 kg/cm ²
1.3	8.7 "	10,490 "

※ 10×20cmの円柱供試体の材令8時間の強度特性である。

せっこうの、水-せっこう比は、表 4 - 2 - 4 を検討した結果 1.3 とし、打ち上がりが 7 A 橋台中心線上の支持岩盤（C_H 級岩盤）表面の形状となるよう打設したのち、基礎模型の設置箇所を“のみ”で基礎底面形状に成形した。基礎底面と岩盤とは実物においては、コンクリートを場所打ちとするため付着力が作用するが、ここでは解析を容易にし、かつ現行の設計計算法との対比を可能ならしめるため、またせっこうと基礎模型との間の摩擦係数を 0.6 に調整するため、基礎模型底面に接する部分のせっこう表面に砂を押しこむことにより付着力は作用しないようにした。模型岩盤は巾 20cm の二次元状とし、長さについては、図 4 - 2 - 5 に示すように基礎前面側に基礎巾の 5 倍、背面側に基礎巾を確保した。

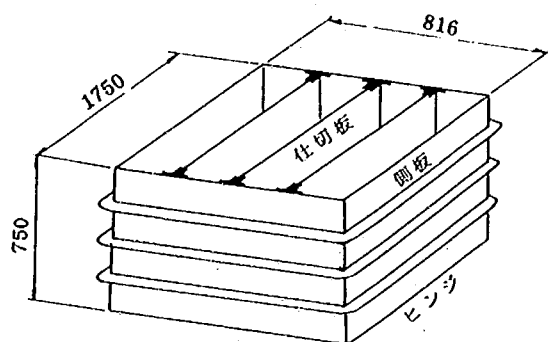


図 4-2-4 鋼製箱概略図

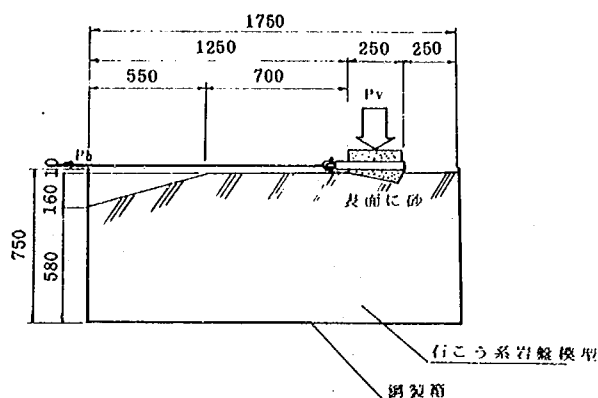
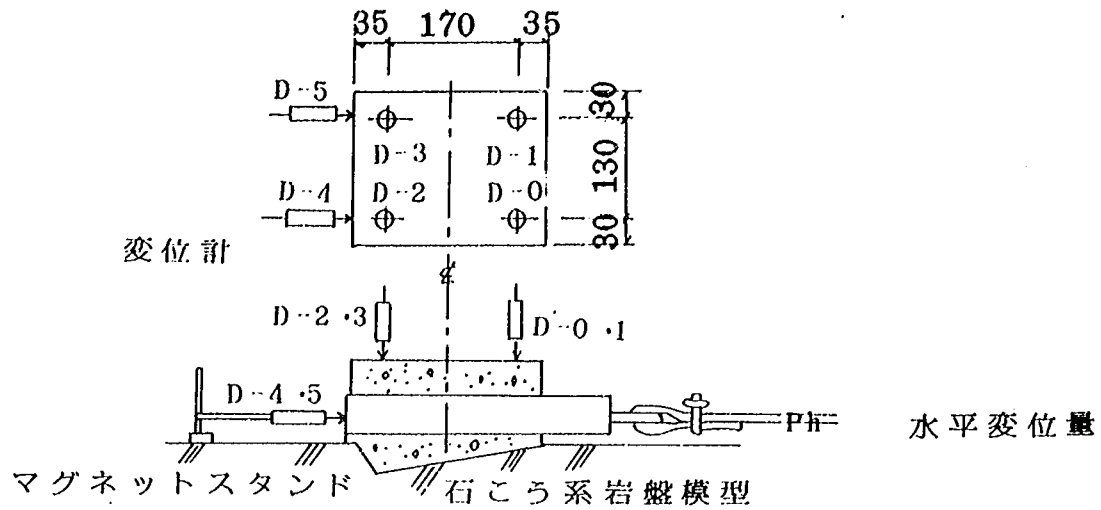


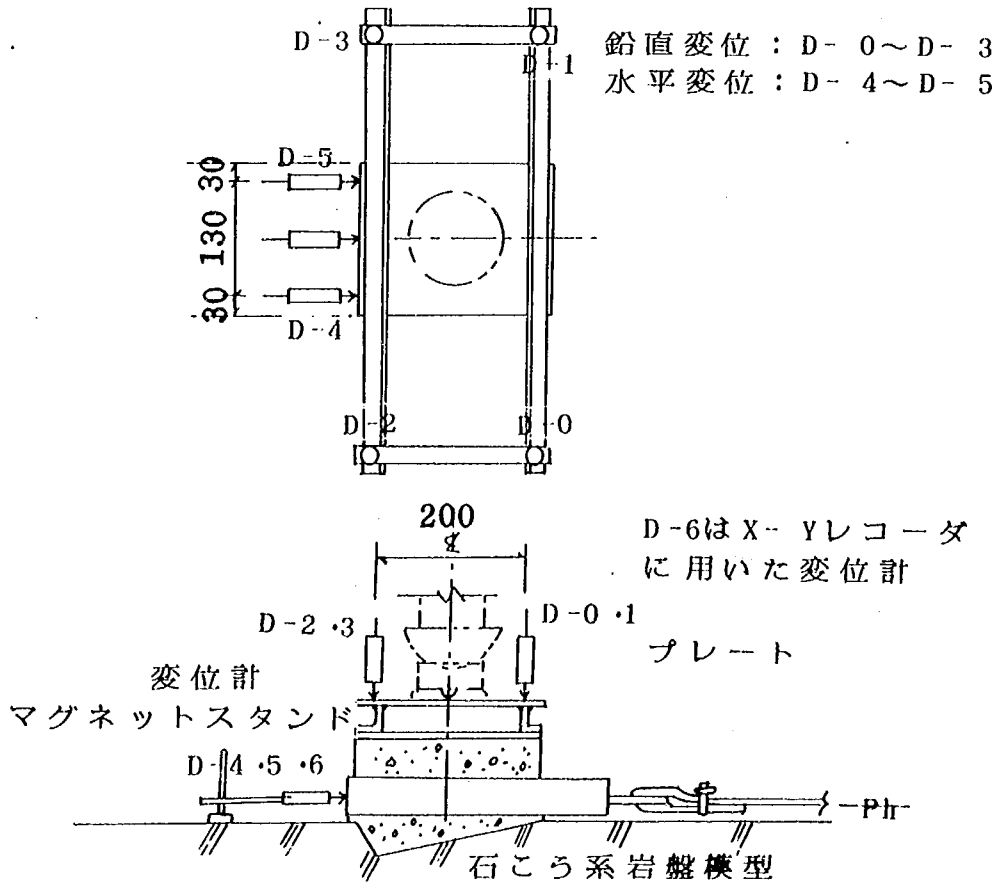
図 4-2-5 石こう系岩盤模型断面図

(4) 測定項目

実験の測定項目および測定方法を図4-2-6に示す。



(a) 鉛直荷重 (自重の時)



(b) 鉛直荷重 (自重以外の時)

図4-2-6 変位計取付位置図

① 基礎模型にかかる鉛直荷重，水平荷重

鉛直荷重が自重の場合の水平荷重は，すべった時点でのおもりの自重を計測し，鉛直荷重が自重以外のケースについては，鉛直荷重を容量 10 t のひずみゲージ式ロードセルにより，また水平荷重を引張最大 2 t のひずみゲージ式ロードセルにより測定した。

② 基礎模型の変位量

基礎模型の鉛直および水平変位量は，それぞれの荷重段階に応じてひずみ型変位計 6 台により計測し，ひずみ測定器に記録させた。また水平荷重と水平変位量の関係を X-Y レコーダに記録した。

③ 破壊形能

石こう岩盤模型の表面及び内部破壊状況については，実験後側板を取りはずして観察し変状があったものについては，スケッチを行った。

4-2-2 摩擦係数およびコンクリートの付着力に関する実験

一般に岩とコンクリートの摩擦係数は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編にもとづき 0.6 として設計されているが，摩擦係数の大きさは，岩盤表面の粗度に依存するとともに，実際の工事では岩に直接コンクリートを打設するためコンクリートの付着力により水平抵抗はかなり増大すると考えられる。そこで花崗岩の表面の荒さを変化させることによる摩擦係数の変化と岩とコンクリートの付着強度の影響を調べるための実験を実施した。

(1) 実験方法（図 4-2-7 参照）

摩擦係数の実験では，所定の鉛直力を載荷した状態で水平力を増加させ滑動を起こさせた。鉛直，水平の荷重はおもりを用いた実荷重とし，またコンクリートの付着強度の実験では水平載荷に油圧ジャキを用いた。

(2) 実験の種類

実験の種類は表 4-2-5 の通りである。

付着強度の測定は，C，D の粗度面で 1 ケース（自重の場合）だけ行なった。

模型は“石こうを用いた滑動実験”で用いた A タイプを使用した。

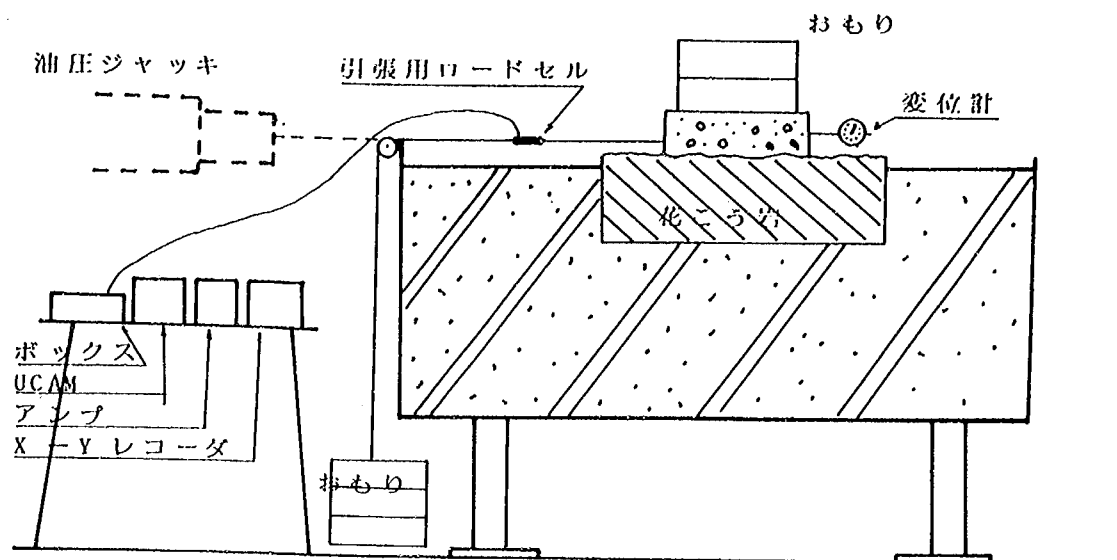


図4-2-7 実験装置

表4-2-5 実験ケース

番号	花崗岩の粗度		鉛 直 荷 重		
			①	②	③
1	a		自 重	自 + 15 kg	自 + 30 kg
2	b		自 重	自 + 15 kg	自 + 30 kg
3	c		自 重	自 + 15 kg	自 + 30 kg
4	d		自 重	自 + 15 kg	自 + 30 kg

4-3 実験結果

4-3-1 基礎の水平抵抗実験

7 A 橋台基礎模型を用いた、せっこう岩盤上での水平抵抗実験においては、せっこう岩盤の強度が重要となるので、せっこう打設時に、 $\phi 10 \times 20$ cm の円柱供試体を2個作成し、1個は圧縮強度と弾性係数、他の1個は割裂試験による引張強度の算定に用いた。また最終の実験シリーズに使用したせっこう模型岩盤より実験終了後に $10 \times 10 \times 10$ cm の立方体供試体を2個切り出し

圧縮実験を行った。表 4-3-6 に実施した実験の種類に対広させて、せっこう岩盤の強度特性を示す。

表 4-3-6 せっこう岩盤の強度特性

実験番号	基礎形式 型	せっこう材令 (日)	圧縮応力 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)	ポアソン比	摘 要
1	A	1					円柱供試体
2	B	1	1 1.6	2. 2	8,630	—	
3	C	1					
4	D	2	1 2.0	—	7,720	—	
5(欠損)	—	—					—
6	B	1					
7	D	2	—	—	—	—	
8	C	2					
9	C	1					立方体 供試体
10	B	1					
11	D	1	1 7.6	—	9,210	0.2 6	
12	A	1					
13	A	1					
14	A	2	1 7.6	—	13,850	0.1 9	
15	A	2					

表 4-3-7 に基礎形式別の実験結果を示した。結果は降伏時および水平最大荷重時の水平変位量で表わしているが、降伏の判定には $\log p \sim \log \delta$ 曲線を用いた。図 4-3-8, 4-3-9, 4-3-10 にそれぞれ自重, 1t, 2t の各鉛直荷重レベル毎の基礎形式別水平抵抗力を比較した。これにより鉛直荷重が基礎模型の自重のみの場合は、底面にせん断突起を有する C, D 型は A, B 型に比べてかなり大きな水平抵抗力を示すが、鉛直荷重レベルが大きくなるほど、その差は小さくなることがわかる。

また図 4-3-11 ~ 図 4-3-14 に各基礎形式ごとの降伏時および極限時における鉛直荷重の関係を示した。

表 4-3-7 実 験 結 果

基礎形式	鉛直荷重 (kg)	実験番号	降 伏 荷 重 時		水 平 最 大 荷 重 時	
			水平荷重(kg)	変位量(mm)	荷 重(kg)	変位量(mm)
A	自 重 (17.4)	No 1	15.7	0	15.7	—
	200	No 12	115	0.10	160	27.60
	500	No 13	400	0.07	400	0.07
	1000	No 14	790	0.10	820	20.44
	2000	No 15	1350	1.00	1465	11.48
B	自 重 (18.5)	No 2	17.0	0	32.9	—
	1000	No 6	800	1.00	*1 1010	24.4
	2000	No 10	1665	1.19	1915	6.79
C	自 重 (18.9)	No 3	48.0	0.73	127.5	—
	1000	No 8	1265	2.24	1630	11.08
	2000	No 9	1510	1.54	1855	12.36
D	自 重 (18.0)	No 4	—	—	232.6	—
	1000	No 7	1165	10.65	1440	18.71
	2000	No 11	1720	0.77	2355	20.95

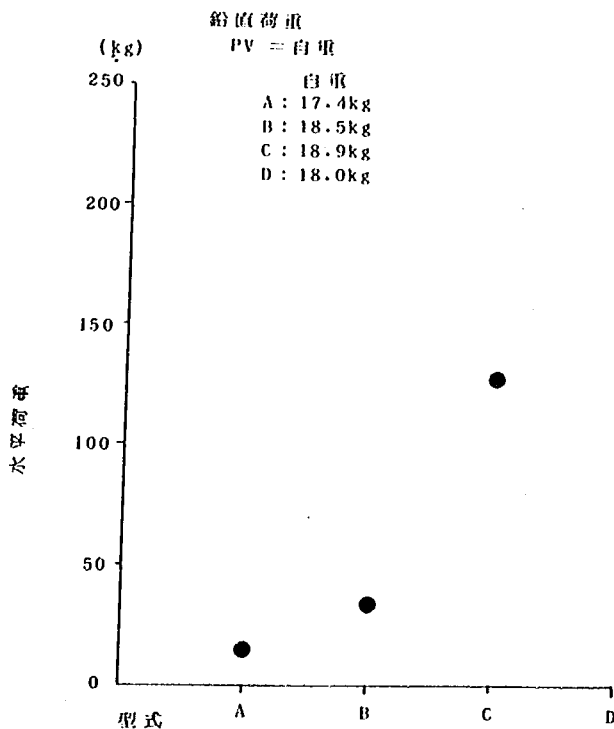


図 4-3-8 各型式と水平荷重の関係

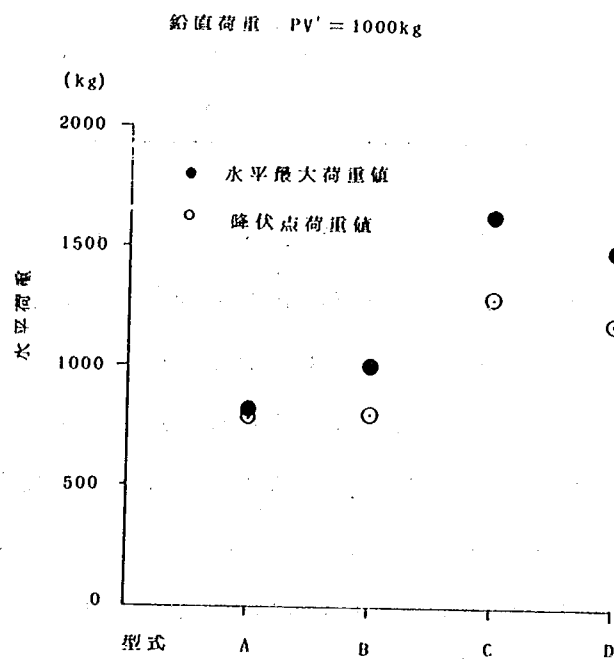


図 4-3-9 各型式と水平荷重の関係

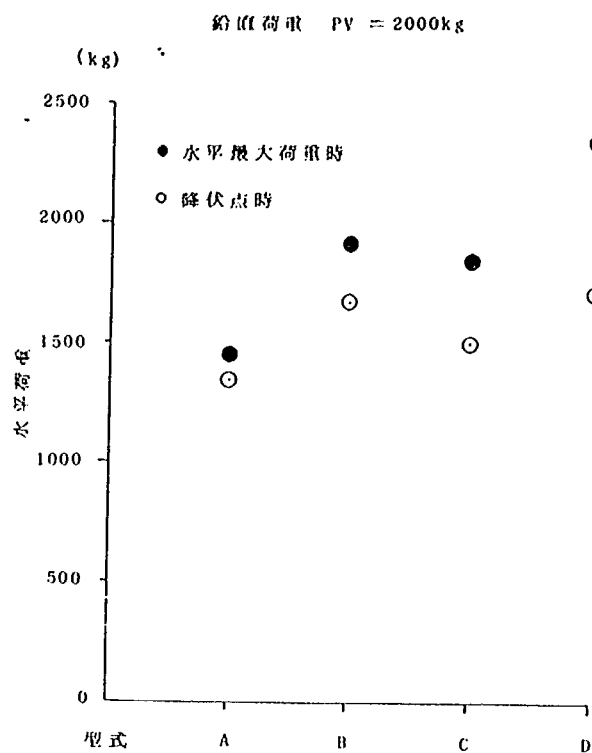


図 4-3-10 各型式と水平荷重の関係

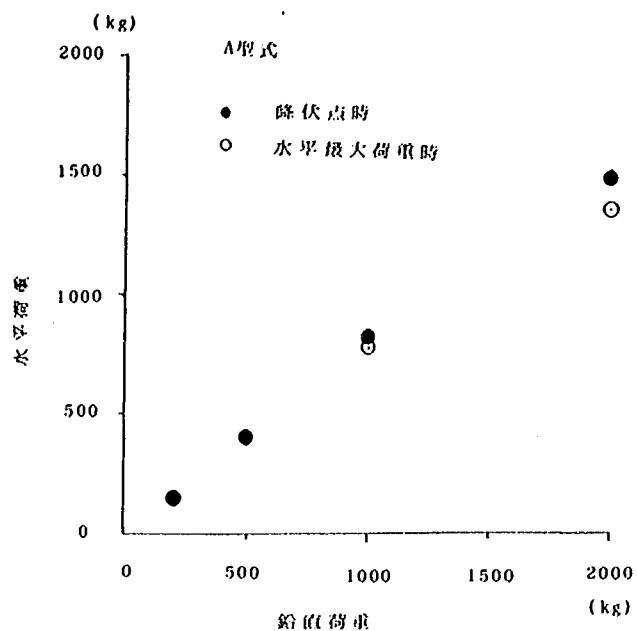


図 4-3-11 鉛直荷重と水平荷重の関係

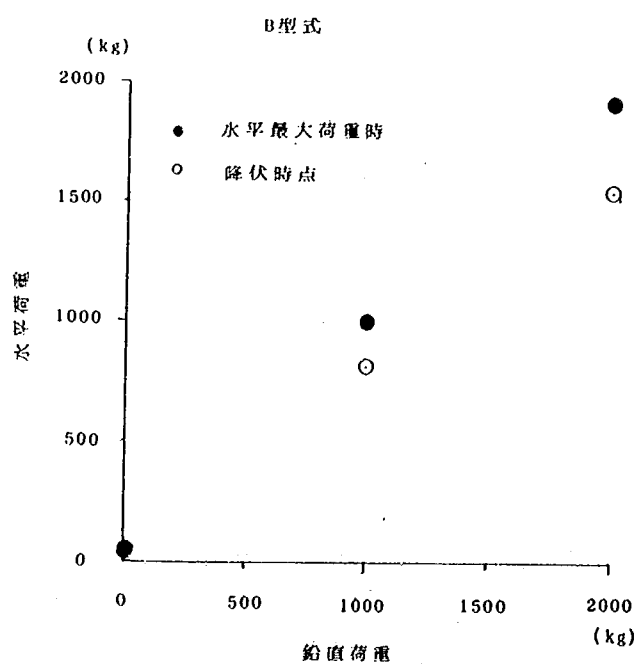


図 4-3-12 鉛直荷重と水平荷重の関係

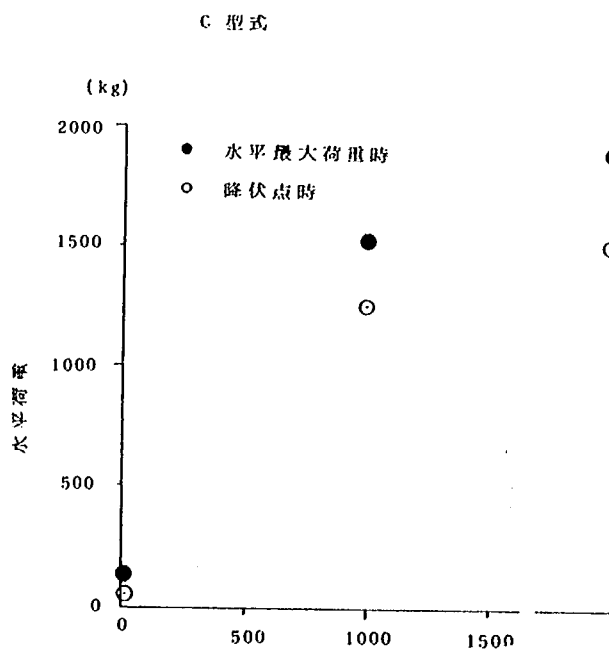


図 4-3-13 鉛直荷重と水平荷重の関係

これらの図からA型では、降伏時と極限時の水平抵抗力の差が非常に小さく、A型が典型的な滑動破壊をおこしていることを示している。B型も基本的に滑動破壊であるが、降伏荷重が極限荷重と一致していないのは基礎底面が傾斜している影響と思われる。

C, D型は底面の滑動とせん断突起前面での抵抗で支えているために、降伏点と極限点の差が大きく表れた結果となっている。図4-3-15はC型基礎に鉛直荷重として自重のみを作用させた場合の実験後における石こうの破壊状態を示す。水平変位が3.0mm程度まで増大した後、急にa, b面をすべって、前方に飛び出して破壊したもので、その時欠損が前上端部の斜線部である。

図4-3-16はC型基礎に鉛直荷重2000kgが作用した場合の実験後の石こう地盤の破壊
Cタイプ（自重）

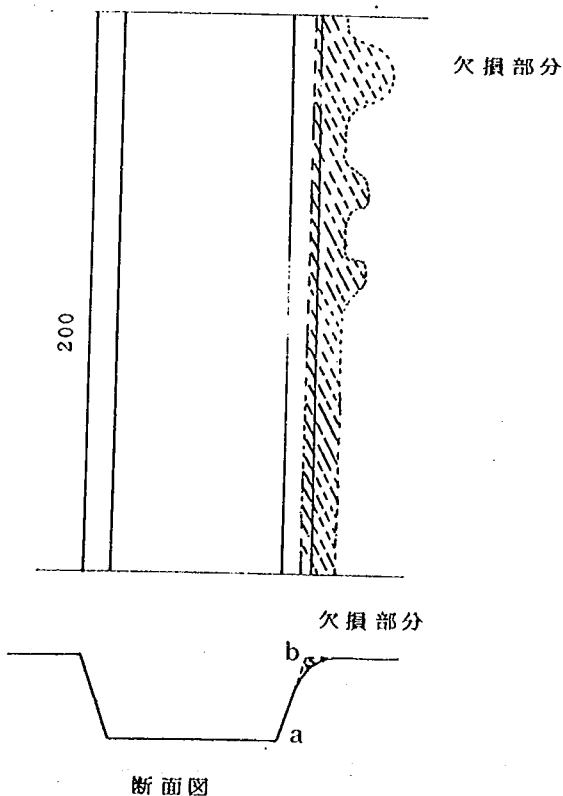


図4-3-15 石こう系岩盤模型の破壊状況

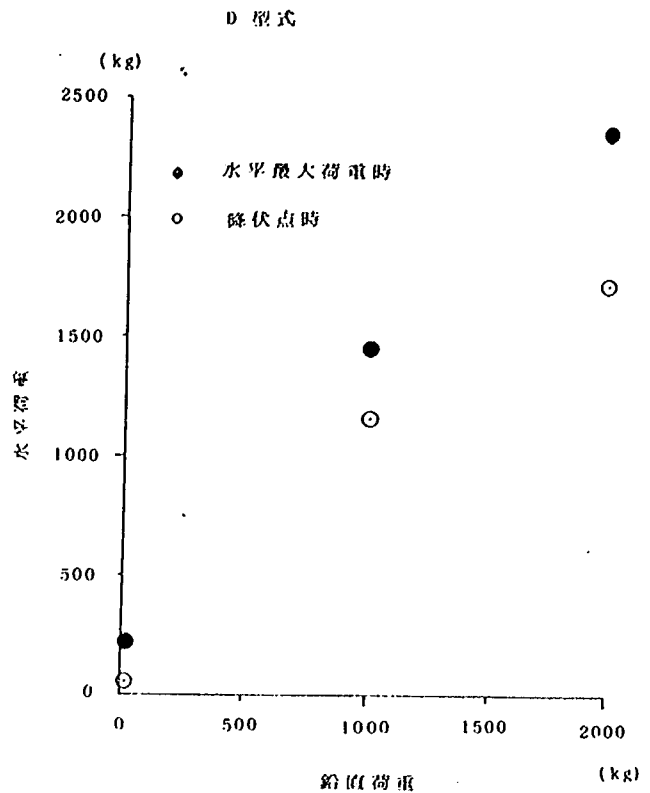


図4-3-14 鉛直荷重と水平荷重の関係

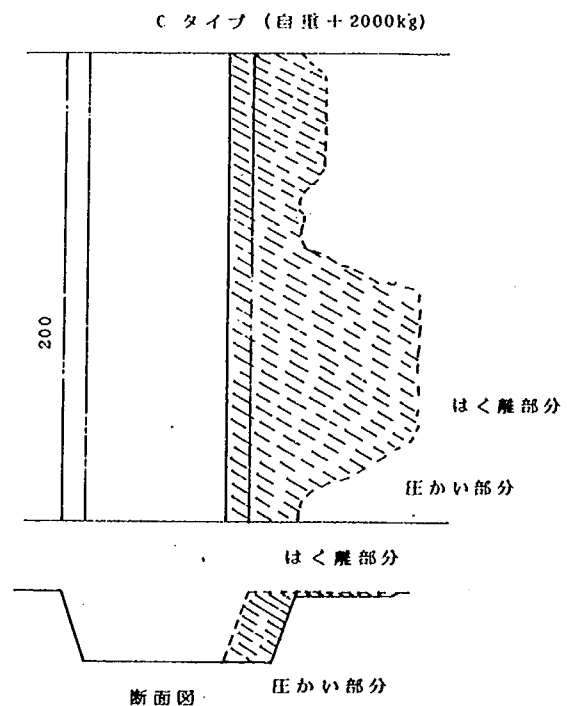


図4-3-16 石こう系岩盤模型の破壊状況

状態である。これは、せん断突起前面のせっこう岩盤が、約16mm 後方に平行移動し、他にすべり線を全く起こすことなく圧壊しただけである。なお圧壊部前面の表面には、層状のはく離が見られた。

図4-3-17はD型基礎に鉛直荷重として自重のみが作用した場合の実験後の石こう岩盤の破壊状態である。水平変位が約0.9mmに達すると急にすべり破壊をおこしたが、この時図中の斜線部が欠損した。

図4-3-18はD型基礎に鉛直荷重2000kgが作用した場合の破壊状態である。これもC型における鉛直2000kgの場合と同様に、せん断突起前面のせっこう岩盤が圧壊したため、前方に平行移動をしたものと考えられる。

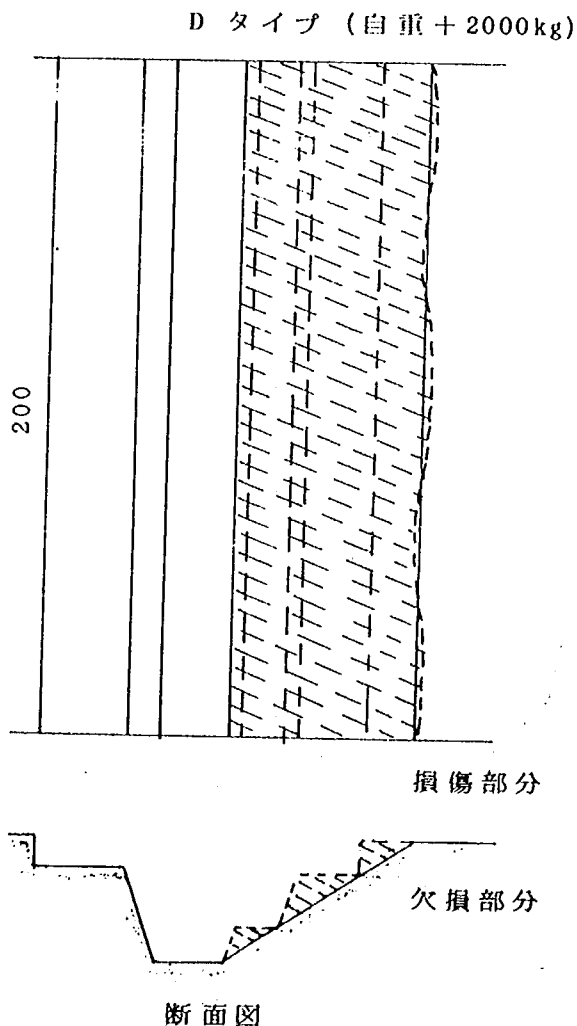


図4-3-17 石こう系岩盤模型の破壊状況

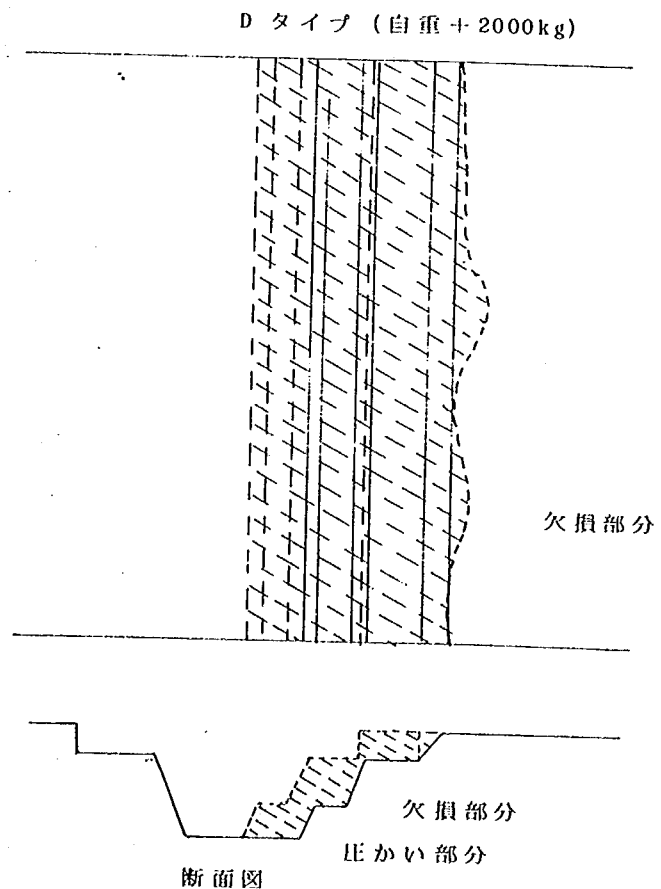


図4-3-18 石こう系岩盤模型の破壊状況

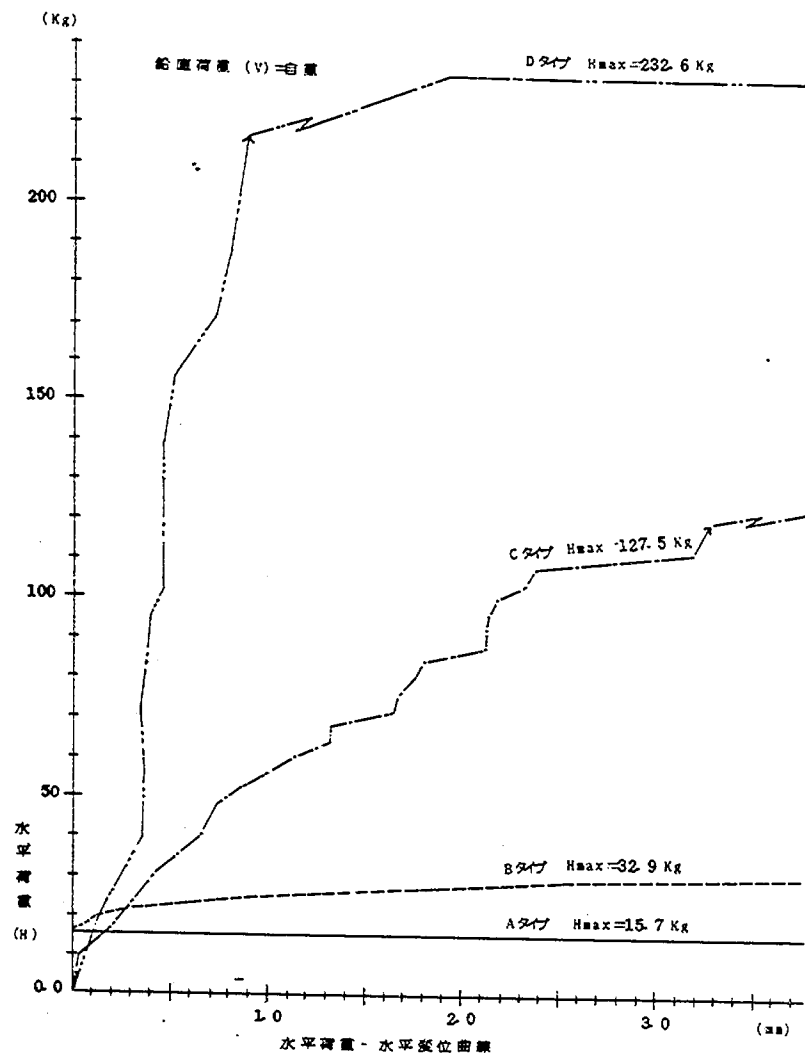


図 4 - 3 - 21

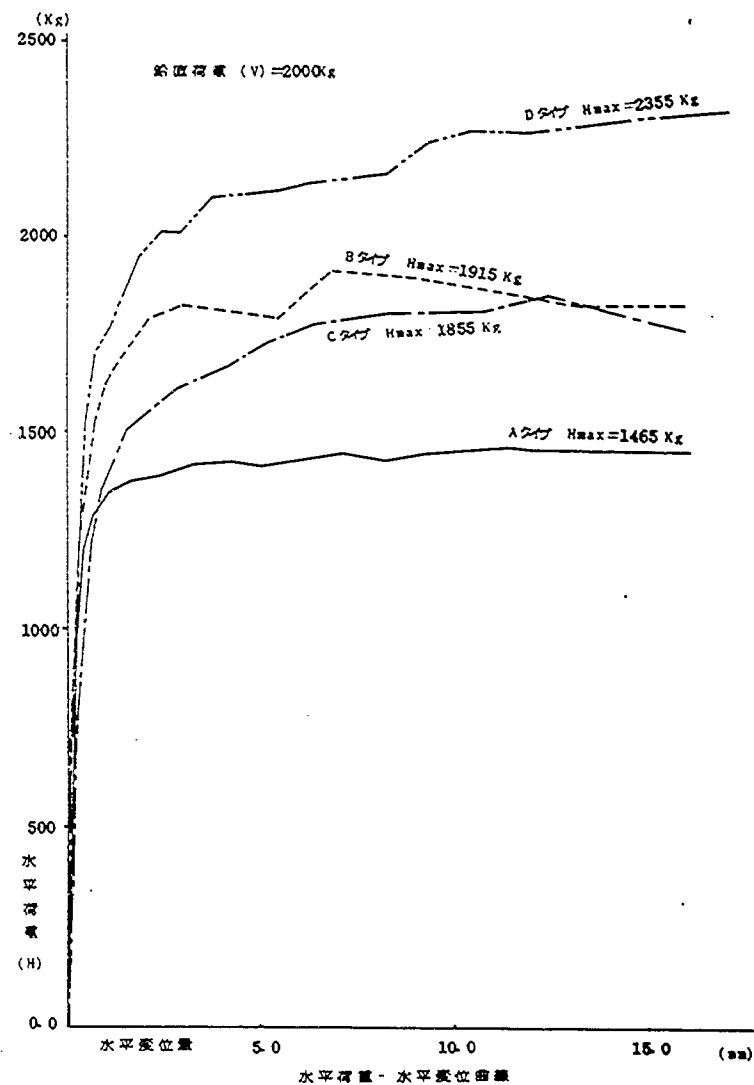


図 4 - 3 - 22

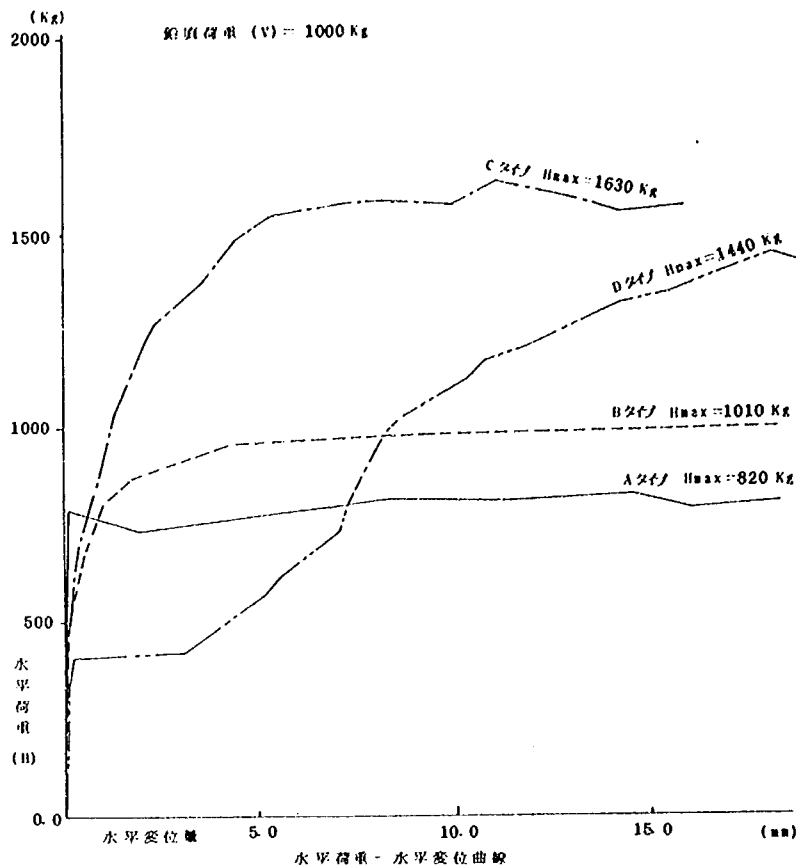


図 4 - 3 - 23

4-3-2 花崗岩の摩擦係数およびコンクリートの付着力に関する実験

伯方大島大橋 7 A 橋台付近の現場より切り出した支持岩盤ブロック (約 50 cm × 50 cm × 40 cm) を土研構内に搬入し、コンクリートブロックとの間の摩擦係数および岩盤に直接コンクリートを打設した場合の水平抵抗を測定したが、実際の現場での支持岩盤の表面仕上げ状況が不明であるので、岩盤ブロックの 4 面を使って、表面の粗度を粗いものから滑らかなものまで 4 種類に調整した。表面の粗さを表わす適切な指標が無いので、ひずみゲージ型変位計を使って直接岩盤表面上を移動させ、その時の移動量と鉛直方向変位量を X-Y レコーダーに記録させて、表面の粗さを視覚的に把握する方法をとり、その結果を図 4-3-19 に示した。

各表面粗度ごとの滑動実験結果を表 4-3-8 および図 4-3-20 に示すが、摩擦係数の値は、鉛直荷重レベルを 3 種に変化させて計測した結果の平均値である。

表面粗度 d は、表面に光沢がある程度仕上げたものであるが、このように滑かな表面のコンクリートブロック (水平抵抗実験に使用した A 型基礎模型) との摩擦係数は約 0.5 を示した。また表面粗度 c はちょうど道路橋示方書に規定する摩擦係数 0.6 を示したが、この場合も表面は光沢を有しており、d ほどにはないにしても実際には考えられない程の平滑さであった。

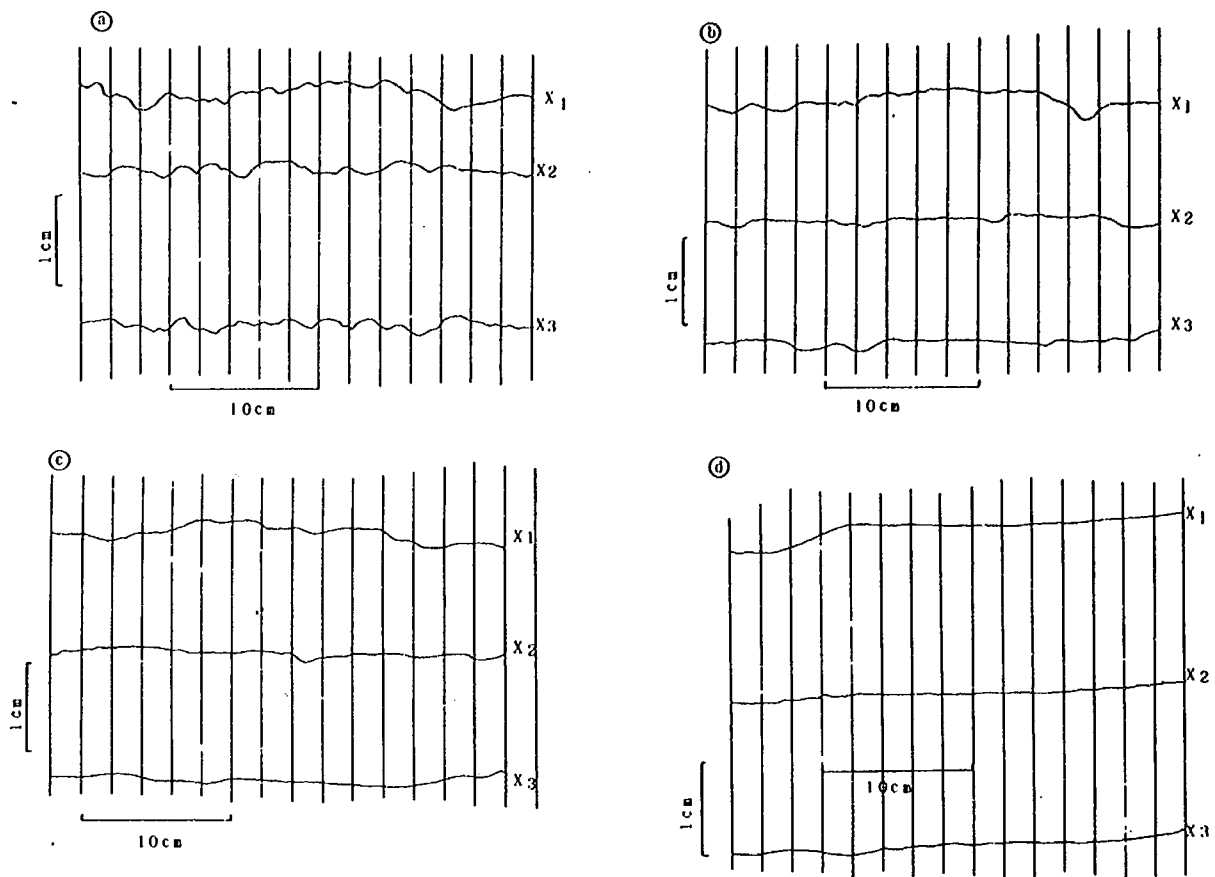


図 4-3-19 花崗岩表面の粗度

表 4-3-8 摩 擦 係 数

鉛直荷重 表面粗度	極 限 時 の 水 平 荷 重 (kg)			摩 擦 係 数 μ
	自 重	自 + 15kg	自 + 30kg	
a	1 4.7	2 8.0 5	4 3.4	0.9 1 7
b	1 1.8 5	2 2.8 3	3 2.4 3	0.6 8 8
c	9.4 5	1 7.4 6	2 9.0 5	0.6 0 4
d	8.7 3	1 7.1 5	2 3.0 1	0.4 7 9

表4-3-9は、表面粗度c、dの場合に、岩盤上に直接モルタルを打設し引張試験を行った結果である。表面が光沢を発する程度に磨れた表面で 3 kg/cm^2 もあり、岩盤とコンクリートの間の粘着力を無視することは過度に安全側の値を与えることとなる。7A橋台に 3 kg/cm^2 の粘着力が作用すると仮定すると、底面が水平と仮定して約48,000tの水平抵抗が見込まれ、これだけで地震時作用水平力27,000tの1.8倍の抵抗が期待できる。したがって、基礎の設計において、岩盤とコンクリートの間の粘着力および摩擦係数を正當に評価することにより、支持力に対するのと同じ程度の安全率を見込むことが可能になると思われる。

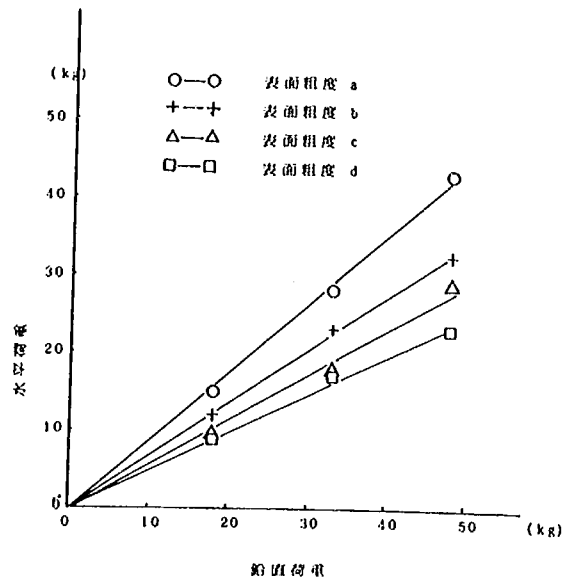


図4-3-20 水平荷重と鉛直荷重の関係

表4-3-9 岩盤とモルタルの付着力

表面状態	最大引張力	付着力度
c	1.5 ton	3 kg/cm ²
d	8.8 ton	17.6 kg/cm ²

4-4 考察

4-4-1 破壊の形態

A～Dの各型式の基礎の降伏から極限に至る破壊の形態は、次のように分けられる。

- A型 } 基礎底面と岩盤との間のすべり
- B型 }
- C型 } 模型岩盤の圧壊
- D型 }

各型式毎の破壊に至る過程の概要を次に示す。

(1) A型橋台

いずれの鉛直荷重レベルにおいても、基礎体前面の模型岩盤を損傷することなく、すべりに

より水平変位が増大する。このことは荷重—変位曲線が、図4—4—1のように表わされることから明らかである。

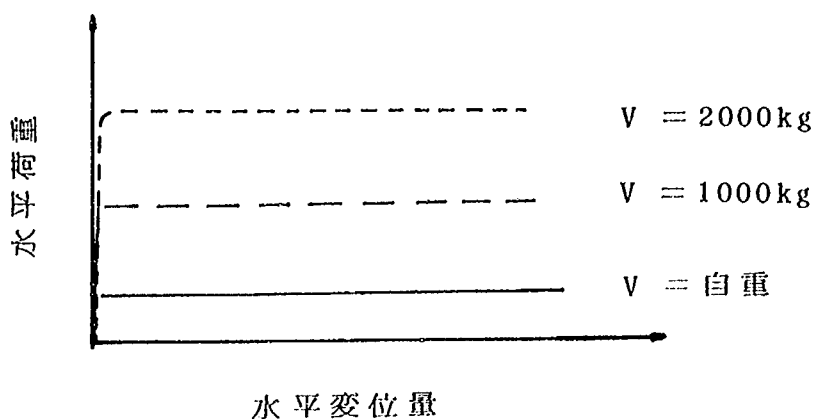


図4—4—1 荷重—変位曲線

(2) B型橋台

大略は、A型に近い破壊形態であるが、図4—4—2に示すように荷重—変位曲線に非線形部分が生じ、このためすべり破壊に至る前に、水平荷重に応じた水平変位が見られる。

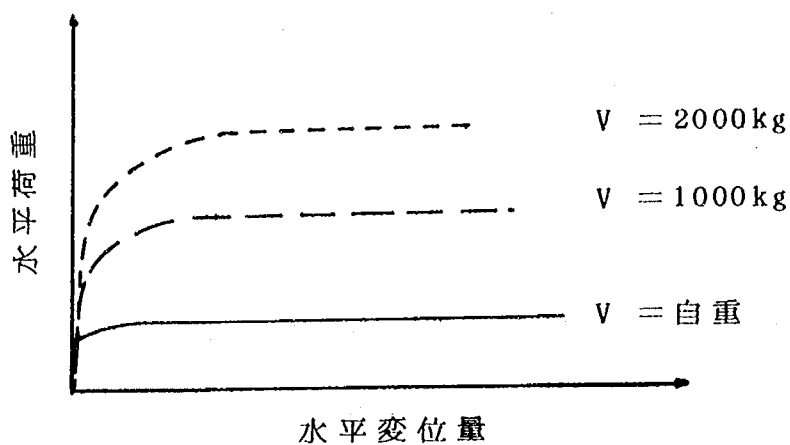


図4—4—2 荷重—変位曲線

(3) C型橋台

鉛直荷重レベルが低い場合（自重）は、水平荷重の増大とともに水平変位も増大するが、極

限に達すると、せん断突起の上端部岩盤が欠けるとともに、基礎模型が浮き上がることによって破壊する。

荷重レベルが大きくなると、浮き上がりによる破壊は生じなくなり、せん断突起前面の岩盤が支圧で圧壊することによる破壊形態となる。(図4-4-3参照)

(4) D型橋台

破壊の形態はC型に近い。荷重レベルが低い場合は、C型に比して非常に高いせん断抵抗を示すが、極限においては、せん断突起部前面の岩盤が欠けることにより、基礎が浮き上がり、急激な破壊に至る。

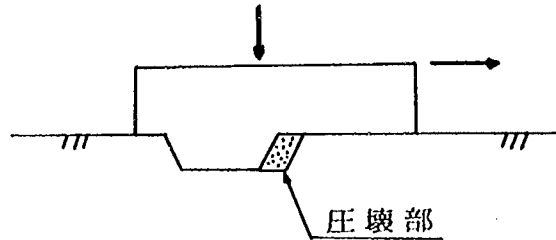


図4-4-3 Cタイプ破壊状況

荷重レベルが増大すると、C型と同様に突起前面岩盤の圧壊による破壊となり、C型とおおむね同レベルの水平極限抵抗を示す。

4-4-2 水平抵抗力の比較

各型式の基礎の降伏時の水平抵抗力を鉛直荷重に対しプロットしたのが図4-4-4である。

表記上の都合から両対数グラフにプロットしているが、鉛直荷重の低い間は、水平抵抗力に大きな差が見られるが、鉛直荷重レベルの増大とともに、水平抵抗力の差が小さくなることがわかる。

図4-4-5は、同じ結果の縦軸を水平・鉛直の荷重比(摩擦係数と考えられる)にとったものである。これによって鉛直荷重レベルが増大するとともに、次第にいずれの型式もほぼ同じ P_h/P_v を示すようになることがわかる。

今、相似性から伯方大島大橋7A橋台の水平抵抗問題は、この実験における鉛直荷重レベルが自重 $\sim 1000\text{ kg}(2\text{ kg/cm}^2)$ の場合に相当すると思われるので、この範囲で考えるならば、C、D型がA、B型より優れた水平抵抗を示すと言えるであろう。

4-4-3 岩盤上の基礎の水平抵抗機構

(1) 摩擦抵抗型の基礎

底面が直線上の直接基礎は、基本的に基礎底面と岩盤との間の摩擦力で、水平作用力に抵抗するものと考えられる。

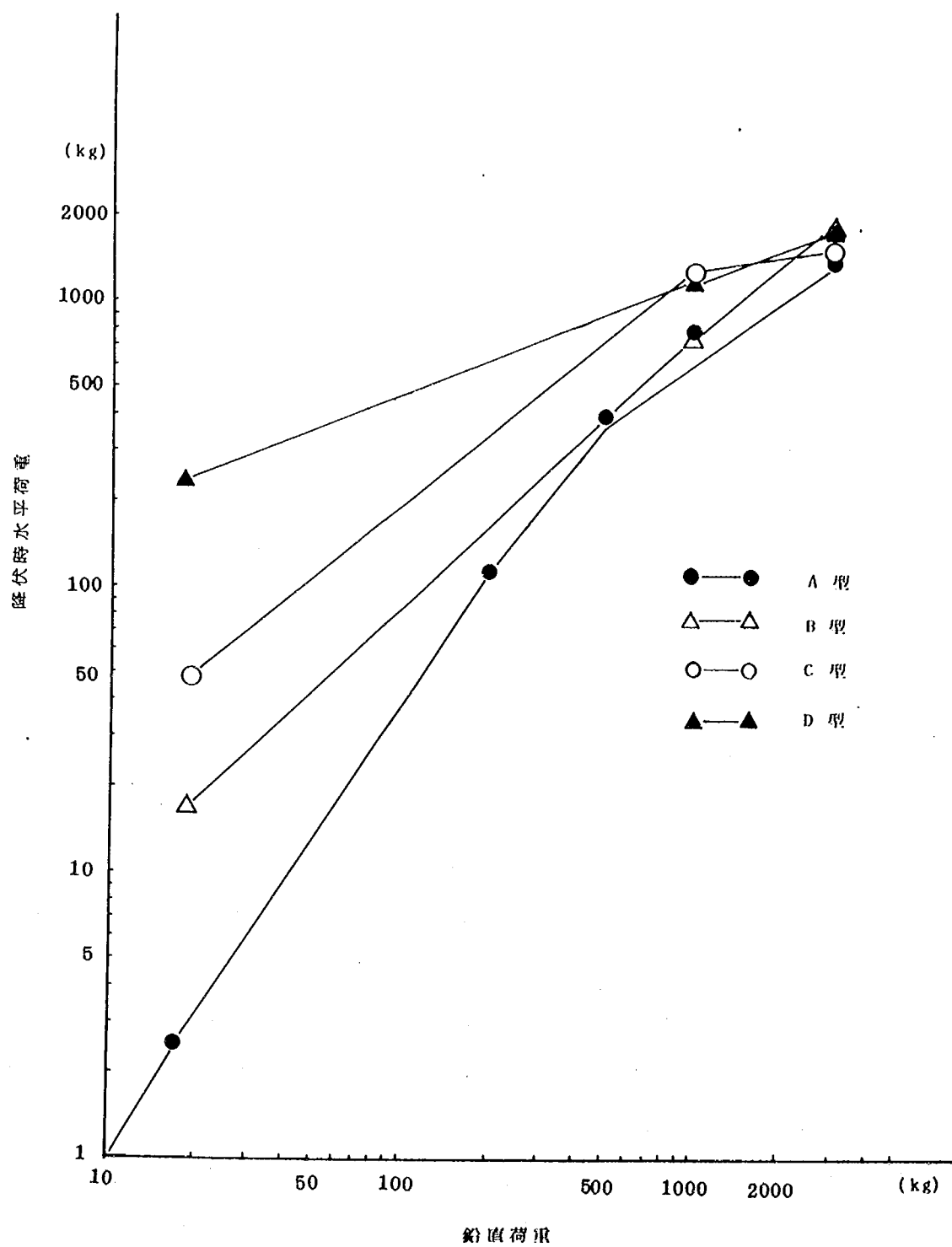


図 4-4-4 水平力と鉛直力の関係

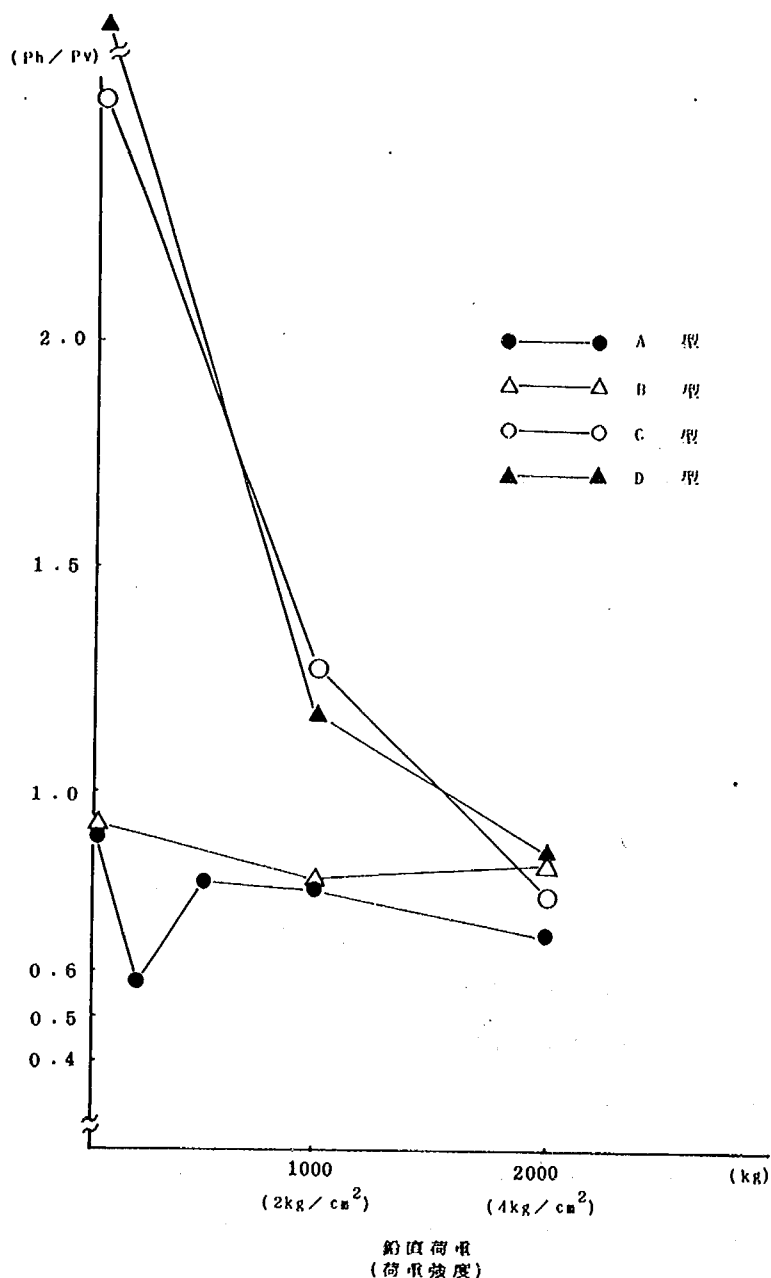


図 4-4-5 Ph/Pv (摩擦係数) と鉛直力の関係

今、水平な底面を有する基礎の底面摩擦係数を μ とした場合、全く同質同等の基礎で底面の傾斜角が θ であれば、この基礎の水平抵抗力は次のように書ける。

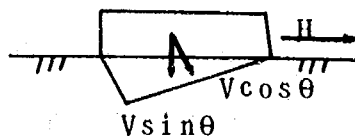


図 4-4-6

$$H_{cr} \cos \theta = V \cos \theta \cdot \mu + V \sin \theta$$

$$\therefore H_{cr} = V (\mu + \tan \theta) = V \mu' \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

したがって今回のB型基礎においては、 $\tan \theta = 0.14$ であるから μ を、おおむね 0.75 とすれば $\mu' = 0.89$ であり、B型基礎の実験結果 $\bar{\mu} = 0.85$ と、ほぼ対応していると考えられる。

表 4 - 4 - 1

(2) 支圧抵抗型の基礎

底面に突起を取り付けた基礎では、基礎底面における摩擦力だけでなく、突起前面の岩盤の、支圧強度による抵抗も受けることが、この実験により明らかである。

C型、D型の基礎においては、鉛直力を自重のみとした場合、水平力の増加による転倒モーメントにより破壊が生じた疑いがある。

このことを確かめるため、実験において $e_v \doteq 12.5 \text{ cm}$ 、 $e_h \doteq 1.5 \text{ cm}$ と仮定すると、この基礎が転倒するためには

$$H \cdot e_h \geq V \cdot e_v$$

$$\text{すなわち } \frac{H}{V} \geq \frac{e_v}{e_h} = 8.3$$

なる関係が必要である。今回の実験では、

C型基礎の転倒時の H/V は 6.75、D型

基礎では 12.9 であった。引張用のワイ

ヤーの取付けの精度により、 e_h が 1.0~2.0 cm の範囲で変化しうることを考慮すれば（この場合、 $H/V = 6.5 \sim 12.5$ ）、ほぼこのようなメカニズムによる破壊であったと考えられる。

このような転倒による破壊が生じるためには、水平方向の滑動抵抗が大きく、水平変位を生じないことが必要であるが、この場合、せん断突起前面の支圧によって、滑動が抑えられたものと解される。

今、模型岩盤の支圧強度を σ_b 、支圧面積を A とすれば突起付き基礎の滑動抵抗は、

$$F = V \cdot \mu + \sigma_b \cdot A \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

と表わされる。

支圧強度が、どの程度であるかについては、議論のあるところであるが、一軸圧縮強度をもって表わされると仮定し、表 4 - 3 - 6 に示した強度を用いると、

A 型		B 型	
番 号	μ	番 号	μ'
1	0.9	2	0.92
12	0.58	6	0.80
13	0.80	10	0.83
14	0.79		
15	0.68		
平 均	0.75	平 均	0.85

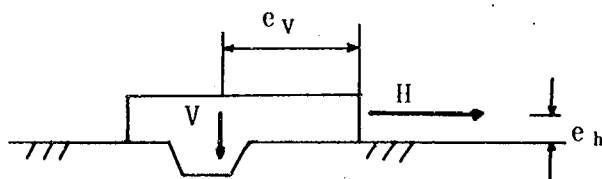


図 4 - 4 - 7

$$\sigma_b = 11.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \begin{cases} 3 \times 20 = 60 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{C型} \\ 3.5 \times 20 = 70 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{D型} \end{cases}$$

また摩擦係数は、底面が水平の場合の平均値 0.75 を用いようとする。

このように仮定して (4-2) 式で算出した水平抵抗力と、実験による極限水平抵抗力を、プロットすると図 4-4-8 のようになり、突起のある基礎の水平抵抗力を、ほぼ (4-2) 式で推定できるものと考えられる。

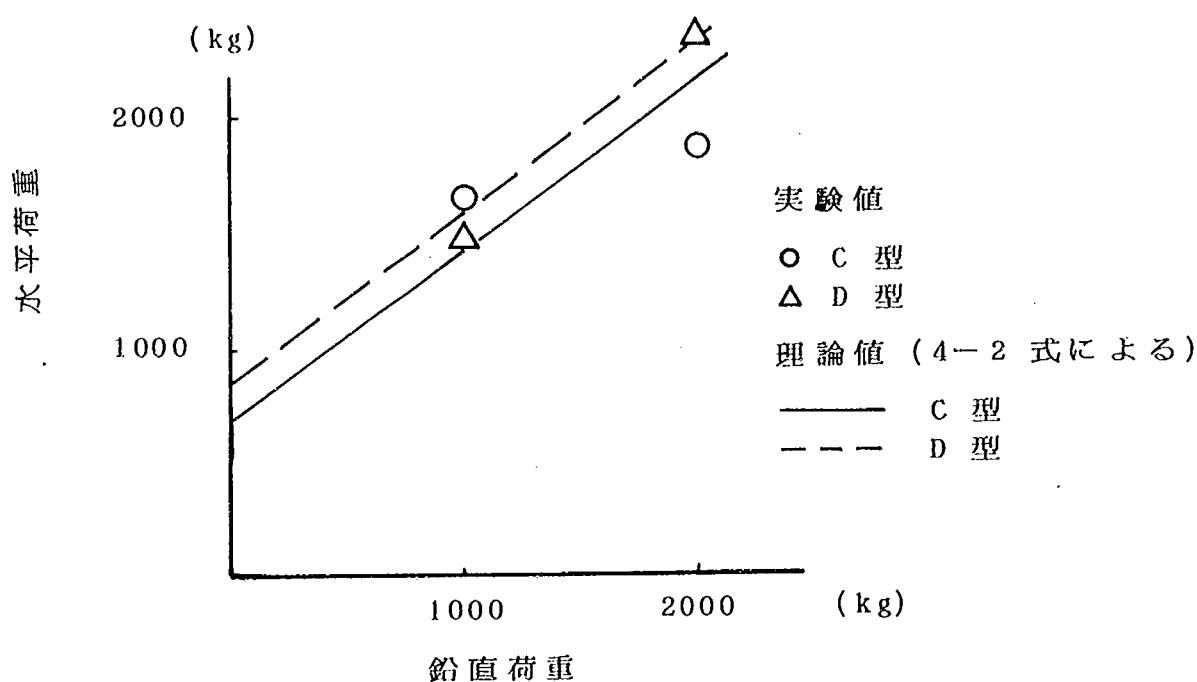


図 4 - 4 - 8

4-4-4 直接基礎の水平抵抗の算定法の提案

現在の設計は、おおむね道路橋示方書Ⅳ下部構造編によっているが、今回の実験結果をふまえると水平抵抗の算定にあたっては、①支持力、②摩擦抵抗+支圧抵抗、③摩擦抵抗+地盤のせん断抵抗のいずれか最小のものをもって、決定すべきものと考えられる。

(1) 支持力の検討

傾斜荷重を受ける浅い剛体基礎の安定計算において、荷重の傾斜角は地盤の c 、 ϕ で決まる一定の傾斜角以下でなければならないとともに、その大きさについても地盤の支持力から決ま

る一定の限界以下でなければならない。このような支持力の問題については、岩盤の場合であっても、岩盤を c 、 ϕ 材とみなし、荷重の傾斜を考慮した地盤の極限支持力を計算すればよいが、岩盤の場合、通常この極限支持力（の水平成分）はかなり大きい。

$$H_u^{\text{①}} = H_u^{\text{bearing}} \dots\dots\dots (4-3)$$

(2) 摩擦抵抗とせん断抵抗の和の検討

基礎底面に突起などを有する場合、その極限水平抵抗には底面における摩擦抵抗ばかりでなく、突起により地盤内に生じるせん断面に沿うせん断抵抗も加わる。

このような検討方法を示したのが道路示方書で、

$$H_u = c \cdot A' + V \cdot \tan \phi_B$$

と一般に表わされるが、示方書の解説によると突起を有する基礎の場合には、

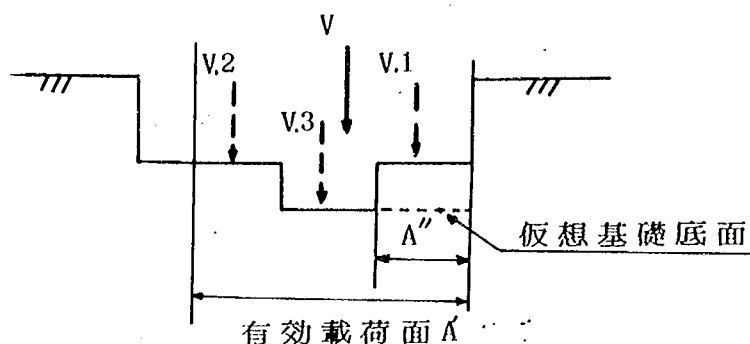


図 4 - 4 - 9

$$H_u^{\text{①}} = (c \cdot A'' + V_1 \cdot \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \dots\dots\dots (4-4)$$

ここで

ϕ : 地盤の内部摩擦角 ϕ_B : 基礎底面と地盤の摩擦角 c : 地盤の粘着力

と表わすことを明らかにしている。

岩盤上の基礎の場合、例えば伯方大島大橋 7 A の設計計算書では、底面に突起を設けた場合の水平抵抗の検討において、せん断面を任意に仮定して、このような水平抵抗力を計算し、最小の水平抵抗を得る面を設計のせん断面としている。

(3) 摩擦抵抗と支圧抵抗の和の検討

今回の実験で明らかになったように、水平力が作用した場合の破壊の形として、突起前面の岩盤の支圧強度の不足により破壊を生ずる場合のあることが示された。したがって設計計算においては、次のような水平抵抗を算出しておく必要がある。

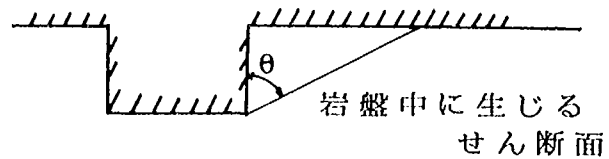


図 4 - 4 - 10

$$H_u^{(3)} = V \cdot \tan \phi_B + \sigma_b \cdot A_b$$

..... (4 - 5)

ここで σ_b : 地盤の支圧強度

A_b : 突起前面の面積

σ_b としては、岩盤の場合は支圧強度となり地盤の場合は受動支圧になると考えられる。

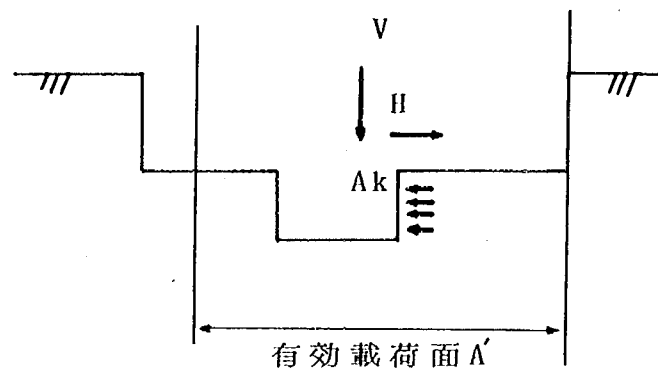


図 4 - 4 - 11

今、伯方大島大橋 7 A の設計にこのような計算法を適用してみる。

σ_b として、どのような値を用いるかについては疑問であるが、ここでコンクリートの支圧強度に準じて、岩石の支圧強度を算出するものと考え、この場合

$$\sigma_{ba} = 0.3 \sigma_0 \text{ とする。}$$

ここで σ_0 岩のサンプルの一軸圧縮強度

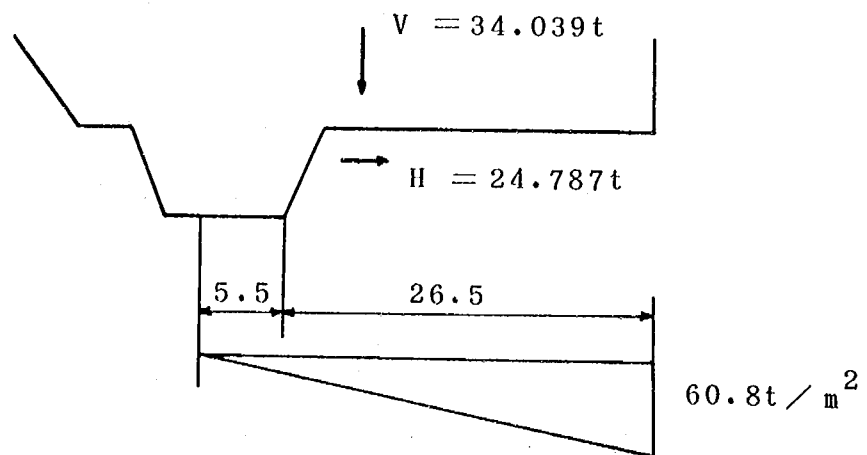


図 4 - 4 - 12

さらに全体としての岩の強度が、亀裂や節理のため低下することを考えれば、現場の岩の強度としては、コア強度よりかなり安全側を見込んで決めておく必要がある。

ここでは、コア強度の約1/3を見込むことにすると、

$$\sigma_{ba} = \frac{1}{3} \times \sigma_{ba}' = 0.1 \times \sigma_0$$

σ_0 は、CH 級岩石の場合、 730 kg/cm^2 ¹⁾ $\sim$ 630 kg/cm^2 ²⁾ と考えられるので、

$$\sigma_{ba} = 73 \sim 63 \text{ kg/cm}^2$$

よって

$$\begin{aligned} H_u^{(3)} &= 34,039 \text{ t} \times 0.6 + 630 \sqrt{\text{cm}^2} \times 5 \times 35 \\ &= 20,423 + 110,250 \\ &= 130,673 \text{ t} \end{aligned}$$

安全率を計算すると

$$F = H_u^{(3)} / H = 5.3$$

となる。

また、(2)により水平抵抗力を計算すると、設計計算書 4' - 302 頁より、 $\theta = 80^\circ$ の場合で $F = 6.7$ である。

したがって、このように仮定した場合、(3)の条件により滑動抵抗が決まることになる。もし、最小滑動面が、基礎底面と交わることを許すならば同様に(2)の方法では、 $\theta = 60^\circ$ の場合で $F = 3.5$ となり、この場合は(2)の条件で、滑動抵抗が決まることになる。

4-4-5 滑動面が生じた場合のせん断抵抗について

伯方大島大橋 7 A の突起をつけた橋台の設計においては、仮想せん断面を傾斜させ、最小のせん断抵抗を示す面を滑動面と仮定しているが、このようにせん断面が生じうるかどうかについて検討を加える。

- (1) 橋台が、全体として剛体と考えられる場合においては、底面と交わるせん断面は、生じ得ないものと思われる。それは、せん断面が生じるためには、せん断面の両側に相対的なずれを生じる必要があるが、この面が基礎底面と交わるならば、ずれは基礎底面で抑制され、基礎本体にせん断面が生じない限り、ずれの発達はあり得ないからである。

1) 「電算役務その(4) 断層を考慮した地盤の解析」 2) 「生口橋基礎地盤の工学的性質と地盤定数(案)」

(2) しかしながら、基礎本体が浮き上がることが可能ならば、せん断面の発達は抑制されないで、基礎底面と交わるせん断面の生じる可能性がある。

この場合は、基礎と岩盤との接触面は、おおむね岩盤内に発生したせん断面のみになると考えられるので、この面上での力のつりあいを考えてみる。

まず接触面の摩擦係数のみが関与するものと考えた場合、滑動条件は次のように表わされる。

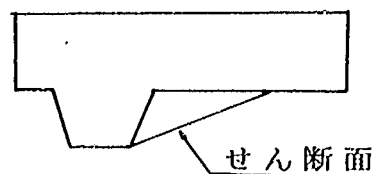


図 4-4-13

$$H \cos \theta \geq V \sin \theta + (V \cos \theta + H \sin \theta) \cdot \mu$$

$$\therefore H \geq V \cdot \frac{\sin \theta + \mu \cos \theta}{\cos \theta - \mu \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

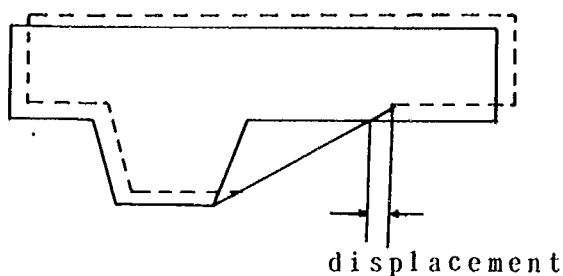


図 4-4-14

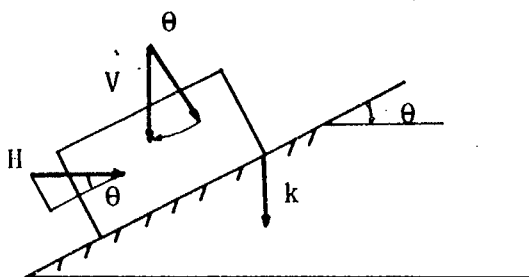


図 4-4-15

滑動が可能な最大傾斜角は

$$\theta_{\max} = \tan^{-1} \frac{1}{\mu}$$

となる。

岩のせん断抵抗を考慮した場合

$$H \cos \theta \geq V \sin \theta + (V \cos \theta + H \sin \theta) \tan \phi + \frac{c \cdot h \cdot B}{\sin \theta}$$

$$\therefore H \geq \frac{V(\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) + \frac{c \cdot h \cdot B}{\sin \theta}}{\cos \theta - \sin \theta \cdot \tan \phi} \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

ここで、 c ：岩の粘着力

ϕ ：岩のせん断抵抗角

h ：基礎前後端の高低差

B ：基礎巾

H が極値をとる条件は、 $\frac{dH}{d\theta} = 0$ であるので

$$V(1 + \tan^2 \phi) + c \cdot h \cdot B \left(1 + 2 \tan \phi \frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\tan^2 \theta} \right) = 0$$

$$\therefore \frac{1}{\tan \theta} = \tan \phi + \tan^2 \phi + \sqrt{\frac{V(1 + \tan^2 \phi) + c \cdot h \cdot B}{c \cdot h \cdot B}}$$

よって最小の H を与える θ は、

$$\theta = \cot^{-1} \left(\tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{V(H \tan^2 \phi) + c \cdot h \cdot B}{c \cdot h \cdot B}} \right)$$

となる。

この値は、粘着力が無い場合は、 $\theta_{\min} = \cot^{-1}(\tan \phi)$

粘着力が非常に大きい場合は、 $\theta_{\max} = \cot^{-1}(\tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi + 1})$

となる。

通常の岩で ϕ が $30^\circ \sim 45^\circ$ の場合を考えると

ϕ	30°	35°	40°	45°
$\theta_{\max}$	30°	27.5°	25°	22.5°

となり、このような破壊の可能性は十分に考えられる。

したがって4-4-4の水平抵抗算定において(2)摩擦抵抗とせん断抵抗の和を計算する場合、せん断面が水平となる場合は、(4-4)式によって計算できるが、せん断面が傾斜する場合(4-7)式に示したように、基礎底面と岩盤の間には浮き上がりが生じるためその間の摩擦係数を無視し、岩盤内部に生じる傾斜せん断面に沿ってのみ滑動抵抗を考慮するものとしなければならない。

基礎前面の岩盤が半無限的に存在するような場合には前方に上昇していく傾斜せん断面が生

じることによる基礎が浮き上がるような破壊形態をとり、基礎前面の岩盤が有限の場合、基礎底面に平行あるいは前方に低下していくせん断面が生じるような破壊形態となるものと考えられる。

4-4-6 岩盤とコンクリートの間に作用する粘着力

今回の実験で明らかになったように、岩盤上に直接コンクリートを打設する場合は、摩擦係数のみならず、かなりの付着力を期待できる。したがって、岩とコンクリートの間のせん断抵抗は

$$H_u = V \cdot \mu + c \cdot A$$

により算出し、粘着力 c については実験結果により求めるのが望ましい。せん断抵抗が設計を支配する大規模な岩盤上の基礎において、粘着力を無視することは過度に不経済な設計に陥るおそれがあるものと言わざるを得ない。

第 5 章 耐 風 調 査

構造研究室	山 本 邦 夫
	佐 藤 弘 史
	野 村 一 夫
	湯 沢 聡
	神 崎 一 夫

5-1 ま え が き

本年度実施した大鳴門橋の耐風性調査について述べる。

大鳴門橋各設計案に対する耐風安定性に関する検討を昭和47年度¹⁾、昭和52年度²⁾および昨年度³⁾にわたり、当研究室において実施してきた。昨年度は鉄道床組および公共添架物を含む完成系の最終設計案について検証実験を実施したが、自励振動の限界風速は迎角0°付近で低下し、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」を満足しなかった。

本年度はまず昨年度の基本断面を用いて、バネ支持模型実験時の模型支持条件(振動数比、鉛直たわみ振動の無風時対数減衰率、迎角設定方法)の差違が自励振動の限界風速におよぼす影響を調べた。さらに、鉛直スタビライザーおよび物止め板が自励振動の限界風速におよぼす影響を調べた。

また、本年度本州四国連絡橋公団より高欄形状の変更および内面検査路の設置などの指示があり、これらを考慮した完成系の最終設計案について、耐風安定性の検証を行ったが、原案のままでは設計基準を満たすことはできなかった。耐風性の良好な断面を見出すため、公共添架物の位置を変更するなど桁断面に軽微な変更を行い数ケースの検証実験を実施した。さらに、暫定系の最終設計案として、完成系断面より鉄道床組を除いた断面および鉄道床組と上路橋床グレーチングを除いた断面についても、耐風安定性検証のための風洞実験を実施した。これらの調査の結果、完成系および2つの暫定系の最終設計案について耐風安定性の良好な断面を見出すことができた。

さらに、設計の初期に用いた補剛桁の抗力係数値の妥当性を調べるために、最終検証後の補剛桁の完成系断面および鉄道床組と上路橋床グレーチングを除いた暫定系断面を対象として三分力実験を実施した。

以下に、現在までに得られた成果をとりまとめて報告する。

5-2 バネ支持模型実験

実験に用いた風洞は、建設省土木研究所耐風工学実験施設内のフラッター風洞であり、その主要諸元を表5-2-1に示す。実験は「本州四国連絡橋風洞実験要領(1980)」に従い実施された。実験ケースを表5-2-2に、使用模型を表5-2-3および図5-2-1に、実験条件を表5-2-4にそれぞれ示す。

表5-2-1 フラッター風洞諸元

風 洞 形 式			単回路還流式
主 要 寸 法	測 定 胴	幅 (mm)	2,500
		高 さ (mm)	4,000
		長 さ (mm)	10,000
	縮 流 胴	入 口 (mm×mm)	7,000×8,500
		出 口 (mm×mm)	2,500×4,000
縮 流 比		5.95	
	風 路 全 長 (mm)		115,000
送 風 機	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動 翼 直 径 (mm)		4,000
	有 効 全 圧 (mmAg)		40.0
	風 量 (m ³ /s)		242.0
	回 転 数 (rpm)		400.0
	容 量 (kW)		250.0
気 流	最 大 風 速 (m/s)		25.0
	乱 れ 率 (%)		0.5%以下

表5-2-2 実験ケース

実験番号	模型番号*	迎角(度)	実験条件**	備考			
101	101	3	1	完成系(昭和54年度案)	模型支持条件の影響調査	基本	
102		0					
103		-3	2				
201		3					
202		0					
203		-3					
204		3	3				
205		0					
206		-3	4				
301		3					
302		0					
303		-3	5				
304		3					
305		0	6				
306	-3						
401	3	7					
402	-3						
501	102	0	8	耐風性の良好な断面の選定	鉛直スタビライザーの影響		
502	103						
503	104						
504	105						
601	106						
602	107						
701	201	3	9			公団原案	
702		0					
703		-3					
801	202	3					物止め板の影響
802		0					
803		-3					
804	203	3					
805		0					
806		-3					
901	204	7		鉛直スタビライザーの影響	耐風性が良好な完成系断面		
902		6					
903		5					
904		4					
905		3					
906		1					
907		0					
908		-1					
909		-3					
910		-5					
911		-7					

表 5-2-2 (続 き)

実験番号	模型番号*	迎角(度)	実験条件**	備 考						
1001	205	3	9	完成系(昭和55年度案)	耐風性の良好な断面の選定	公共添架物段差の影響				
1002		0						内面検査路の影響		
1003		-3								
1101	3	206							公園原案	
1102	0									
1103	-3									
1201	301	3	10	暫定系(鉄道床組なし)	鉛直スタビライザーの影響	耐風性が良好な暫定系断面(鉄道床組なし)				
1202		0								
1301	302	7					11	暫定系(鉄道床組・上路橋床グレーチングなし)	鉛直スタビライザーの影響	耐風性が良好な暫定系断面(鉄道床組, 上路橋床グレーチングなし)
1302		5								
1303		3								
1304		1								
1305		0								
1306		-1								
1307		-3								
1308		-5								
1309		-7								
1401	401	7	公園原案							
1402		5								
1403		3								
1404		1								
1405		0								
1406		-1								
1407		-3								
1408		-5								
1409		-7								
1501	402	7	鉛直スタビライザーの影響							
1502		5								
1503		3								
1504		1								
1505		0								
1506		-1								
1507		-3								
1508		-5								
1509		-7								

* 各模型番号に対応した模型形状は、表 5-2-3 および図 5-2-1 参照のこと。

** 各実験条件番号に対応した実験条件は表 5-2-4 参照のこと。

表 5 - 2 - 3 使用模型

模 型 番 号	基本形状	上 路 橋 床		内面検査路	下 路 橋 床		備 考				
		端 部	中 央 部		段 差	鉄道床組					
101	a *	昭和 54 年 度 高 欄	昭和 54 年 度 高 欄	な し	あ り n	あ り	昭和 5 4 年度完成 系公団原案				
102							鉛直スタビ ライザー i	昭和 55 年 度 高 欄	あり m	な し o	あり p
103							鉛直スタビ ライザー j				
104							鉛直スタビ ライザー k				
105							鉛直スタビ ライザー l				
106		物止め板 d	昭和 55 年 度 高 欄				あり m	な し o	あり p		
107		物止め板 e									
201	c	昭和 55 年 度 高 欄	昭和 55 年 度 高 欄	な し	あり n	なし r	昭和 5 5 年度完成 系公団原案				
202							物止め板 d	あり m	あり n	なし r	
203							物止め板 e				
204				グレーチ ング前除 f	昭和 55 年 度 高 欄	あり m	あり n	なし r			
205									鉛直スタビ ライザー j		
206		鉛直スタビ ライザー j									
301		グレーチ ング前除 f	昭和 55 年 度 高 欄	あり m	あり n	なし r	昭和 5 5 年度暫定 系公団原案				
302							鉛直スタビ ライザー j	昭和 5 5 年度暫定 系公団原案			
401		グレーチ ング前除 f	昭和 55 年 度 高 欄	あり m	あり n	なし r	昭和 5 5 年度暫定 系公団原案				
402							鉛直スタビ ライザー j	昭和 5 5 年度暫定 系公団原案			

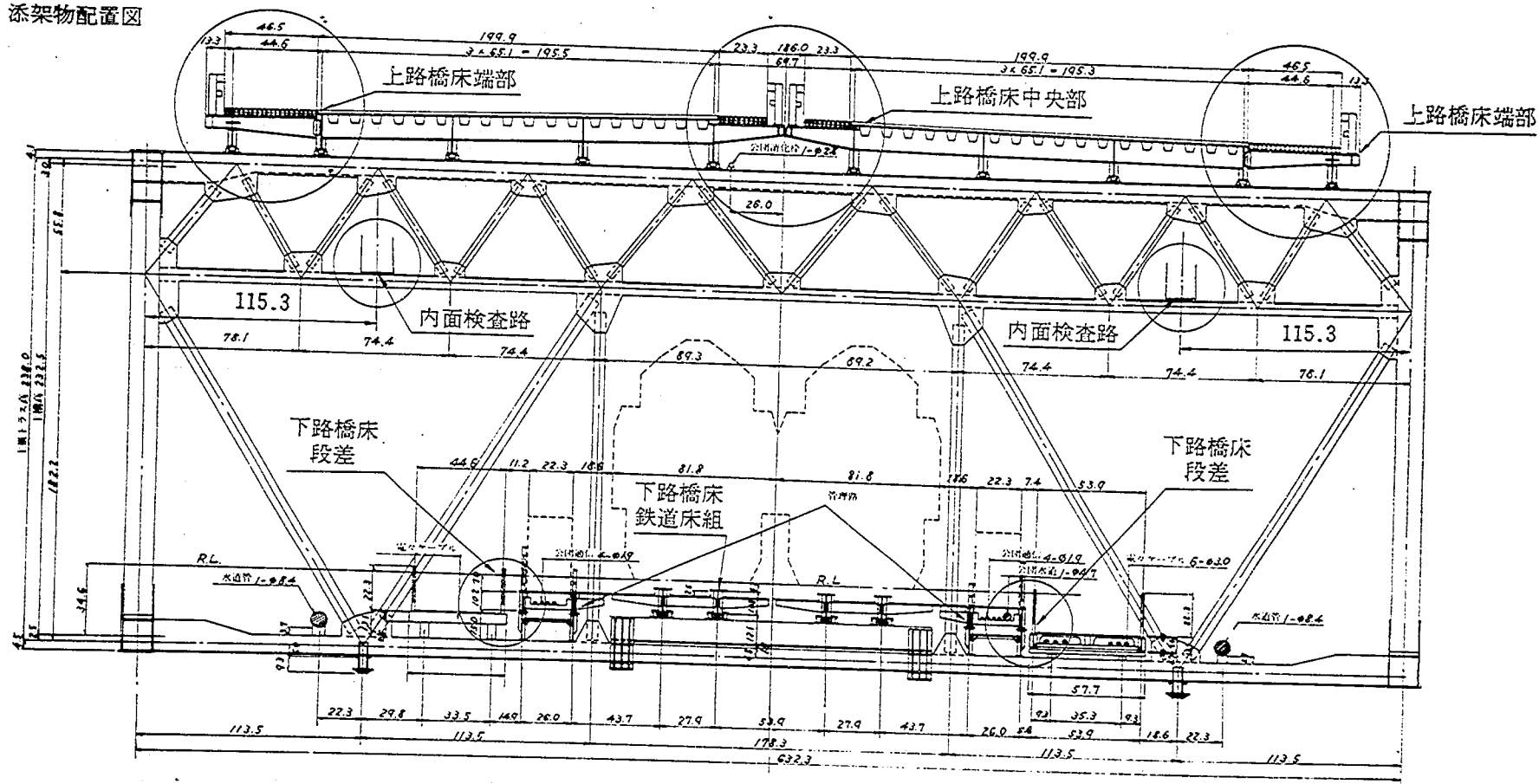
* 表中のアルファベットは、図 5 - 2 - 1 における対応する図の記号を表わす。

表のみかた；例えば模型番号 2 0 4 は、a の基本断面に、上路橋床端部に高欄 c を中央部に高欄 h と鉛直スタビライザー j をつけ、内面検査路を有し、下路橋床に段差がなく、鉄道床組を有する断面である。

表 5-2-4 実験条件

実験条件番号	実橋, 所要値, 実験値の別	重 量	振動数	鉛直たわみ	振動数比	無減 風衰 時率	鉛直たわみ	風 速 倍 率	備 考
		極慣性モーメント		ね じ れ			ね じ れ		
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	実 橋	3794 t/m 7325 t・s ²	0.142 (Hz) 0.318 (Hz)	2.24	0.03 0.03	—	—	—	
	所要値	2939 (kgf) 1963 (kgf・cm・s ²)	— —	2.24	0.03 0.03				
1	実 験 値	29.05 19.57	1.71 3.82	2.23	0.03 0.03	4.48	上下流のパネ の高さを変え 迎角設定		
2			1.85 3.70	2.00					
3			1.69 4.06	2.40					
4			1.85 4.45	2.41					
5			1.71 3.82	2.23	0.05 0.03	4.48			
6					0.07 0.03				
7					0.03 0.03				
8									
9		29.35 19.67	1.74 3.91	2.25	0.03 0.03	4.37			
10	実 橋	3522 t/m 7199 t・s ²	0.147 0.320	2.18	0.03 0.03	—	—	—	
	所要値	2729 (kgf) 1929 (kgf・cm・s ²)	— —	2.18	0.03 0.03				
	実験値	27.13 19.47	1.81 3.93	2.17	0.03 0.03	4.38			
11	実 橋	3354 t/m 700.1 t・s ²	0.151 0.325	2.15	0.03 0.03	—	—	—	
	所要値	2599 (kgf) 1876 (kgf・cm・s ²)	— —	2.15	0.03 0.03				
	実験値	25.84 18.62	1.86 4.00	2.15	0.03 0.03	4.37			

縮尺はすべて 1/53.77 である。



☐ 5-2-1 · a 大鳴門橋模型基本形狀

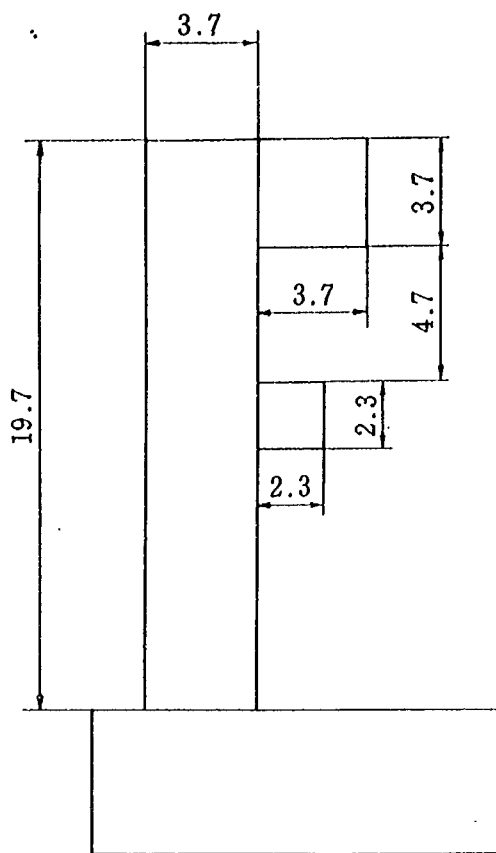


図 5-2-1・b 昭和 54 年度上路橋床端部高欄

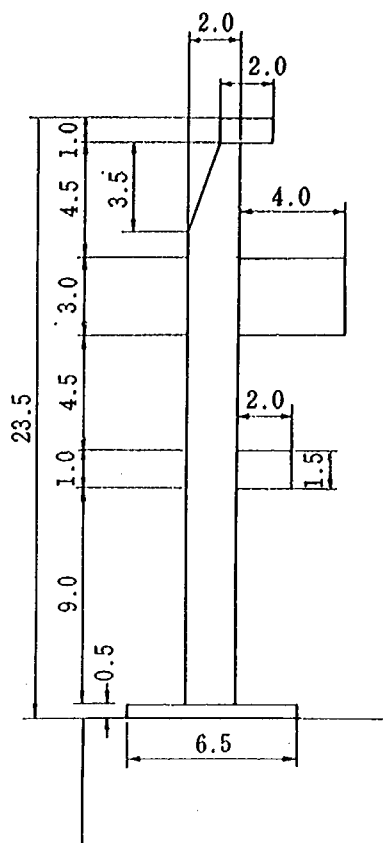


図 5-2-1・c 昭和 55 年度上路橋床端部高欄

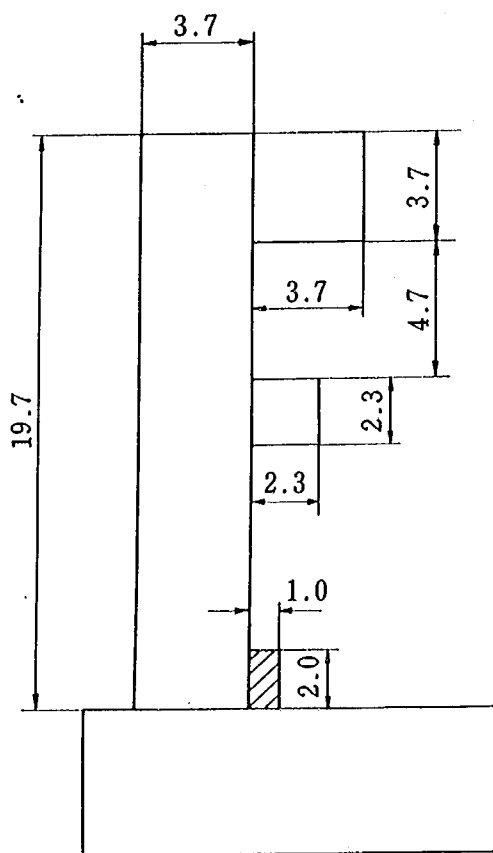


図 5-2-1・d 上路橋床端部物止め板

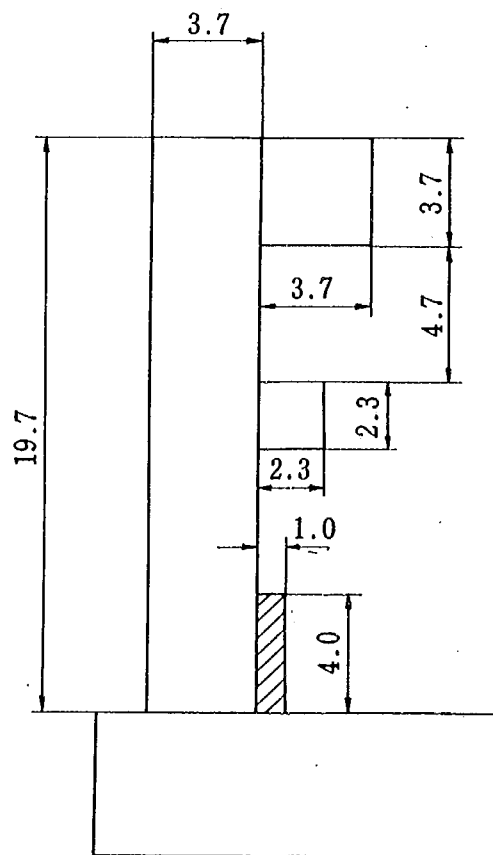


図 5-2-1・e 上路橋床端部物止め板

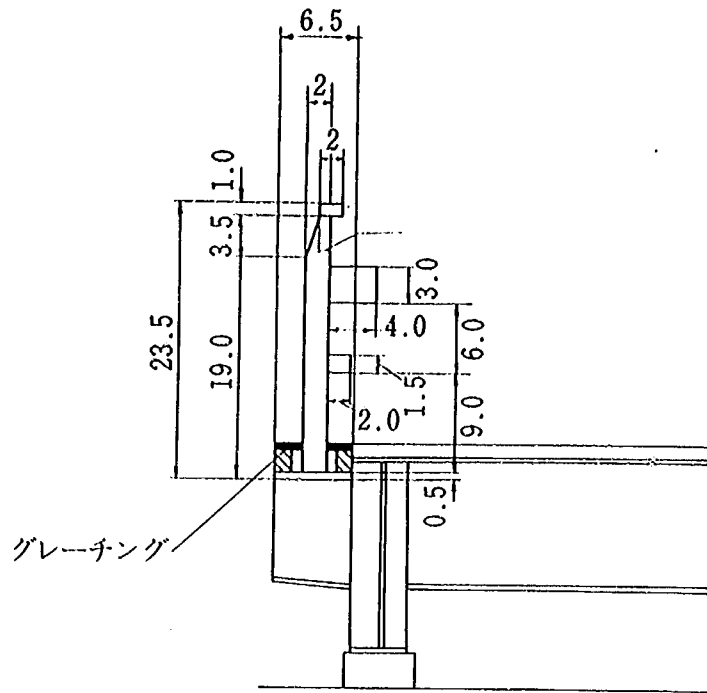


図 5-2-1・f 上路橋床端部グレーチング削除

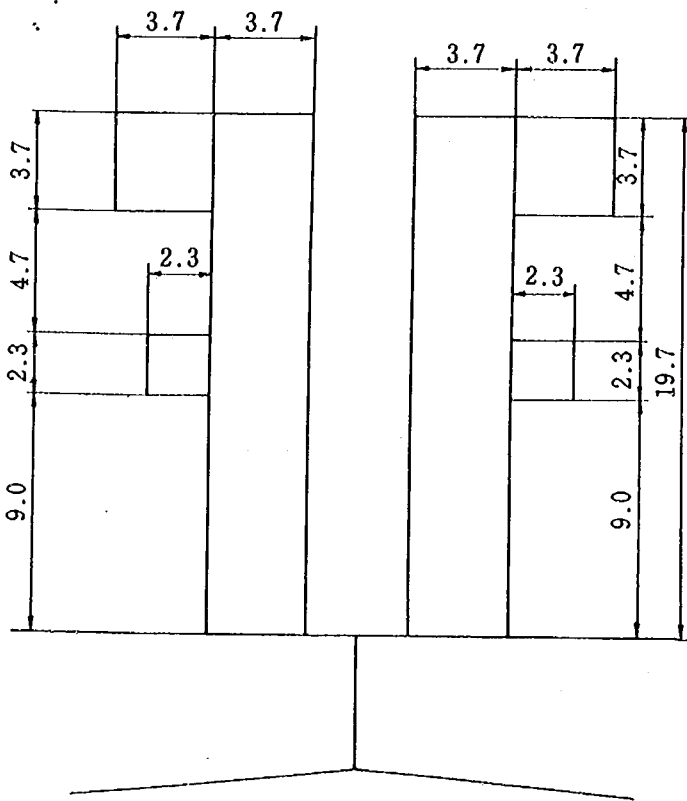


図 5-2-1・g 昭和 54 年度上路橋床中央部高欄

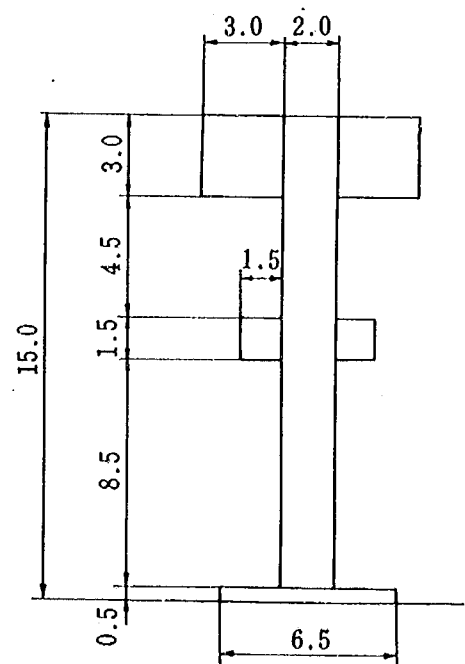


図 5-2-1・h
昭和 55 年度上路橋床中央部高欄

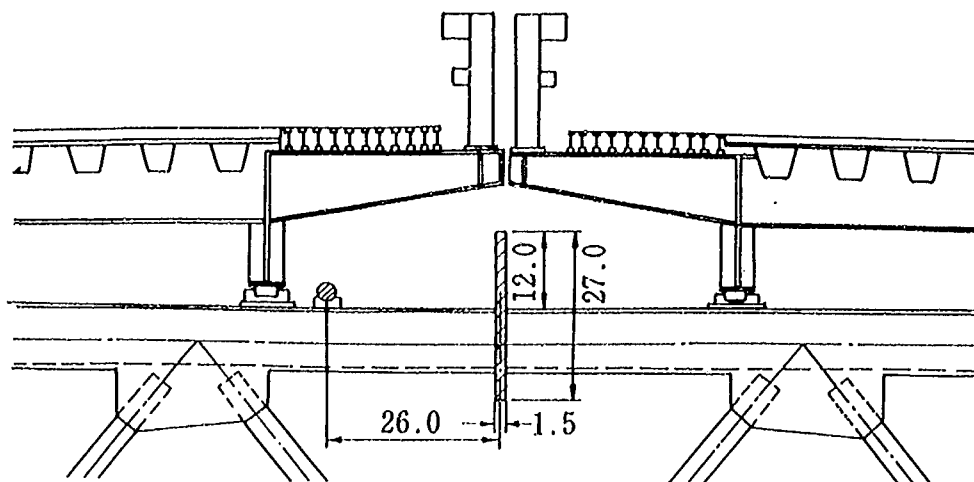


図 5-2-1・i 上路橋床中央部鉛直スタビライザー

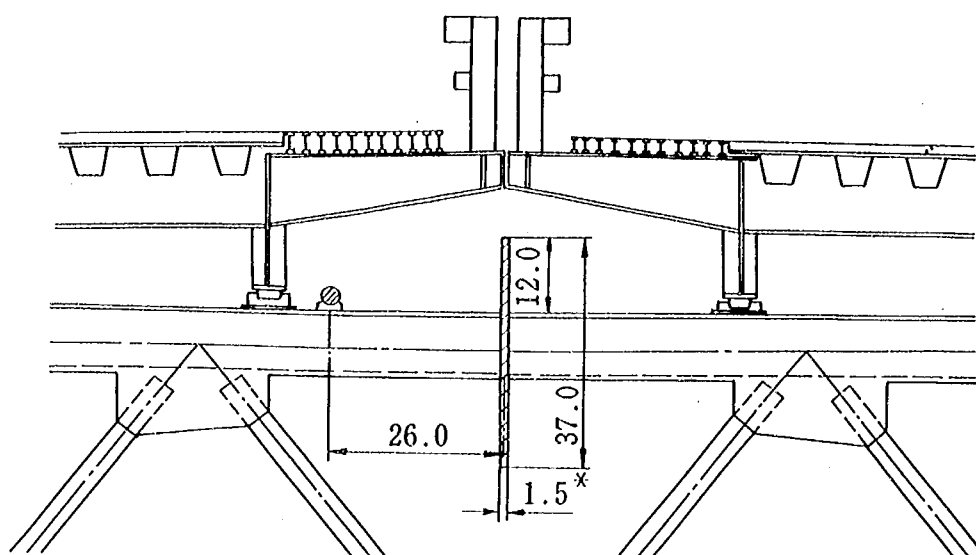


図 5-2-1・j 上路橋床中央部鉛直スタビライザー

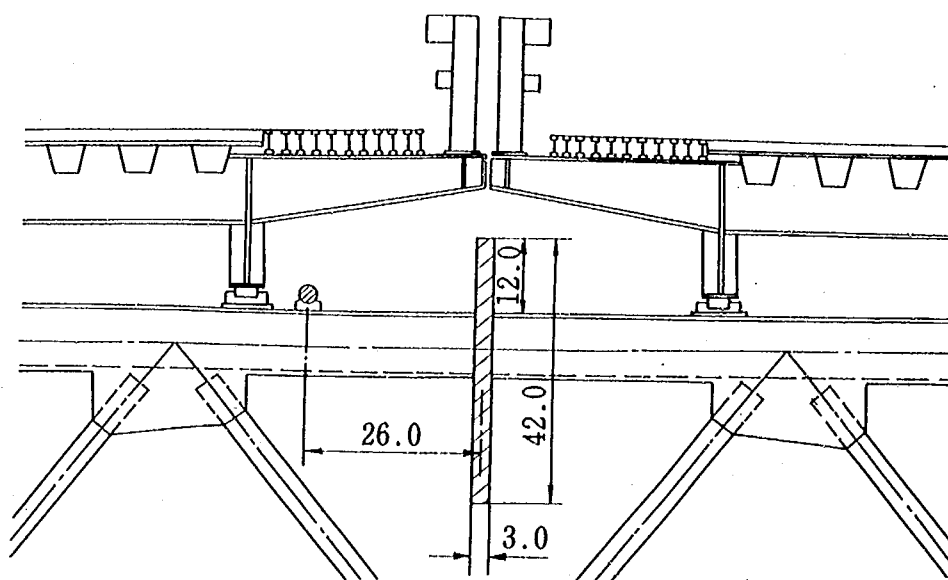


図 5-2-1・k 上路橋床中央部鉛直スタビライザー

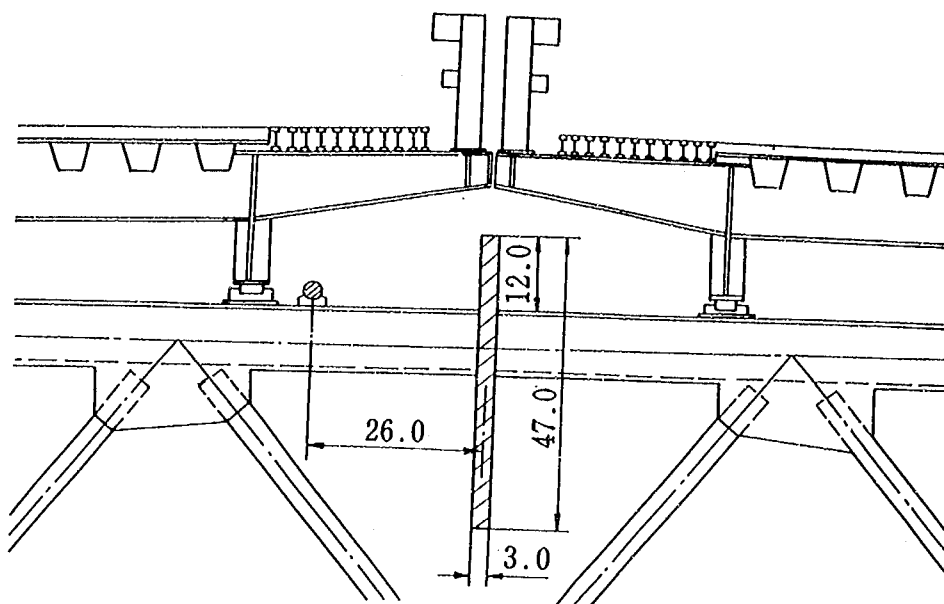
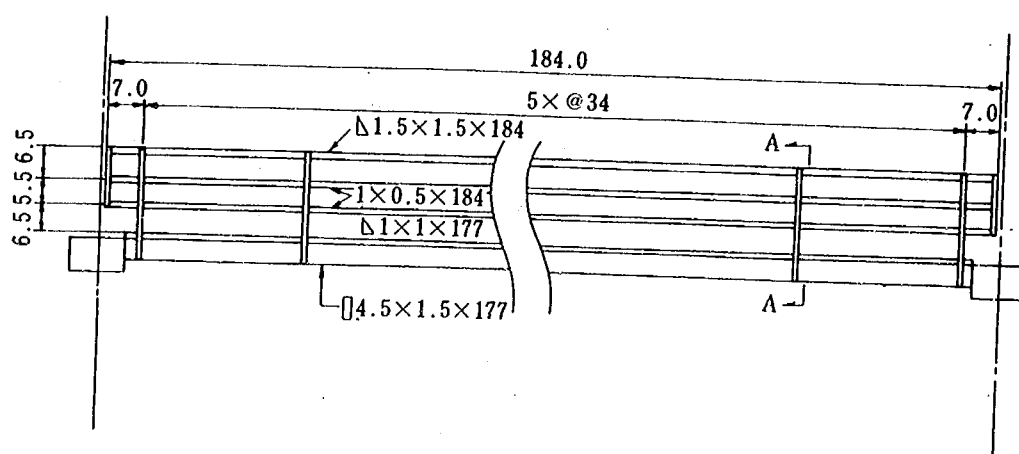


図 5-2-1・1 上路橋床中央部鉛直スタビライザー



A-A断面

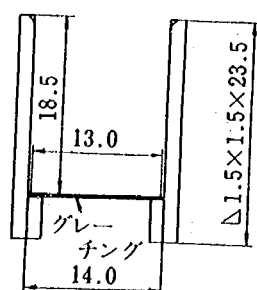


図 5-2-1・m 内面検査路

(位置については、図 5-2-1・a を参照のこと)

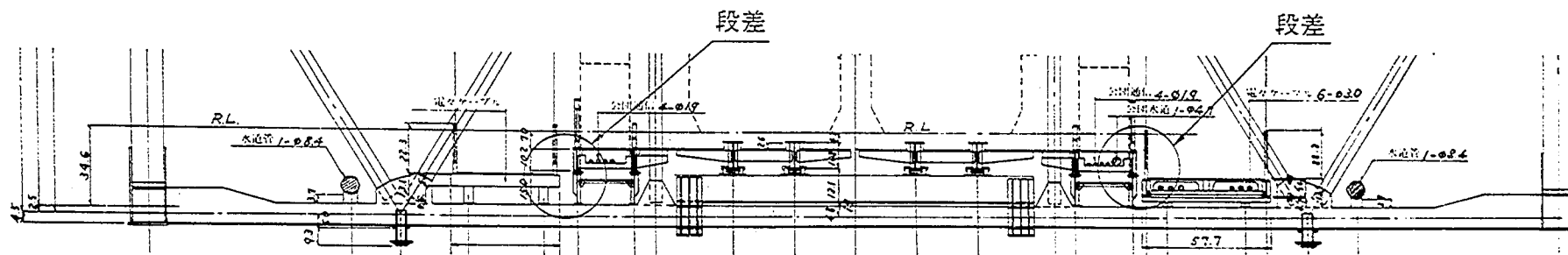


図 5-2-1・n 下路橋床段差あり

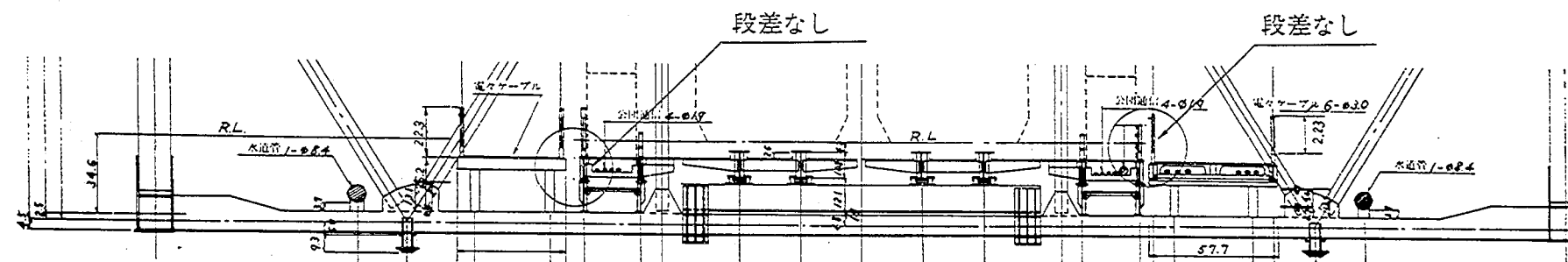


図 5-2-1・o 下路橋床段差なし

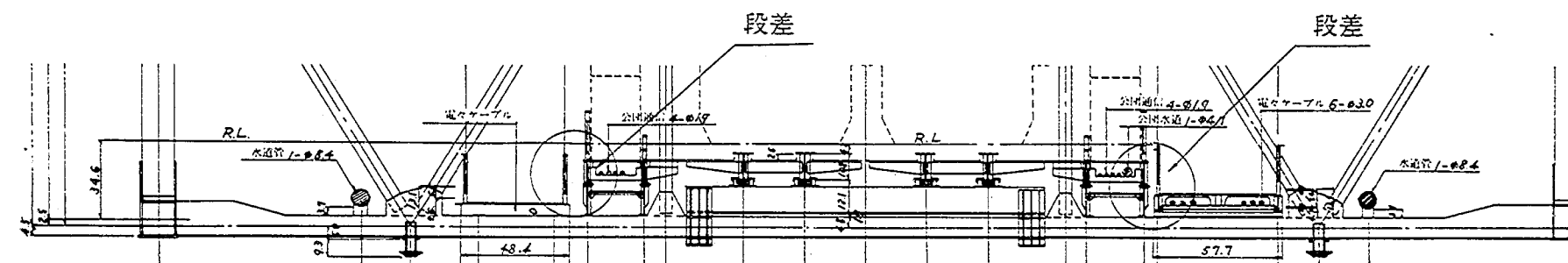


図 5-2-1・p 下路橋床段差あり

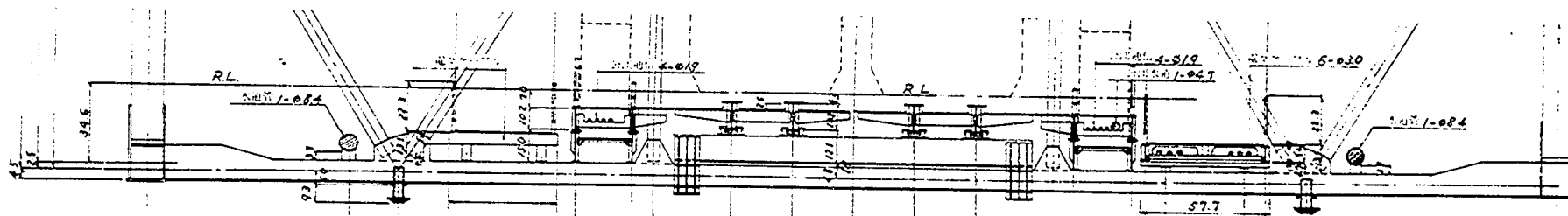


図 5-2-1・q 鉄道床組あり

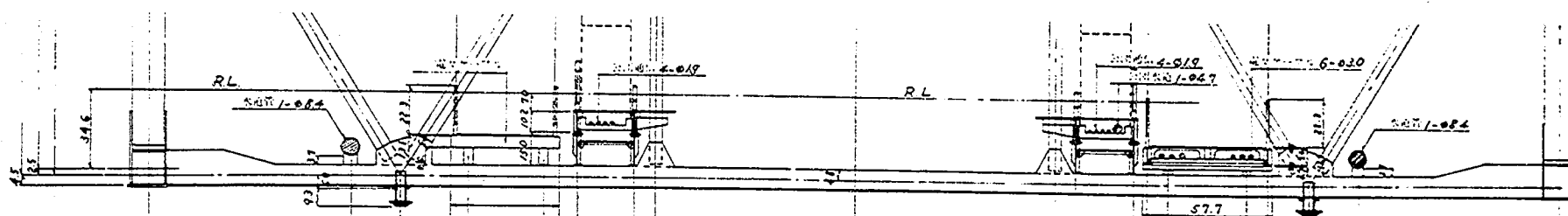


図 5-2-1・r 鉄道床組なし

5-2-1 模型支持条件の影響調査

振動数比，鉛直たわみ振動の無風時対数減衰率，迎角設定法などの模型支持条件の差違が自励振動の限界風速におよぼす影響を調査した。表5-2-2に示したように，使用した模型は模型番号101であり，実験番号101～402までの17ケースについて実験した。

実験結果を整理し，迎角と自励振動の限界風速との関係（以下 $V_{cr}-\alpha$ とよぶ）を図5-2-2に，発振したケースについてその振幅と風速の関係（以下 $V-A$ とよぶ）を図5-2-3にそれぞれ示す。

振動数比を2.00，2.23，2.40と変化したときの $V_{cr}-\alpha$ を見ると，限界風速に大きな変化は見られず，振動数比2.40のとき迎角 0° および 3° での限界風速が他に比べ約 5 m/s 上がっている。鉛直たわみ振動の無風時対数減衰率を0.03，0.05，0.07と変化させたときの $V_{cr}-\alpha$ を見ると，限界風速はほとんど変化していない。また迎角の設定方法として，バネ系全体を回転させて設定する方法と上流側バネと下流側バネの相対高さを変え，模型だけ回転させる方法とを比較したが，模型だけ回転させて設定した方が，迎角 3° において限界風速が約 5 m/s 上がっている。 $V-A$ について支持条件の異なる実験結果を比較しても，その差は大きくない。したがって，今回の実験でみる限りでは模型支持条件が自励振動の限界風速におよぼす影響は大

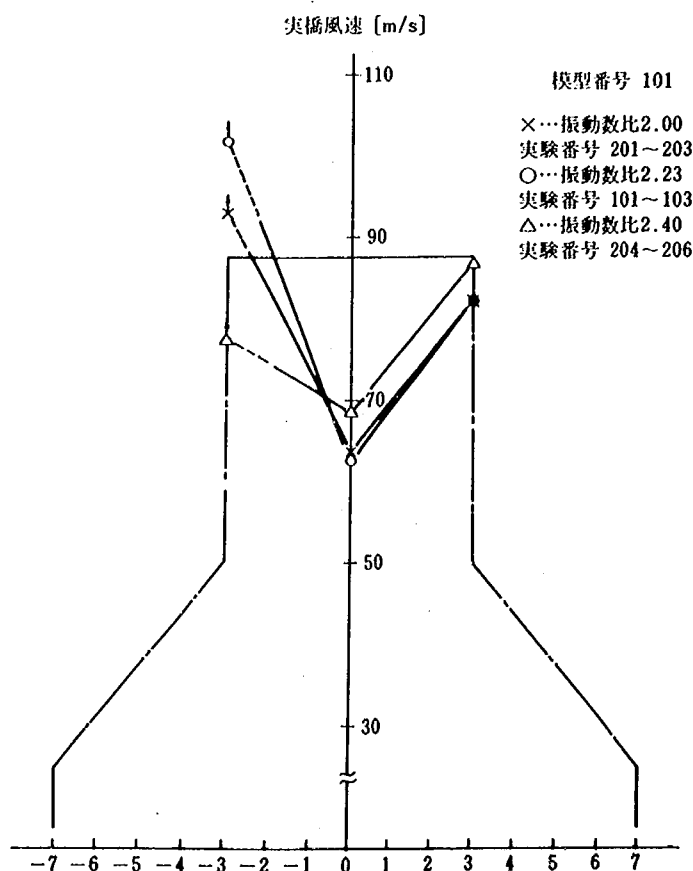


図 5-2-2・a $V_{cr}-\alpha$

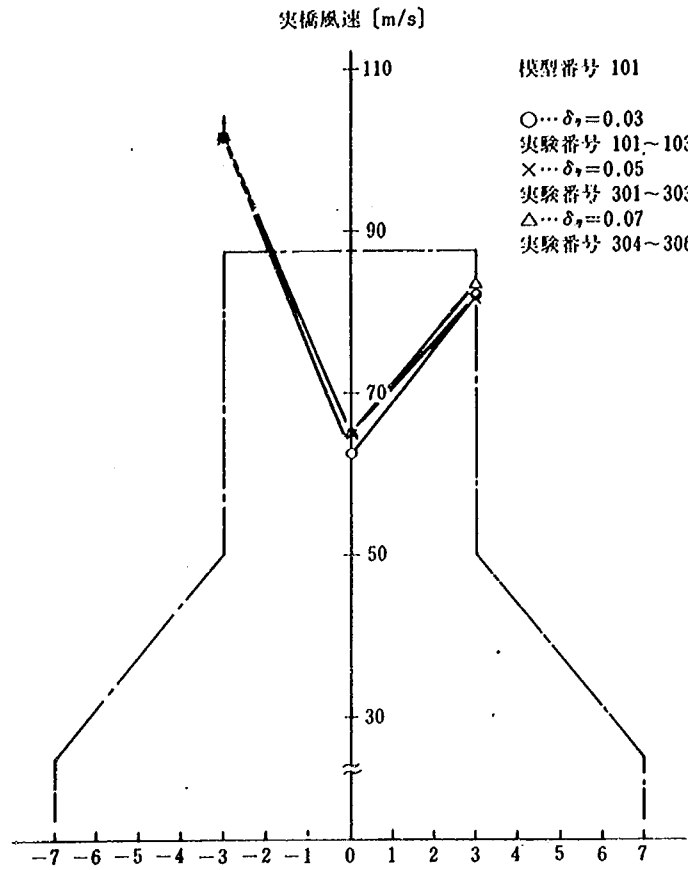


図 5-2-2・b $V_{cr} - \alpha$

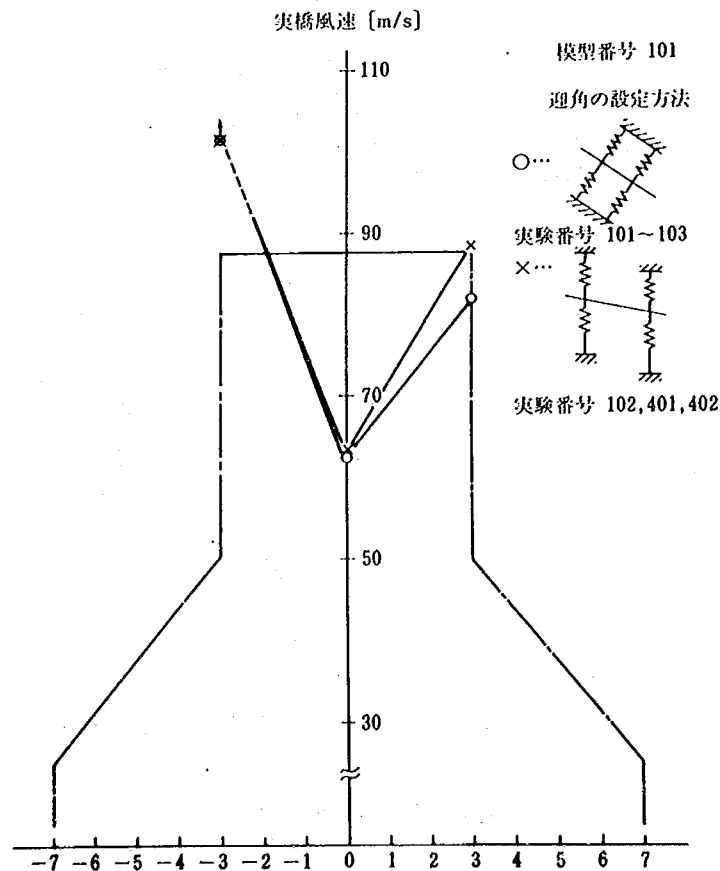


図 5-2-2・c $V_{cr} - \alpha$

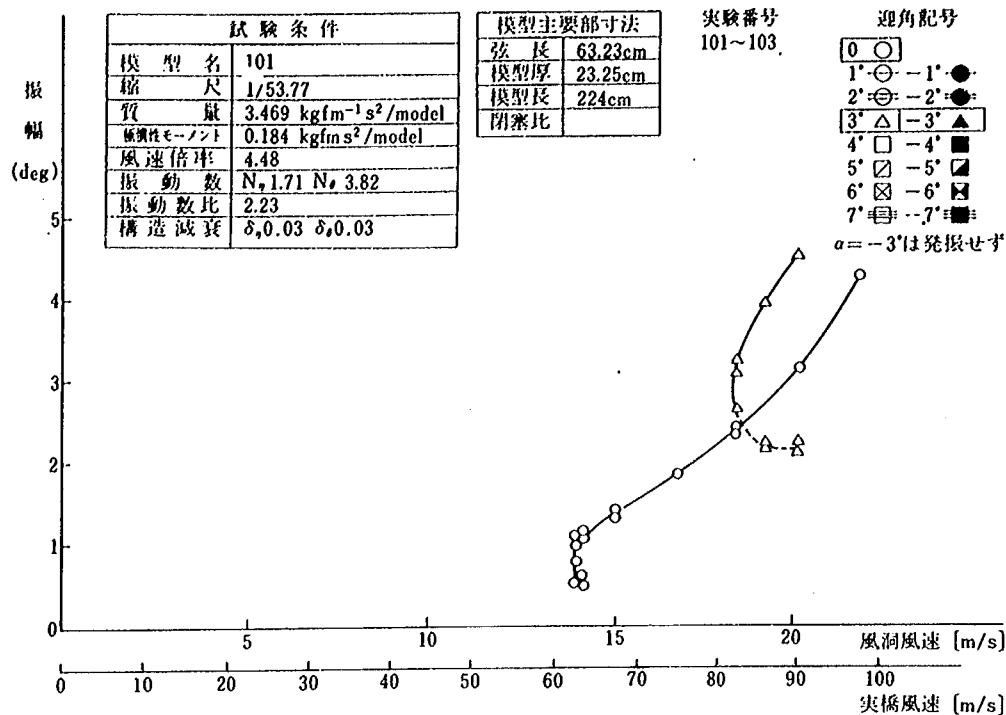


図 5-2-3・a V-A

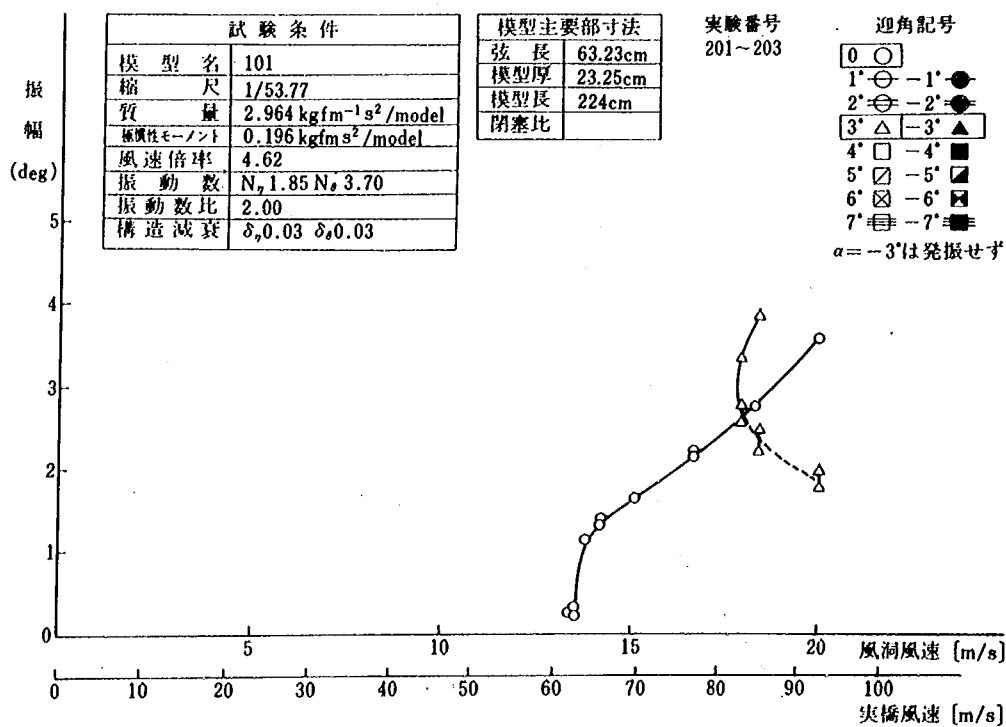


図 5-2-3・b V-A

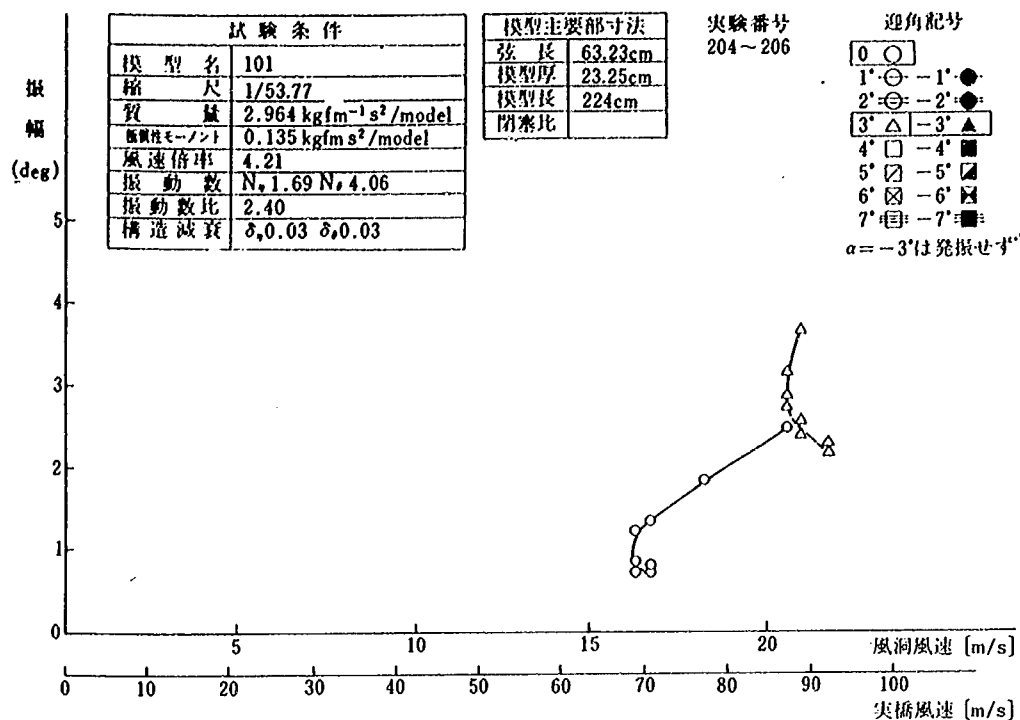


図 5-2-3・c V-A

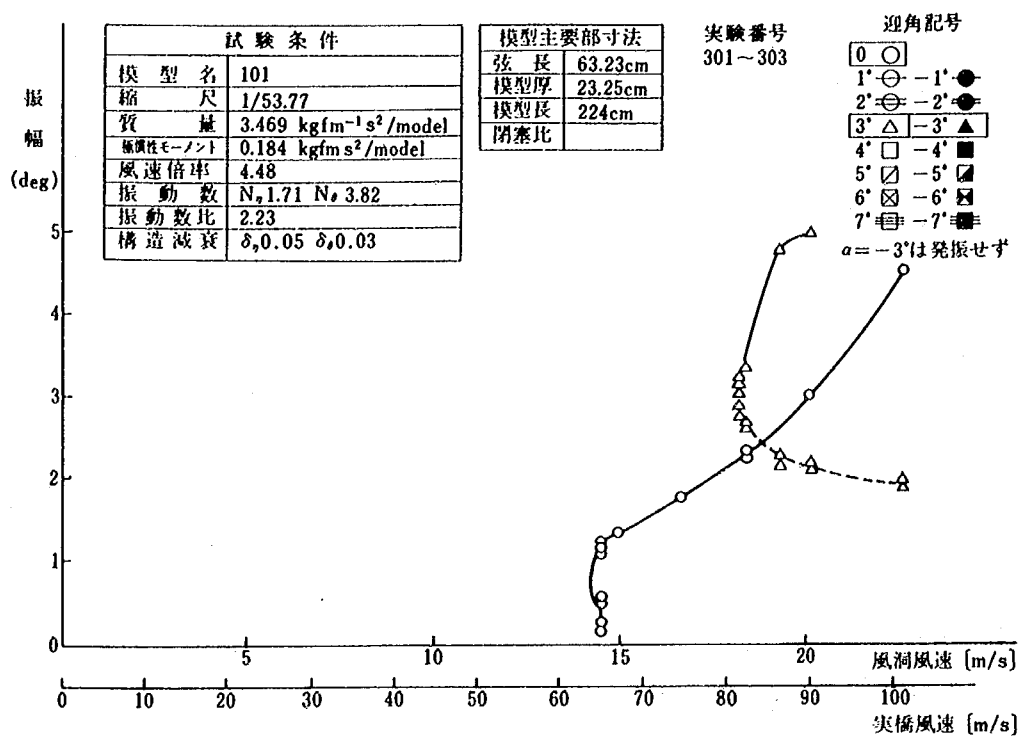
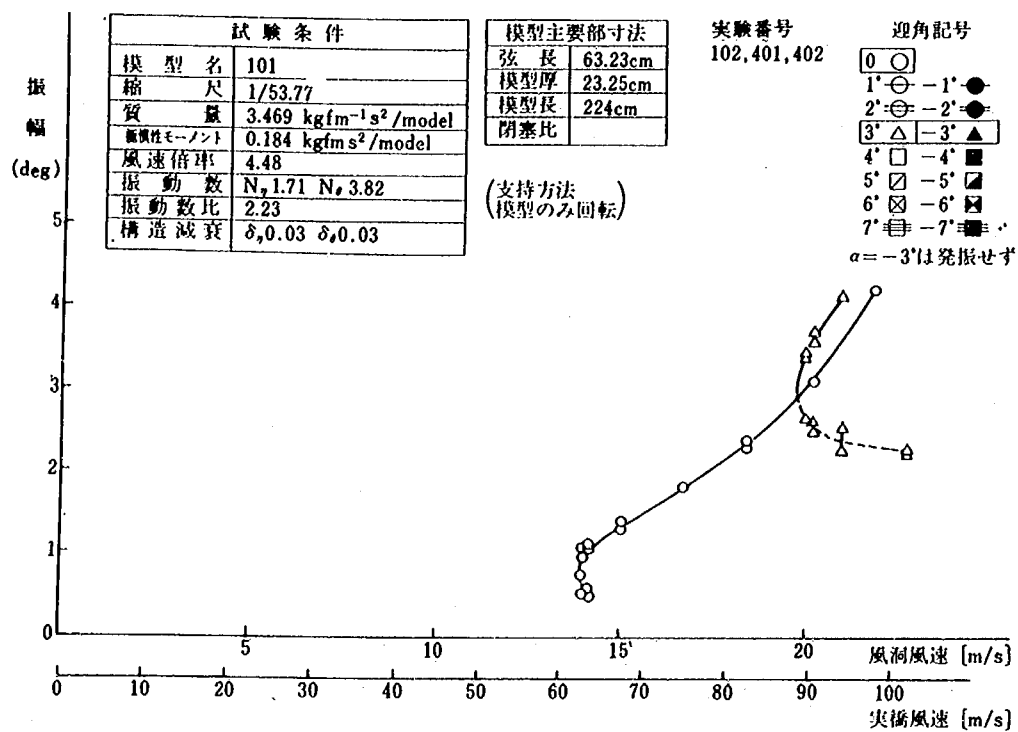
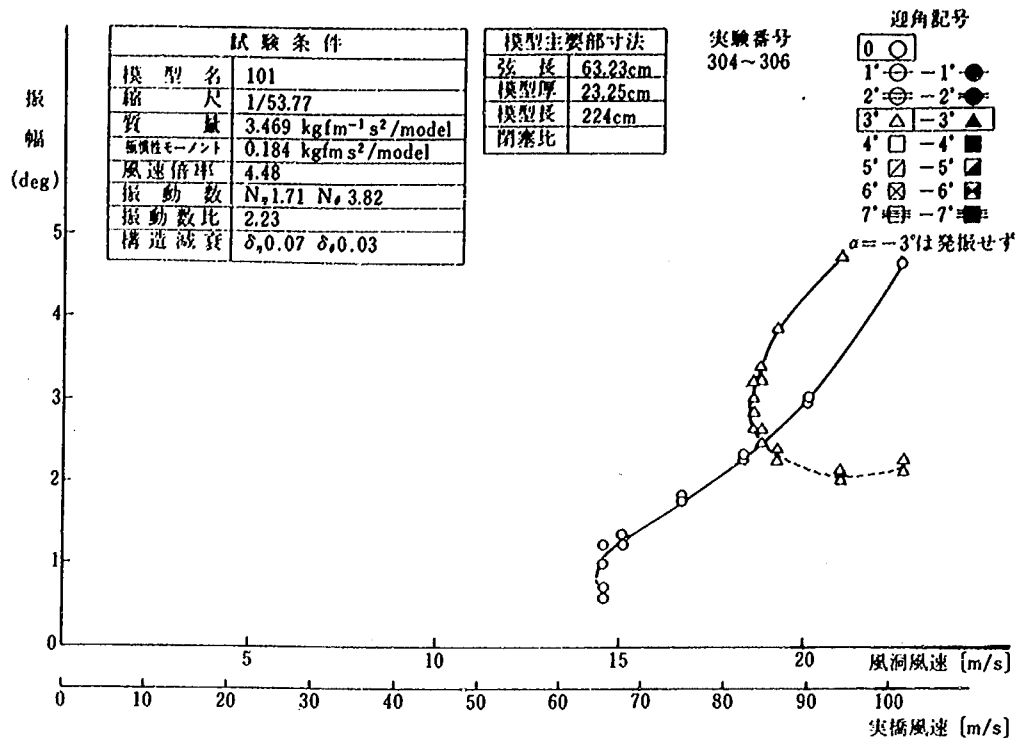


図 5-2-3・d V-A



きくないといえる。

5-2-2 耐風性の良好な断面の選定（完成系）

・完成系として耐風性の良好な断面を選定するために、まず昭和54年度の公団案をもとに実験した。使用した模型は模型番号102～107であり、鉛直スタビライザーの影響、物止め板の影響を実験番号501～602にわたって調べた。実験結果のうち $V_{cr}-\alpha$ を図5-2-4に、 $V-A$ を図5-2-5にそれぞれ示す。

図より、実橋寸法2.3mおよび2.5mの鉛直スタビライザー、あるいは実橋寸法0.2mの物止め板を取付ければ、これらを取付けない原案に比べ自励振動の限界風速が迎角 0° で若干上がることがわかるが、依然として基準に定められた所要の限界風速より低い。

この時点で公団より上路橋床の高欄形状の変更および内面検査路の新設の指示があった。また民間の研究所および当研究室において、この時点までに実施してきた実験結果を総合的に検討することにより、下路橋床の公共添架物相互の高さの差（電力ケーブルと公団通信の間の段差および電々ケーブルと公団通信の間の段差）をなくすることが自励振動の限界風速の向上に有効であると考えられた。そこで、公団の指示による変更を施したうえ、下路橋床の公共添架物の段差をなくした断面を基本として各種の実験を行った。使用した模型は模型番号201～206であり、実

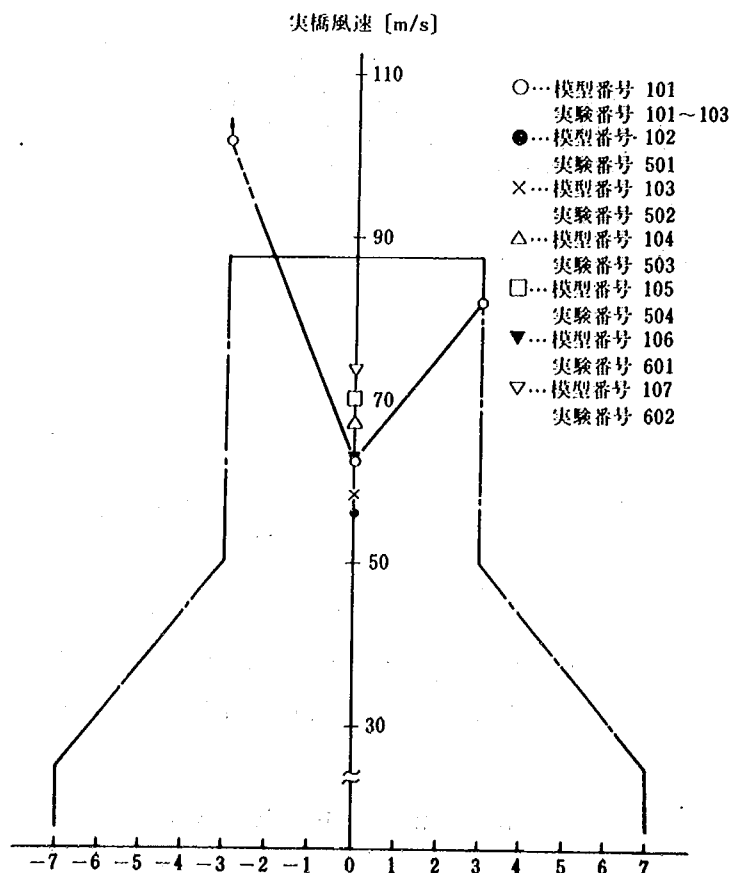


図 5-2-4 $V_{cr}-\alpha$

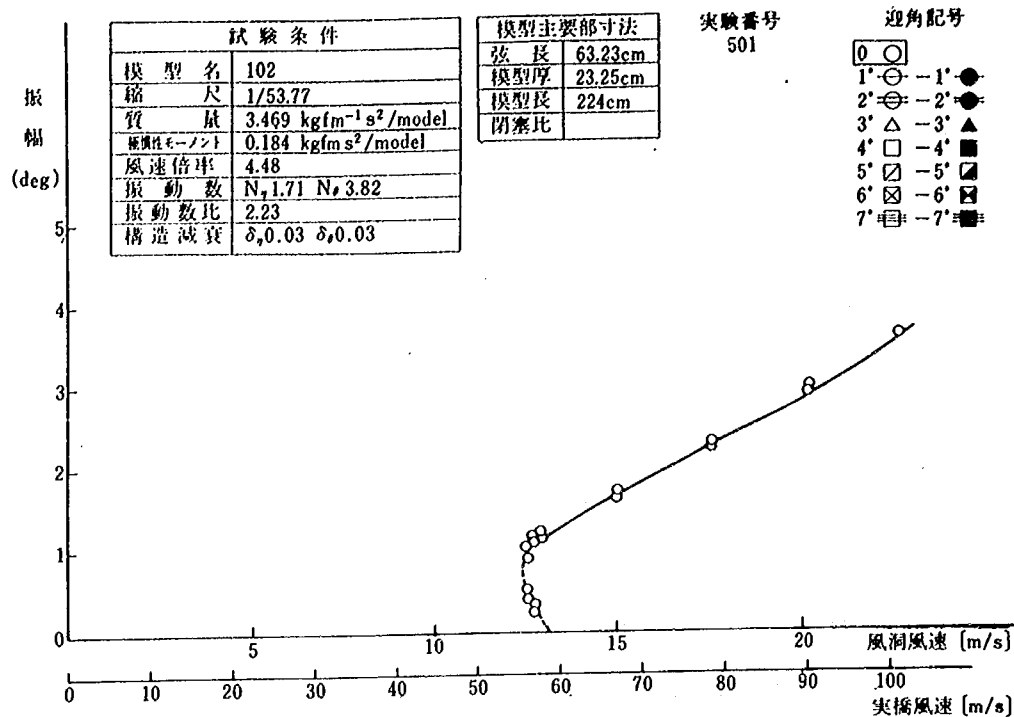


図 5-2-5・a V-A

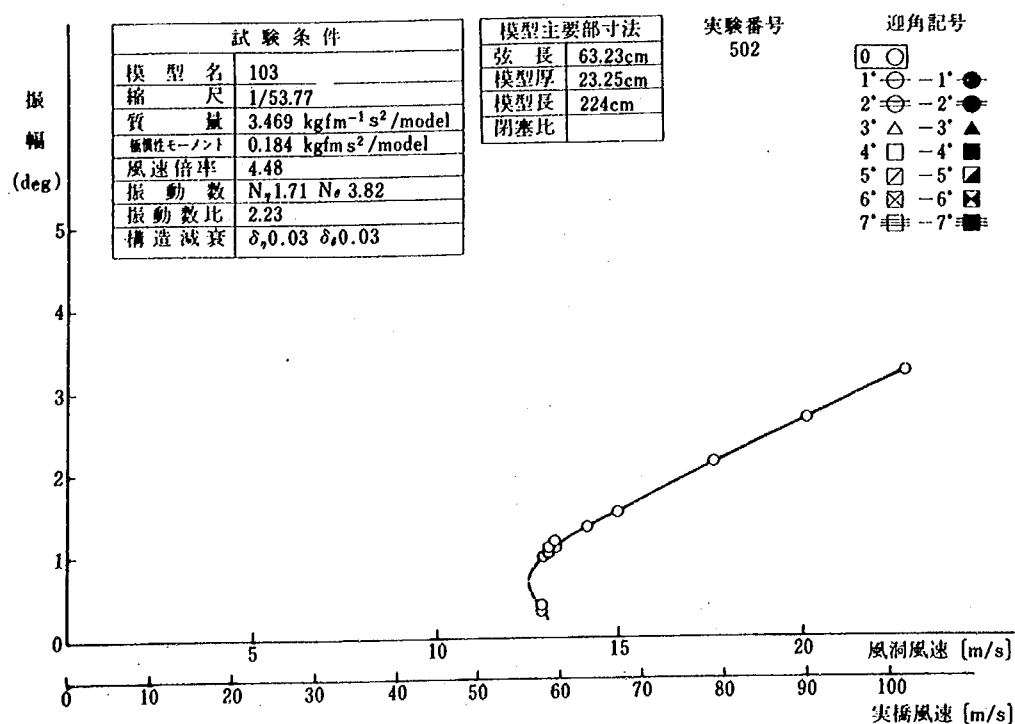


図 5-2-5・b V-A

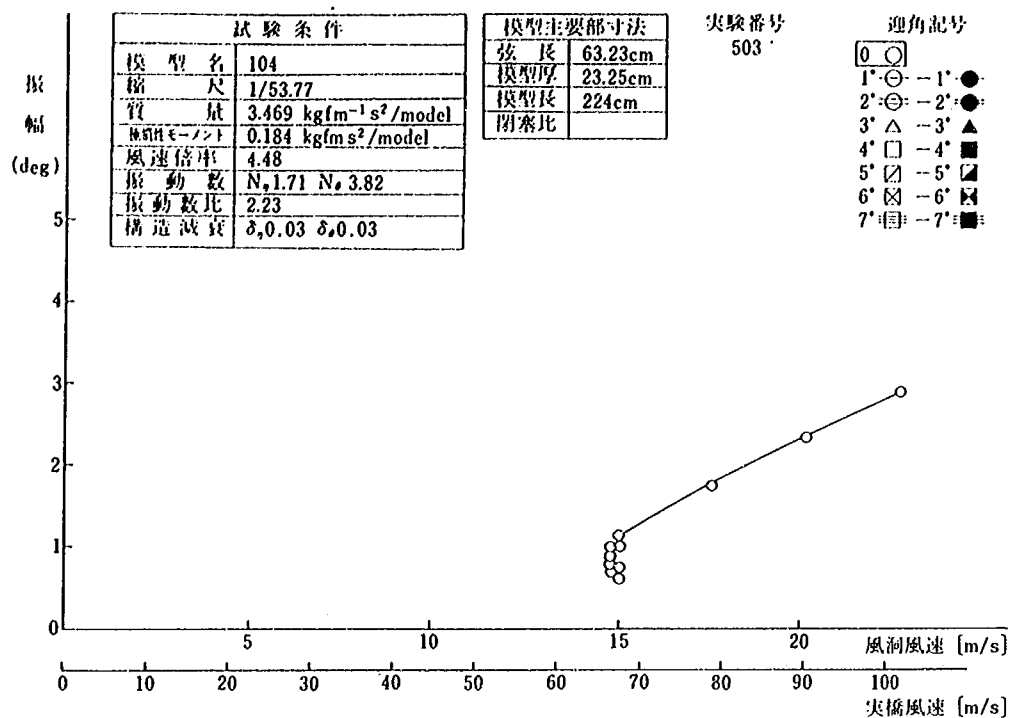


図 5-2-5・c V-A

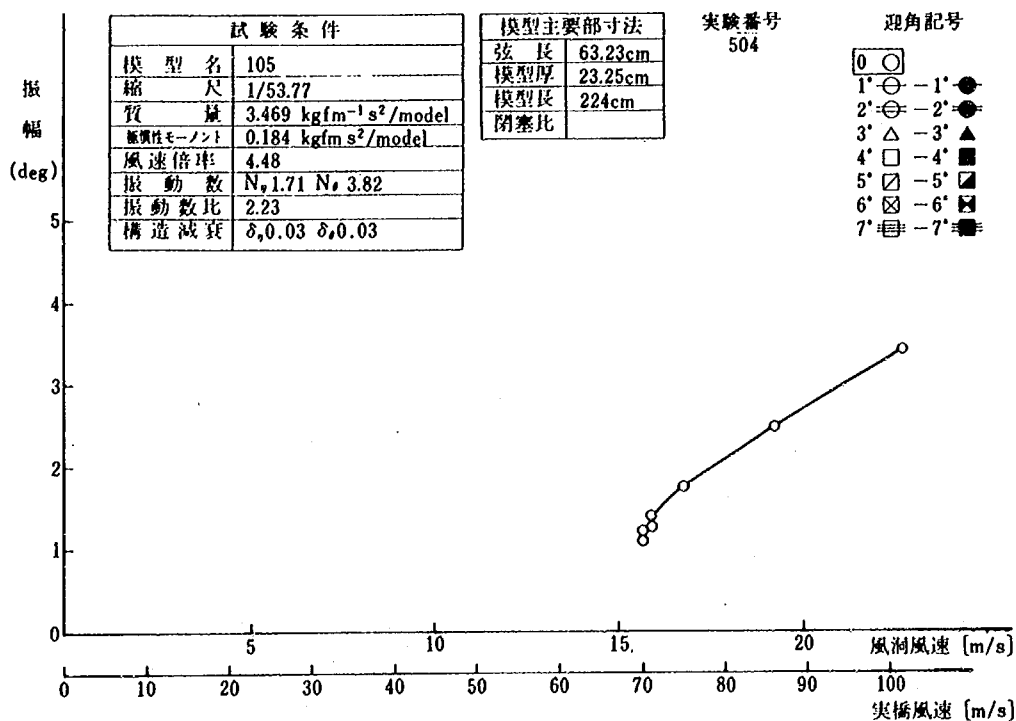


図 5-2-5・d V-A

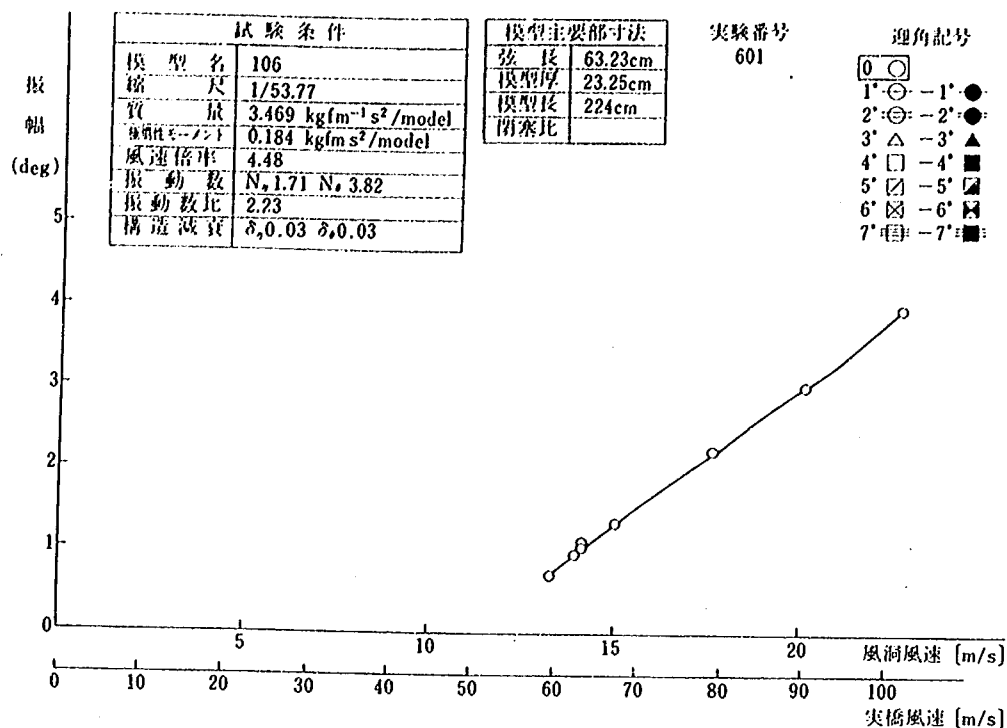


図 5-2-5 · e V-A

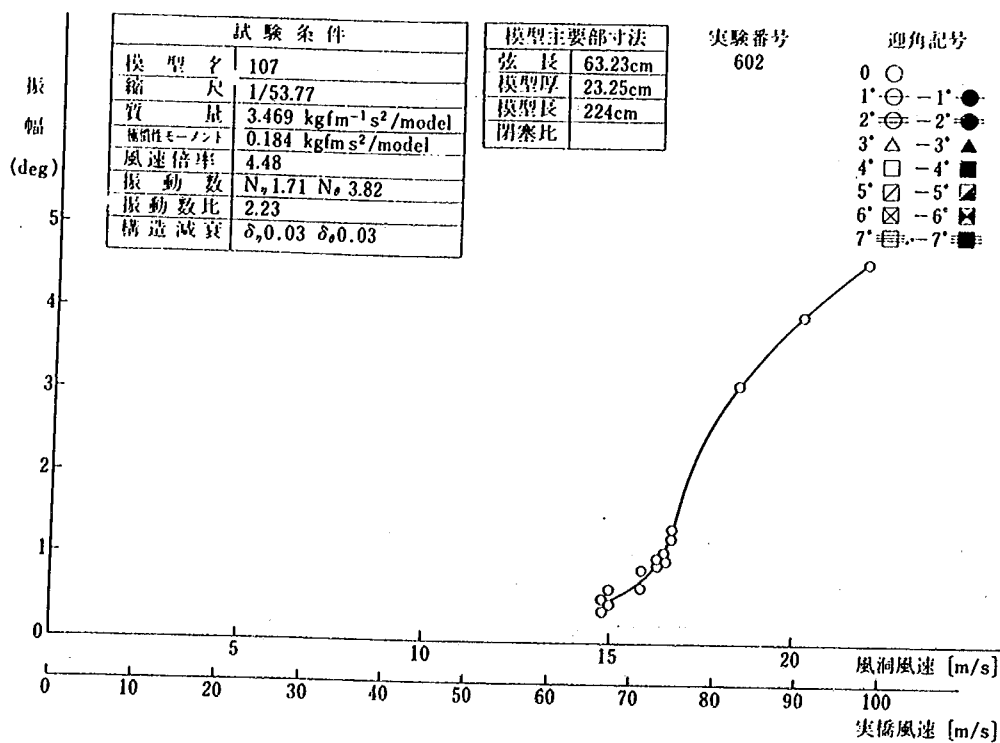


図 5-2-5 · f V-A

験番号 701~1103 にわたって実験した。これらの結果の $V_{cr} - \alpha$ を図 5-2-6 に、 $V - \Lambda$ を図 5-2-7 にそれぞれ示す。

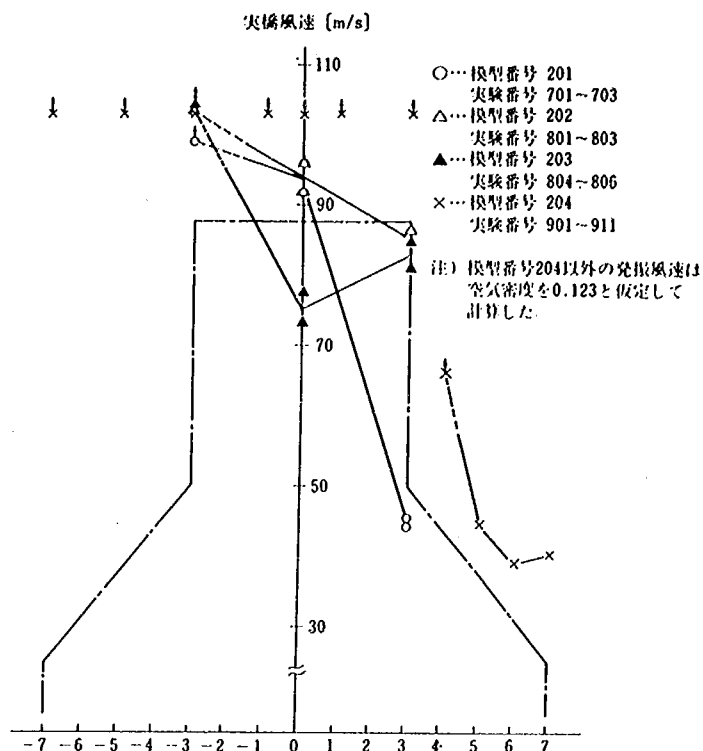


図 5-2-6・a $V_{cr} - \alpha$

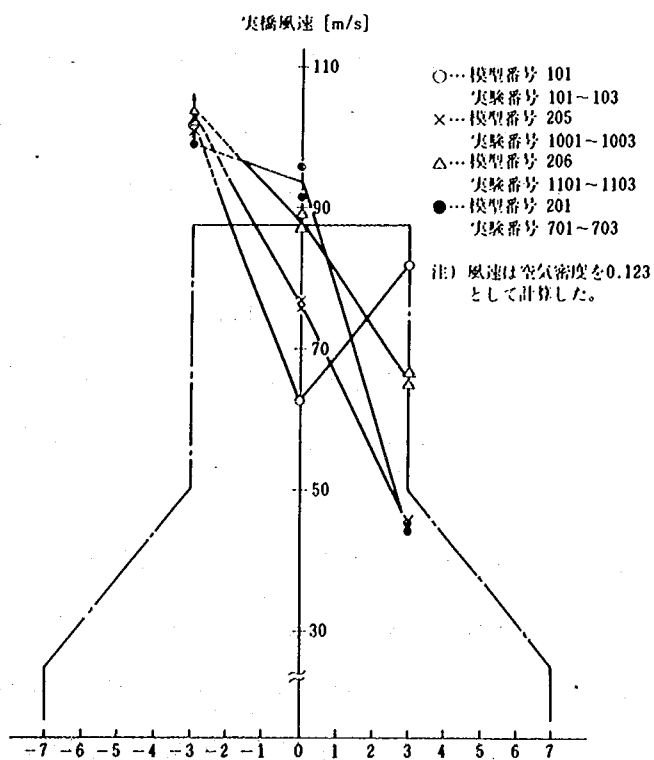


図 5-2-6・b $V_{cr} - \alpha$

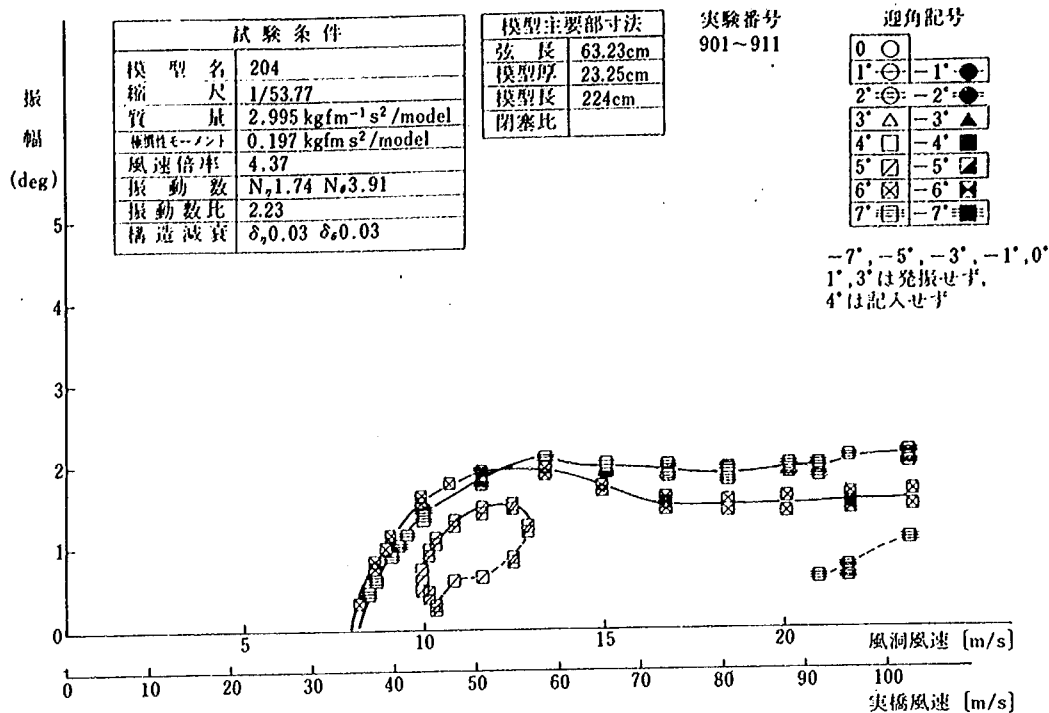


図 5-2-7 V-A

まずこの基本断面の特性であるが、迎角 0°で自励振動の限界風速が大幅に向上し、基準に定められた所要値を上回っている。しかしながら、迎角 3°では大幅に低下している。この断面に実橋寸法 0.1 m の物止め板を取付けることにより迎角 0°の限界風速は変化せずに、迎角 3°の限界風速が大幅に向上するが、まだ若干基準に定められた値より低い。しかしながらさらに物止め板の大きさを 0.2 m にすると、迎角 0°および 3°両者とも基準に示された限界風速より低くなる。基本断面に実橋寸法 2.0 m の鉛直スタビライザーを取付けると（模型番号 204）、基本断面に比べ迎角 0°および 3°で限界風速の向上が見られる。とくに迎角 3°における限界風速の向上は著しく、また他の迎角においても基準に定められた限界風速の値を上回っており、耐風性の良好な断面といえる。この断面を用いた実験における、風速と振幅と対数減衰率との関係（以下 V-A- δ とよぶ）を図 5-2-8 に示す。

本橋の完成系として耐風性の良好な断面を選定するという目的は達成したわけであるが、さらに、上路橋床の高欄形状、内面検査路の有無、および下路橋床の公共添架物の間の段差の有無が自励振動の限界風速におよぼす影響を調べるために、模型番号 205 および 206 を使用し実験を行った。表 5-2-3 より明らかなように、模型番号 101 と 206 の結果を比較することにより

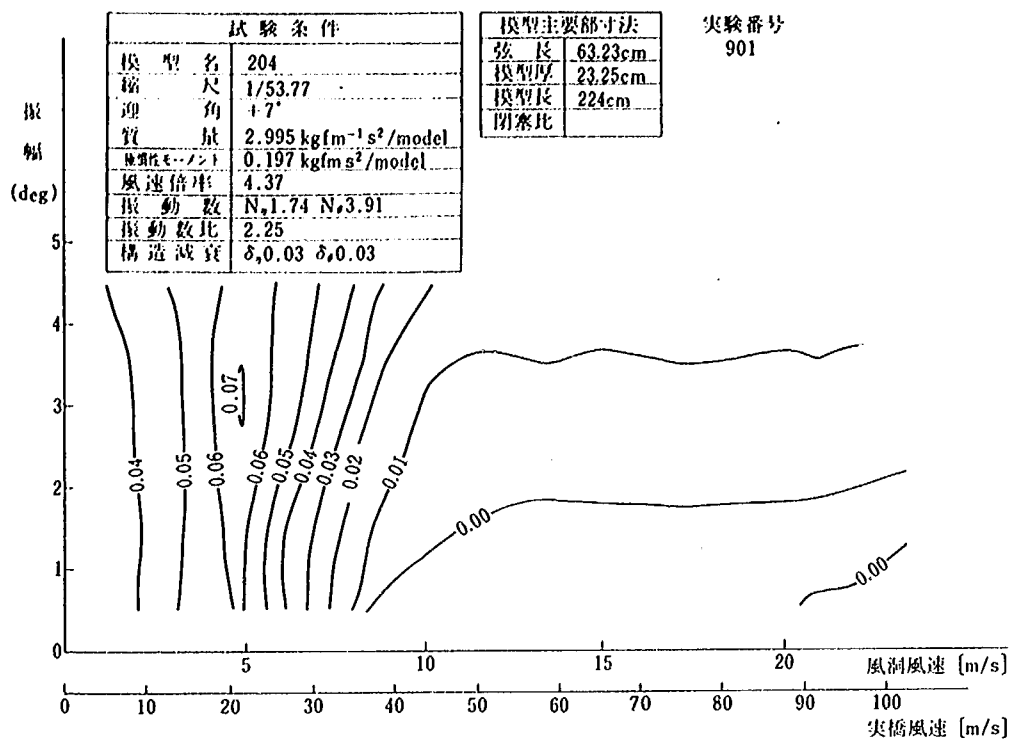


図 5-2-8 · a V-A-δ

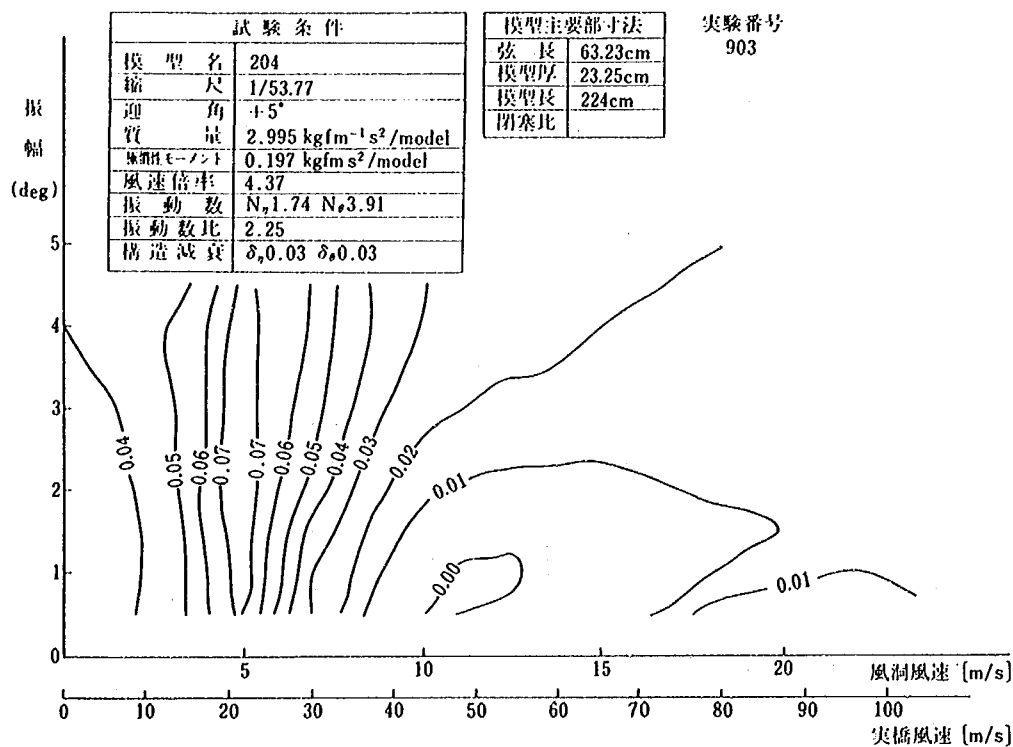


図 5-2-8 · b V-A-δ

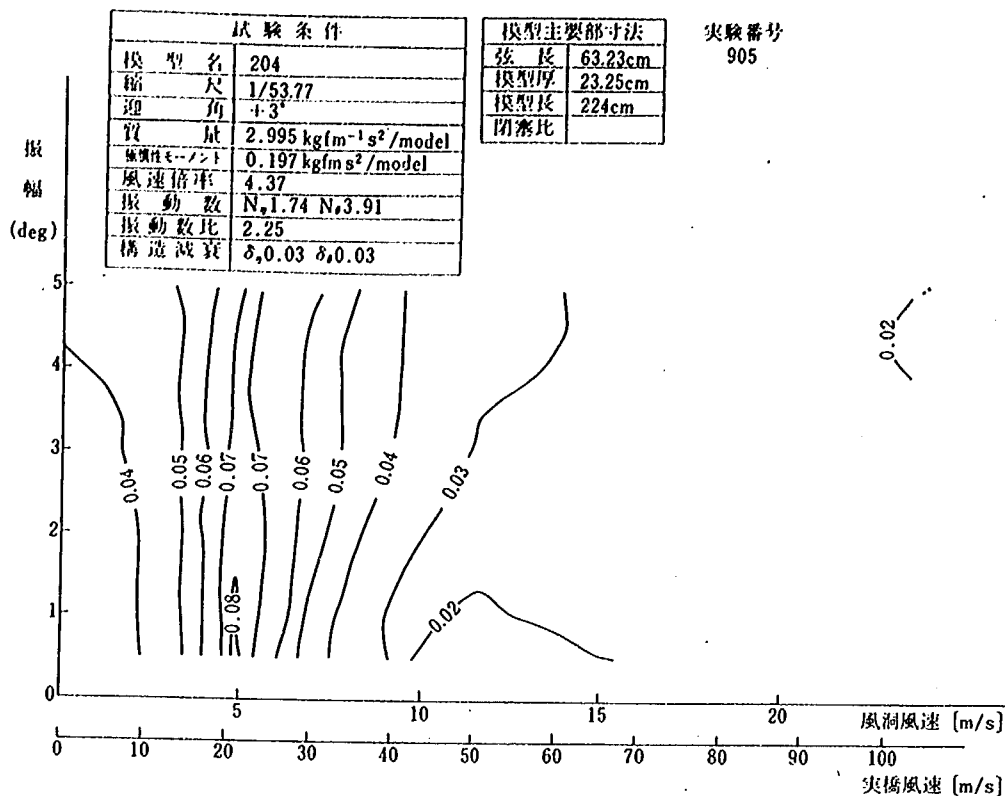


図 5-2-8・c V-A-δ

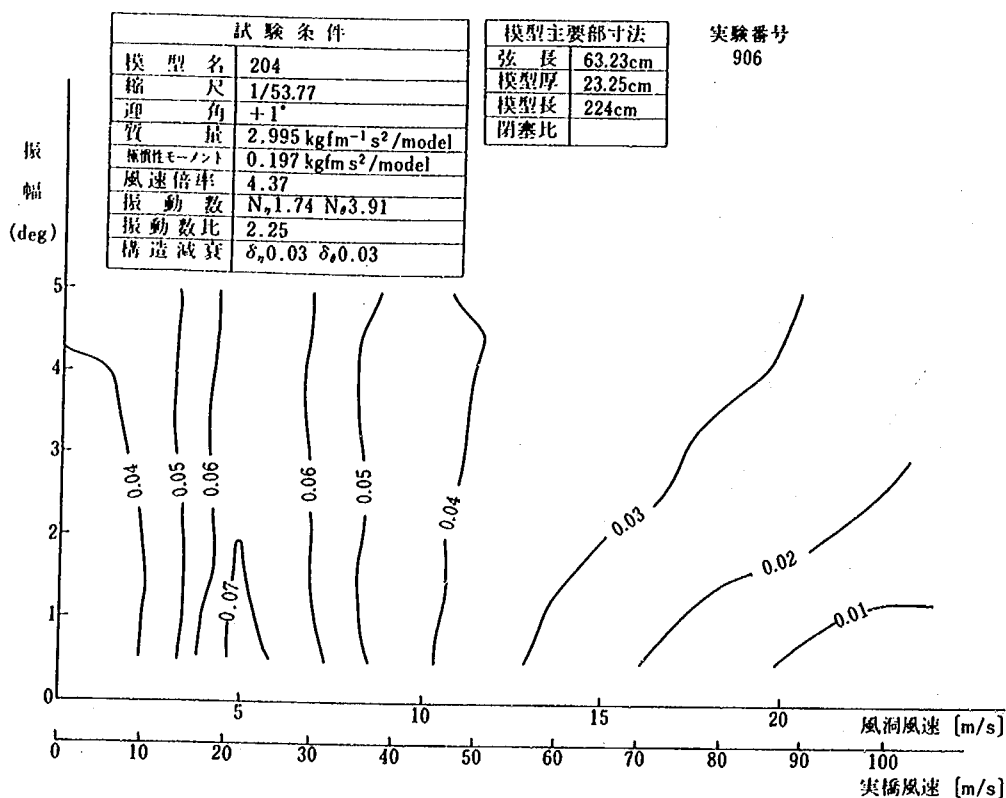


図 5-2-8・d V-A-δ

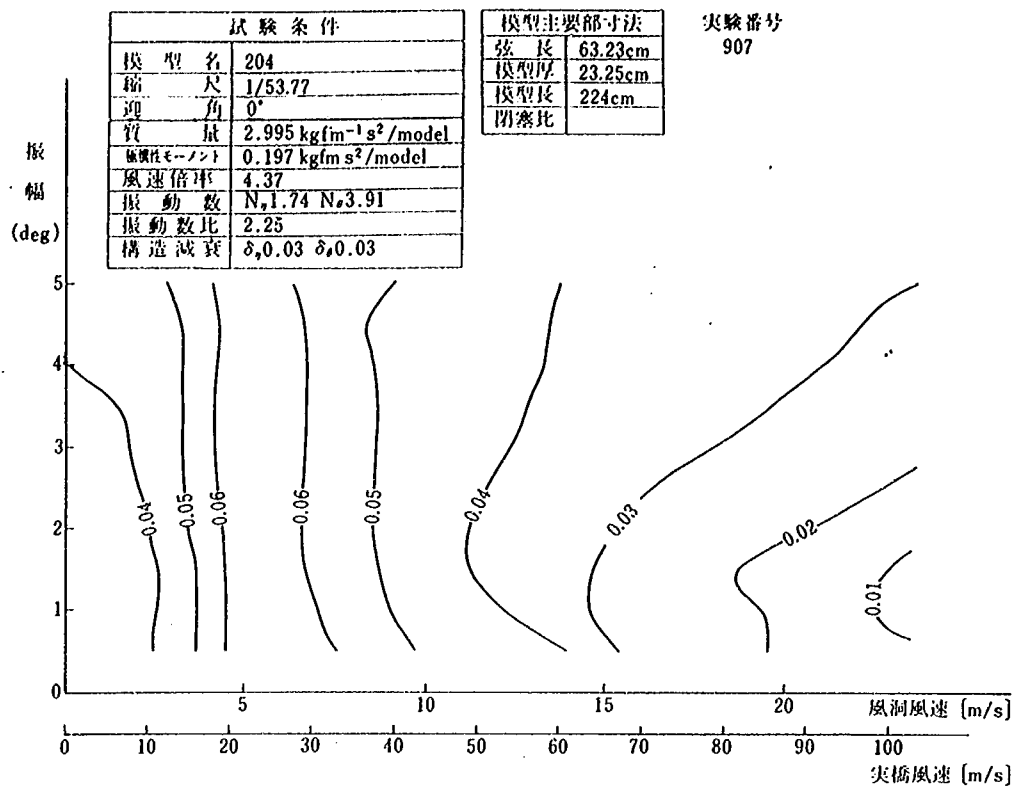


図 5-2-8・c V- Λ - δ

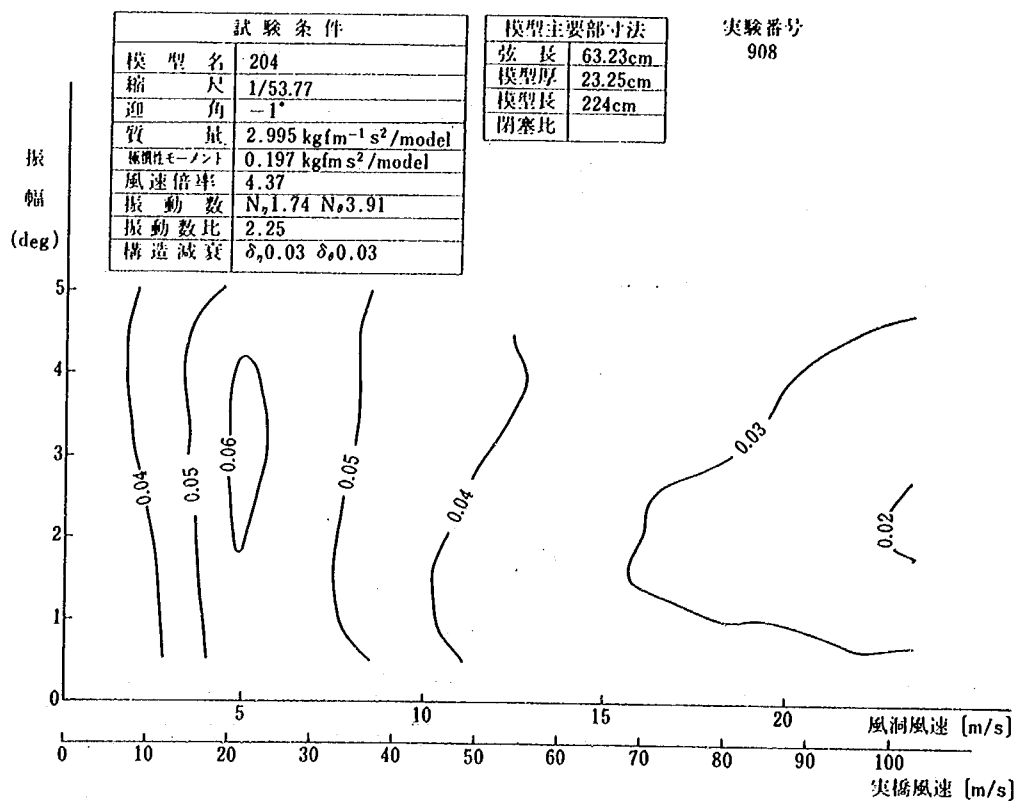


図 5-2-8・f V- Λ - δ

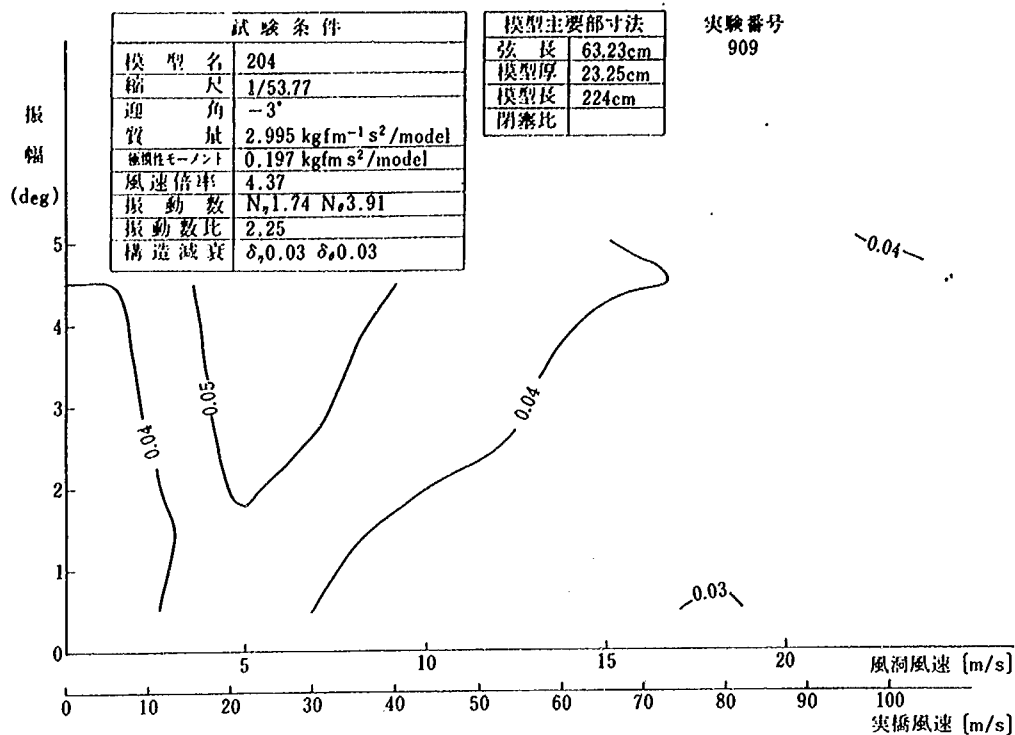


図 5-2-8・g V-A-δ

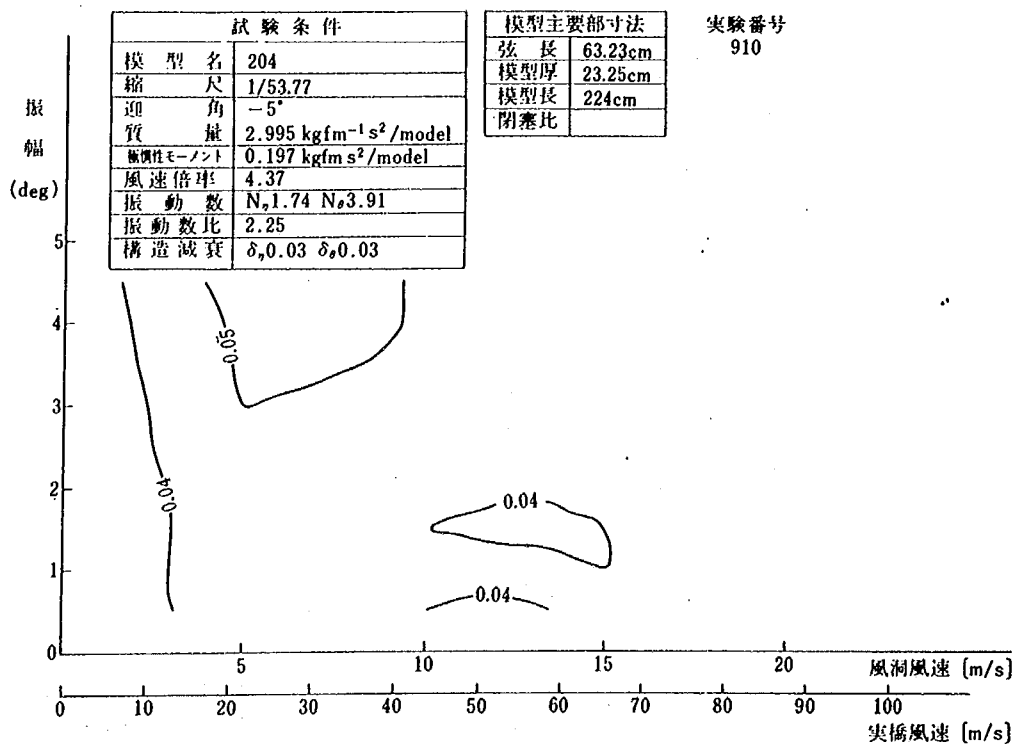


図 5-2-8・h V-A-δ

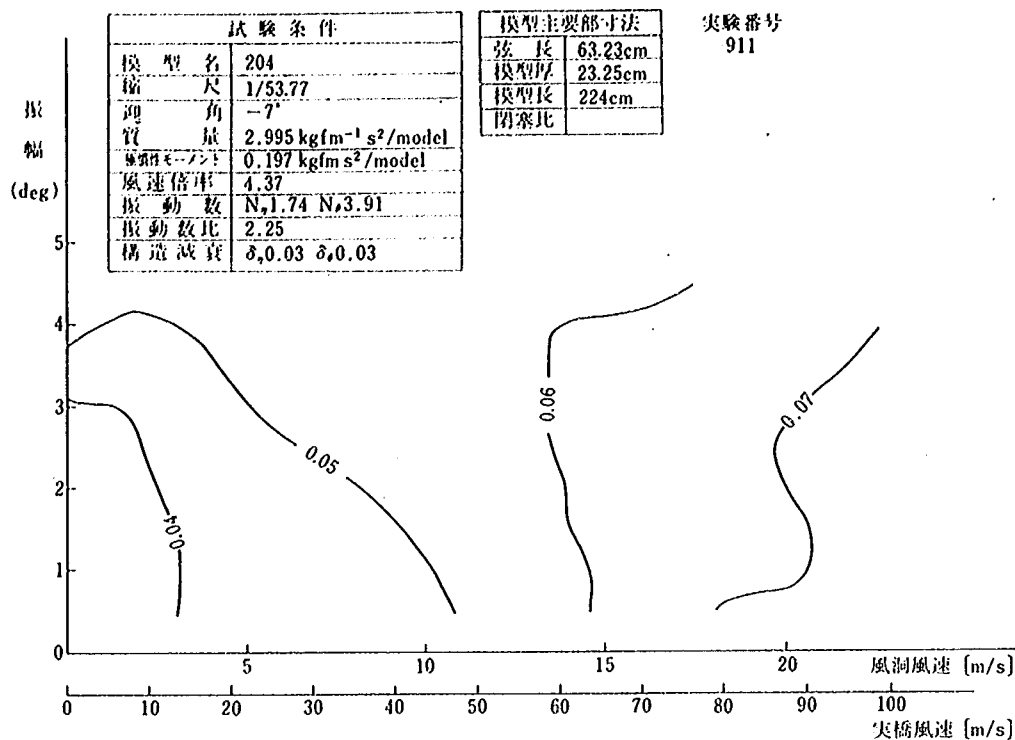


図 5-2-8・i V-A- δ

高欄形状の影響が、205と206を比較することにより内面検査路の有無の影響が、201と205を比較することにより下路橋床の公共添架物の段差の有無の影響が、それぞれ把握できる。図5-2-6から、昭和54年度の高欄を昭和55年度の高欄に変えることにより迎角0°の自励振動の限界風速は向上し、迎角3°では低下すること、内面検査路を設置することにより迎角0°および3°で限界風速が低下すること、段差をなくすことにより迎角0°で限界風速が向上し、3°ではほとんど変化しないことがわかる。

5-2-3 耐風性の良好な断面の選定（暫定系）

完成系から鉄道床組を除いた暫定系として、耐風性の良好な断面を選定するために、模型番号301および302の模型を用いて、実験番号1201～1309にわたり実験を行った。実験結果のうち $V_{cr}-\alpha$ を図5-2-9に、 $V-A$ を図5-2-10にそれぞれ示す。

暫定系の基本断面である模型番号301は、完成系の基本断面と同様迎角3°における限界風速値がかなり小さい。このケースも実橋寸法2.0mの鉛直スタビライザーを取付けると、やはり完成系の場合と同様に限界風速が向上し、他の迎角でも基準を満足する。したがって鉄道床組を除いた暫定系の断面としては、鉛直スタビライザーを取付けた模型番号302の断面が良好な耐風性を有するといえる。この断面の $V-A-\delta$ を図5-2-11に示す。

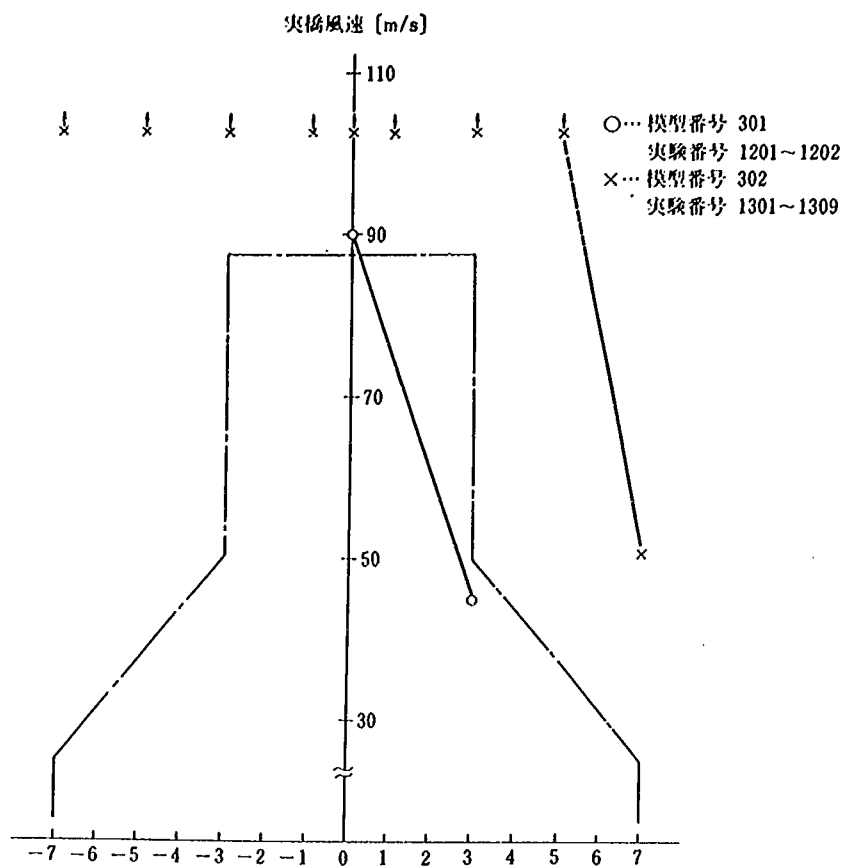


図 5-2-9 $V_{cr} - \alpha$

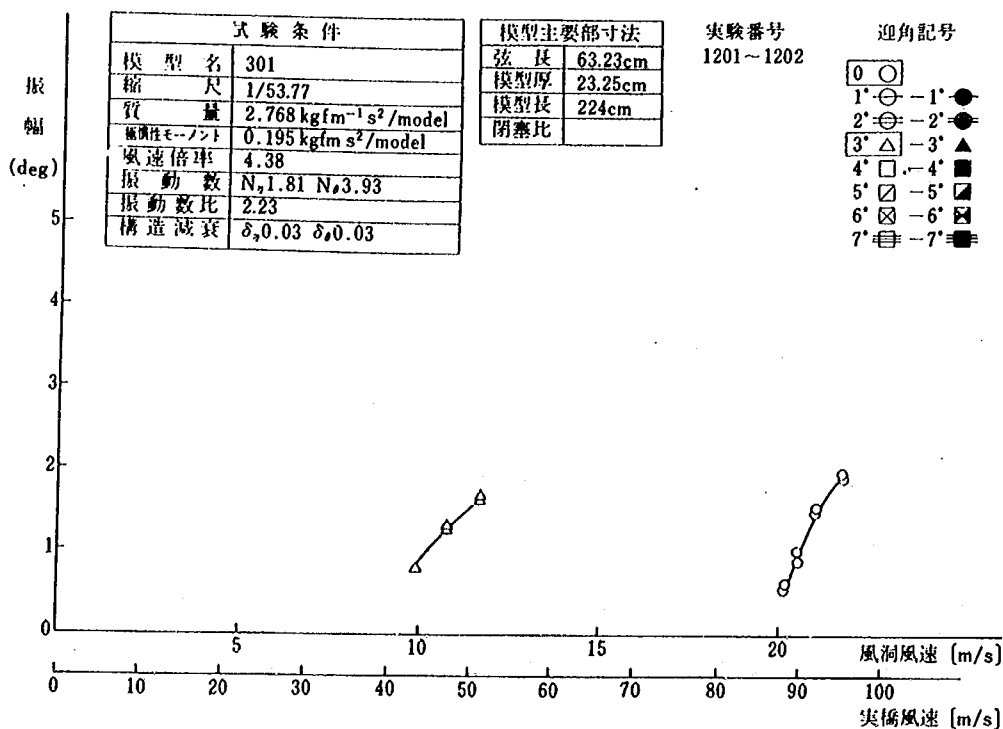


図 5-2-10 a $V - A$

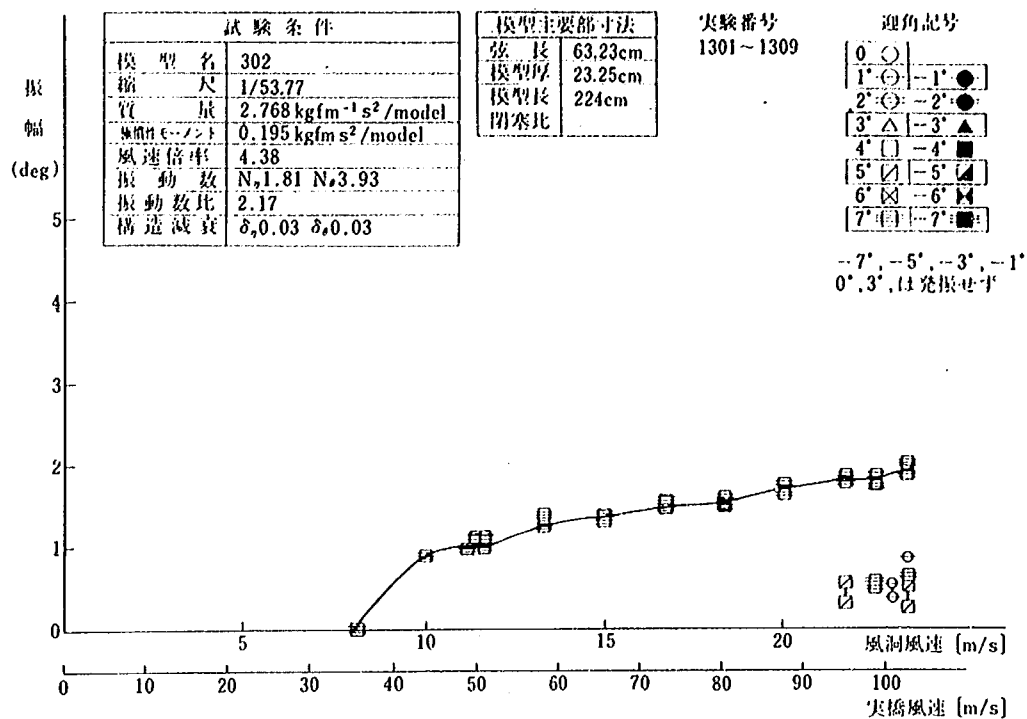


図 5-2-10・b V- Λ

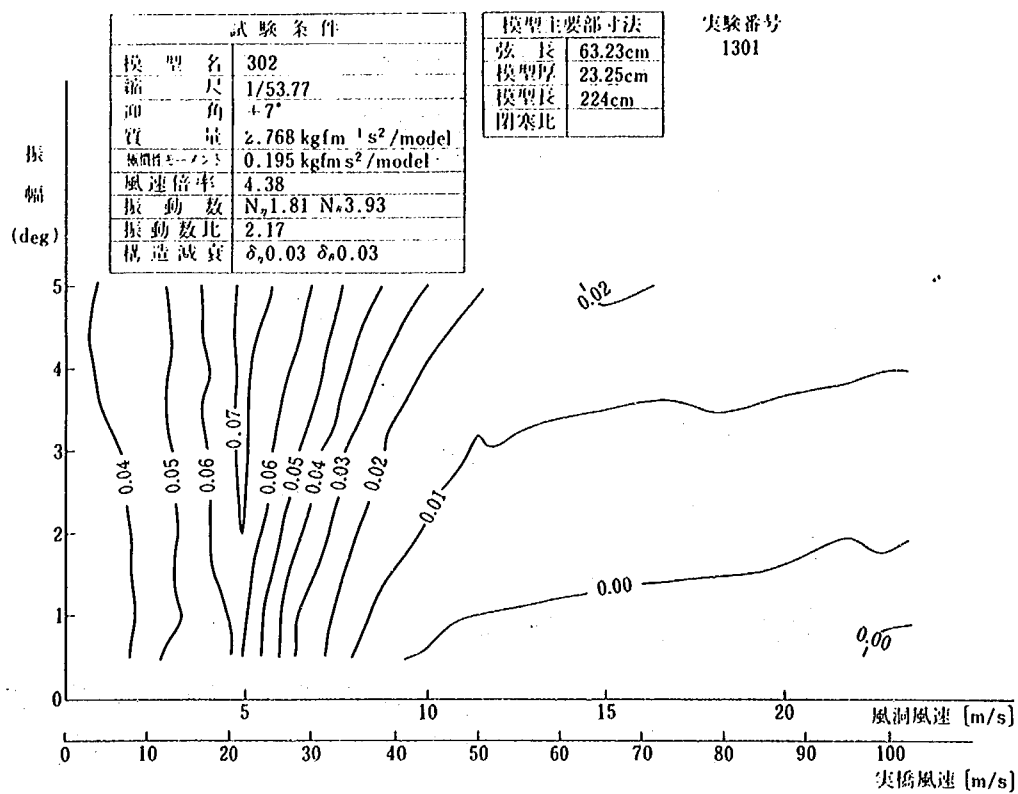


図 5-2-11・a V- Λ - δ

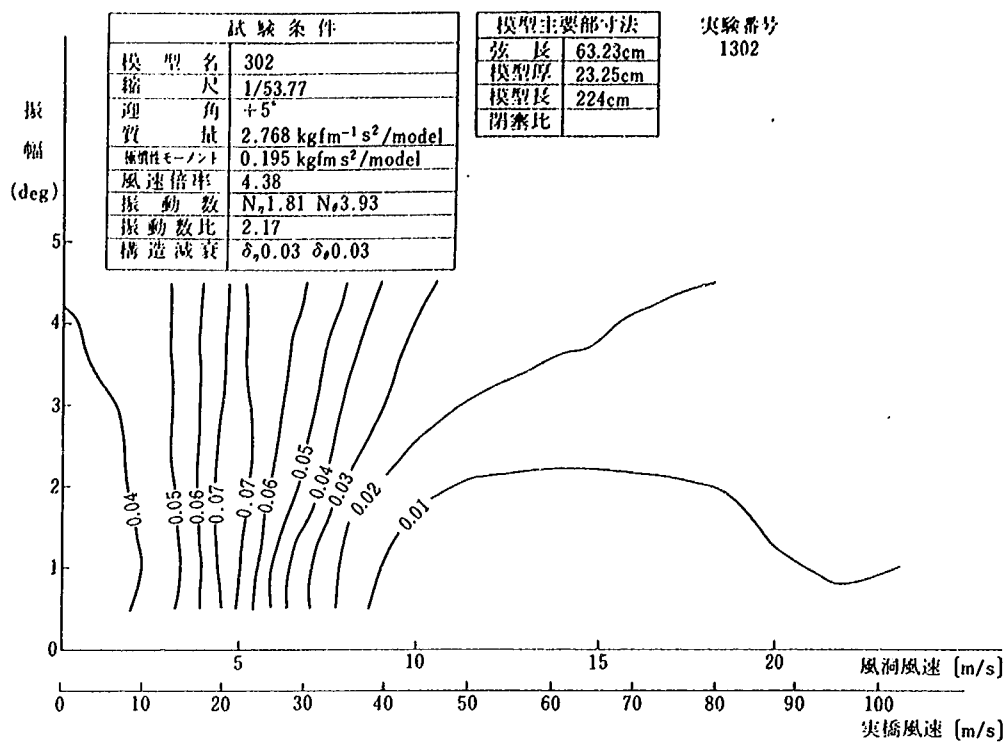


図 5-2-11・b V-A-δ

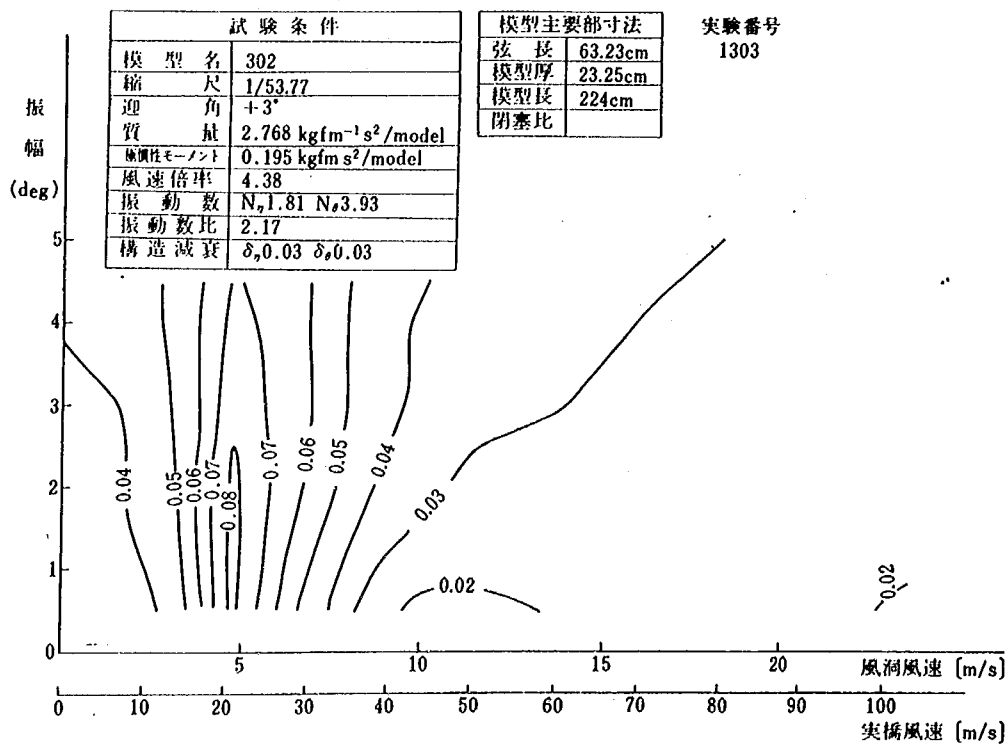


図 5-2-11・c V-A-δ

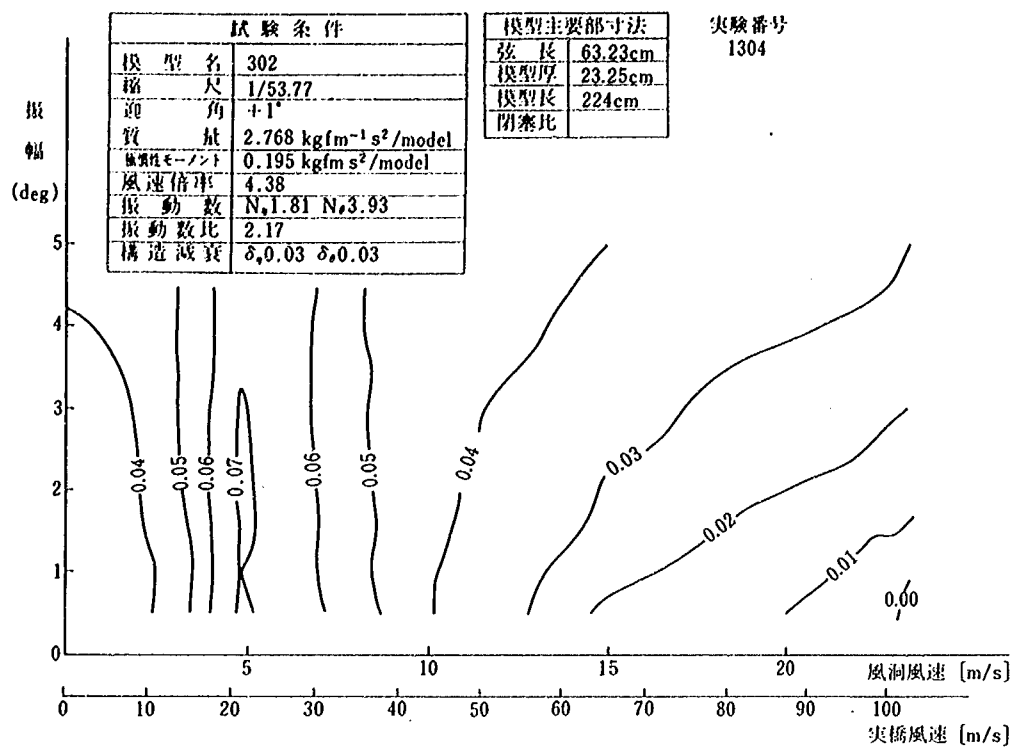


図 5-2-11・d V-A-δ

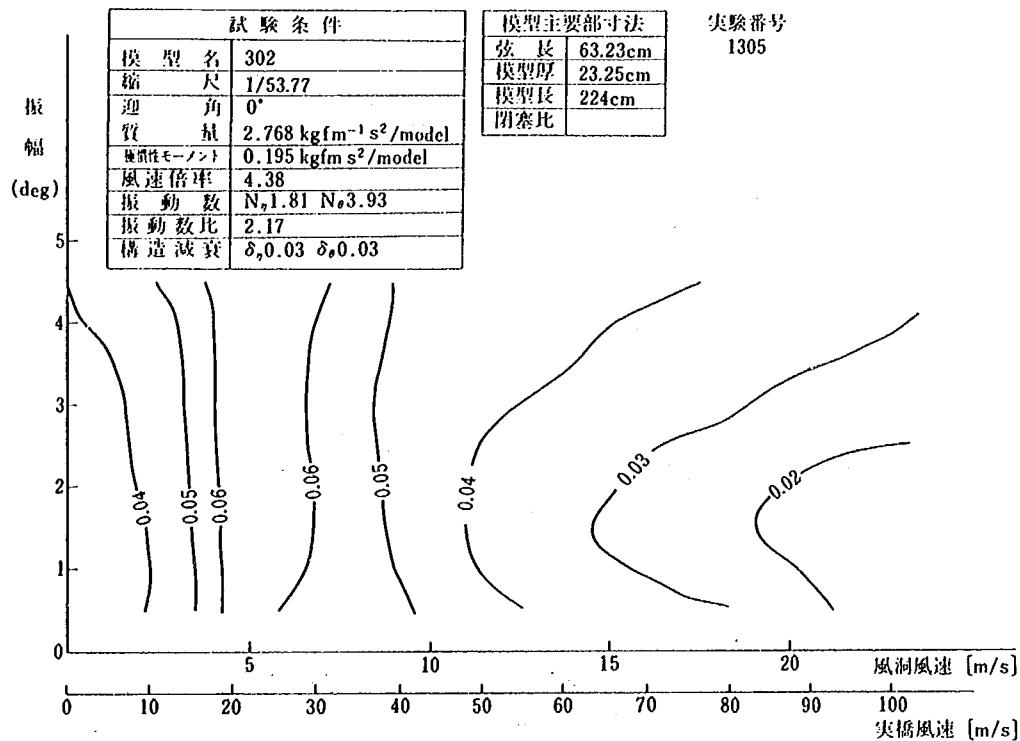


図 5-2-11・e V-A-δ

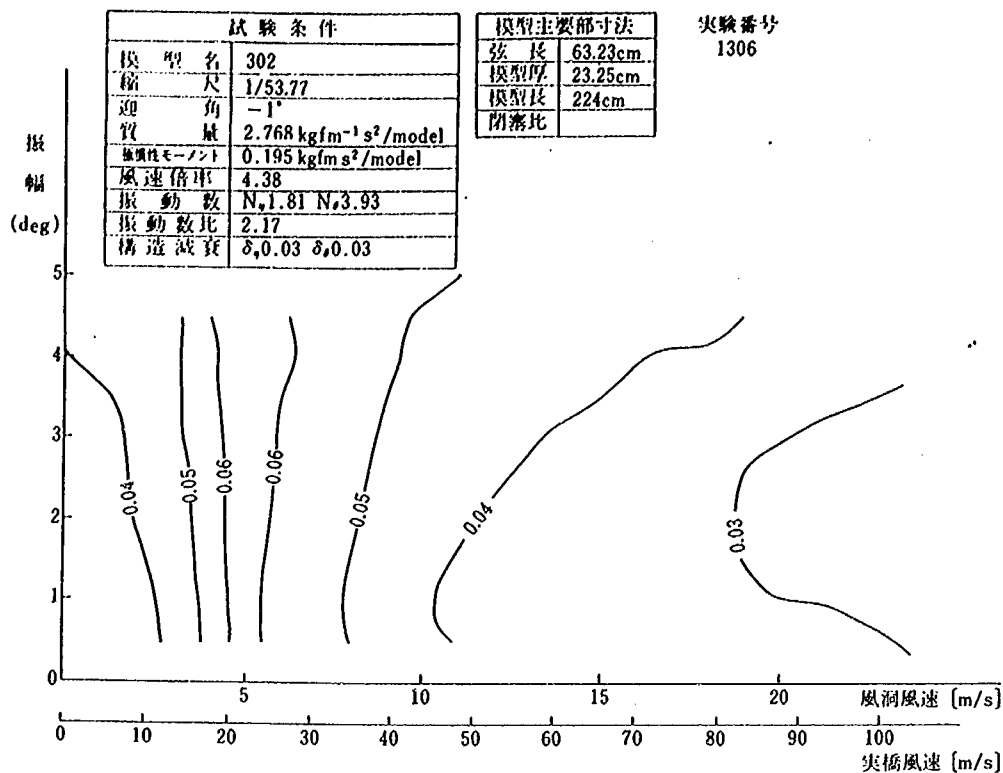


図 5-2-11 · f V-A-δ

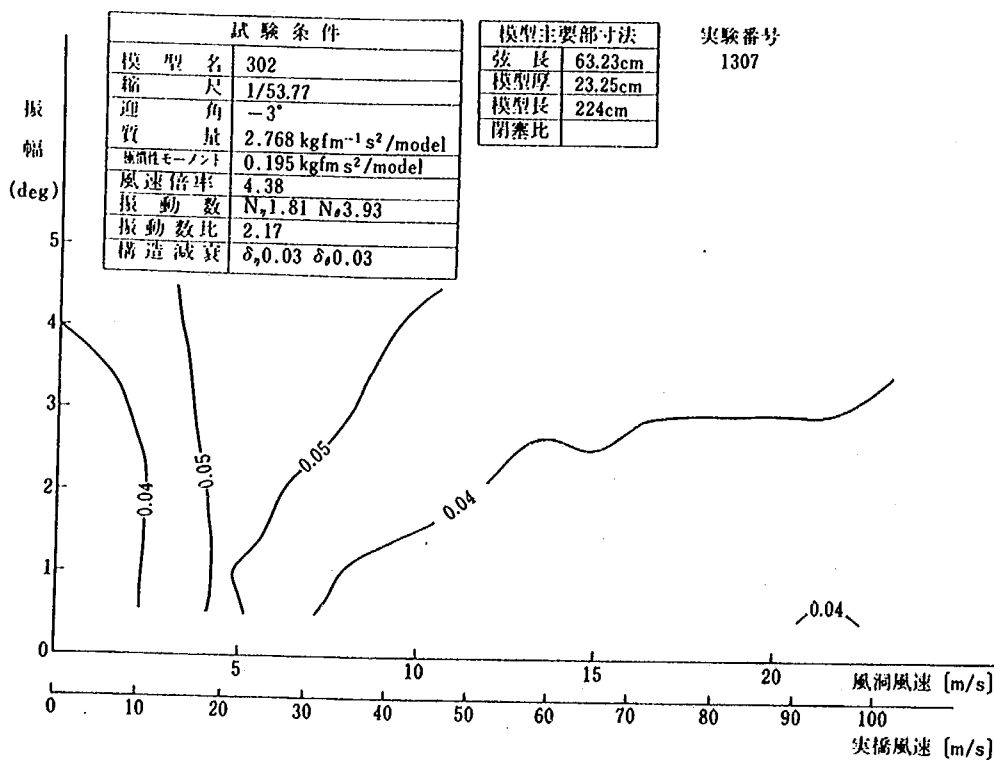


図 5-2-11 · g V-A-δ

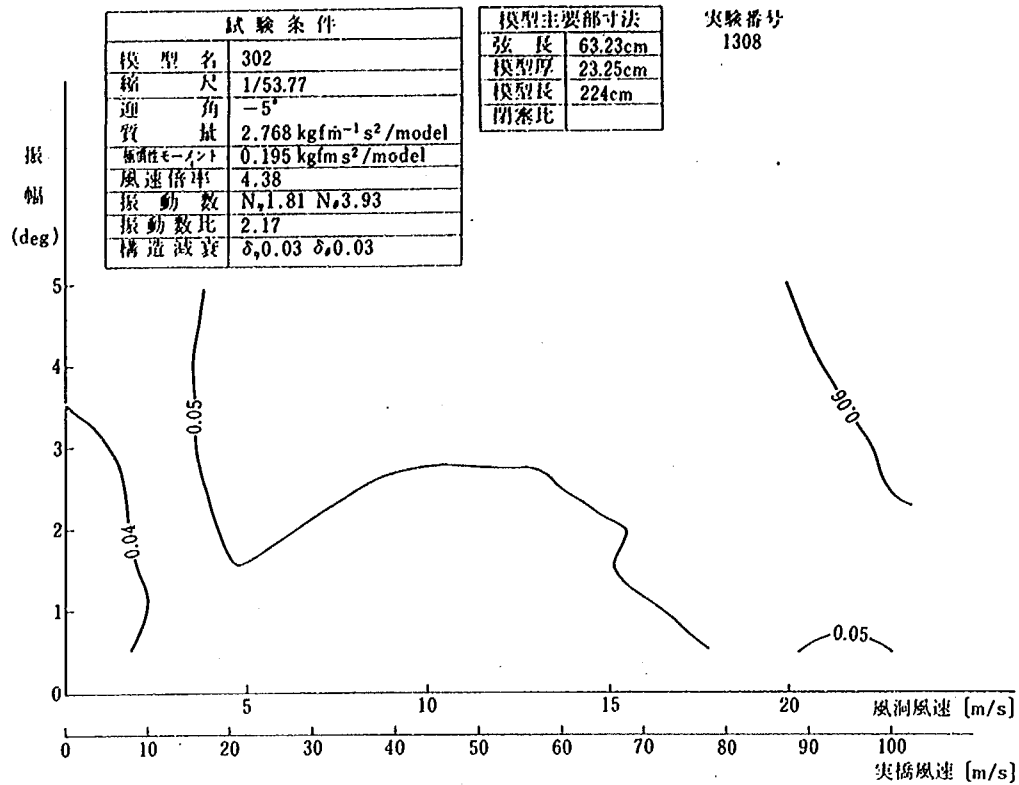


図 5-2-11・h V-A-δ

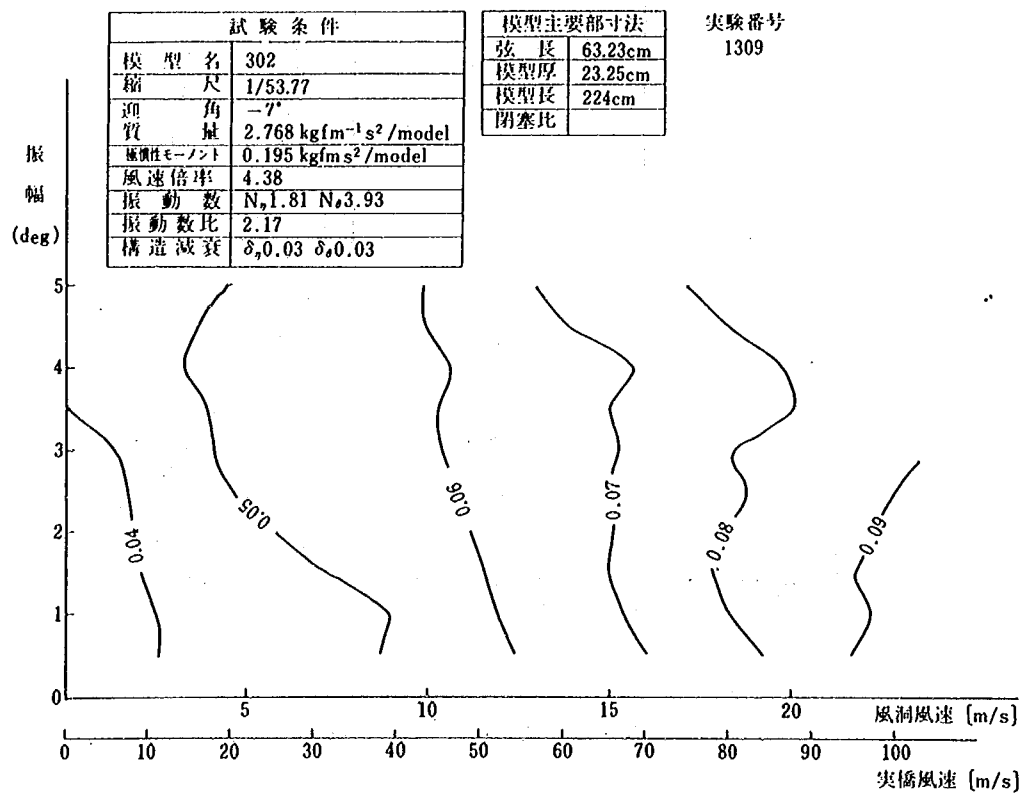


図 5-2-11・i V-A-δ

次に完成系から鉄道床組および上路橋床端部グレーチングを除いた暫定系について、耐風性の良好な断面を選定するために、模型番号401および402の模型を用いて実験番号1401～1509にわたる実験を行った。実験結果のうち $V_{cr}-\alpha$ を図5-2-12に、 $V-A$ を図5-2-13にそれぞれ示す。

$V_{cr}-\alpha$ より基本断面およびこれに鉛直スタビライザーを取付けた断面両者とも限界風速の基準を満足していることがわかり、良好な耐風性を有するといえる。模型番号401および402両者の $V-A-\delta$ をそれぞれ図5-2-14および図5-2-15に示す。

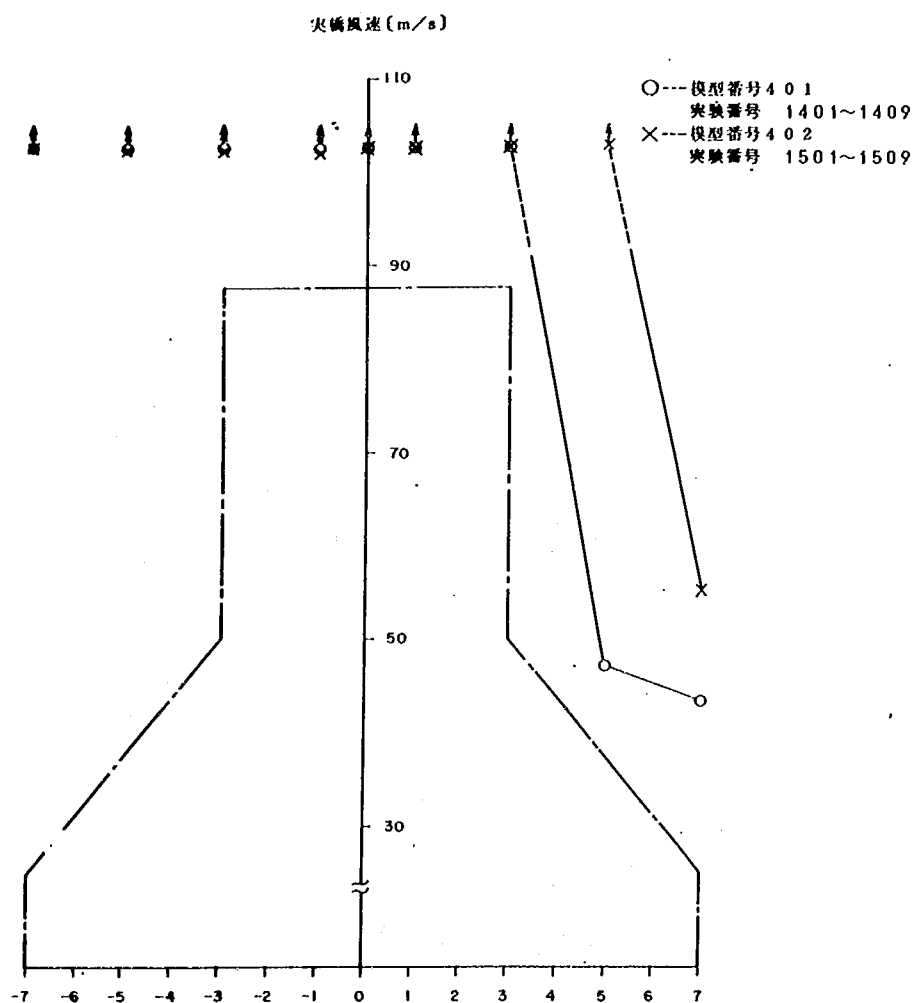


図5-2-12 $V_{cr}-\alpha$

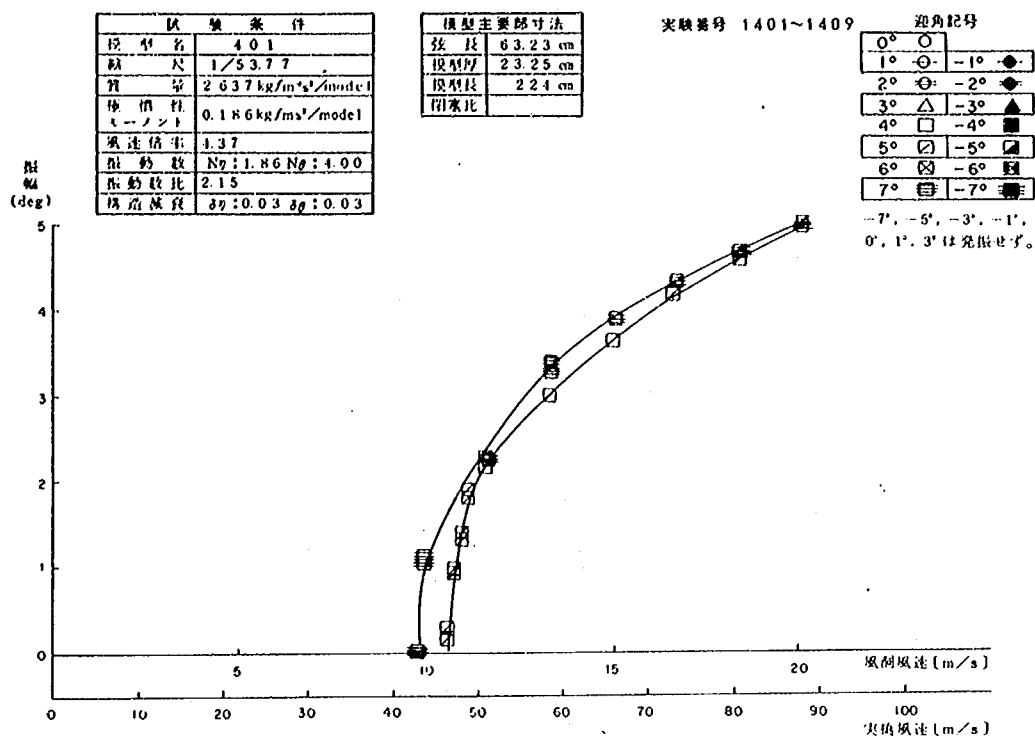


図 5-2-13・a V-A

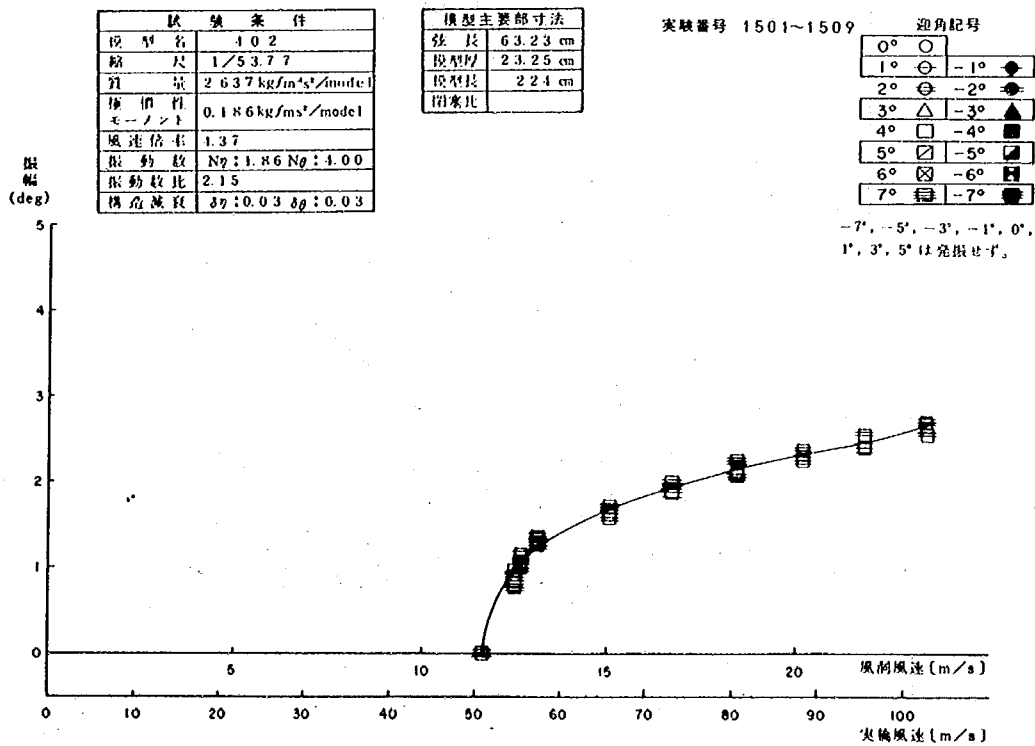


図 5-2-13・b V-A

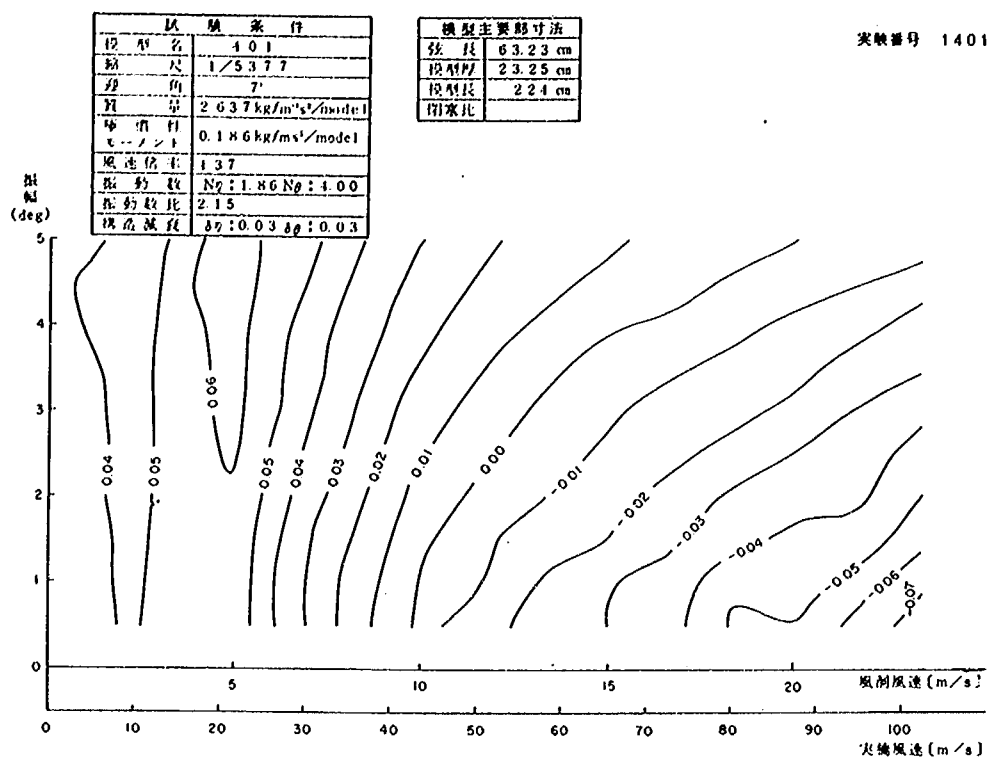


図 5-2-14・a V-A-δ

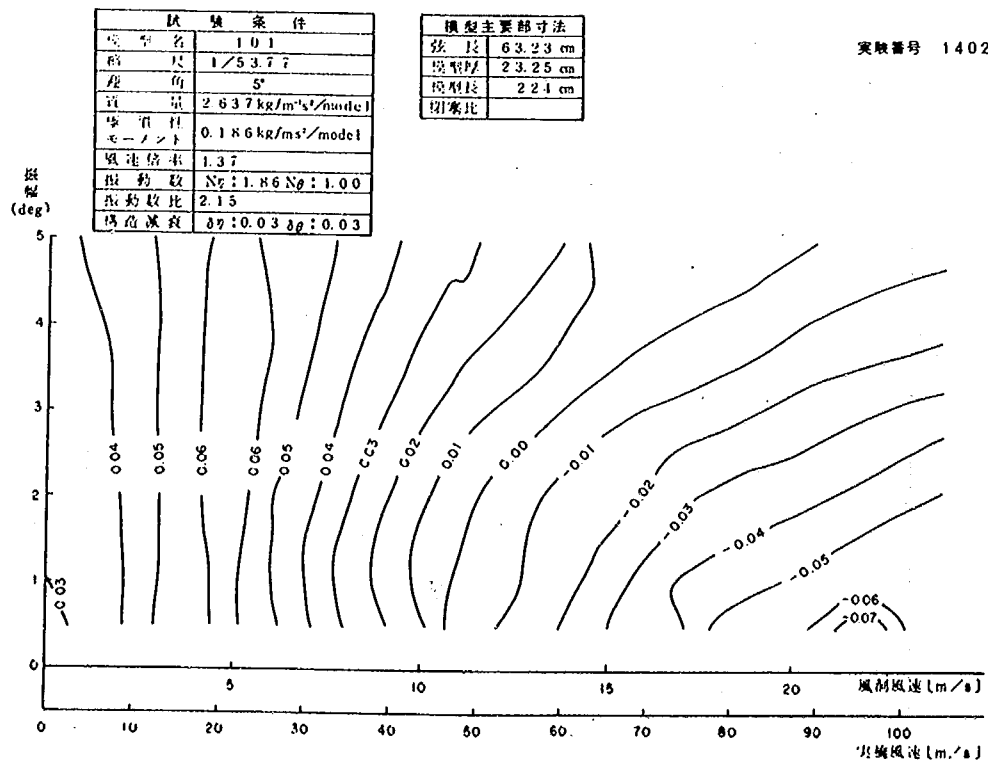


図 5-2-14・b V-A-δ

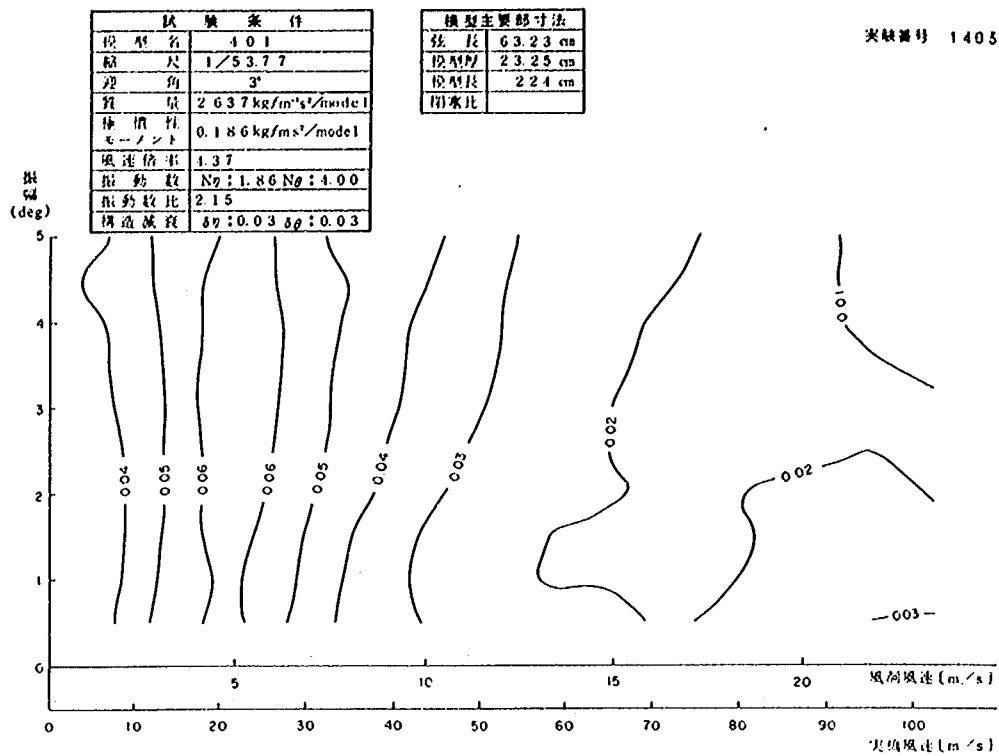


図 5-2-14・c V-A-δ

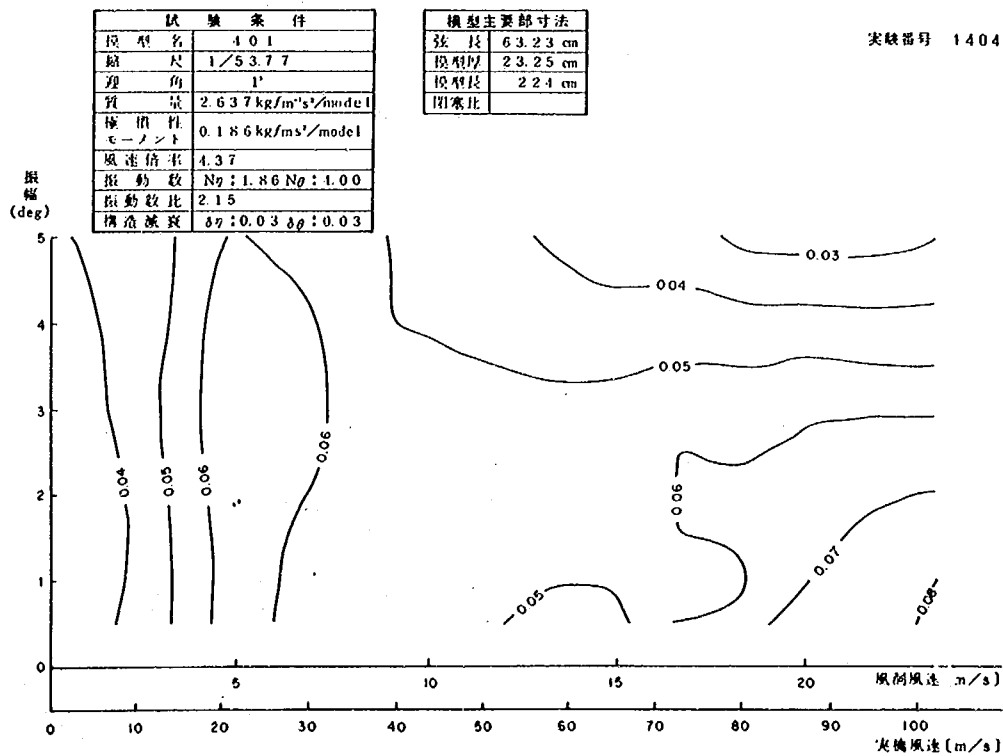


図 5-2-14・d V-A-δ

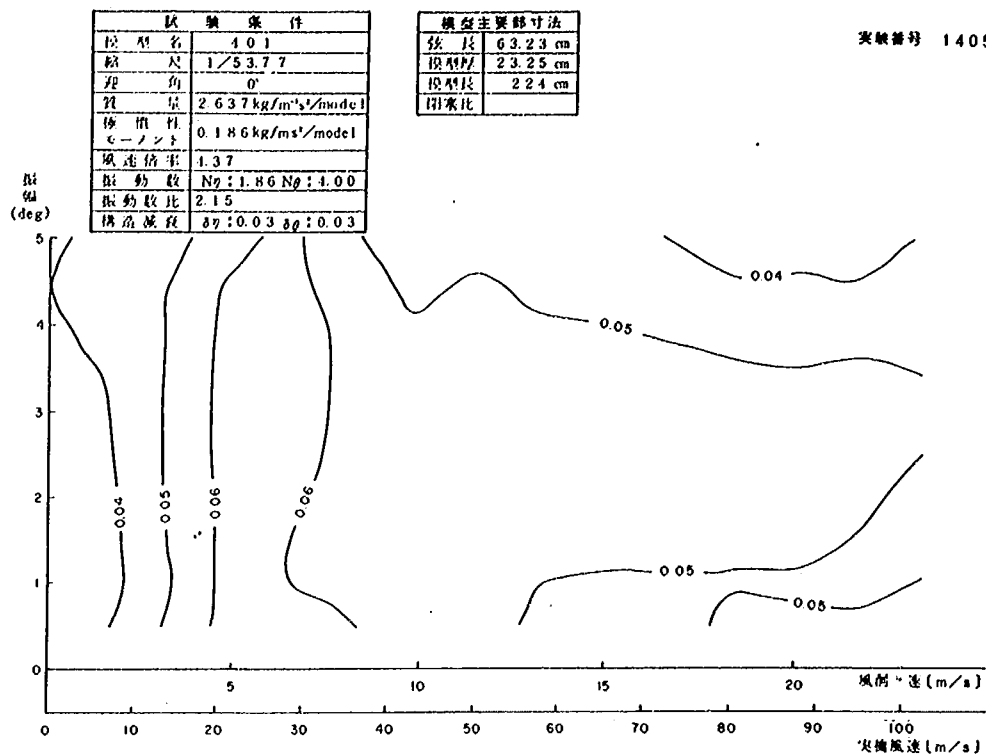


図 5-2-14 · e V-A- δ

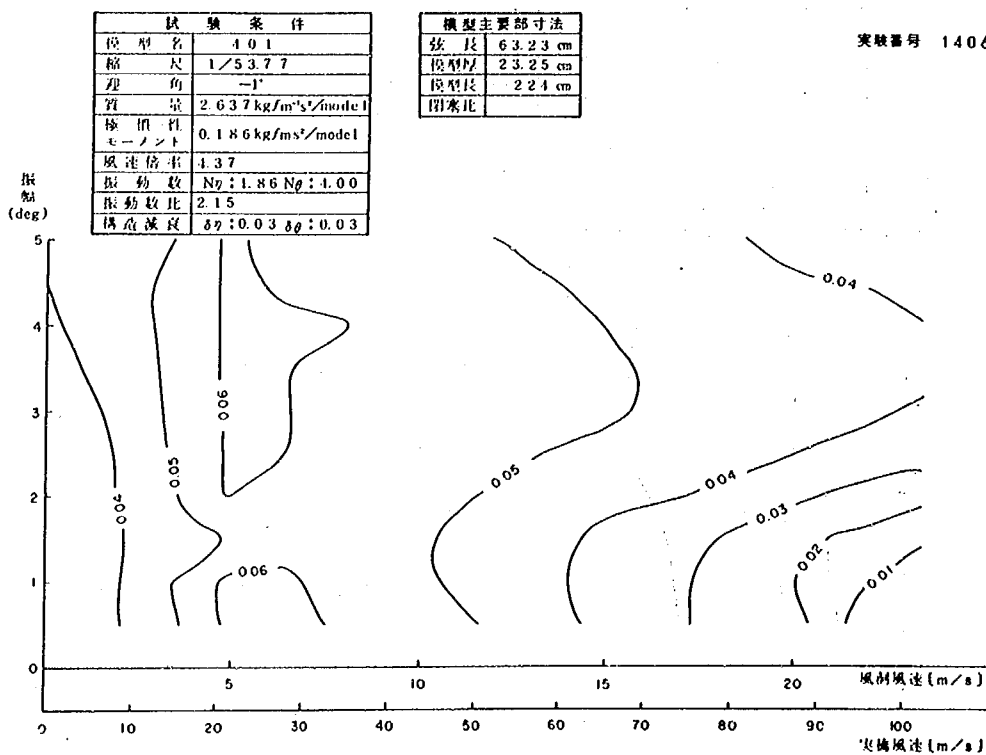


図 5-2-14 · f V-A- δ

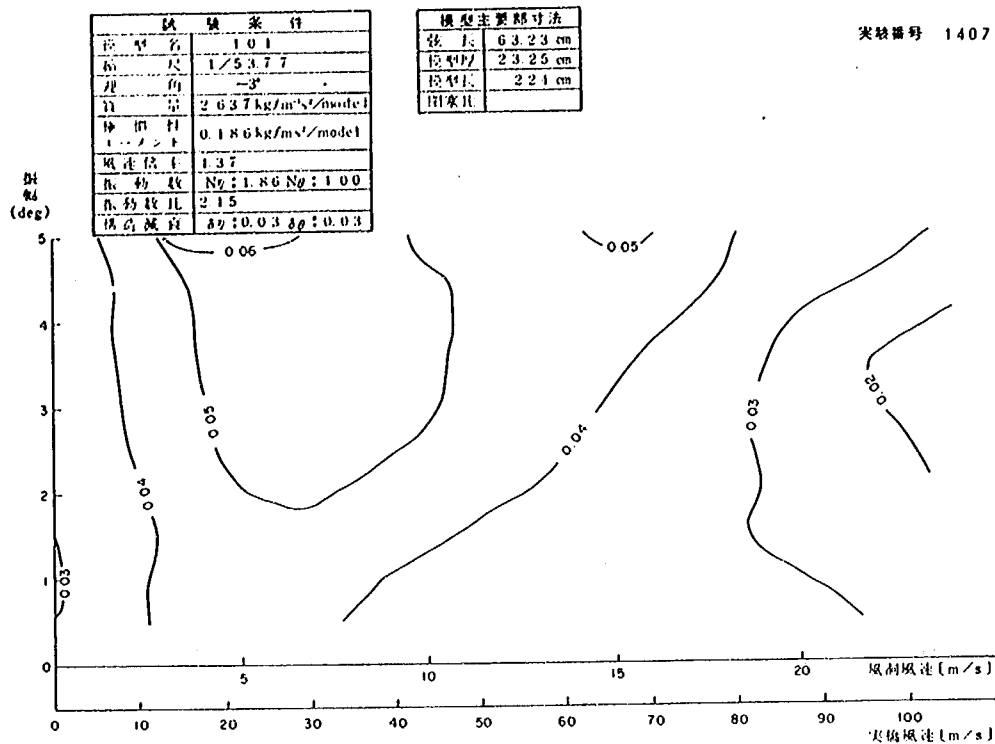


圖 5-2-14 · g V-A-δ

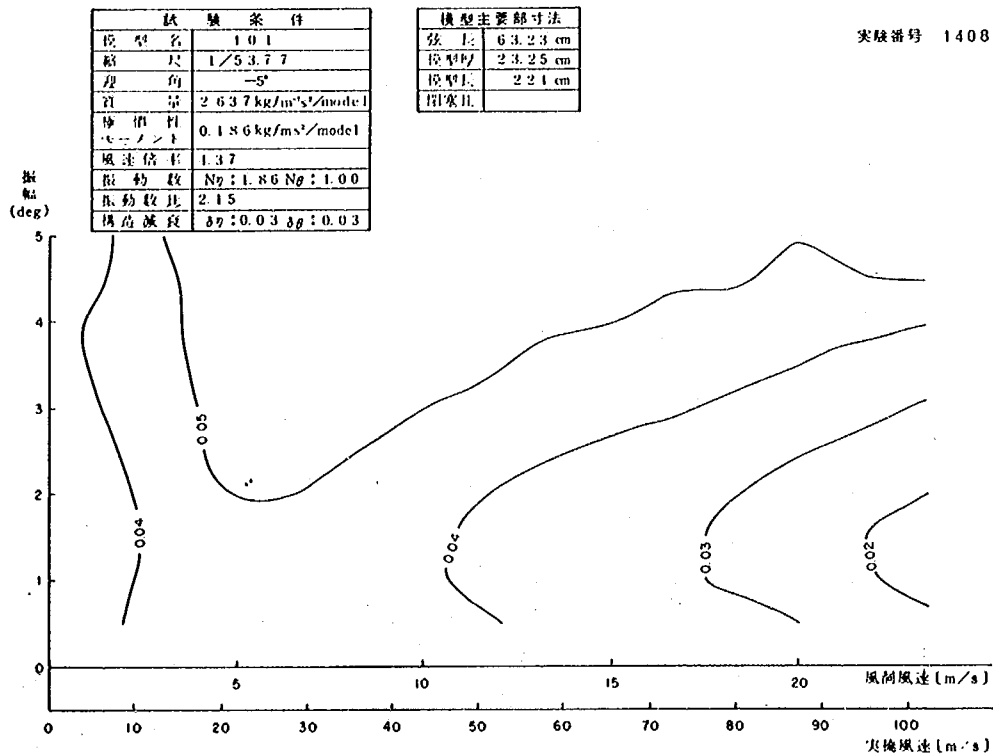


圖 5-2-14 · h V-A-δ

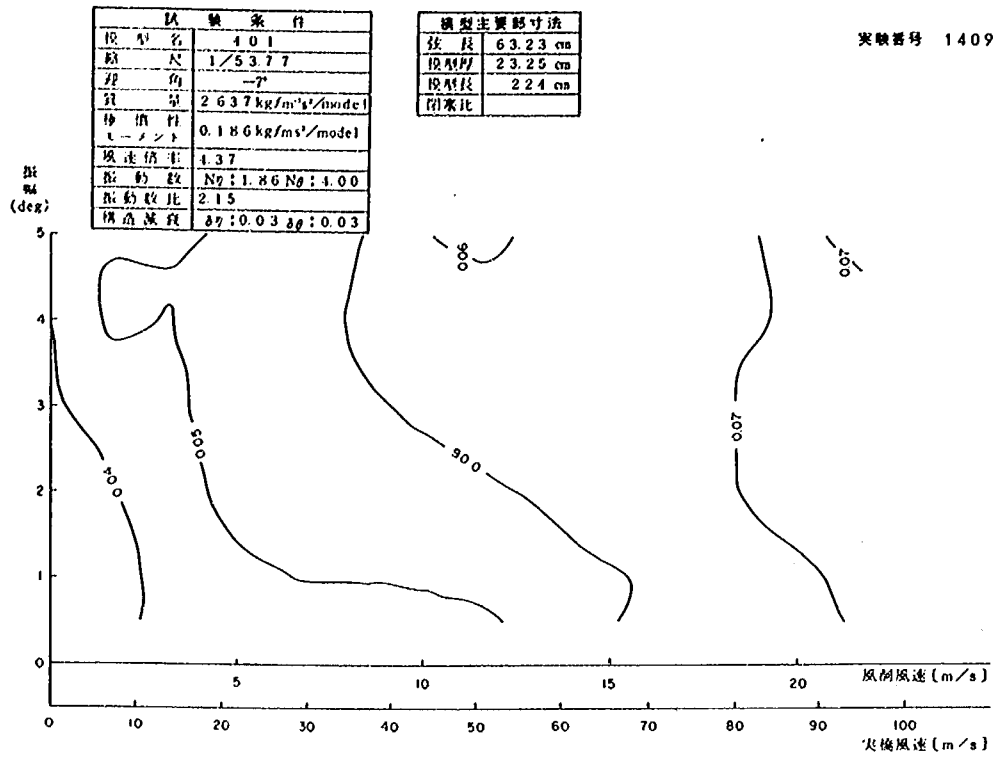


図 5-2-14 · i V-A- δ

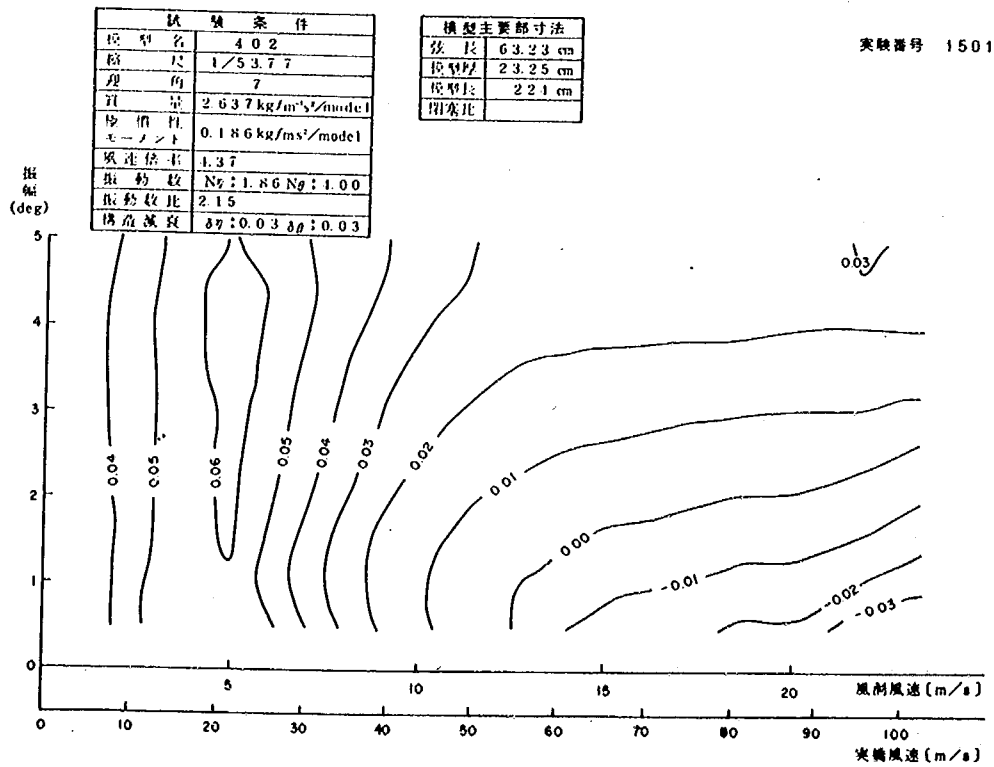


図 5-2-15 · a V-A- δ

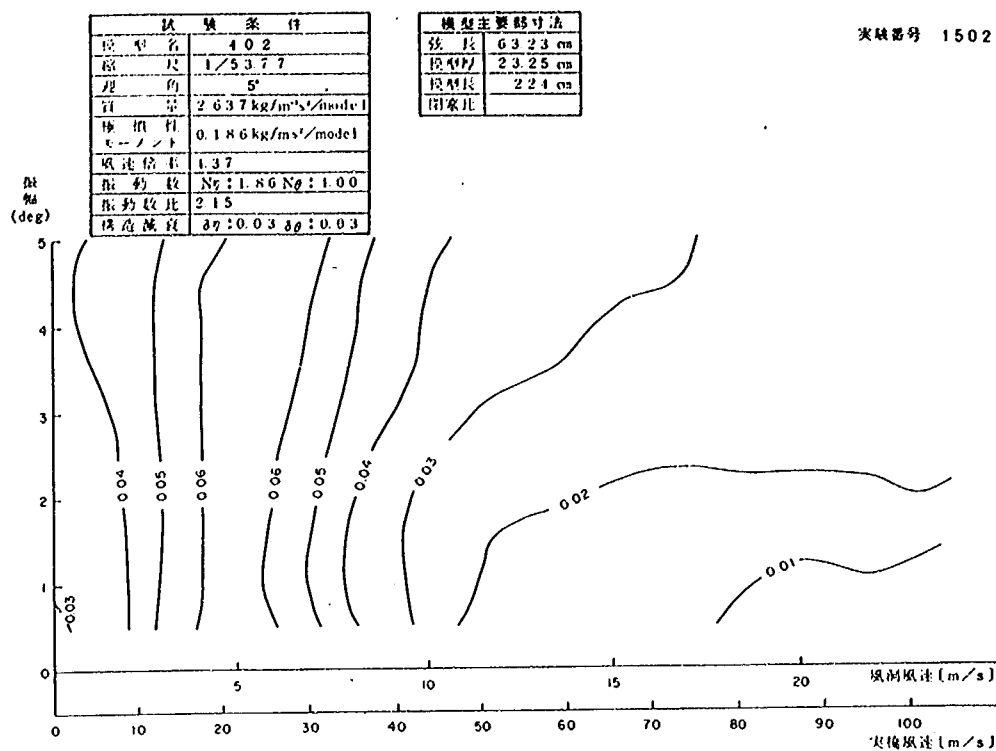


図 5-2-15・b V-A- δ

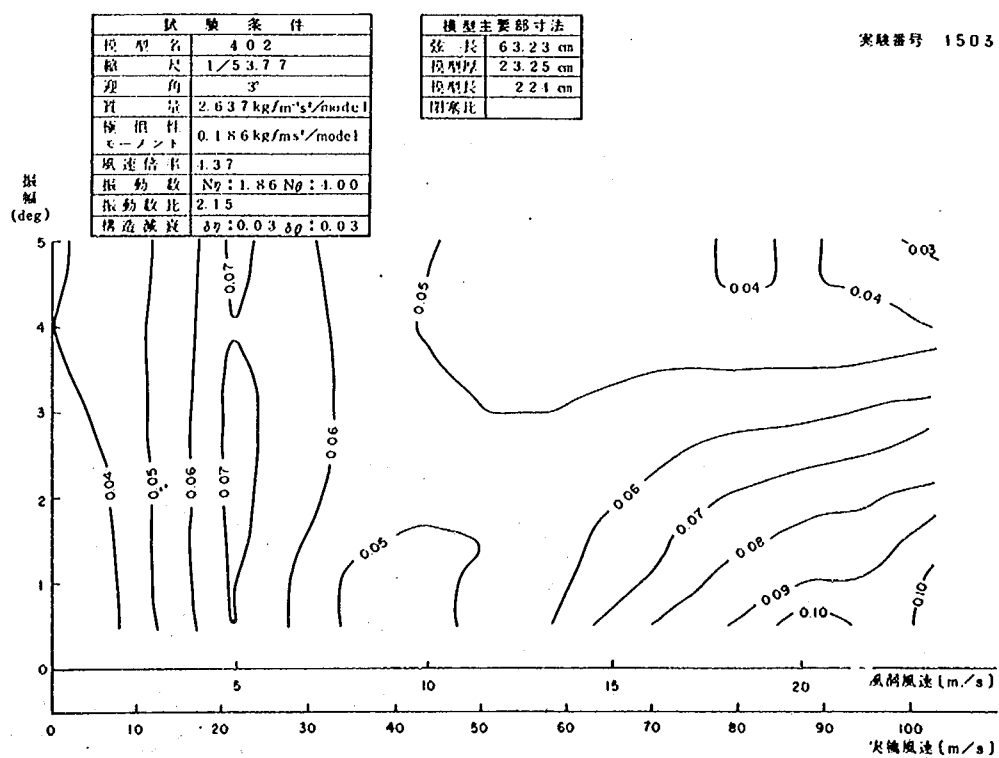


図 5-2-15・c V-A- δ

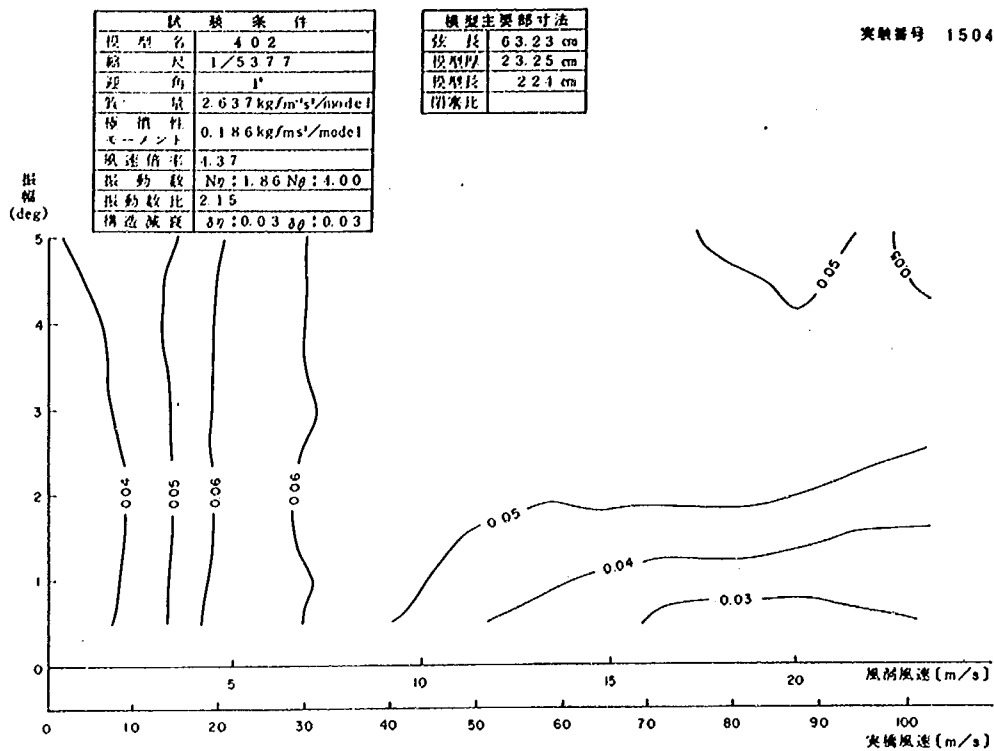


図 5-2-15・d V-A-δ

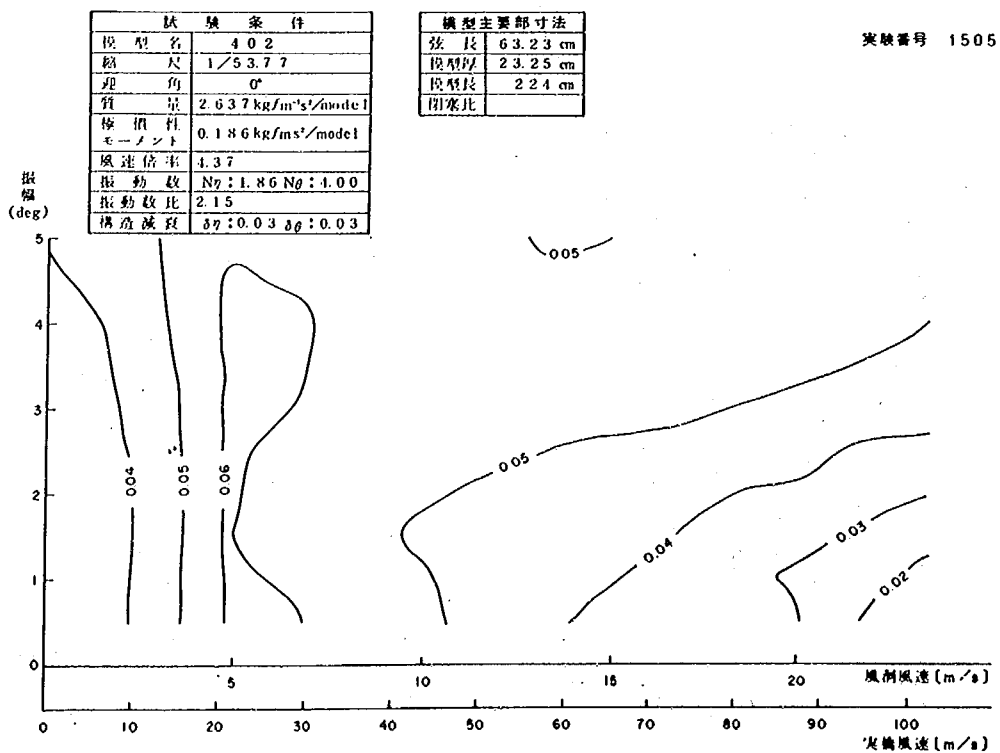


図 5-2-15・e V-A-δ

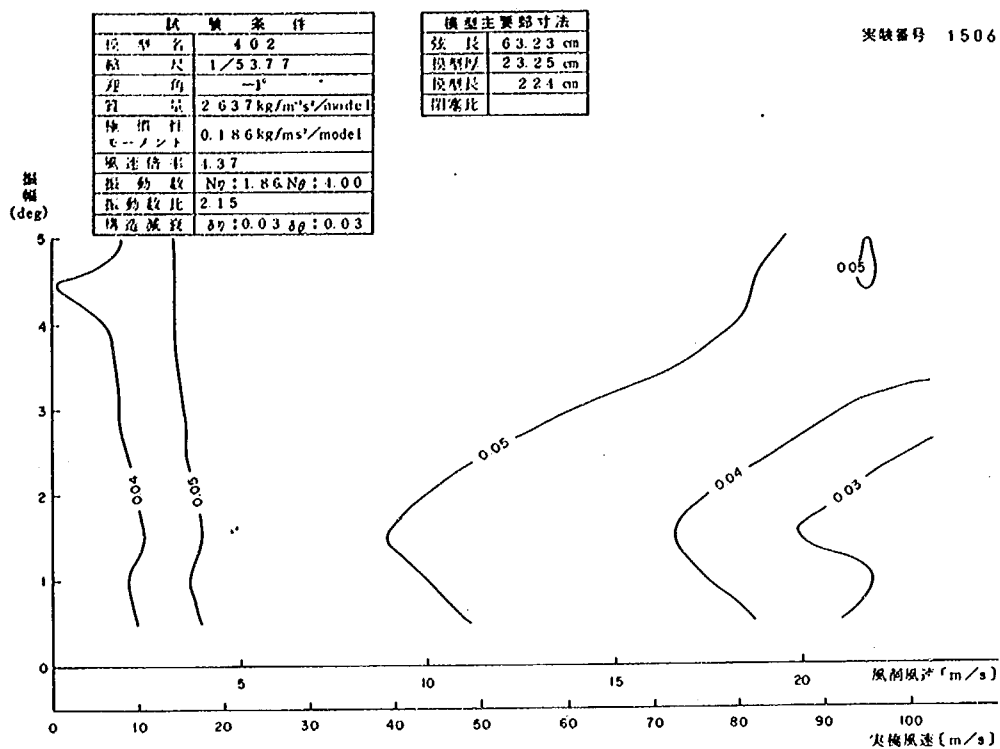


図 5-2-15 · f V-A-δ

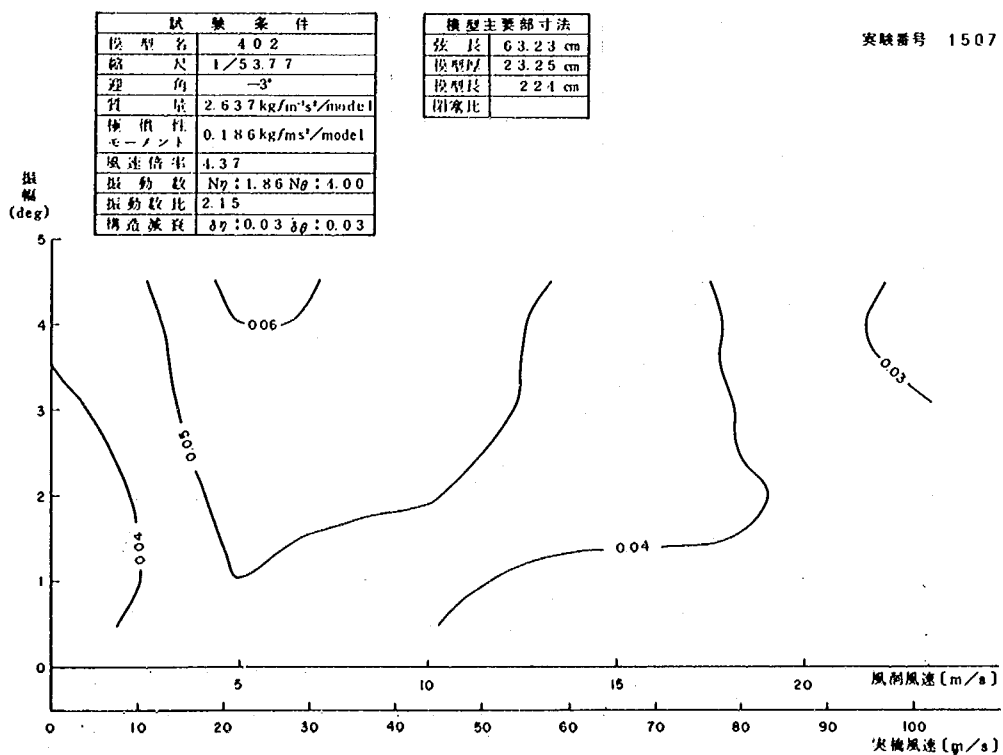


図 5-2-15 · g V-A-δ

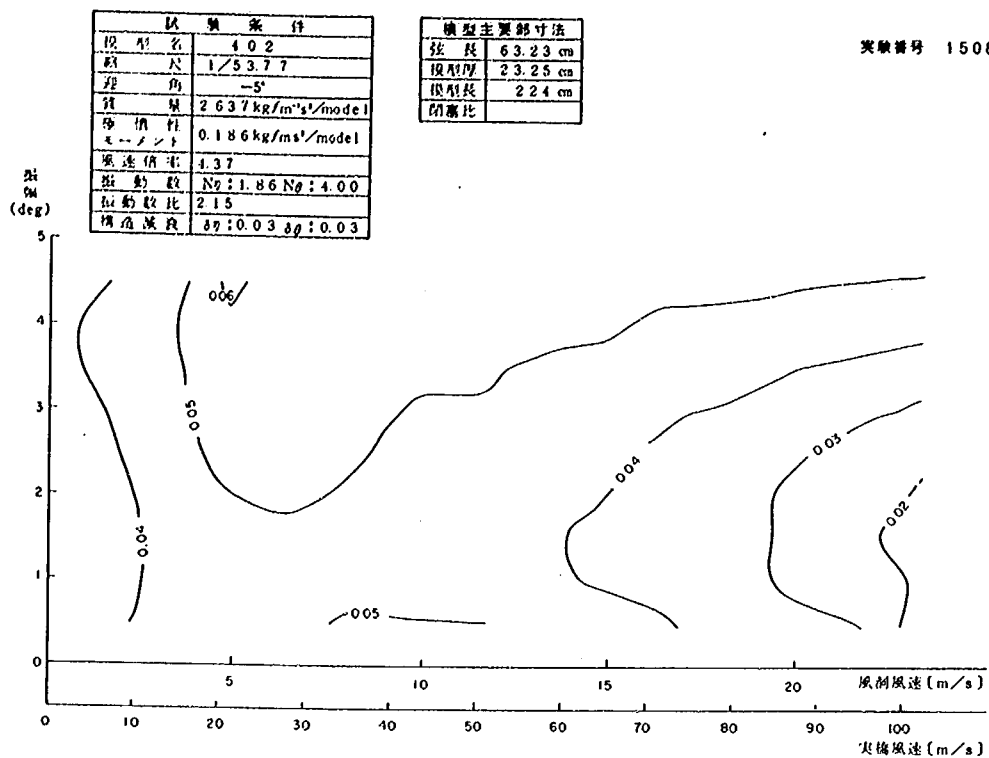


図 5-2-15 · h V-A-δ

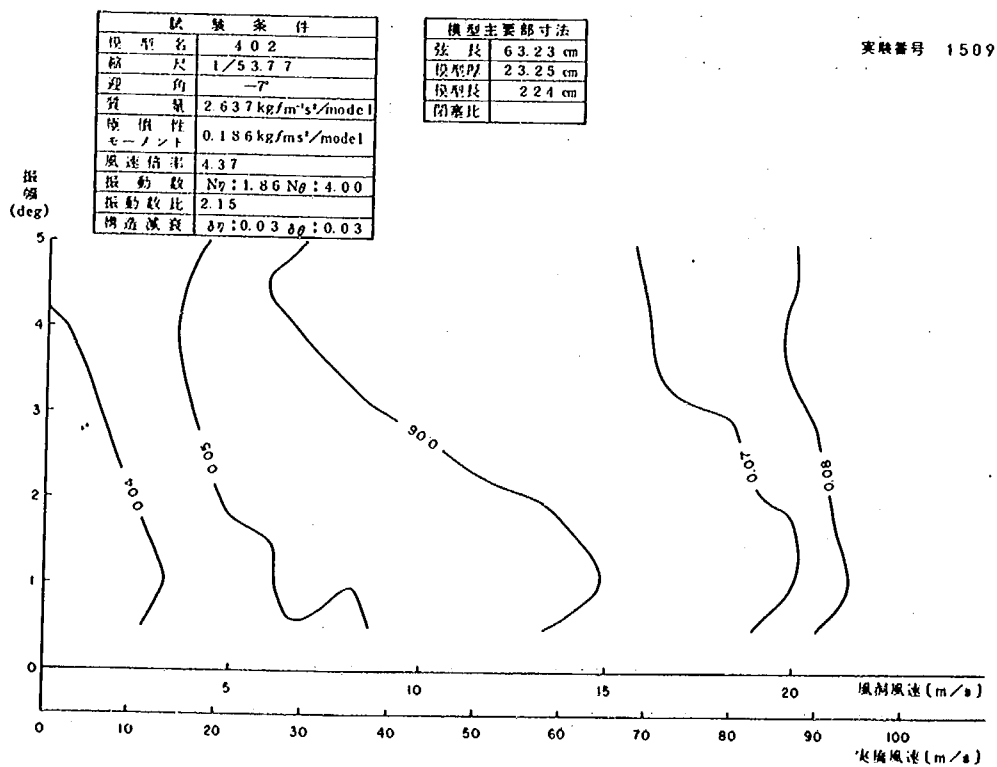


図 5-2-15 · i V-A-δ

5-3 三分力実験

実験は、建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞を使用し、「本州四国連絡橋風洞試験要領（1980）」に従いピアノ線支持方式で実施した。用いた模型は完成系断面および鉄道床組と上路橋床端部グレーチングを除いた暫定系断面のうち、耐風安定性の良好な断面である。実験ケースを表5-3-1に示す。

表5-3-1 実験ケース

実験番号	模型番号 [*]	模型充実率	実験風速	備 考
1	204	0.450	(m/s) 7.95	耐風性良好な完成系断面 (鉛直スタビライザー付き 下路橋床公共添架物段差なし)
2				
3			16.09	
4				
5	401	0.381	7.93	耐風性良好な暫定系断面 (鉄道床組，上路橋床端部) (グレーチングなし)
6				
7			16.49	
8				
9	402	0.418	8.00	耐風性良好な暫定系断面 (鉄道床組，上路橋床端部) (グレーチングなし，鉛直スタビライザー付き)
10				
11			16.49	
12				

* 詳細は表5-2-3を参照のこと。

実験結果より空気力係数を算定する際には、端板およびピアノ線に作用する空気力の修正を試みた。修正方法の概念図を図5-3-1に示す。その結果端板に作用する空気力が、模型の抗力係数に及ぼす影響は1%以下と非常に小さいことが判明したため、この補正は実施せず、ピアノ線抗力の補正のみを実施した。ピアノ線抗力を動圧で除した抵抗面積 A_P は、

$$A_P = 0.01919 \text{ (m}^2\text{)}$$

となり、補正後の抗力係数 C_D はこの A_P および補剛桁の投影面積 A_N を用いて

$$C_D = C_D' - A_P / A_N$$

となる。

実験結果のうち風荷重の算定に重要な迎角 0° における抗力係数を表5-3-2に示す。同表中

には、基準に定められている抗力係数算定式より求めた値もあわせて示した。また各風速，各模型における迎角と空気力係数の関係を表5-3-3および図5-3-2に示す。

・表5-3-2より明らかなように今回の測定結果は，トラス充実率 ϕ から計算された C_{DC} より

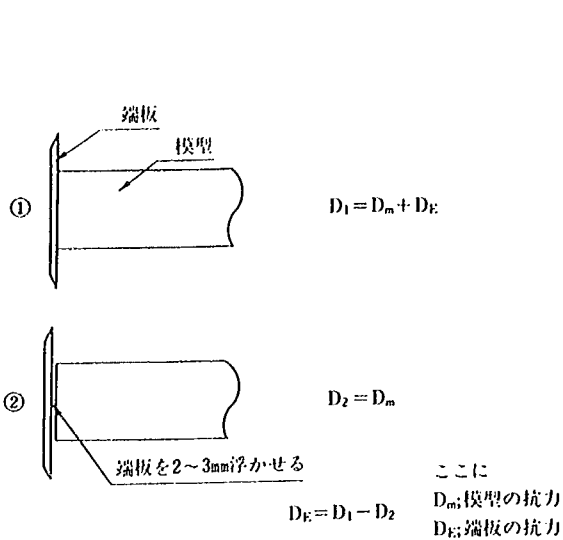


図5-3-1・a 端板に作用する抗力の測定

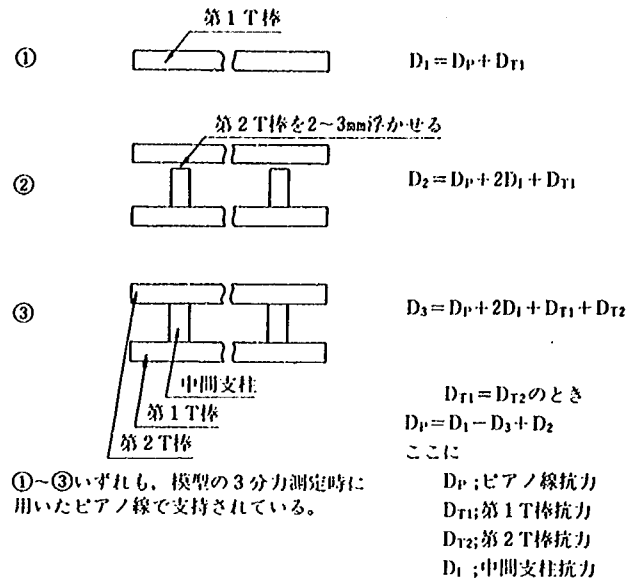


図5-3-1・b ピアノ線に作用する抗力の測定

表5-3-2 迎角 0° における抗力係数

実験番号	迎角 0° における抗力係数		$0.95 C_{DC}$
	実験値	計算値* C_{DC}	
1	1.841	2.191	2.082
2	1.837		
3	1.835		
4	1.825		
5	2.058	2.183	2.074
6	2.048		
7	2.007		
8	2.007		
9	1.924	2.084	1.980
10	1.915		
11	1.925		
12	1.915		

* トラス充実率を ϕ としたとき

単橋床（実験番号5～12に対応）； $C_{DC} = 1.1 \sqrt{3/2\phi}$

複橋床（実験番号1～4に対応）； $C_{DC} = 1.2 \sqrt{3/2\phi}$

で計算した。

表5-3-3・a 大鳴門橋三分力試験結果

(実験番号 1)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	2713	-0.330	-0.0510
-14.0	2629	-0.302	-0.0441
-13.0	2555	-0.274	-0.0387
-12.0	2481	-0.254	-0.0308
-11.0	2407	-0.228	-0.0288
-10.0	2336	-0.207	-0.0223
-9.0	2248	-0.180	-0.0183
-8.0	2168	-0.152	-0.0147
-7.0	2085	-0.128	-0.0108
-6.0	2006	-0.104	-0.0094
-5.0	1940	-0.031	-0.0074
-4.0	1835	-0.055	-0.0056
-3.0	1848	-0.034	-0.0034
-2.0	1822	-0.016	-0.0031
-1.0	1828	-0.003	-0.0001
0.0	1841	0.015	0.0043
1.0	1841	0.038	0.0081
2.0	1841	0.058	0.0167
3.0	1909	0.089	0.0162
4.0	1918	0.111	0.0242
5.0	1952	0.132	0.0291
6.0	1986	0.155	0.0333
7.0	2032	0.167	0.0321
8.0	2084	0.188	0.0326
9.0	2150	0.205	0.0349
10.0	2217	0.219	0.0358
11.0	2287	0.231	0.0359
12.0	2356	0.241	0.0383
13.0	2430	0.252	0.0392
14.0	2486	0.256	0.0405
15.0	2572	0.268	0.0424

表5-3-3・b 大鳴門型三分力試験結果

(実験番号 3)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	2734	-0.318	-0.0495
-14.0	2640	-0.291	-0.0434
-13.0	2554	-0.266	-0.0367
-12.0	2491	-0.244	-0.0309
-11.0	2399	-0.221	-0.0286
-10.0	2219	-0.196	-0.0249
-9.0	2149	-0.171	-0.0198
-8.0	2058	-0.145	-0.0157
-7.0	2089	-0.121	-0.0125
-6.0	2909	-0.096	-0.0100
-5.0	1839	-0.075	-0.0080
-4.0	1891	-0.052	-0.0061
-3.0	1853	-0.032	-0.0046
-2.0	1826	-0.015	-0.0024
-1.0	1820	0.001	0.0008
0.0	1835	0.017	0.0042
1.0	1846	0.037	0.0089
2.0	1863	0.058	0.0137
3.0	1890	0.084	0.0178
4.0	1916	0.107	0.0247
5.0	1936	0.130	0.0288
6.0	1974	0.152	0.0314
7.0	2019	0.171	0.0328
8.0	2064	0.189	0.0356
9.0	2141	0.207	0.0354
10.0	2196	0.220	0.0361
11.0	2262	0.232	0.0376
12.0	2348	0.244	0.0386
13.0	2402	0.251	0.0411
14.0	2476	0.258	0.0413
15.0	2541	0.266	0.0422

表5-3-3・c 大鳴門型三分力試験結果

(実験番号 5)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	3265	-0.457	-0.0592
-14.0	3177	-0.432	-0.0539
-13.0	3090	-0.400	-0.0489
-12.0	2990	-0.367	-0.0456
-11.0	2905	-0.335	-0.0408
-10.0	2805	-0.293	-0.0338
-9.0	2718	-0.251	-0.0276
-8.0	2619	-0.214	-0.0196
-7.0	2503	-0.174	-0.0172
-6.0	2415	-0.144	-0.0151
-5.0	2324	-0.114	-0.0154
-4.0	2229	-0.093	-0.0145
-3.0	2156	-0.050	-0.0142
-2.0	2101	0.001	-0.0123
-1.0	2090	0.056	-0.0110
0.0	2058	0.107	-0.0065
1.0	2062	0.154	-0.0012
2.0	2105	0.203	0.0062
3.0	2137	0.236	0.0130
4.0	2181	0.252	0.0171
5.0	2244	0.269	0.0178
6.0	2302	0.286	0.0185
7.0	2377	0.294	0.0182
8.0	2465	0.305	0.0210
9.0	2574	0.315	0.0215
10.0	2653	0.323	0.0201
11.0	2755	0.336	0.0219
12.0	2837	0.349	0.0242
13.0	2941	0.363	0.0246
14.0	3051	0.371	0.0292
15.0	3135	0.379	0.0303

表5-3-3・d 大鳴門橋三分力試験結果

(実験番号 7)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	3.197	-0.459	-0.0591
-14.0	3.108	-0.435	-0.0487
-13.0	3.024	-0.401	-0.0457
-12.0	2.938	-0.370	-0.0415
-11.0	2.849	-0.336	-0.0379
-10.0	2.747	-0.294	-0.0305
-9.0	2.653	-0.252	-0.0243
-8.0	2.559	-0.212	-0.0187
-7.0	2.467	-0.175	-0.0152
-6.0	2.366	-0.142	-0.0130
-5.0	2.265	-0.119	-0.0129
-4.0	2.177	-0.092	-0.0117
-3.0	2.104	-0.051	-0.0097
-2.0	2.046	0.004	-0.0114
-1.0	2.015	0.052	-0.0076
0.0	2.007	0.104	-0.0041
1.0	1.981	0.150	0.0010
2.0	2.016	0.196	0.0079
3.0	2.093	0.237	0.0147
4.0	2.119	0.258	0.0193
5.0	2.176	0.275	0.0215
6.0	2.243	0.287	0.0225
7.0	2.317	0.299	0.0226
8.0	2.391	0.307	0.0219
9.0	2.483	0.318	0.0220
10.0	2.562	0.326	0.0231
11.0	2.657	0.336	0.0254
12.0	2.753	0.348	0.0269
13.0	2.860	0.354	0.0295
14.0	2.944	0.365	0.0308
15.0	3.040	0.375	0.0342

表5-3-3・e 大鳴門橋三分力試験結果

(実験番号 9)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	2.923	-0.449	-0.0507
-14.0	2.853	-0.426	-0.0430
-13.0	2.770	-0.392	-0.0389
-12.0	2.710	-0.368	-0.0314
-11.0	2.620	-0.329	-0.0277
-10.0	2.525	-0.290	-0.0220
-9.0	2.446	-0.252	-0.0154
-8.0	2.356	-0.215	-0.0078
-7.0	2.279	-0.180	-0.0065
-6.0	2.174	-0.154	-0.0022
-5.0	2.094	-0.130	-0.0037
-4.0	2.002	-0.108	-0.0029
-3.0	1.966	-0.076	-0.0051
-2.0	1.934	-0.042	-0.0021
-1.0	1.915	-0.012	0.0010
0.0	1.924	0.015	0.0056
1.0	1.908	0.046	0.0103
2.0	1.929	0.080	0.0109
3.0	1.981	0.119	0.0154
4.0	1.998	0.158	0.0244
5.0	2.032	0.180	0.0291
6.0	2.083	0.201	0.0296
7.0	2.154	0.220	0.0326
8.0	2.219	0.235	0.0319
9.0	2.288	0.250	0.0317
10.0	2.360	0.262	0.0318
11.0	2.445	0.281	0.0321
12.0	2.533	0.295	0.0328
13.0	2.614	0.309	0.0346
14.0	2.716	0.320	0.0368
15.0	2.809	0.324	0.0365

表5-3-3・f 大鳴門橋三分力試験結果

(実験番号 11)

迎 角 (deg)	抗力係数	揚力係数	空力モーメント係数
-15.0	2.951	-0.447	-0.0533
-14.0	2.853	-0.421	-0.0457
-13.0	2.754	-0.390	-0.0411
-12.0	2.689	-0.366	-0.0362
-11.0	2.616	-0.330	-0.0316
-10.0	2.544	-0.290	-0.0256
-9.0	2.450	-0.251	-0.0187
-8.0	2.346	-0.214	-0.0125
-7.0	2.274	-0.181	-0.0086
-6.0	2.191	-0.154	-0.0074
-5.0	2.099	-0.132	-0.0082
-4.0	2.028	-0.106	-0.0065
-3.0	1.966	-0.074	-0.0052
-2.0	1.927	-0.041	-0.0040
-1.0	1.920	-0.013	-0.0022
0.0	1.925	0.015	0.0012
1.0	1.936	0.044	0.0042
2.0	1.928	0.075	0.0106
3.0	1.964	0.113	0.0141
4.0	1.990	0.151	0.0223
5.0	2.041	0.183	0.0274
6.0	2.079	0.204	0.0307
7.0	2.126	0.224	0.0312
8.0	2.195	0.238	0.0316
9.0	2.262	0.249	0.0310
10.0	2.352	0.263	0.0323
11.0	2.421	0.276	0.0346
12.0	2.520	0.292	0.0360
13.0	2.586	0.303	0.0362
14.0	2.685	0.315	0.0387
15.0	2.762	0.310	0.0387

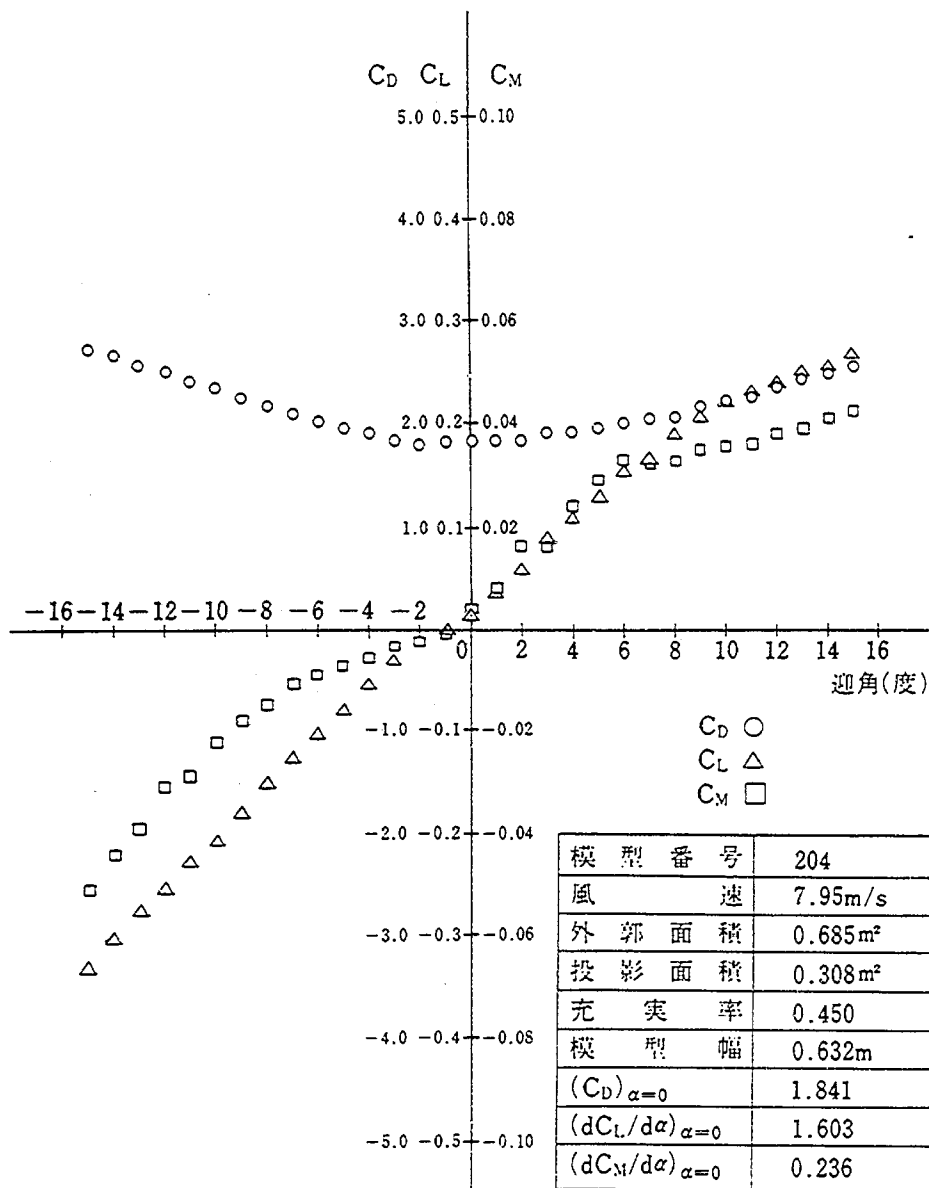


図 5-3-2・a 大鳴門橋三分力曲線
(実験番号 1)

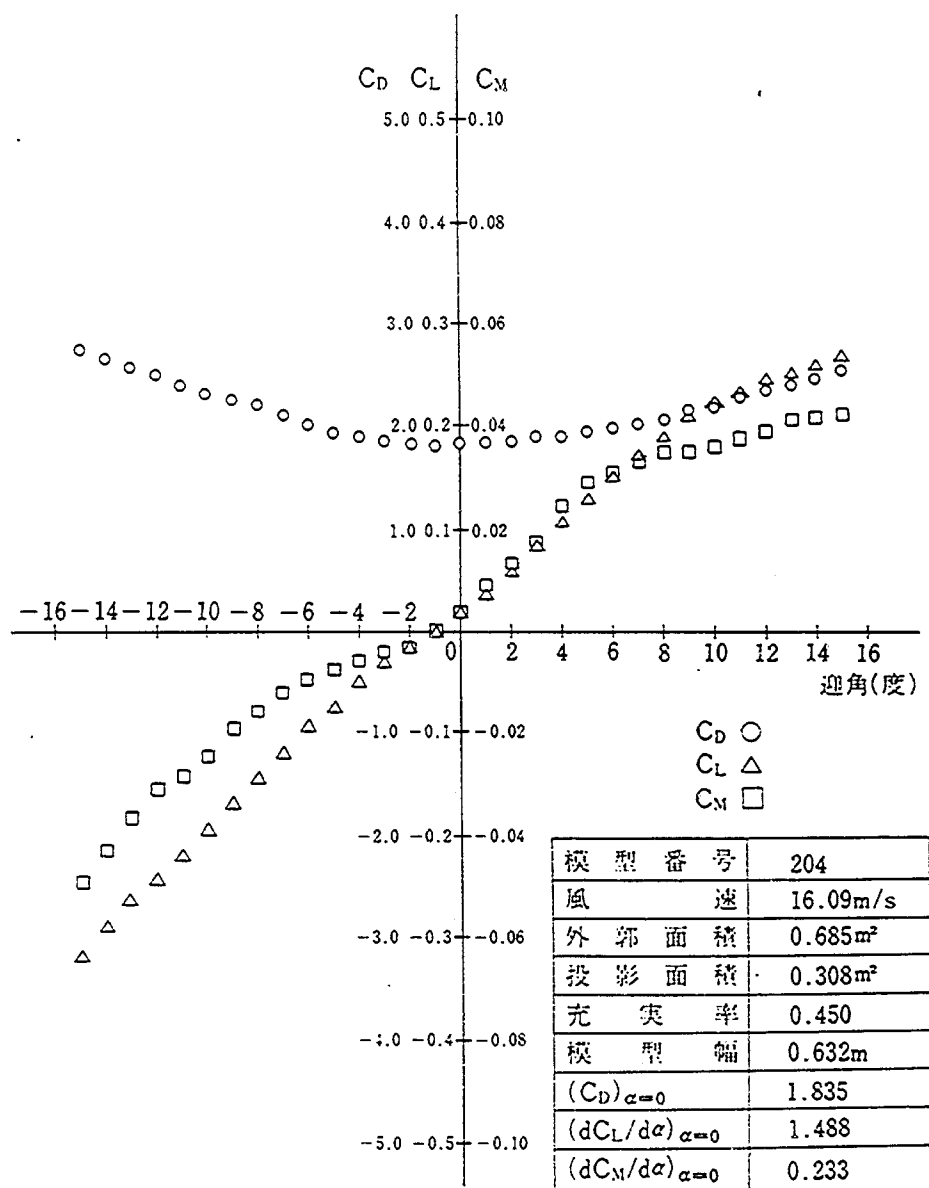


図 5-3-2・b 大鳴門橋三分力曲線
(実験番号 3)

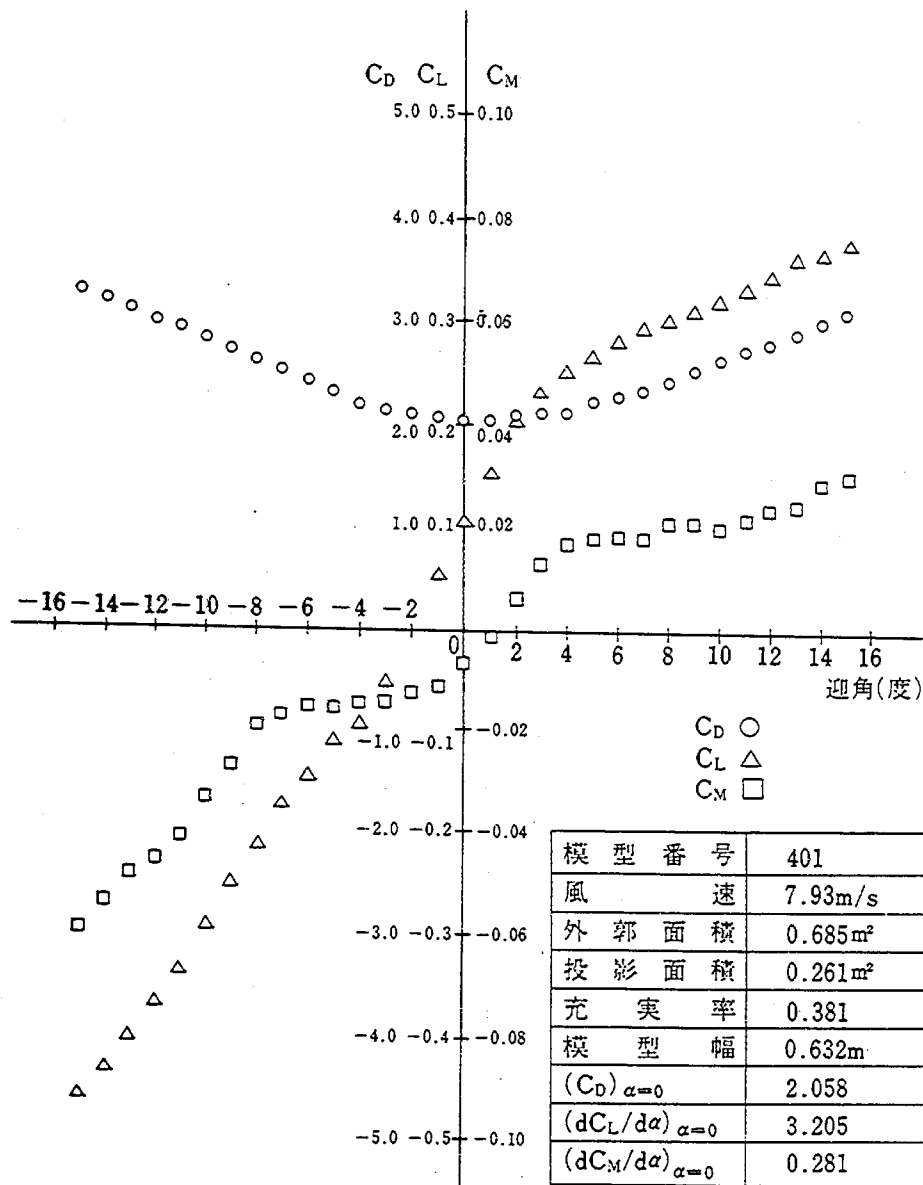


図 5-3-2・c 大鳴門橋三分力曲線
(実験番号 5)

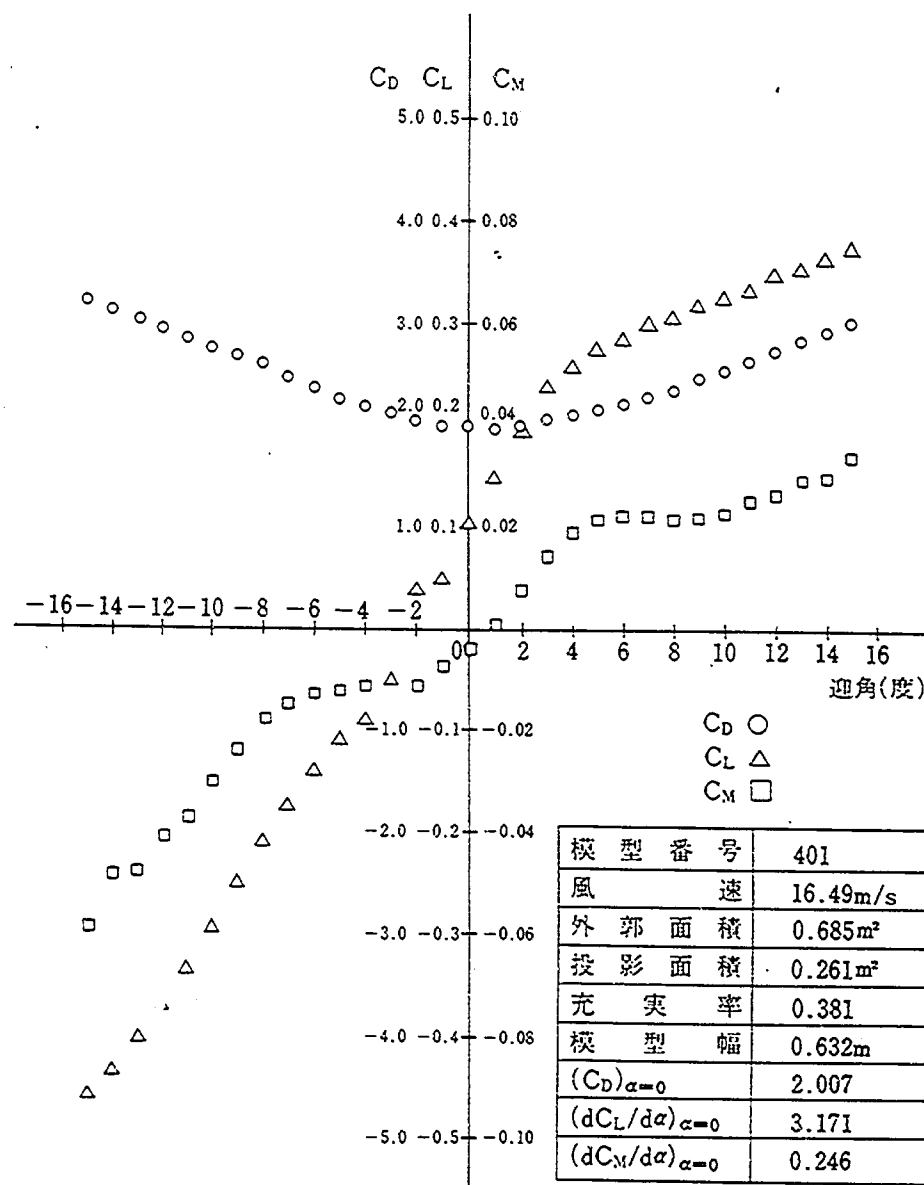


図 5-3-2・d 大鳴門橋三分力曲線
(実験番号 7)

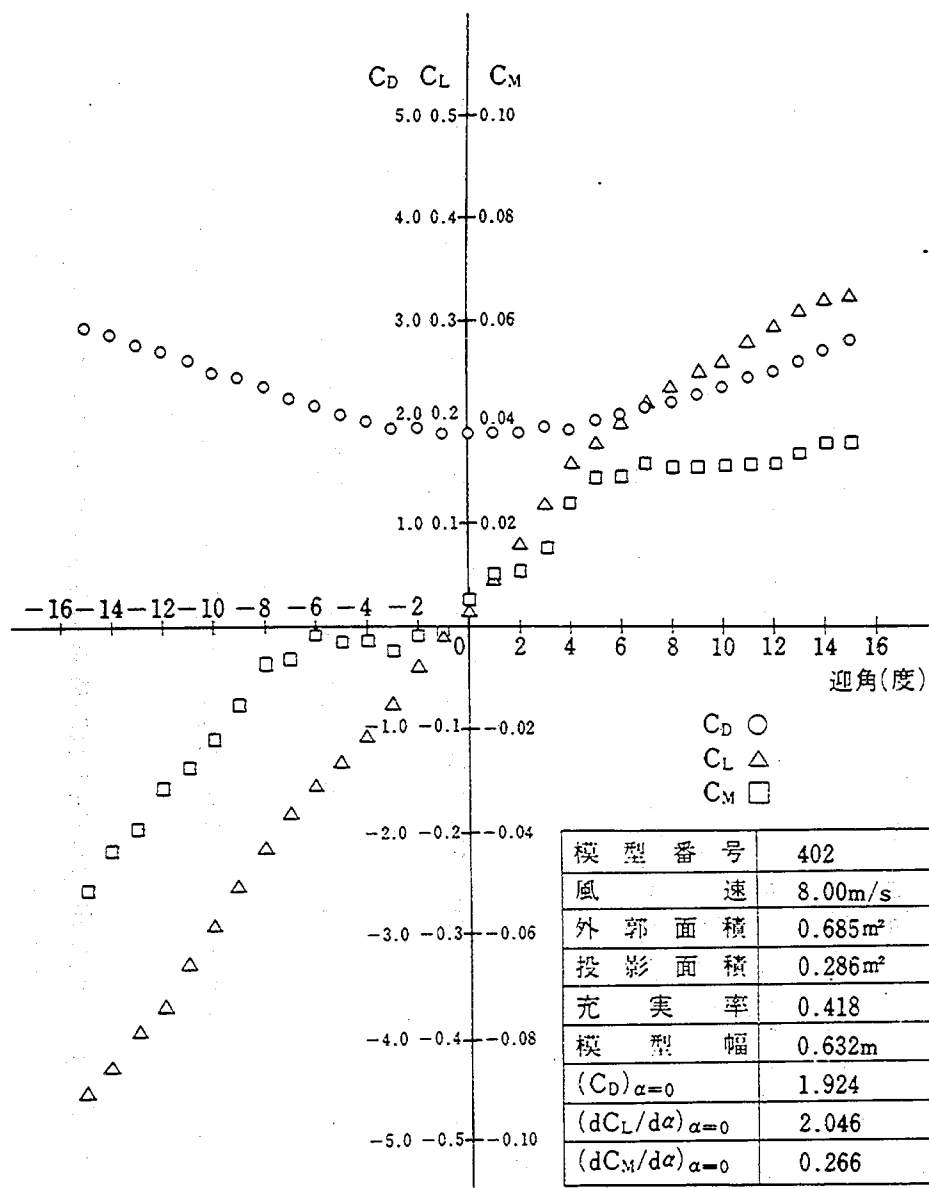


図 5-3-2·e 大鳴門橋三分力曲線

(実験番号 9)

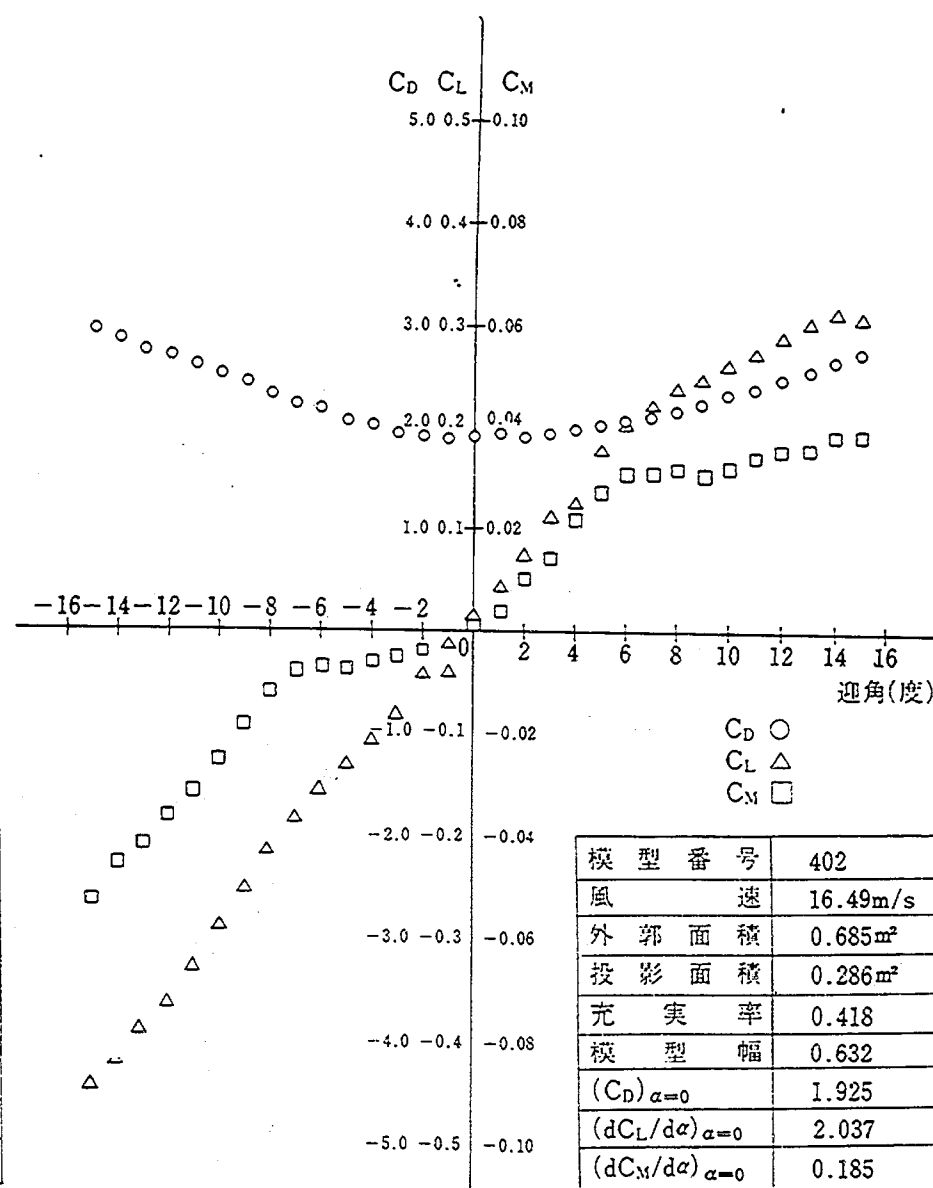


図 5-3-2·f 大鳴門橋三分力曲線

(実験番号 11)

いずれも5%以上小さく、基準に従えば、この測定値を考慮した再設計が必要であると考えられる。

5-4 ま と め

今回の調査より明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) 昭和54年度公団より提示のあった大鳴門橋完成系断面を用いて、振動数比、鉛直たわみ振動の無風時対数減衰率、迎角設定法などの模型支持条件の差違が自励振動の限界風速におよぼす影響を調査した。その結果、今回の実験の限りではこれらの模型支持条件が自励振動の限界風速におよぼす影響は大きくないことが明らかとなった。
- (2) 大鳴門橋完成系断面および暫定系断面として耐風性の良好なものを実験的に選定した。その結果、完成系断面としては昭和55年度公団提示案に実橋寸法2.0mの鉛直スタビライザーを取付け、下路橋床の公共添架物の間の段差をなくしたもの(模型番号204)が良好な耐風性を有していることが明らかとなった。鉄道床組を除いた暫定系断面としては、公団提示案に実橋寸法2.0mの鉛直スタビライザーを取付けたもの(模型番号302)が、鉄道床組および上路橋床端部グレーチングを除いた暫定系断面としては、公団提示案(模型番号401)および公団提示案に実橋寸法2.0mの鉛直スタビライザーを取付けたもの(模型番号402)がそれぞれ良好な耐風性を有していることが明らかとなった。
- (3) 実験より求められた耐風性の良好な断面のうち、完成系断面(模型番号204)および暫定系断面(模型番号401および402)について三分力係数を測定した。その結果迎角0°における抗力係数の値は、基準に定められている、トラスの充実率より算定した値よりいずれも5%以上小さいため、この測定値を考慮した再設計が必要と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第816号，1973，3
- 2) 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1393号，1978，3
- 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，1980，3
- 4) 本州四国連絡橋公団；本州四国連絡橋大鳴門橋風洞実験(その3)，1977，12

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

鋼床版の現場溶接施工において、トラフ形縦リブの継手は溶接姿勢、足場など継手の品質に影響をおよぼす種々の不利な条件の下で施工されるため、その溶接条件の設定には十分注意を払う必要がある。しかし、縦横げたやリブの配置、あるいは継手の位置などの細部設計は、舗装への配慮や架設方法により決まってしまうことが多く、良好な溶接条件を得ることが難しいのが実情である。

このようなことから、本調査では限られた条件下でより良い継手品質を得るための溶接条件を知るために、施工試験および疲労試験を実施しており、昨年度に裏当て金を用いた突合せ溶接継手固有の問題点を明らかにしたのに続き、本年度は現場溶接によって生じる溶接欠陥と溶接条件の関係、およびそれらが継手の疲労強度におよぼす影響について明らかにした。

6-2 本年度の調査目的

本年度は、鋼床版トラフリブ現場溶接継手において、疲労に対し有利な施工条件は何かという観点から検討し、現在施工業者ごとあるいは工事ごとにまちまちな条件下で行われている溶接施工について、何らかの指標を与えることを目的とした。具体的な調査内容は次の2点である。

- 溶接条件と発生する溶接欠陥との関係
- 各種溶接欠陥が継手の疲労強度におよぼす影響

6-3 検討の対象とした要因

6-3-1 開先形状

トラフリブの現場溶接では、隣接したリブや縦横げたにより作業スペースが十分でない場合が多い。また、上向き姿勢による溶接では、適正電流値が小さくなる傾向にあり、ルート部の溶込みなどに影響があるものと予想される。以上の点を考慮し、本試験では図6-3-1に示す4種の開先形状について検討することにした。

Aは無理な姿勢からでもルート部を目視することが出来、かつルート部の溶込みについても有利なよう両開先としたものである。これに対しBは作業者に対し向う側となる側の開先を省略したもの、Cは両方の開先を省略したものであり、準備作業の手間や溶接量はCがもっとも小さくなる。Dの開先は、B開先におけるリップと裏当て金の間に水分が侵入するを防ぐため、ルート部を予めすみ肉溶接により塞いでしまうもので、最終的にはAに近い開先形状となっている。

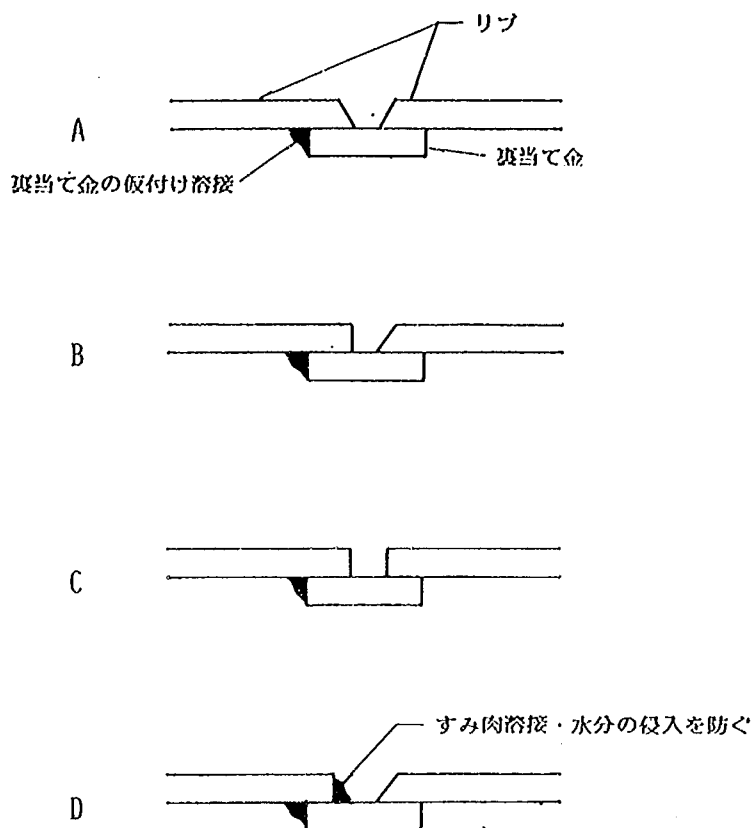


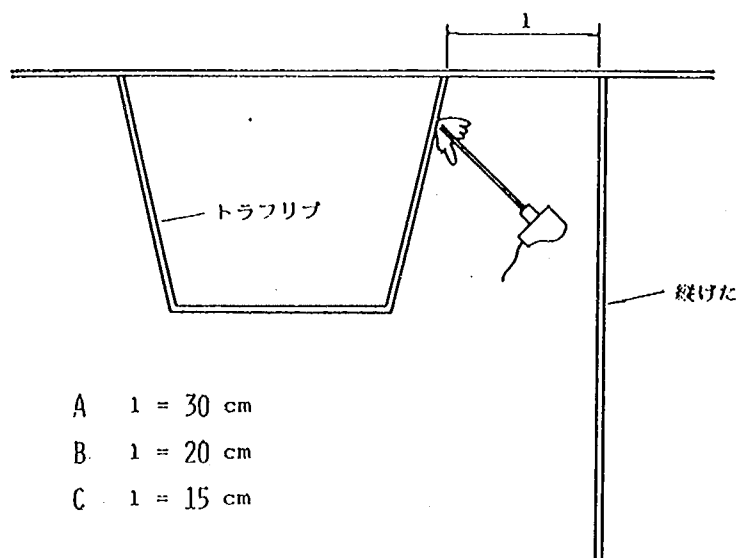
図 6-3-1 開 先 形 状

6-3-2 縦げたーリップ間隔

トラフリップの現場溶接、とくに立向き溶接となるウェブに相当する部分の溶接において、隣合う縦リップあるいは縦げたとの間隔は施工性に影響を及ぼすものと考えられるが、とりわけ縦げたを背にして施工しなければならない端縦リップの場合、その影響は著しいものと予想される。

現行の本四公団の設計要領(案)によれば、舗装に対する配慮から端縦リップと縦げたとの間隔(図6-3-2参照)は150~200mmの範囲と規定されているが、作業上少なくとも300mmは必要であるというのが現場作業者からの声である。

150~200mm程度の間隔では溶接用の面をつけた作業者の頭が入ら



- A 1 = 30 cm
- B 1 = 20 cm
- C 1 = 15 cm

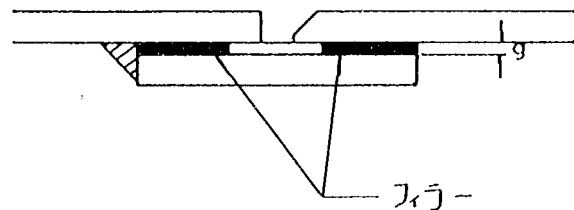
図 6-3-2 縦げたーリップ間隔

ず、また、溶接棒についても曲げるか折るかしない限り継手に対し直角に当てることが出来ないなどの支障が生じる。このため、曲げた溶接棒を用い、開先部を浅い角度で斜めからのぞき込み、ルート部については勘に頼った盲溶接をせざるを得ないのが実情であろうと推測される。

今回の試験では、図 6-3-2 に示したように、縦げたリブ間隔 150, 200 および 300mm の 3 段階について検討することにした。

6-3-3 目違い量

トラフリブの製作上および取付け上の誤差や、仮付溶接による裏当金の変形などにより、リブと裏当て金との間にすき間がみられることが多く、とくにトラフリブの曲げ加工部において顕著である。これはルート部に欠陥を生じさせる原因となることが予想されるので、図 6-3-3 に示すように、鋼製のフィラーを用いて 0, 1.6 および 3.2 mm の 3 段階のすき間を故意に作り、その影響について調べることにした。目違い量という言葉は本来このようなすき間を意味するものではないが、ここでは便宜的にこのように称することにした。



- A $g = 0 \text{ mm}$
- B $g = 1.6 \text{ mm}$
- C $g = 3.2 \text{ mm}$

図 6-3-3 目 違 い 量

6-3-4 溶接作業者の技量

溶接作業者については、所要の資格（トラフリブ現場溶接の場合には JIS A-2V および A-2O）を有している者が従事するように規定されているが、ここでは技量（経験

年数、資格）の異なる 3 人の作業者により施工を行い、結果を比較することにした。作業に当たった溶接工の経歴を以下に示す。

溶接工 1 （初級者）

経験 約 5 年

資格 JIS A-2F, 2V SA-2F

従事溶接法 サブマージアーク溶接, CO₂ 半自動溶接手溶接

○ A-2O を有していないのでトラフリブの現場溶接には従事出来ないが、参考のため参加してもらった。A-2V も取得したばかりとのことである。

溶接工 2 （中級者）

経験 11 年

資格 J I S A-3 F, 3 V, 3 H A-2 F,
2 V, 2 O S A-3 F, 3 H J R S

A 級

○必要な資格は有しており、実際に現場で作業に当たる溶接工の多くはこのクラスと考えられる。

溶接工 3 (上級者)

経験 17年

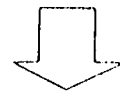
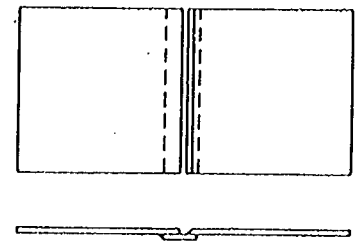
資格 J I S A-3 F, 3 V, 3 H A-2 F,
2 V, 2 O N-2 F, 2 P N-3 F,
3 V, 3 H S A-3 F, 3 H J R S

A, H 級

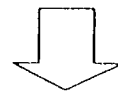
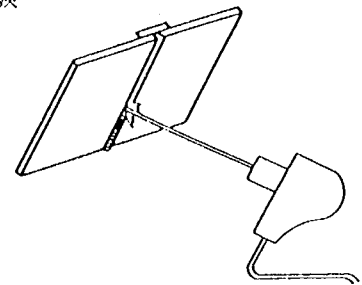
従事溶接法 手溶接, C O₂ 半自動溶接

○経験豊富, コンクール優勝の経験あり。

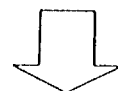
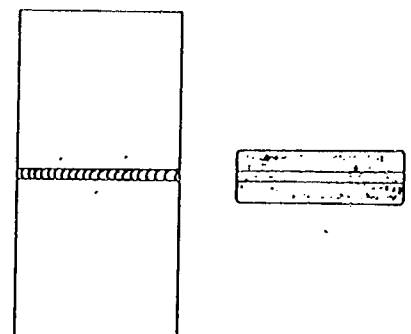
1) 供試体の製作



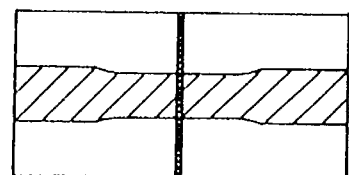
2) 施工試験



3) 検査



4) 疲労試験



6-4 試験方法

6-4-1 試験の概要

本試験は施工試験と疲労試験の2段階からなる。その工程を以下に説明するとともに、図6-4-1に示す。

1) 施工試験供試体用の鋼板を切断、開先をとり裏当金を溶接して組立てる。(供試体の製作)

2) 治具を用いて供試体を固定、現場の条件を再現して継手部を溶接する。同時に作業時間、電流等の施工データを記録する。(施工試験)

3) 外観検査および放射線透過検査により継手の品質を評価する。(検査)

4) 検査結果を参照して施工試験供試体から疲

図 6-4-1 試験の概要

労試験片を切出し、試験を行う。(疲労試験)

6-4-2 供試体

(i) 施工試験供試体

施工試験用供試体の寸法および形状を図6-4-2および図6-4-3に示す。寸法はトラフリブのウェブに相当する部分を想定して決定した。

供試体の種類は、6-3に述べた溶接条件の組合せにより、表6-4-1に示す30種とし、各1体ずつ製作した。なお、供試体記号の意味は表中に示す通りである。

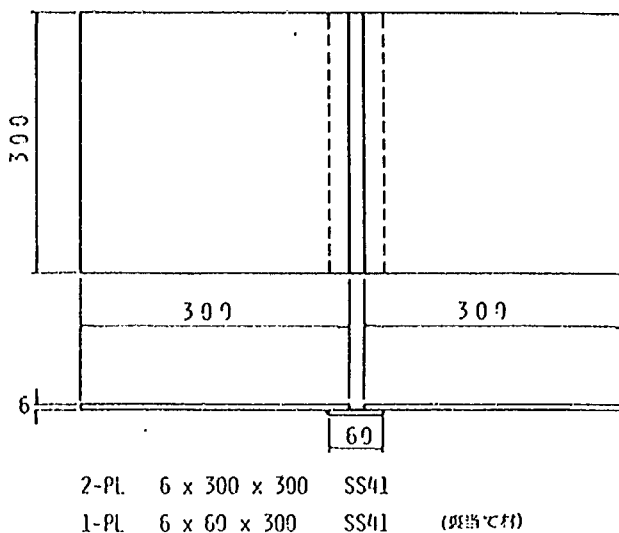


図6-4-2 施工試験供試体の形状、寸法

(2) 疲労試験片

疲労試験片は、施工試験後外観および放射線透過試験の結果を参照し、代表的な欠陥を含む部分から切出して製作した。形状、寸法は図6-4-4に示す通りである。

6-4-3 試験方法

(1) 施工試験

現場における作業条件を再現するため、図6-4-5および写真6-1に示す治具を製作した。治具は供試体をトラフリブのウェブに相当する位置に固定出来るようになっており、最上端の高さは約1.8mである。また、因島大橋

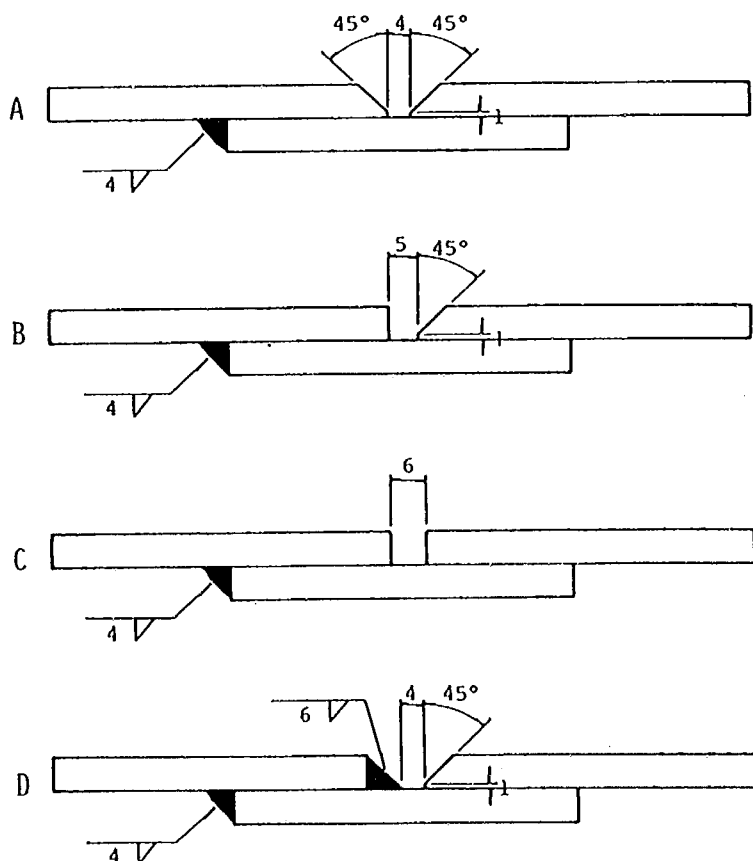


図6-4-3 開先の形状、寸法

表 6-4-1 供試体の種類

記 号	開先角度	縦けた一 リブ間隔	目 違 い	溶接作業者
ABB-1~3	A	B	B	溶接工 1~3 各1体ずつ
BBB-1~3	B	B	B	
CBB-1~3	C	B	B	
DBB-1~3	D	B	B	
BAB-1~3	B	A	B	
BCB-1~3	B	C	B	
BBA-1~3	B	B	A	
BBC-1~3	B	B	C	
AAA-1~3	A	A	A	
CCC-1~3	C	C	C	

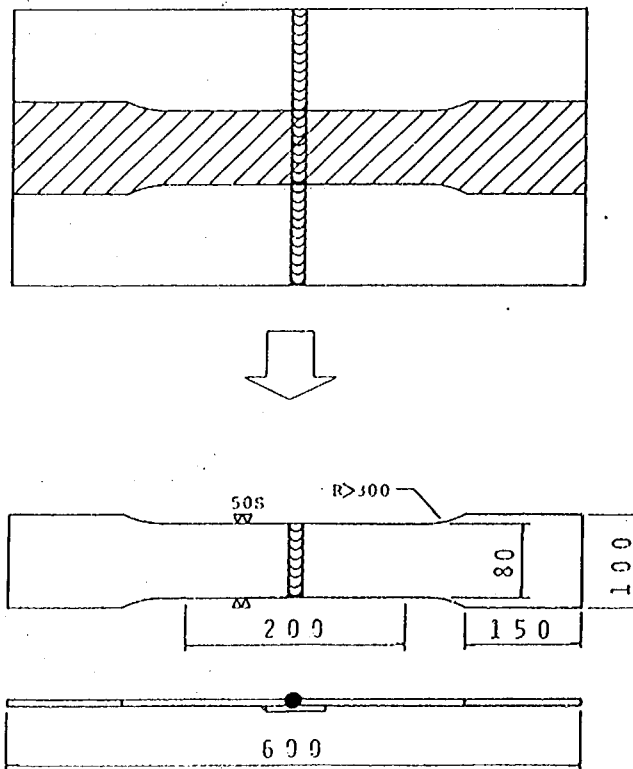


図 6-4-4 疲労試験片の形状，寸法

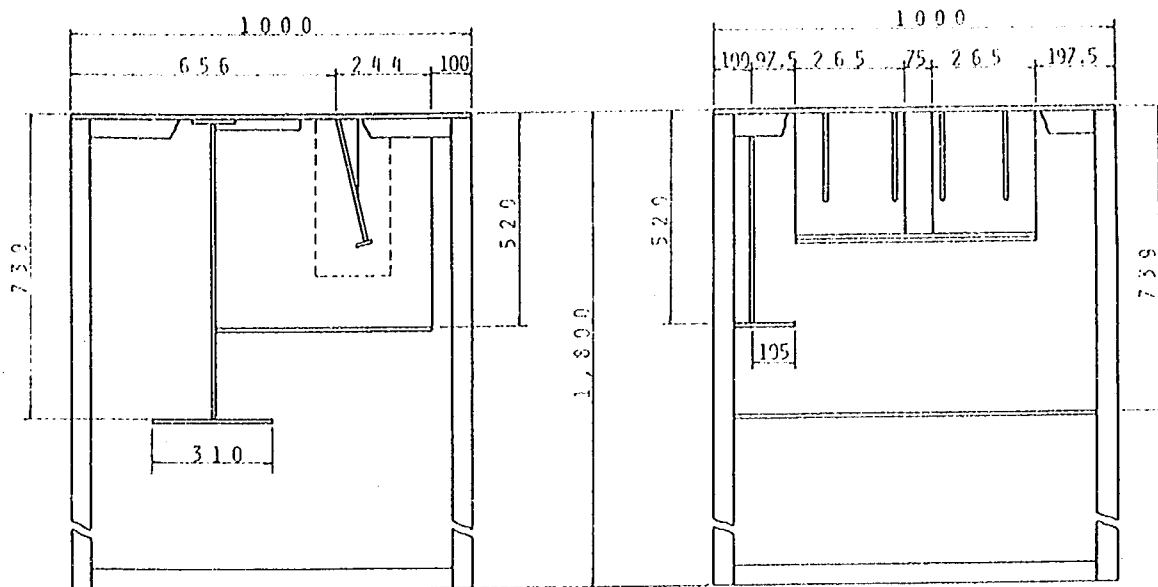


図 6-4-5 施工試験用治具

に使用予定のものと同寸法の縦げたおよび横げたを，任意の位置に取付けられるように設計されている。

6-3 に述べた以外の溶接条件は次の通りである。

- 1) 溶接方法 すべて手溶接（被覆アーク溶接）
- 2) 溶接姿勢 上向きに近い立向き（治具使用）
- 3) 溶接方向 上行

- 4) 溶接棒種 軟鋼用（低水素系は不可）

また，以下については作業者の施工しやすい条件を選ぶことにし，その条件を記録した。結果は次の通りである。

- 5) 溶接棒径 3.2 ϕ
- 6) 電 流 105～130A（中心は

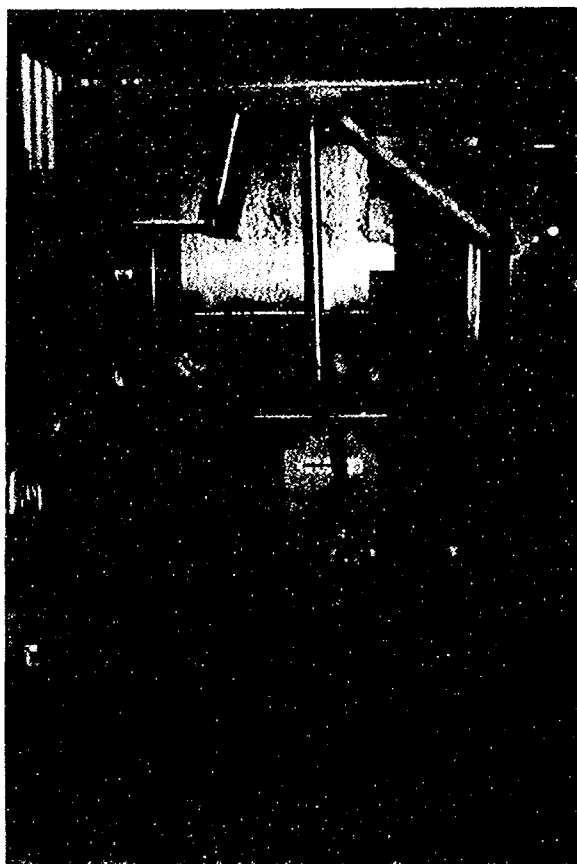


写真 6-1 施工試験用治具

115~120A)

7) 累層法 DBBのみ3層, あとは2層

以上の他, 使用した溶接棒の本数, 所要時間についても記録した。また, 開先部には加工後開先防錆剤を塗布し, 試験の直前にガス炎で除去した。プライマー等塗料は一切使用していない。

なお, 各作業者ととも試験前に一休ずつ練習を行っている。

(2) 疲労試験

この疲労試験では主目的を各種溶接欠陥が継手の疲労強度におよぼす影響の大小を比較する点に置くことにし, 載荷方法としてビーチマーク法を採用することにした。

ビーチマーク法というのは, 載荷荷重を規則的に変化させて疲労試験を行い, 疲労破面に残る荷重変化の痕跡(ビーチマーク)を利用して疲労きれつの発生および進展挙動について知ろうとする方法である。これにより, きれつの発生時期を推定することが可能である。また, 荷重の変化を一定とすることにより, 疲労強度について相対的な評価を下すことも出来る。

今回の試験では, 図6-4-6に示すように, 上限を一定とし下限が5万回毎に変化する2段ブロック荷重とした。

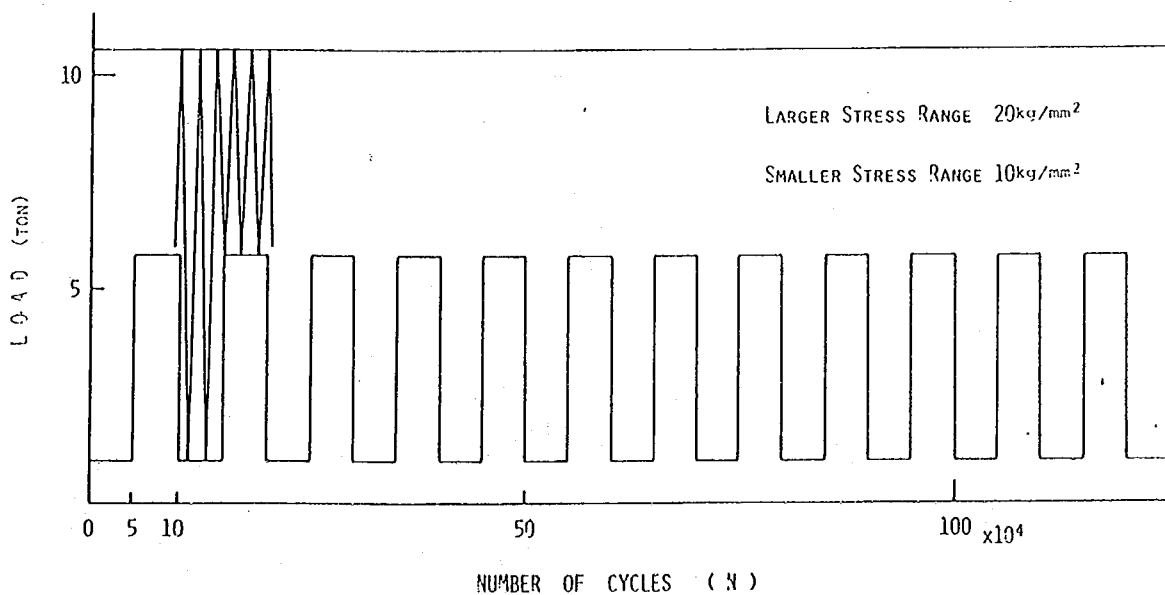


図 6-4-6 ビーチマーク試験に用いたブロック荷重

6-5 施工試験結果

6-5-1 外観検査

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。結果を表6-5-1に、溶接後の供試体の状況を写真6-2～4に示す。なお、溶接工1による供試体は明らかに品質が劣るため、外観検査の対象からはずした。

外観検査の結果、縦げた一リブ間隔(ℓ)の影響が顕著であった。アンダーカットの発生率に注目すると、 $\ell=300\text{mm}$ とした場合(A)には1体も発生していないのに対し、 $\ell=200\text{(B)}$ では12体中3体、 $\ell=150\text{(C)}$ では4体全部に発生しており、 ℓ が小さい程欠陥の発生率が高くなっている。

表6-5-1 表面欠陥

溶接工2

供 試 体			欠 陥		
開 先	縦 リ げ ブ た 間 隔	目 違 い 量	アンダーカット		アーク ストライク 個
			箇所	(深さmm)	
A	B	B	2	0.4 0.6	2
B	B	B	0		2
C	B	B	2	0.6 0.6	3
D	B	B	0		7
B	A	B	0		5
B	C	B	3	0.3, 0.3 0.6	3
B	B	A	0		3
B	B	C	0		5
A	A	A	0		4
C	C	C	3	0.8, 0.6 0.5	3

溶接工3

供 試 体			欠 陥		
開 先	縦 リ げ ブ た 間 隔	目 違 い 量	アンダーカット		アーク ストライク 個
			箇所	(深さmm)	
A	B	B	0		2
B	B	B	0		0
C	B	B	0		2
D	B	B	0		2
B	A	B	0		0
B	C	B	3	0.9, 0.8 0.4	4
B	B	A	0		0
B	B	C	1	0.7	4
A	A	A	0		2
C	C	C	1	0.6	6

注) アンダーカットは深さ0.3mm以上のもののみ計上

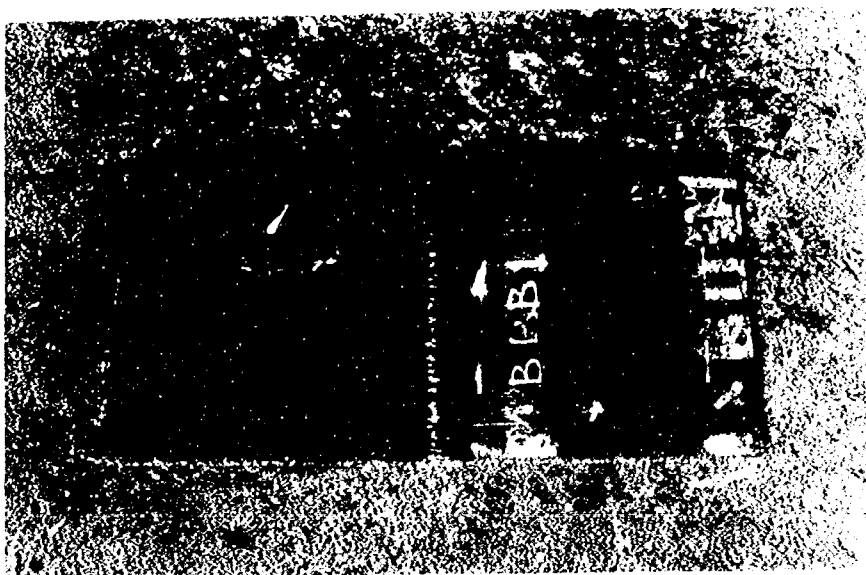


写真 6 - 2 継手表面の状況 (1)

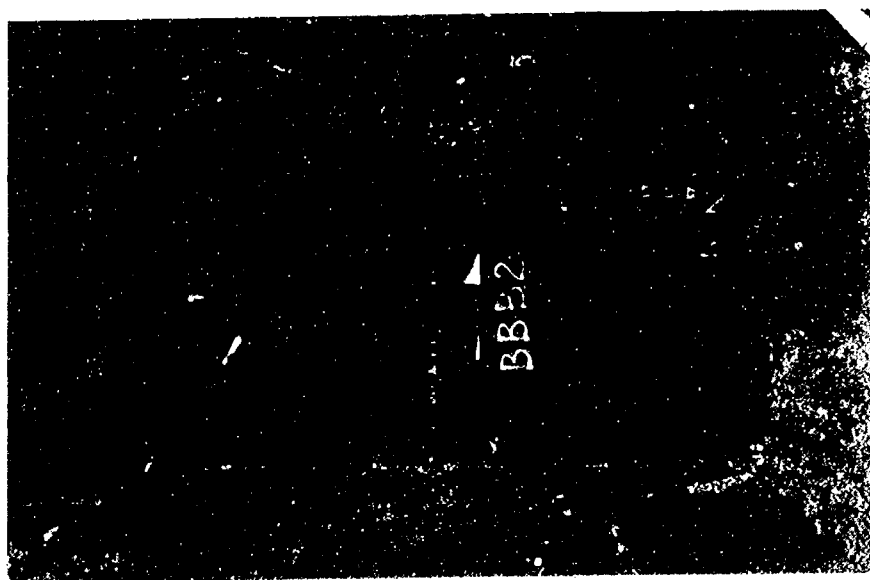


写真 6 - 3 継手表面の状況 (2)

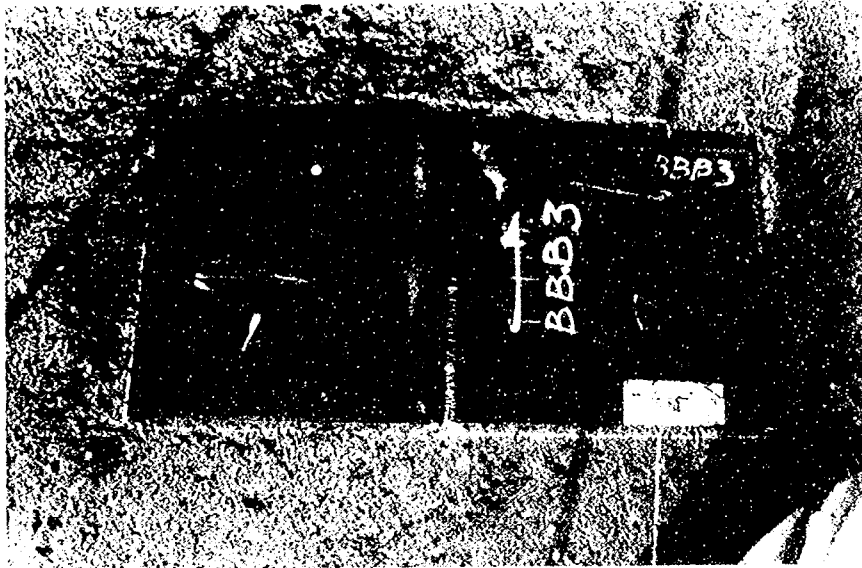


写真 6 - 4 継手表面の状況 (3)

開先のとり方と表面欠陥の相関はほとんど見られないが，開口の小さいBあるいはC開先（開口量 1 0 および 6mm）の方がビード表面の波の形状が整っており，AやD（開口量 1 4 および 1 5 mm）では波がやや粗くなっているような傾向がある。

6 - 5 - 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 に従って継手品質を評価した。透過写真を写真 6 - 5 ～ 3 4 に示す。BBB3およびBBC3に大きな円形の影がみられるが，これは溶込みを考えるあまり裏当て金を溶融部が貫通したためであり，ここでは他の欠陥とは区別して考えた。

検査の結果すべての供試体が4級となり，工場溶接（前年度，下向き姿勢，すべて1級）の場合と比較して，継手の品質水準がかなり低いことが明らかになった。

すべてが4級ということでは溶接条件による比較が出来ないため，下記のようにJISを拡張した暫定基準を設けて評価をし直した。

暫定基準

- 欠陥の種類の分類および点数あるいは長さの算定方法はJISの通りとする。

F02

→ ABB1 T13-6

写真 6 - 5

F02

→ ABB2 T13-6

F02

写真 6 - 6

F02

→ ABB3 T13-6

F02

写真 6 - 7

F02

→ 8881 T13-6

写真 6 - 8

F02

→ 8882 T13-6

写真 6 - 9

F02

→ 8883 T13-6

写真 6 - 10

F02



GBB1 T13-6

写真 6-11

F02



GBB2 T13-6

写真 6-12

F02



GBB3 T13-6

写真 6-13

FO2
[REDACTED] → DBB1 T13-6

写真 6-14

FO2
[REDACTED] → DBB2 T13-6

写真 6-15

FO2
[REDACTED] → DBB3 T13-6

写真 6-16

F02

→ BAB1 T13-6

写真 6-17

F02

→ BAB2 T13-6

写真 6-18

F02

→ BAB3 T13-6

写真 6-19

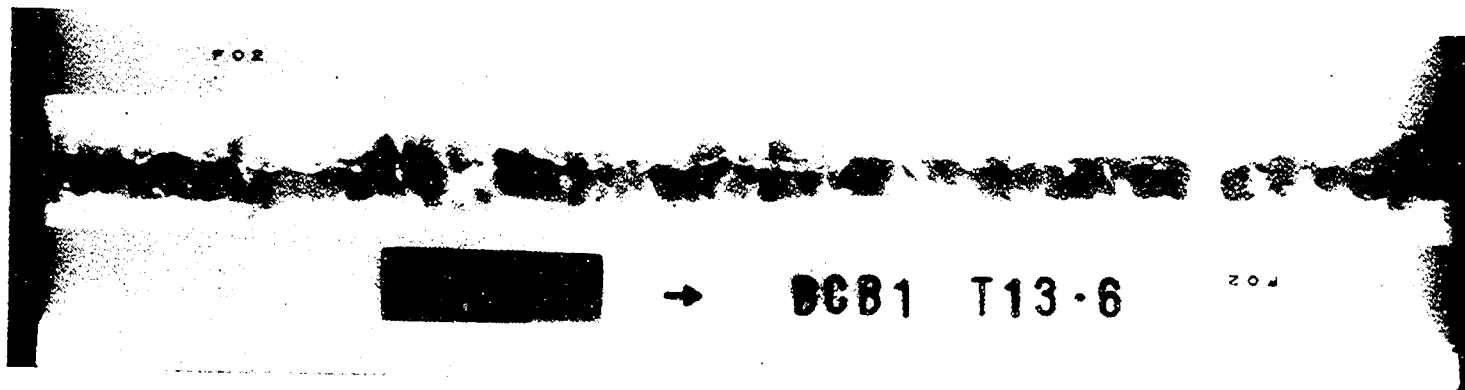


写真 6-20

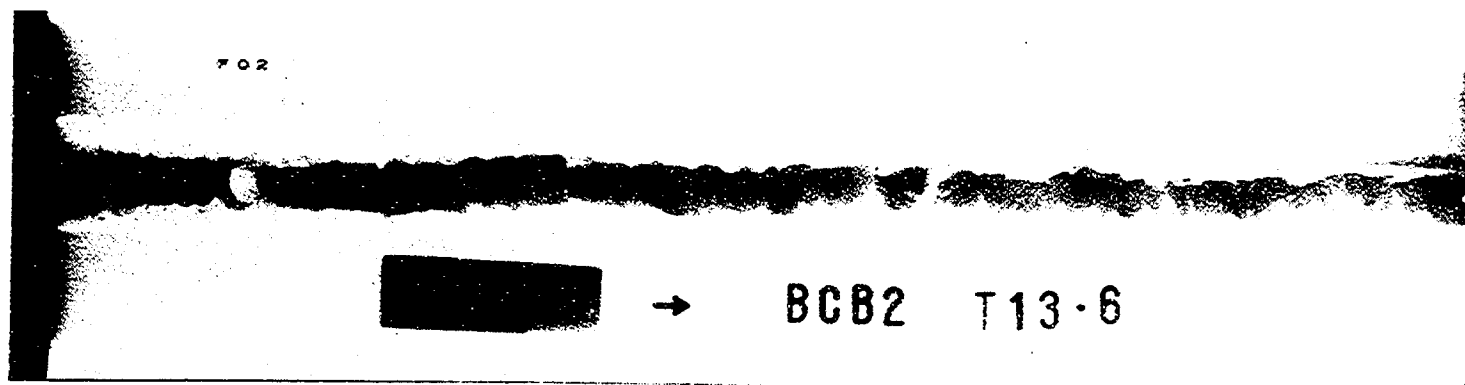


写真 6-21

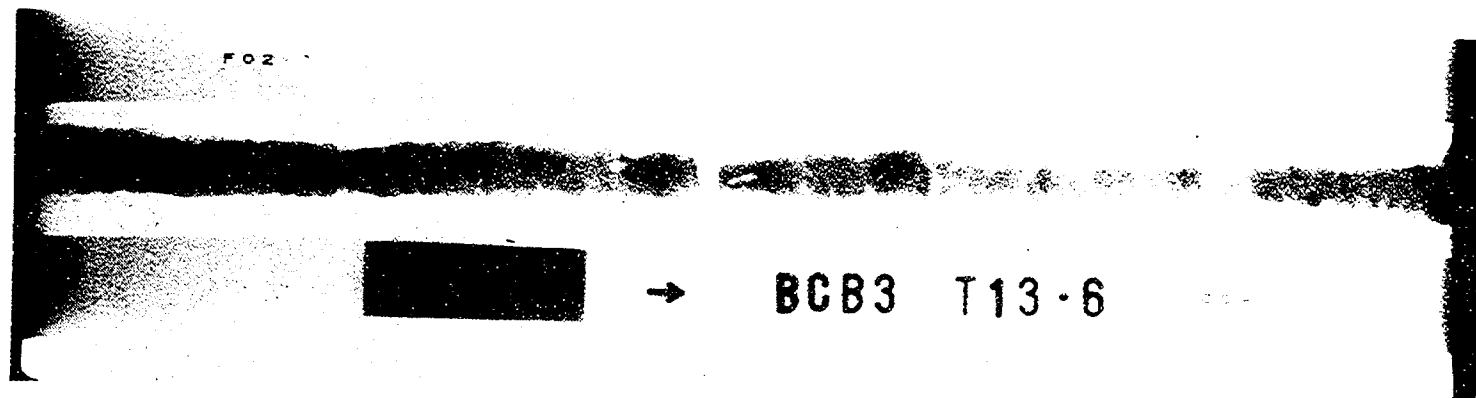


写真 6-22

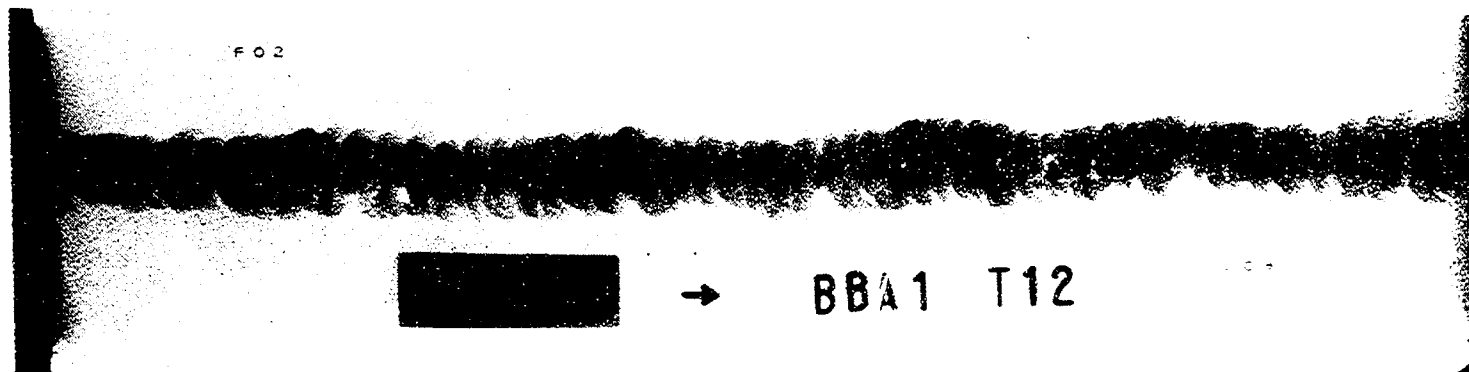


写真 6-23

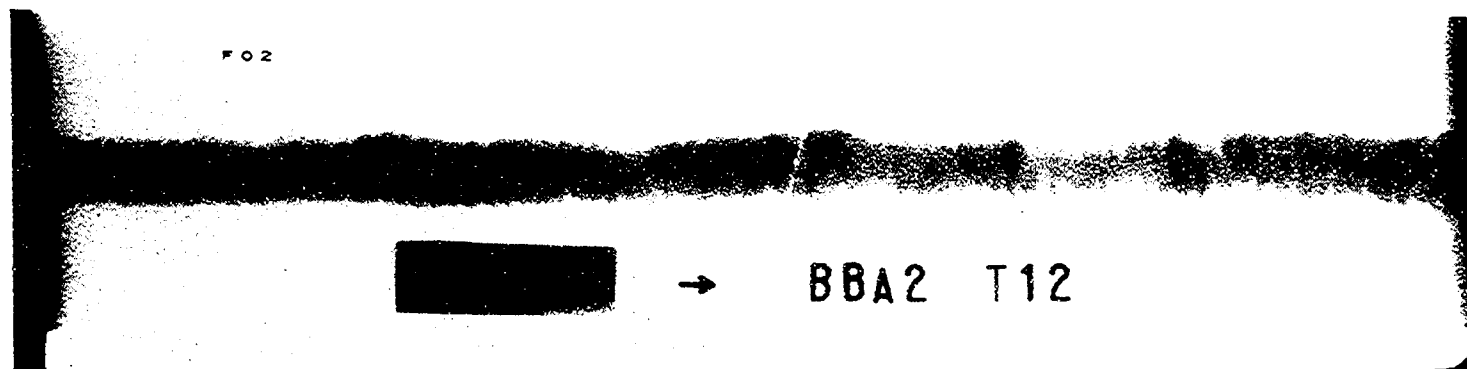


写真 6-24



写真 6-25

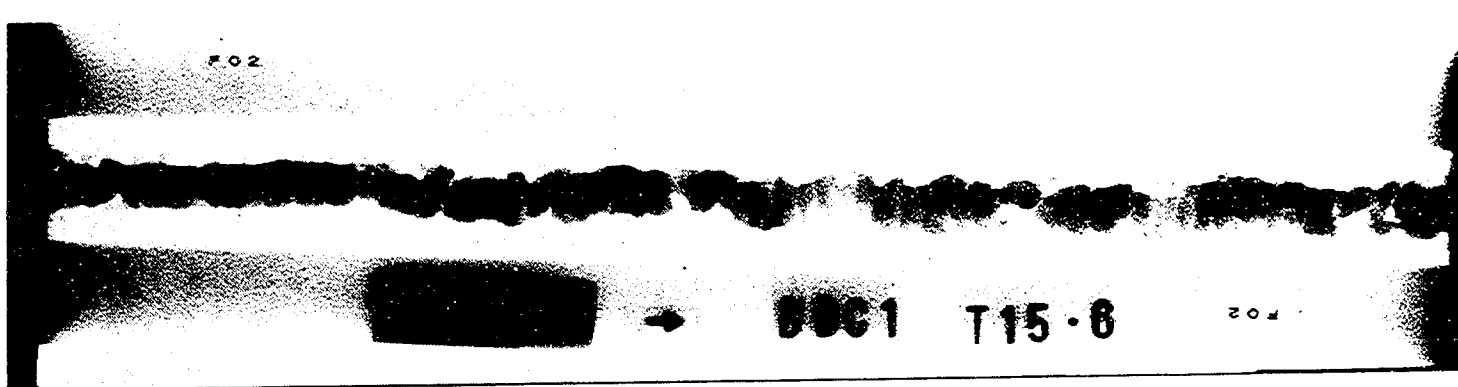


写真 6-26

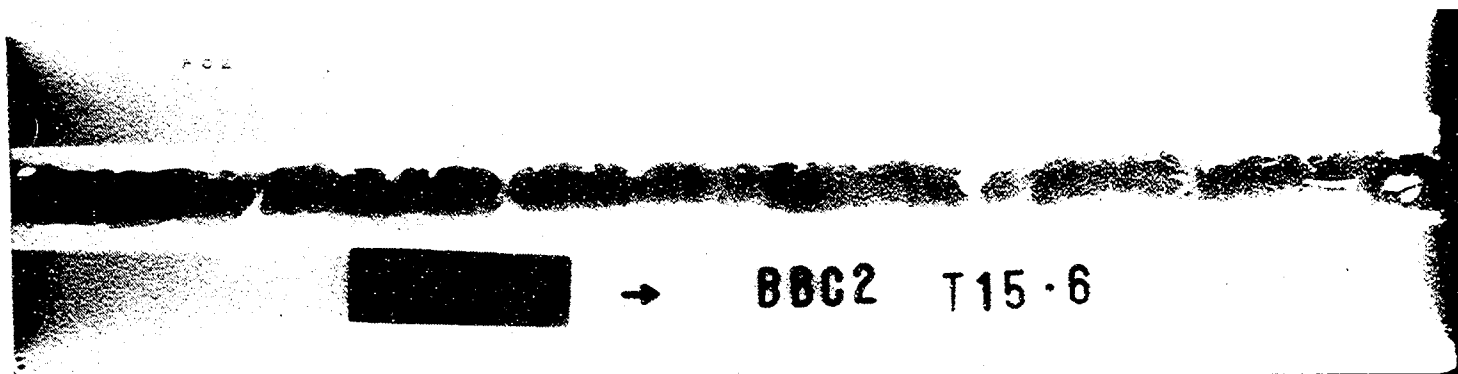


写真 6-27

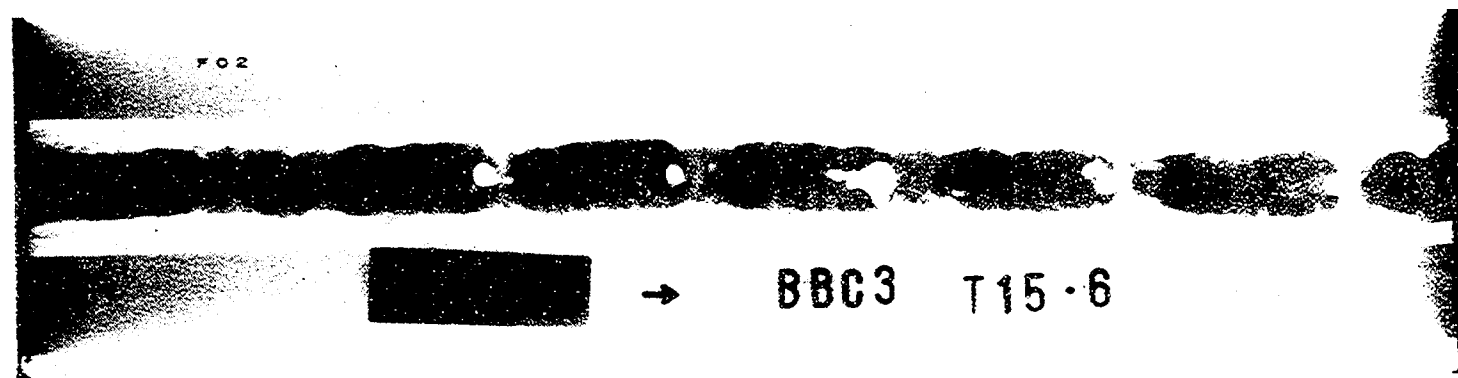


写真 6-28

F02



AAA1 T12

F02

写真 6-29

F02



AAA2 T12

F02

写真 6-30

F02



AAA3 T12

F02

写真 6-31

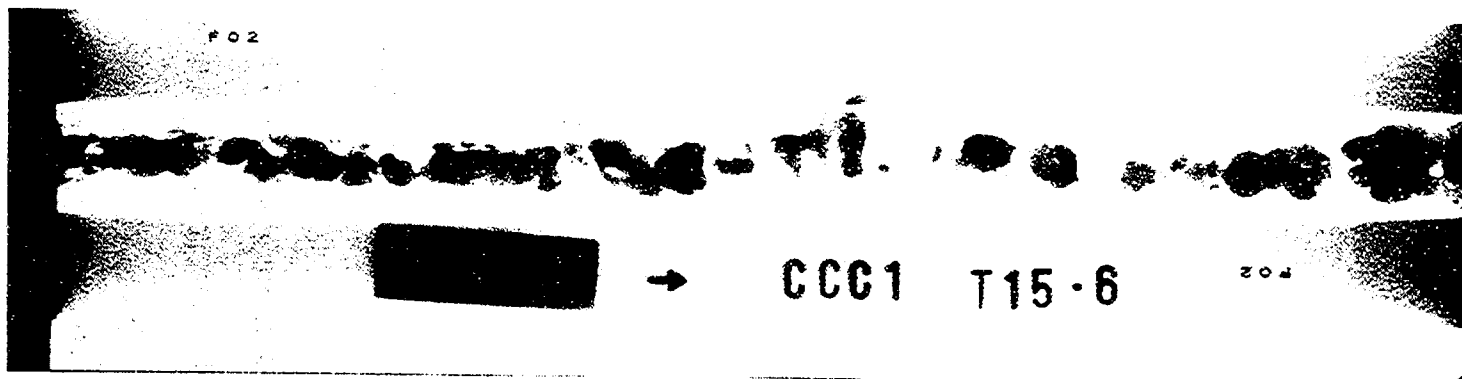


写真 6-32

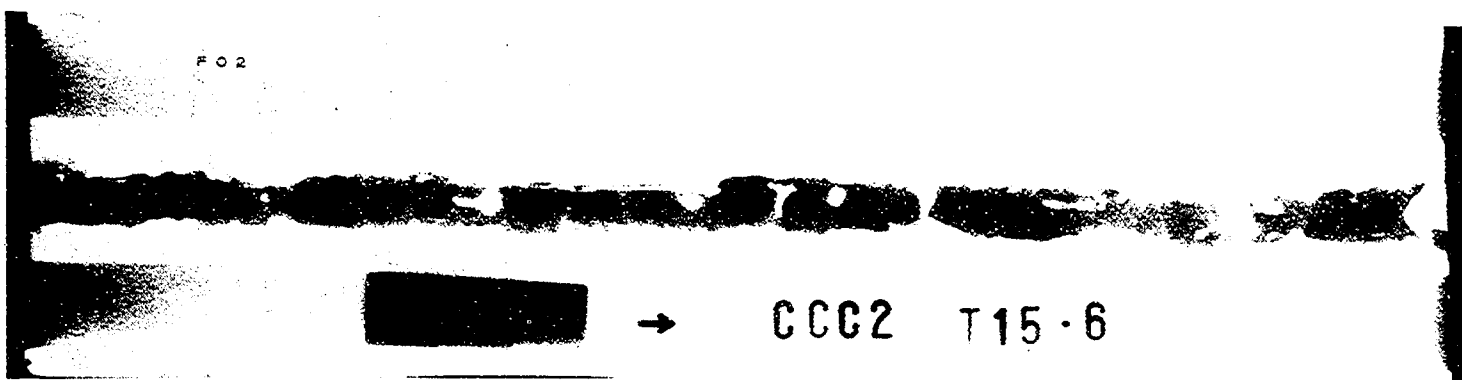


写真 6-33

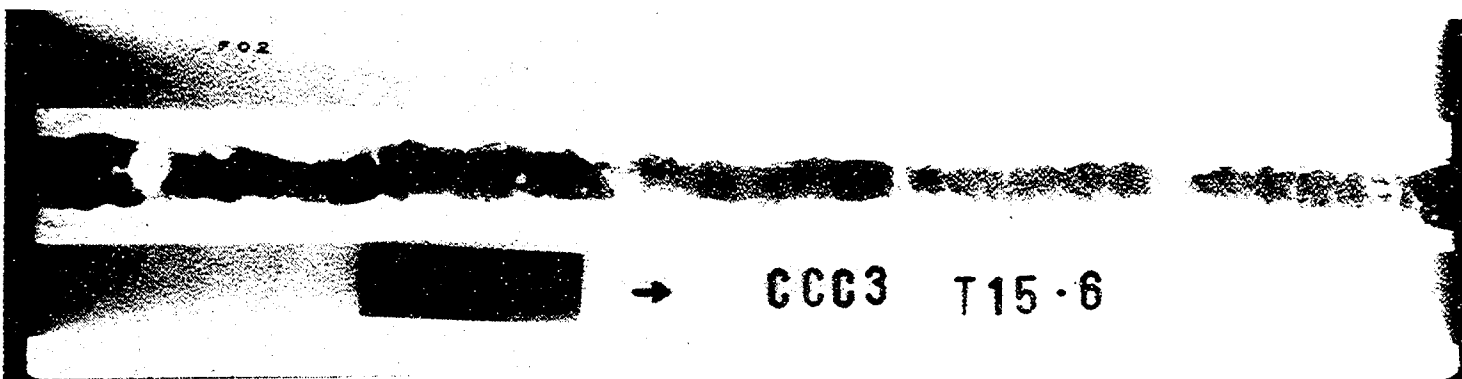


写真 6-34

- 第1種および第2種の欠陥が、それぞれについて最悪になる部分を判定の対象とする。
- 等級は欠陥の種類ごとに決め、混在した場合に1等級下げるようなことはしない。
- 第3種欠陥については、その有無について記録する。
- 等級の区分は以下の通りとする。

(J I S)

第1種	1級	1点以下	(1点以下)
	2 "	3 "	(3 ")
	3 "	6 "	(6 ")
	4 "	12 "	(12点をこえるもの)
	5 "	24 "	(なし)
	6 "	24点をこえるもの	
第2種	1級	3 mm 以下	(3 mm 以下)
	2 "	4 "	(4 ")
	3 "	6 "	(6 ")
	4 "	12 "	(12 mmをこえるもの)
	5 "	24 "	(なし)
	6 "	24 mmをこえるもの	

暫定基準により写真の等級を再判定した結果を表 6-5-2 に示す。なお、溶接工 1 による供試体は、写真にみられるように明らかに品質が劣るため、再判定からは除外した。

判定結果によれば、第1種欠陥（ブローホール）の発生は今回検討の対象とした要因によって、ほとんど変化しないことがわかる。ブローホールの発生を抑えるためには、溶接棒を変えるなど、他の条件を改める必要があると考えられる。

疲労強度に対しては、球形に近いブローホールよりも細長い形状をもつ第2種欠陥（スラグ巻込み）の方が影響が大きいものと考えられるが、第2種欠陥の発生については次のような傾向がみられる。

まず、縦げた一リブ間隔の広い（300 mm）BAB および AAA 供試体の継手で比較的良好な結果が得られており、スラグ巻込みの防止には縦げた一リブ間隔を広くすることが最も有効であることを示している。

また、開先についてはV形状となるAおよびDがやや好成績であり、ルート部の溶込みの難

表 6-5-2 放射線透過検査結果 (暫定基準による)

溶接工 2

供 試 体			欠 陥				
開 先	縦リ げブ た間 隔	目 違 い 量	第 1 種 (ブローホール)		第 2 種 (スラグ巻込み)		第 3 種 (われ, 不溶着) 有・無
			等級	点	等級	mm	
A	B	B	4	8	6	39	—
B	B	B	4	7	6	28	—
C	B	B	3	6	6	(472)	有
D	B	B	4	10	5	13	—
B	A	B	5	24	4	10	—
B	C	B	4	7	6	50	—
B	B	A	3	4	6	72	—
B	B	C	4	11	6	137	—
A	A	A	4	7	1	3	—
C	C	C	5	13	6	(242)	有

溶接工 3

A	B	B	4	11	1	1	—
B	B	B	3	6	6	146	—
C	B	B	4	8	6	28	—
D	B	B	4	9	5	19	—
B	A	B	3	6	4	8	—
B	C	B	4	8	6	27	—
B	B	A	4	8	5	24	—
B	B	C	4	8	6	35	—
A	A	A	4	7	1	2	—
C	C	C	5	15	6	52	—

易がこの種の欠陥の発生にある程度影響するものと考えられる。C開先については溶接工2のCBBおよびCCCのいずれについても不溶着部が生じており、ルート部の十分な溶込みを得ることが難しいことを示している。

目違い量の多少は必ずしも欠陥の大小とは対応しておらず、継手品質を大きく左右するものではないが、表6-5-3に示すように、溶接量に大きな差がみられる。

表 6-5-3 目 違 い 量 と 溶 接 量 の 関 係

記 号	溶 接 工 1		溶 接 工 2		溶 接 工 3	
	溶 接 棒	溶接時間	溶 接 棒	溶接時間	溶 接 棒	溶接時間
B B A	8(本)	5 9 3 (S)	8(本)	4 9 0 (S)	9(本)	5 1 8 (S)
B B B	8	5 2 9	9	5 9 5	1 0	6 5 2
B B C	1 0	6 7 8	1 0	7 2 1	1 2	8 0 0

今回の試験で発生した第3種欠陥は、ルートフェイスに沿った不溶着部であり、溶接工1ではBおよびC開先に、溶接工2ではC開先の場合に発生し、溶接工3では発生しなかった。この傾向は3者の施工データに現われており、表6-5-4に示すように、上級者程1パス目、すなわちルート部の溶込みに時間をかけた施工を心がけているのがわかる。

表 6-5-4 溶 接 工 の 技 量 と 溶 接 時 間

溶 接 者	1 パ ス		2 パ ス	
	溶接棒(本)	溶接時間(S)	溶接棒(本)	溶接時間(S)
溶 接 工 1	4.2	2 5 7	5.2	3 4 0
溶 接 工 2	5.2	3 3 6	4.0	2 7 2
溶 接 工 3	5.8	3 6 6	4.0	2 6 8

注) DBBを除く9体の平均値

6-5-3 横げたの影響

右利きの溶接作業者が、縦げたを背にかつ横げたを左側に置いて溶接する場合、継手と横げたとの距離が小さいと、施工が不可能になる可能性がある。施工試験用治具に横げたを取付け、施工可能となる距離を調べたところ、溶接工の体格にもよるが600mmが限界となることがわかった。今回はこれ以上の詳しい調査はしていないが、設計上注意を要する点だと考えられる。

6-6 疲労試験結果

6-6-1 疲労破面の観察

疲労試験後、破断に至るまでの载荷回数 N_F （5万回単位）を記録するとともに、破断面を観察して疲労きれつの発生源となった欠陥、ならびにきれつが発生した载荷回数 N_C を推定した。

破断面の例を写真6-35～37に示す。写真は破断した試験片を、余盛側を合わせて重ねた状態で示している。写真6-35はルート部に生じた欠陥（スラグ巻込み）から、写真6-36は余盛止端部から疲労きれつが発生したことを示すビーチマークが確認出来る。写真6-37はルートフェイスに沿った不溶着部が生じたものの一例で、この供試体は最初の5万回以内に破断してしまったためビーチマークはみられない。

ビーチマークの観察は、必要に応じルーペを用いて行ったが、初期に入った疲労破面は、その後の荷重繰返しにより破損したり、油分の侵入により汚染されたりしてビーチマークの確認が難しかったため、 N_C については参考値を示すに留めた。

N_C の推定値は、写真6-35に示すように最後の破断面からビーチマークを利用し逆算して求めた。例えば、写真6-35では、最終破断は60～65万回であり、1本のビーチマーク（55～60万回に相当）が確認出来ることから N_C は50～55万回と推定出来る。

6-6-2 試験結果

疲労試験の結果を表6-6-1および2に示す。表の左半分が疲労試験の結果であり、破断回数 N_F を●印で、疲労きれつ発生回数 N_C を○印で示し、さらに疲労きれつの発生位置を合わせて記した。右半分はそれぞれの試験片に含まれている欠陥を示している。

溶接工2による試験片と3によるものを比較すると、溶接工3によるものの方が疲労強度の面でばらつきが少なく、不利な施工条件をかなりの部分まで腕でカバーし得ていることがわかる。これに対し溶接工2の場合、は施工条件の難易がそのまま疲労強度に反映されている。

破断を確認した22体のうち15体まではビート表面余盛止端部からきれつが発生しており、



写真 6-35 破断面 (1)
(ルート部より破断)



写真 6-36 破断面 (2)
(止端部より破断)

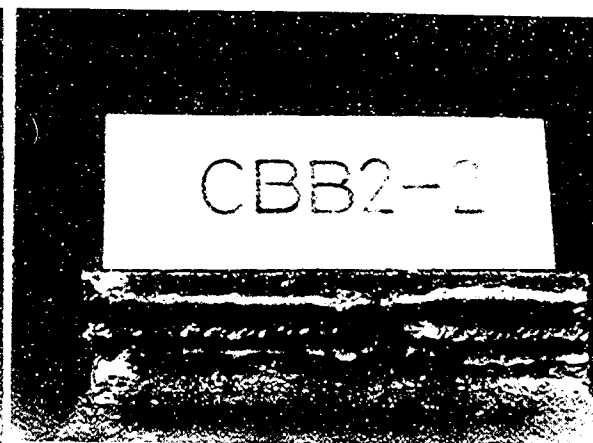


写真 6-37 破断面 (3)
(不溶着部より破断)

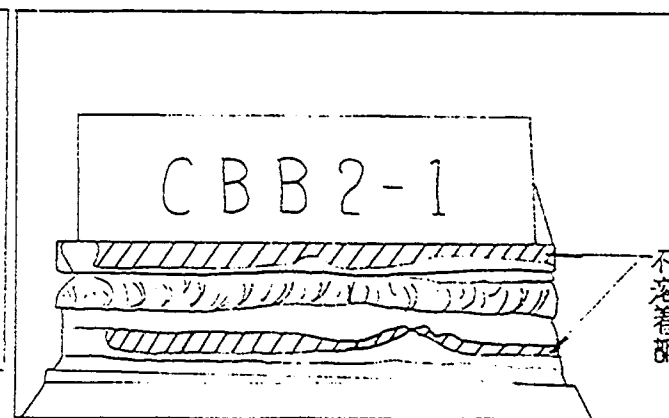
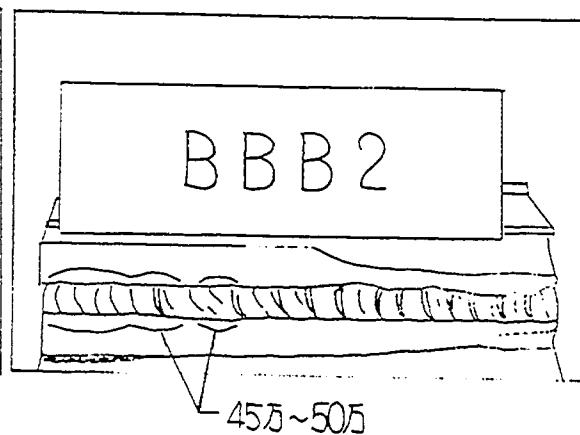
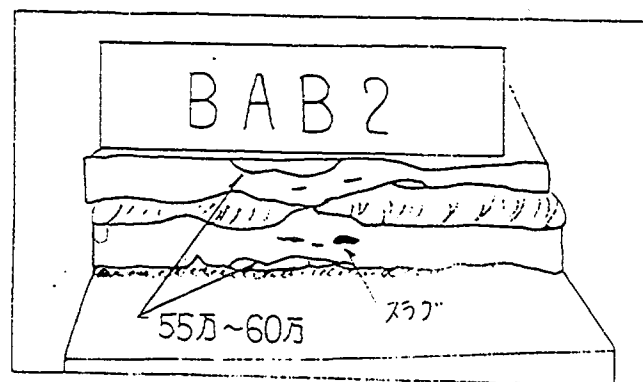
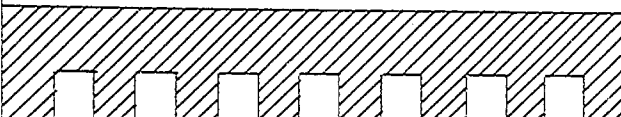


表 6-6-1 疲労試験結果 (1)

記 (溶 接 工 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	20	30	40	50	60	70	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
ABB					○		●								止 端 部	—	39mm	4 点	—	—	
BBB						○	●								止 端 部	—	28mm	—	—	—	
CBB1	●														不 溶 着		○	—	—	—	
CBB2	●														不 溶 着		○	—	6 点	0.6mm	2 ケ
DBB					○	●										止 端 部	—	13mm	—	—	—
BAB								○	●						ル ー ト 部 スラグ巻込み		—	10mm	—	—	1 ケ
BCB	○			●											スラグ巻込み		—	50mm	—		1 ケ
BBA				○	●											止 端 部	—	—	—	—	1 ケ
BBC				○				●								止 端 部	—	—	—	—	2 ケ
AAA1				○				●								止 端 部	—	—	7 点	—	2 ケ
AAA2																					
CCC	●																○	—	3 点	極端なビード不整(凹)	—

表6-6-2 疲労試験結果(2)

記 (溶 接 工 号3)	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	20	30	40	50	60	70	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
ABB1					○	●								止 端 部	—	3mm	—	—	—
ABB2						○	●							止 端 部	—	—	2点	—	1ヶ
BBB		○	●										ル ー ト 部 スラグ巻込み		—	146mm	—	—	—
CBB					○	●								止 端 部	—	—	5点	—	—
DBB			○	●										止 端 部	—	19mm	7点	—	1ヶ
BAB						○	●						ル ー ト 部 スラグ巻込み		—	8mm	4点	—	—
BCB		○		●										止 端 部	—	27mm	5点	0.9mm 0.8mm(2ヶ)	2ヶ
BBA						○	●							止 端 部	—	24mm	—	—	—
BBC			○		●									止 端 部	—	35mm	5点	—	1ヶ
AAA1		○		●										止 端 部	—	—	7点	—	—
AAA2		○			●									止 端 部	—	2mm	—	—	1ヶ
CCC																			

ほとんどの溶接欠陥よりも仕上げしない余盛止端の方が、疲労に対する切欠き効果が大きいという結果になった。ただし、今回の試験では溶接による変形（余盛を内側としたくの字形）を残したまま載荷したので、この影響がある程度現われたことも考慮する必要がある。

表面からきれつが発生したものの中でも、 N_F は 30 ～ 55 万回とかなりの開きがあり、目視では判断出来ないビード表面の仕上り状態の良否が現われている。この中で最も良い結果となったのは B A B 試験片で、縦げた一リブ間隔 (l) を広くしたものである。反対に l を小さくした B C B 試験片は早く破断している。また、すべてを好条件とした A A A 試験片では必ずしも好結果となっていないのが注目されるが、これは開先の開口部が 14 mm と、 3.2ϕ という細い径の溶接棒に対しかなり広いことと関係があるものと推測される。

また、余盛止端からきれつが発生した供試体についてアンダーカットの位置ときれつ発生位置とを比較したが必ずしも一致しなかった。また、アークストライクについても破断に関与したものは一つも見られなかった。したがって今回見られた程度の表面欠陥は、この形式の継手において疲労上の重大な欠陥とはならないということが出来よう。

次に溶接内部の欠陥できれつ発生の原因となったものをひろい上げると、ルートフェイスに沿った不溶着部、ルート部に生じたスラグ巻込みもしくはブローホール、ならびに極端に大きなスラグ巻込み (50 mm) ということになる。その他の比較的小規模な欠陥 (もっとも J I S によれば最下級の 4 級と評価されるが) は、仕上げしない上向き姿勢による突合せ継手にあっては、疲労強度を低下させるような影響はおよぼさないというのが本試験の結果である。

また、不溶着部を生じた 3 体についてはすべて 5 万回以内に破断しており、あらためて不溶着部を生じさせないことの重要性を確認することとなった。

疲労きれつ発生回数 N_c は、止端部から発生したものの平均で N_F の約 60%，内部欠陥から発生したもので約 65% と予想していたよりかなり大きい。前に述べた通り N_c の推定が困難であったこともあってばらつきが多く、ここでは参考までに結果を示すに留めることにする。

6-7 まとめ

以上の試験を通じ、現場で施工される鋼床版トラフリブ溶接継手の品質は、工場溶接の水準に較べかなり低いものであることが明らかになった。

また、疲労強度に対し影響が大きいのは、ルート部周辺に発生する溶接欠陥とビード表面余盛止端部の仕上りの良否であることがわかったが、この点に注目し望ましい溶接条件について述べ

ると次の様になる。

1) 縦げたーリブ間隔(ℓ)は、現行の要領案では150～200mmの範囲と規定されているが、
確実な施工をするためには少なくとも300mm以上とするのが望ましく、それによる効果は
他の溶接条件を改善することによりもはるかに大きい。 ℓ を大きくすれば当然舗装に悪影響を
およぼすことになるが、これについては他に解決策があるものと思われる。

2) 開先は ℓ が300mm以上確保出来るならば、Bの片開先で十分であるが、この場合溶接作
業者に対し手前側となる側に開先を取る様注意する必要がある。縦げたに隣接しないリブの継
手についても同様のことが言える。やむを得ず ℓ を200mm以下とする場合には、ルート部
の溶込みを考慮してA開先とし、さらに余盛止端を仕上げるなどの配慮が必要である。

ルート部を予め溶接するD開先については特に問題は見られなかったが、開先を省略するC
タイプは避けるべきである。

3) 目違い量については溶接量が増えること以外大きな問題はない。

4) 溶接作業員については所定の資格を有する者であれば問題ないが、特にルート部の溶け込みに
注意して施工するよう指導する必要がある。

以上が本年度の調査で得られた結果であるが、今後の課題として疲労強度の定量的な把握をす
ることが必要だと考えられる。

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 岩 崎 敏 男
川 島 一 彦
高 木 義 和
相 江 興

7-1 まえがき

本州四国連絡橋にかかわる長大橋の耐震性を地震応答解析により検証するためには、架橋地点周辺の地震発生に関する資料を確率統計的に処理し、架橋地点で想定する地震動入力の強度を適切に評価する必要がある。

本州四国連絡橋の設計震度および地震動入力の強度は、土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準（1974）・同解説によって定められており、これによれば、地震動の設計加速度としては、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180galの設計加速度が、明石海峡周辺の既往の地震発生状況からみてどの程度の意味あいとなるか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（マグニチュード）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、各方面で地震動強度を推定するために利用されているが、解析においては以下の事項を仮定しており、実際の地震発生状況とは必ずしも対応していない。

- (i) 地震の発生頻度は架橋地点の全周にわたり一様としている。
- (ii) 発生し得る地震の規模には上限があるという事実が明確に反映されていない。
- (iii) 大きな加速度を発生させる地震の数は少なく、解析結果がこのような範囲で少数の地震の特性に大きく支配される。

本年度は、以上のような点を検討するために、地震動の加速度期待値を確率論に基づいて検討する方法を開発し、手法の適用性を検討するために従来の方法により種々検討されてきた明石海峡大橋架橋地点を対象として試算を行った。

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

我国では西暦476年にさかのぼって、地震の資料が蓄積されており、気象庁等により地震の規模、発生年月日、震源位置等が整理されている。こうした資料によれば、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次式で表わされるとされている。

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

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、1954年にGutenberg-Richterにより提案されたものであり、 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。たとえば、図7-3-1は、1885年から1980年までの間に東京湾の湾央部を中心とする半径300kmの範囲内に発生した地震の回数 $N(m)$ とマグニチュード M の関係を示したものであり、式(1)がこのような関係をよく表わしているのがわかる。しかしながら、図7-3-1の関係をみると、 M の大きい範囲で式(1)から期待されるよりも地震の発生回数が少なくなる傾向のあることがわかる。これは、地震の規模が有限であるために生じるものであり、このような現象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。

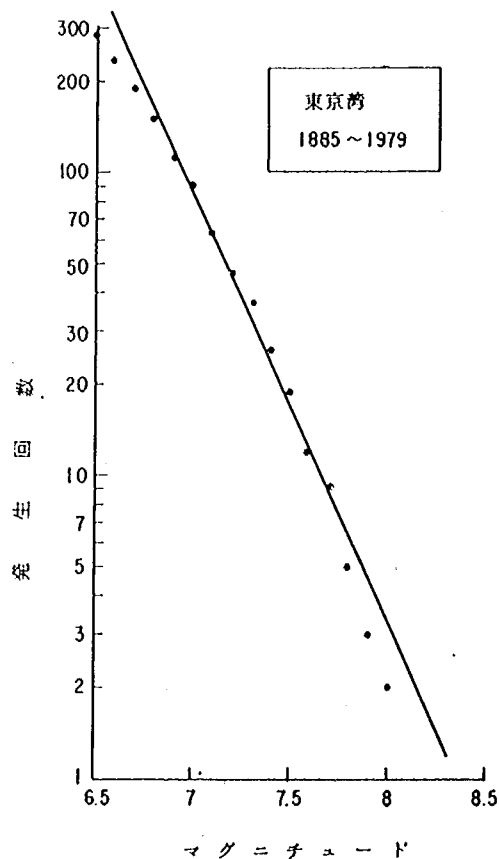


図7-3-1 マグニチュード～発生回数の関係
(東京湾地区 半径300km以内, 1885~1980)

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

もしくは,

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

式(2), 式(3)は一般にそれぞれ, 切りつめた Gutenberg-Richter 式 (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減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。

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

ここで, m_0 は式(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, 地震動の距離減衰特性を次式で与える。

$$y = f(m, r) \quad (6)$$

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)

r : 震央距離 (広義には, 距離減衰の指標となる距離)

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。

$$f(m, r) = A \times 10^{Bm} \times (r + r_0)^C \quad (7)$$

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。

$$\begin{aligned} m &= g_1(y, r) \\ r &= g_2(y, m) \end{aligned} \quad (8)$$

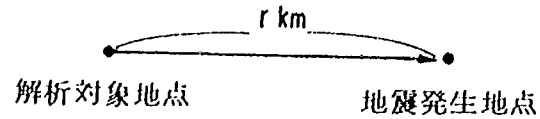
式(4)および式(8)を用いれば, 地震動強度の期待値は以下のように定式化できる。すなわち, いま,

図7-3-2に示すように、地震Eが当該着目地点から距離rの地点に発生し、これによる地震動の最大加速度Yがある設定値yを超える確率は次式で与えられる。

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

ここで、

$$m = g_1(y, r) \quad (10)$$



切りつめたG-R式を用いる場合には、式(9)

の $P(M > m | E)$ は式(4)から次式で与えられる。

図7-3-2 点震源による地震のモデル化

$$P(M > m | E) = 1 - \frac{1 - \exp[-\beta(g_1(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_0)]} \quad (11)$$

いま、地震の発生が空間的にも時間的にも独立の事象であるとすれば、ポアソン分布を仮定できる。この場合には、 $M \geq m_0$ 以上の地震の年平均の地震発生回数を ν とすれば、 $Y > y$ となる地震の年平均回数は $\nu \times P(M > m | E)$ となる。したがって、1年に少なくとも1回 $Y > y$ となる地震の発生する確率 $P(Y > y)_{1年}$ は次式で与えられる。

$$P(Y > y)_{1年} = 1 - \exp[-\nu P(M > m | E)] \quad (12)$$

これより、 $Y > y$ となる地震の再現期間T(年)は次式となる。

$$T = \frac{1}{1 - \exp[-\nu P(M > m | E)]} \quad (13)$$

以上は、地震の発生を1つ1つの点により表わした場合であるが、地震の発生状況は地域的にある一定の様式を持つのが普通である。たとえば、図7-3-3～図7-3-5は、明石海峡大橋架橋地点を中心とし、半径300 km内に発生した地震の位置と規模を、西暦416年～1980年(図7-3-3)、1885～1980年(図7-3-4)および1926～1980年(図7-3-5)について示したものである。これより、明石海峡大橋周辺の地震発生状況は架橋地点の全周にわたって決して一様ではないことがわかる。すなわち熊野灘～紀伊水道沖～土佐沖と結ぶ南海トラフ沿いの巨大地震の発生する地域、根尾谷断層に代表される岐阜県北西部の内陸型巨大地震の発生する地域、紀伊半島周辺の中～小地震の発生する地域、四国～中国地方のように比較的地震発生頻度の少ない地域のようにそれぞれの地域において、地震発生状況は異なっている。ここでいう地震発生状況の違いを要因別に分けると、

- (i) 同一の規模の地震の平均発生回数が異なる、
- (ii) 生じ得る最大の地震の規模が異なる、

AKASHI

LONGITUDE= 135 2 0

LATITUDE= 34 36 0

FORM 416 TO 1980

*****R= 300(KM) *** S.S GE.MAGNITUDE.LT. 6.5 = 0 *****

6.5 CE. MAGNITUDE. LT. 7.0 = 0

```

=====
7. Q GE. MAGNITUDE. LT. 7.5 = O =====

```

7.5 GE. MAGNITUDE. LT. 8.0 =

8. Q. GE. MAGNITUDE. LT. 9.0 = 

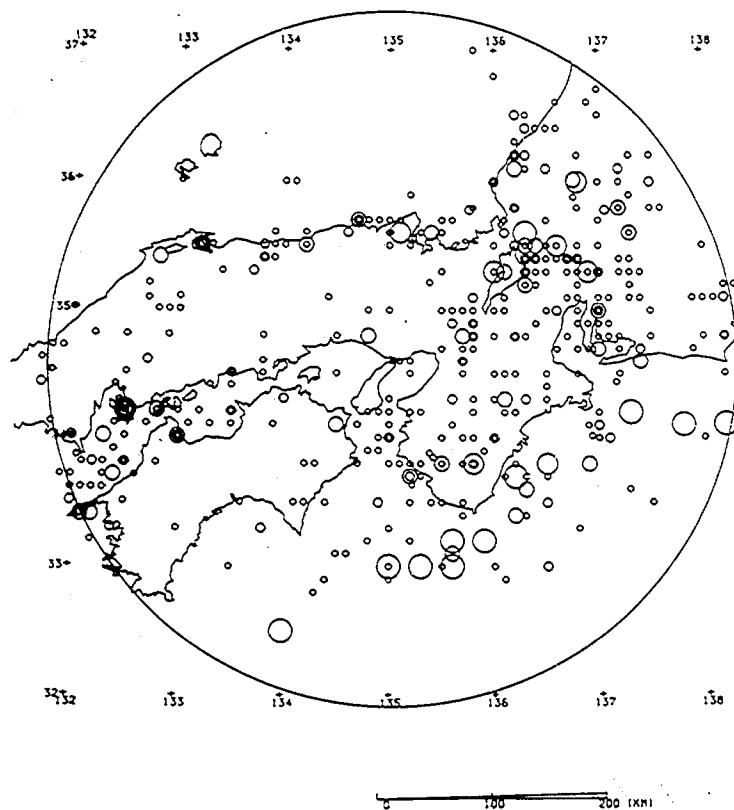


図 7-3-3 明石海峡大橋周辺の地震発生状況(416~1980)

AKASHI

LONGITUDE= 135 2 0

LATITUDE= 34 36 0

FORM 1005 TO 1960

震源深度R= 300(KM) 震级 5.5 CE.MAGNITUDE.LT. 6.5 = 0 震害情况

6.5 GE. MAGNITUDE. LT. 7.0 = 0 秒區表表

7.0 GE. MAGNITUDE. LT. 7.5 =

7.5 GE. MAGNITUDE, LT. 8.0 = 快而暗星

8.0 GE. MAGNITUDE. LT. 9.0 = 

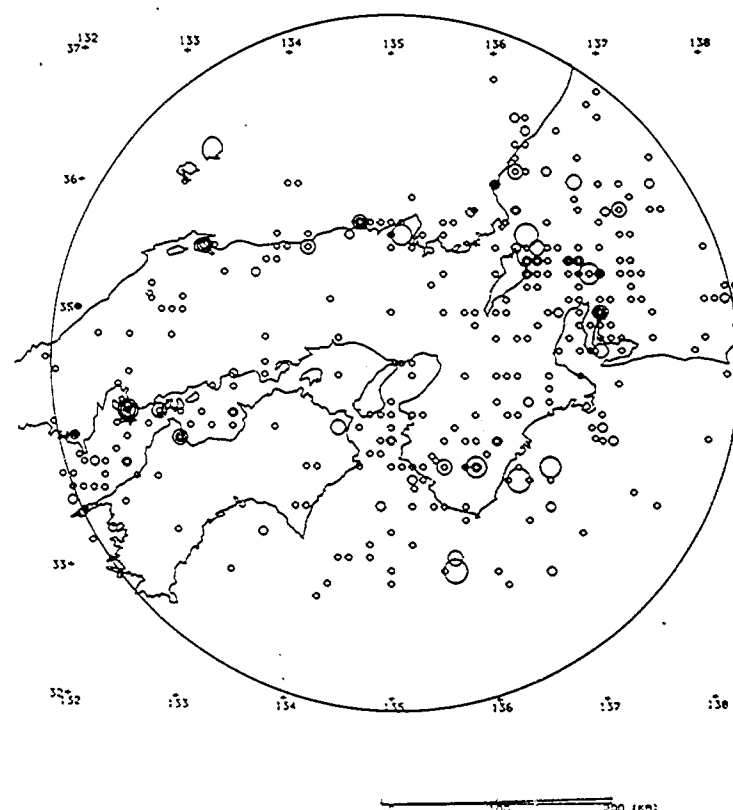


図7-3-4 明石海峡大橋周辺の地震発生状況(1885~1980)

AKASHI
 LONGITUDE= 135 2' 0" 300 (KM) 5.5 GE. MAGNITUDE, LT. 6.5 = ○
 LATITUDE= 34 34' 0" 6.5 GE. MAGNITUDE, LT. 7.0 = ○
 FROM 1926 TO 1980 7.0 GE. MAGNITUDE, LT. 7.5 = ○
 7.5 GE. MAGNITUDE, LT. 8.0 = ○
 8.0 GE. MAGNITUDE, LT. 9.0 = ○

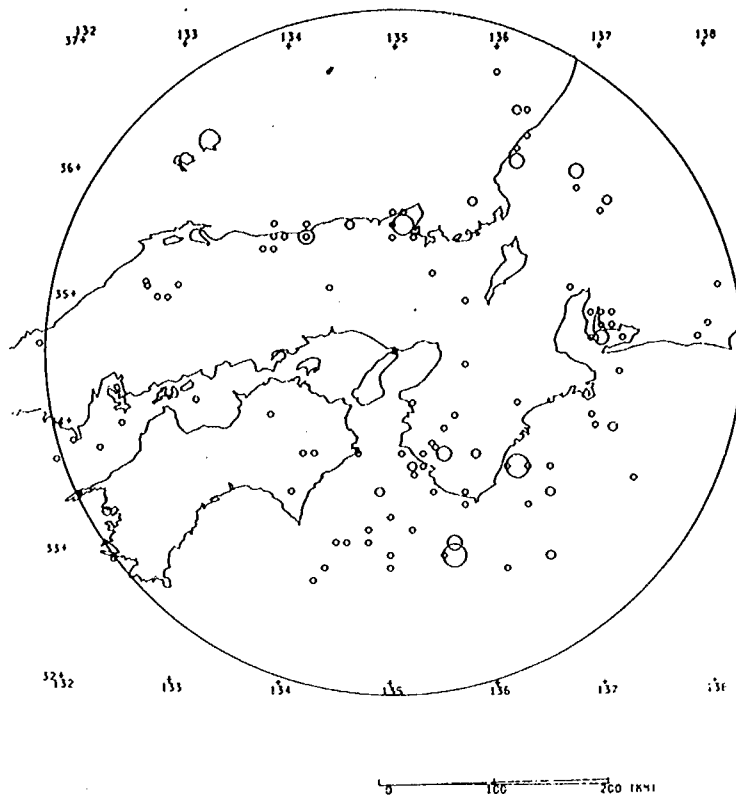


図7-3-5 明石海峡大橋周辺の地震発生状況(1926~1980)

ことによることがわかる。

このような点を解析に反映させるため、ここでは以下のような解析を行うことにした。

- (i) 架橋地点の周辺の解析対象範囲を図7-3-6に示すように多数の小領域(以下、これをサブゾーンと呼ぶ、 $SZ=1, 2, \dots, n$)に分割する。
- (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。
- (iii) 年平均発生回数および最大地震の規模はサブゾーンごとに評価する。

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_{u1} とすれば、第 i サブゾーンで Y が y を起える確率は次式で与えられる。

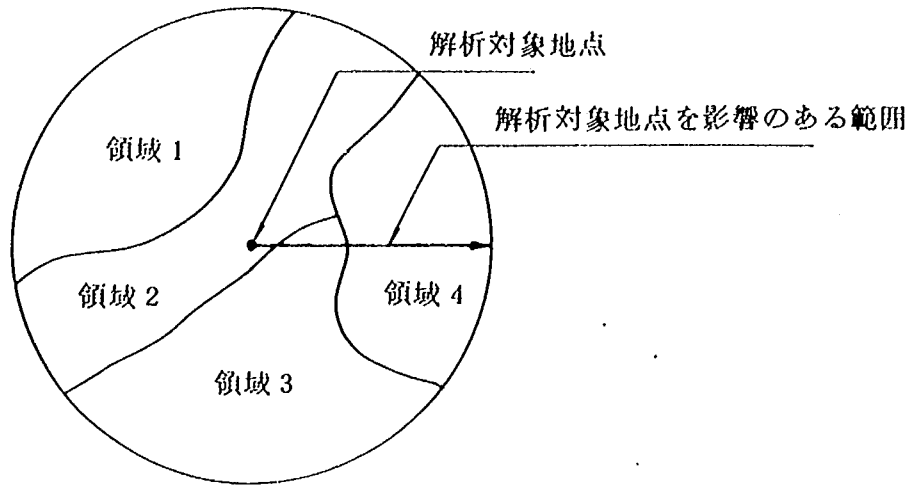


図 7-3-6 サブゾーンの分割

$$P(Y > y | E_i) = P(M > m | E_i) \quad (14)$$

ここで、 $m = g_1(y, r)$ であり、切りつめた G-R 式の場合には、式(4)より

$$P(M > m | E_i) = 1 - \frac{1 - \exp\{-\beta_1(g_1(y, r) - m_0)\}}{1 - \exp\{-\beta_1(m_{u1} - m_0)\}} \quad (15)$$

となる。したがって、第 i サブゾーンの範囲を $r_1 = r_{11} \sim r_{21}$ 、 $\theta_1 = \theta_{11} \sim \theta_{21}$ 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。

$$\begin{aligned} & \int_{\theta_{11}}^{\theta_{21}} \int_{r_{11}}^{r_{21}} P(M > m | E_i) \bar{\nu}_1 r dr d\theta \\ &= \bar{\nu}_1 \theta_1 \int_{r_{11}}^{r_{21}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp\{-\beta_1(g_1(y, r) - m_0)\}}{1 - \exp\{-\beta_1(m_{u1} - m_0)\}} \right\} r dr \end{aligned} \quad (16)$$

したがって、全サブゾーンでの $Y > y$ となる地震発生回数は式(16)より

$$\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{11}}^{r_{21}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp\{-\beta_1(g_1(y, r) - m_0)\}}{1 - \exp\{-\beta_1(m_{u1} - m_0)\}} \right\} r dr \quad (17)$$

となり、これより再現期間 T_R は次式で与えられる。

$$T_R = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{11}}^{r_{21}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp\{-\beta_1(g_1(y, r) - m_0)\}}{1 - \exp\{-\beta_1(m_{u1} - m_0)\}} \right\} r dr} \quad (18)$$

本年度は、以上の解析方法に基づいて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-1 を用いて以下の解析を実施した。

7-4 調査結果

7-4-1 解析対象地点

解析対象地点は明石海峡大橋架橋地点とし、東経135度2分、北緯34度36分とした。ここで、明石海峡大橋架橋地点を選んだのは、前述したように土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において180galの設計加速度の評価に関し、詳細な検討が実施されており、今回開発した方法の適用性を検討するのに都合がよいと考えたためである。

7-4-2 解析に用いた地震資料

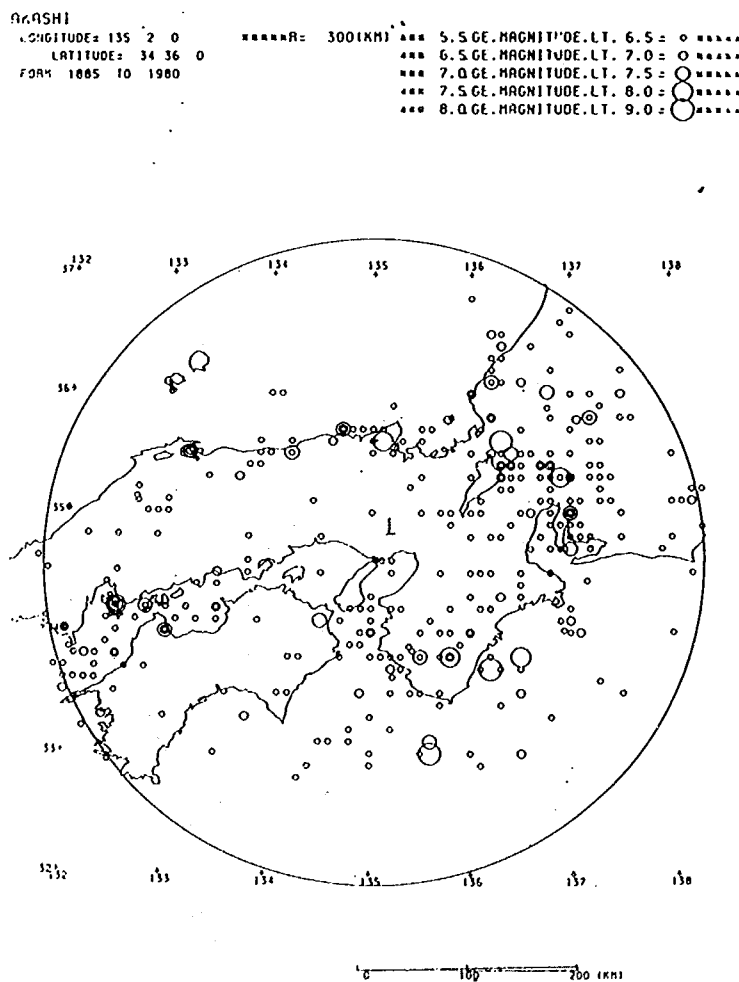
解析には、上記対象地点を中心とし、半径300 kmの範囲に生じた1885～1980年の地震資料（気象庁資料による）を用いた。わが国では1923年の関東大地震を契機として中央气象台によるWiechert式地震計を主体とする観測網の整備が図られ、1926年（昭和元年）以後の比較的大きな地震の震源事項は1958年に気象庁地震月報別冊1「日本付近の主要地震の表（1926～1956年）」として刊後されており、それ以後の地震月報に示されている資料とあわせて一般に利用することができる。1925年以前の地震については、中央气象台地震の部1904～1910年、およびそれ以後の気象要覧に掲載されている地震約3100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されている。たとえば、この結果によれば、1900～1913年間の14年間にはM7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1.32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。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。

以上のような点から、地震動強度を推定する基礎資料としての地震資料を再度見なおすことが必要とされるが、本年度は、土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会の検討結果との比較に重点を置き、同小委員会が用いたと同じ気象庁資料を用いることにした。ただし、対象期間は1885～1980年とした。これは、上記小委員会で用いられた1885～1976年の資料に、最近の4か年分の資料をつけ加えたものであるが、最近の資料はマグニチュード、震源位置ともに決定精度の高いものであるため、両者を用いて解析結果を比較するうえで問題はない。

7-4-3 サブゾーンに分割する効果

架橋地点周辺をサブゾーンに分割し、それぞれのサブゾーンごとに7-3章に示したパラメータを当該サブゾーンの地震データから定めると、地震動加速度期待値がどの程度変化するかを検討するために、以下の3ケースにつき、最大加速度 A_{max} (gal) ～再現期間 T_R (年) の関係を求めた (図7-4-1参照)。



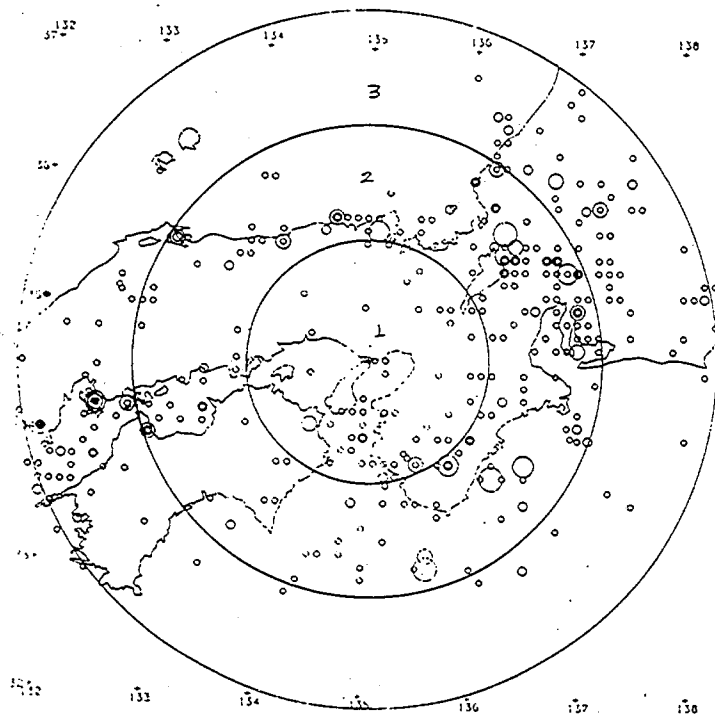
(a) ケース (1分割)

図7-4-1 明石海峡大橋周辺地区 ($R < 300\text{km}$) の分割

DATA:

LONGITUDE= 135 2 0
LATITUDE= 34 36 0
DATE: 1985 TO 1990

*****R= 300(KM) *****
5.5 GR. MAGNITUDE. LT. 6.5 = ○
6.5 GR. MAGNITUDE. LT. 7.0 = ○
7.5 GR. MAGNITUDE. LT. 7.5 = ○
8.5 GR. MAGNITUDE. LT. 8.0 = ○
9.5 GR. MAGNITUDE. LT. 9.0 = ○

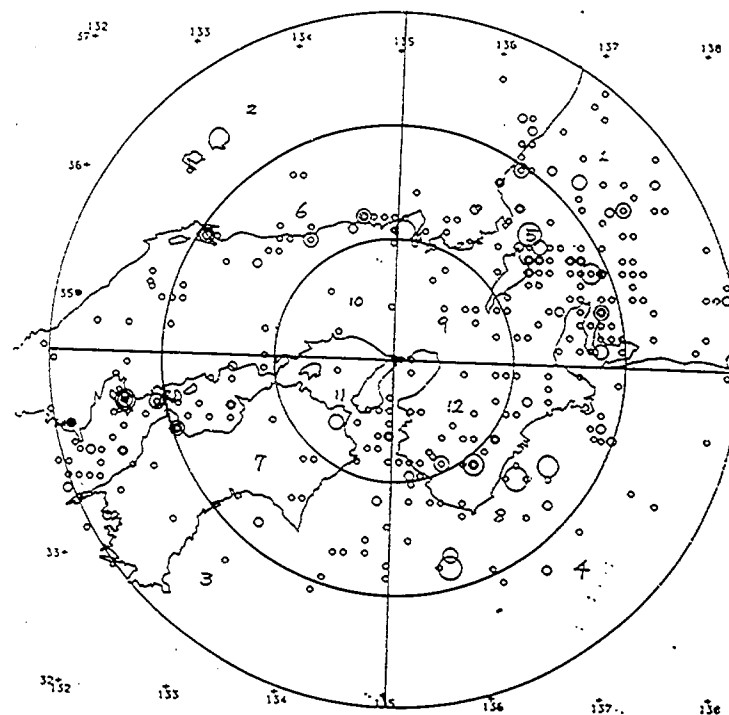


(b) ケース 2 (3 分割)

DATA:

LONGITUDE= 135 2 0
LATITUDE= 34 36 0
DATE: 1985 TO 1990

*****R= 300(KM) *****
5.5 GR. MAGNITUDE. LT. 6.5 = ○
6.5 GR. MAGNITUDE. LT. 7.0 = ○
7.5 GR. MAGNITUDE. LT. 7.5 = ○
8.5 GR. MAGNITUDE. LT. 8.0 = ○
9.5 GR. MAGNITUDE. LT. 9.0 = ○



(c) ケース 3 (12 分割)

図 7-4-1 明石海峡大橋周辺地区 (R<300 km) の分割

- (i) ケース 1 : 架橋地点を中心とする半径 $R = 300\text{km}$ の範囲を 1 つのサブゾーンとする。
- (ii) ケース 2 : 架橋地点を中心とする半径 $R = 0 \sim 100\text{km}$, $100 \sim 200\text{km}$, $200 \sim 300\text{km}$ の 3 サブゾーンに分割
- (iii) ケース 3 : ケース 2 をさらに $\theta = 0 \sim 90$ 度 (ただし, θ 軸は東西軸から半時計まわりにとる), $90 \sim 180$ 度, $180 \sim 270$ 度, $270 \sim 360$ 度に分け, 合計 12 サブゾーンに分割

なお, 図 7-4-1 の分割は, 図 7-3-3 ~ 図 7-3-5 に示した明石海峡架橋地点の地震発生状況を十分勘案して定めたものではなく, 本年度の試算のために漸定的に分割したものである。

また, 解析に際しては, 式(7)は次のように加速度記録の統計解析から求められた第 1 種地盤上の推定式とした。

$$A_{\max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (d + 10)^{-0.686} \quad (19)$$

このようにして求められた $A_{\max} \sim T_R$ の関係を図 7-4-2 に示す。これによると, ケース 2, 3 のように, 分割数がある程度とった場合には $A_{\max} \sim T_R$ の関係が一定の値に落ちつく傾向を示すが, ケース 1 のように全体を 1 まとめた場合にはこれとは異なってくる (この場合には, 同一再現期間に対応する最大加速度を大きくする方向に変化すること) がわかる。なお, 上記の解析では, 各サブゾーン内での既往最大の地震の M を式 (2) の m_u としているが, 対象地震データの期間長が短い (今回の解析では 96 年間) 場合には, このような方式では m_u を過小に評価している可能性がある。小数の地震資料に基づく m_u の適切な評価方法について今後検討する必要がある。

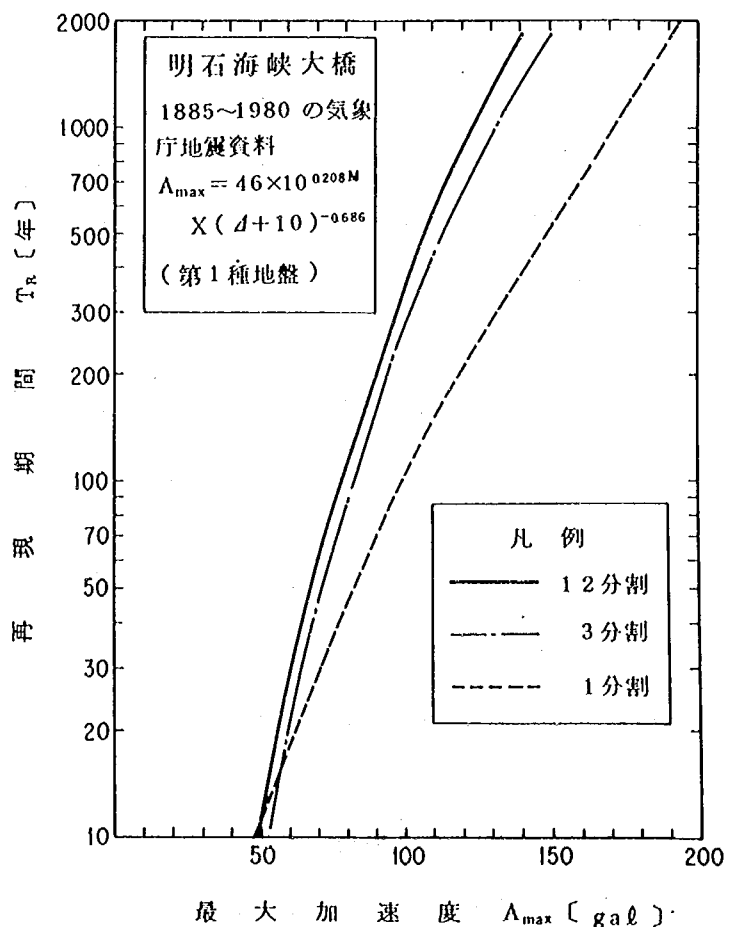
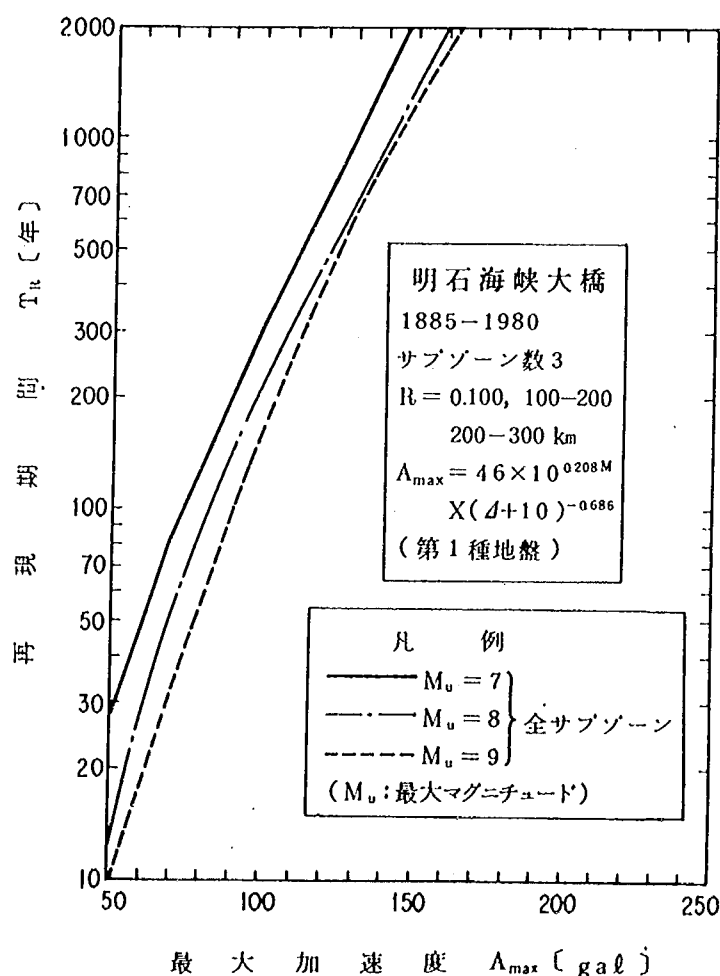


図 7-4-2 分割数の影響

7-4-4 生じ得る最大マグニチュードを導入することの効果

7-3-1に示した解析法では、最大マグニチュード m_u を適切に定めることが重要となる。我国の太平洋沿岸の subduction thrust に伴う地震の再現期間は一般に数100年程度（以内）とされている。また規模の大きい地震の被害は、一般に広範囲に、かつ、著しく発生するのが普通であり、こうした点から、比較的古い地震資料についてもある程度信頼できるとみてもよい。したがって、長い期間の地震資料がある場合には、これから信頼できる範囲の既往最大地震の M を求めることにより、これを m_u ととることが考えられる。短期間の資料から m_u を推定するためにはモーメント法あるいは最尤法等により求めることが検討されているが、精度に関しては必ず十分とは言いがたい。

上述した検討では、各サブゾーンごとに既往最大地震の M を求め、これをそれぞれの m_{ui} としているが、 m_{ui} を変化させると $A_{max} \sim T_R$ の関係がどのように変化するかを調べるために、半径 $R = 0 \sim 100 \text{ km}$, $100 \sim 200 \text{ km}$, $200 \sim 300 \text{ km}$ の3つにサブゾーンを構成した場合を対象とした試算を行った。ここで m_{ui} を3サブゾーンともに7までとした場合、8までとした場合、9までとした場合の $A_{max} \sim T_R$ の関係を示すと図7-4-3のようになる。この結果によれば、第1種相当地盤上の最大加速度 A_{max} が、 100 gal になると再現期間 T_R 年は、 $m_{ui} = 7$, 8 , 9 のそれぞれに対して315年、230年、170年となり、 m_{ui} の影響がはっきりと表われてくることになる。



7-4-5 明石海峡大橋耐震設計

小委員会の結論との比較

明石海峡大橋耐震設計小委員会

図7-4-3 最大マグニチュードの影響

は、1885年1月から1976年11月までの気象庁資料を用いて、第1種地盤上での最大加速度 A_{max} と再現期間 T_R の関係を図7-4-4のように求めている。ここで採用されている方法は、事象 E を1個1個の地震の総和と考え、第 i 番目の地震（マグニチュード m_i 、震央距離 r_i ）による式(6)の地震動加速度 Y がある設定値 y を起える場合には、これによる頻度を全地震に対して求めた後に再帰期間（ $\approx$ 再現期間）を求めるものである。このようにして求められた結果は、地震資料の数が必ずしも十分ではないために図7-4-4に見られるように滑らかな曲線とはならないため、これらのデータを最小2乗法により近似し、次の関係式が求められている。

$$T_R = A_{max}^{3.42} \times 10^{-5.15} \quad (2)$$

この関係を上述した半径 $R = 0 \sim 100 \text{ km}$ 、 $100 \sim 200 \text{ km}$ 、 $200 \sim 300 \text{ km}$ の3サブゾーンに分割し、 m_{ui} はそれぞれのサブゾーン内の既往最大地震の M とする考え方により求めた結果と比較すると図7-4-5のようになる。同一加速度期待値に対する再現期間を比較すると、今回用いた方法の方が上記小委員会で検討された結果よりも長くなっており、とくに、最大加速度が 70 gal 程度以上の場合について両者の違いが大きいことがわかる。たとえば、 180 gal の最大加速度期待値に対する再現期間は、前回の検討結果では370年程度となるのに対し、今回の検討結果では7000年以上となり、事実上、このようなレベルの加速度値は本地点では生じないという結果になる。

このように、両者の結果に大きな差異が生じた理由としては以下の点が考

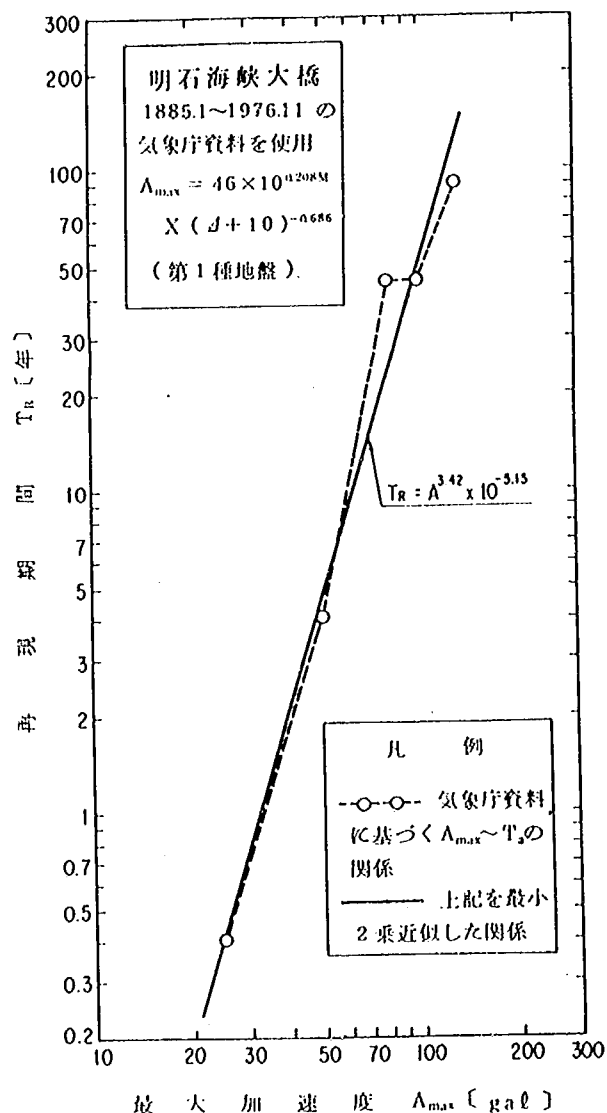


図7-4-4 明石海峡大橋に対する従来の $A_{max} \sim T_R$ の関係
(土木学会・明石海峡大橋耐震設計
小委員会(昭和52年)による)

えられる。すなわち、図7-4-5に示した結果では、最大加速度 $\Lambda_{\max} = 80 \text{ gal}$ までの $\Lambda_{\max} \sim T_R$ の関係は比較的なめらか（この範囲では、今回の解析結果と根本的な違いは生じていない）であるのに対し、これ以上の $\Lambda_{\max}$ に対しては、 $\Lambda_{\max} \sim T_R$ の関係は不規則に変化している。これについて、図7-4-5のもととなった最大加速度 $\Lambda_{\max} \sim$ 発生頻度の関係を示すと図7-4-6のようになり、地震の資料数が少ないために、 $\Lambda_{\max}$ が80gal以上の発生頻度が0.01から0.02の範囲で正しく求められていないことがわかる。このような点が図7-4-5において、 $\Lambda_{\max} > 80 \text{ gal}$ 以上において $\Lambda_{\max} \sim T_R$ の関係が乱れている原因であるが、この点を考慮せず最小2乗法により式(20)のように近似したために、推定式により期待される再現期間が小さくなっているものと考えられる。 $\Lambda_{\max}$ が大きくなればなるほど地震データが小なくなるが、従来の方法によるとこのような箇所においても地震データが豊富にあり信頼性が高い範囲とは独立に $\Lambda_{\max} \sim T_R$ の関係を求めるために、高い加速度領域における再現期間の推定に大きな誤差が生じたものと考えられる。

7-5 結 論

架橋地点周辺の地震発生状況の違い（年平均地震発生回数および生じ得る最大地震の規模）を取り入れるための解析方法を検討し、これを明石海峡大橋架橋地点に適用した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 架橋地点周辺を地震発生状況が互いに異なる小地域（サブゾーン）に

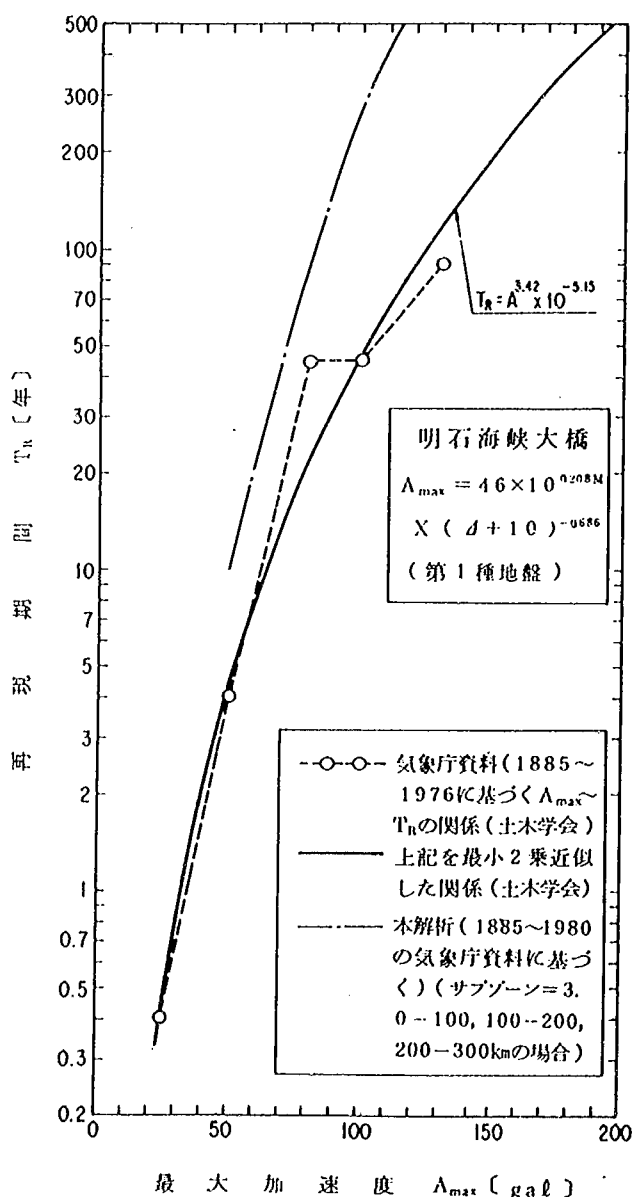


図7-4-5 今回の解析結果と土木学会（昭和52年）の結果の比較

分割し、地震動強度の期待値を求める方法は有効である。地震発生状況の異なるサブゾーンを一まとめにして、全体として地震動強度の期待値を求める従来の方法は、本地点のように周辺地区の地震活動度が異なる場合には、適用できない。

- (2) 第1種地盤上の最大加速度推定式と1885年～1980年までの気象庁の地震資料を用いた場合には、本州四国連絡橋耐震設計基準〔1974〕・同解説に規定されている180 galに対応する再現期間は7000年程度と求められ、事実上、このレベルの加速度値は本解析地点では生じないことになる。ただし、この結果は種々の点から（次章参照）今後見直しを図る必要がある。

- (3) 土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において、上記(2)と同

様のデータを用いて、180 galに対応する再現期間を約250年と求めているが、ここで用いられた方法には、少ないデータから求められた加速度の大きい範囲の再現期間の取り扱い（最小2乗法による近似）に不十分な点がある。250年の再現期間はやや過小な見積りと考えられる。

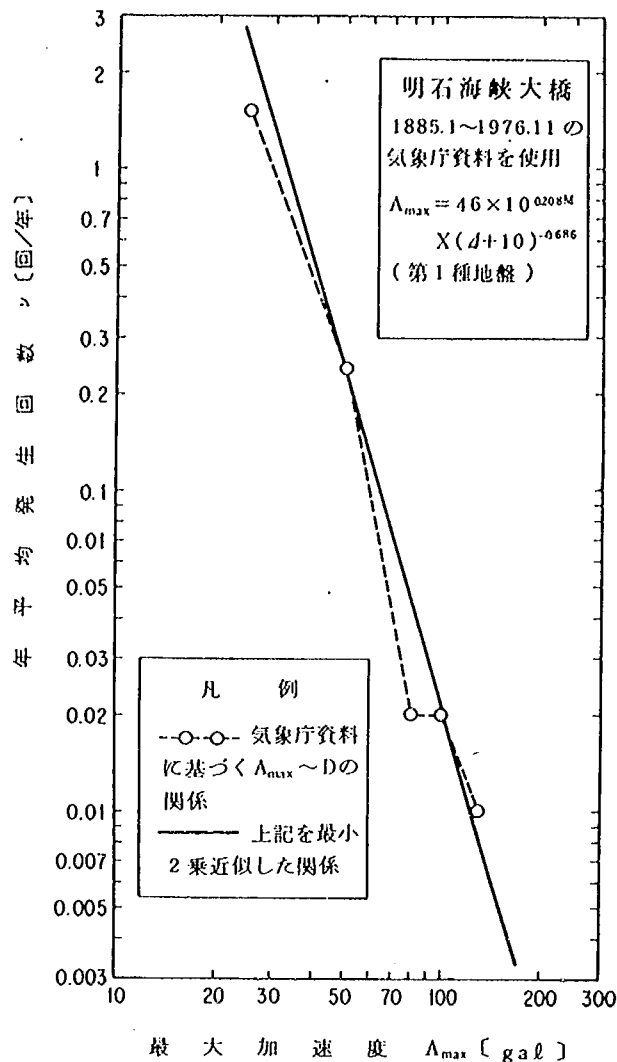


図7-4-6 図7-4-4のもととなった $A_{max} \sim \nu$ の関係（土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会（昭和52年度）による）

7-6 今後の課題

本年度は手法の確立を中心に検討を行い、試算によりその適用性を検討した。今後、本方法を

用いて本州四国連絡橋の地震動強度の期待値を合理的に評価していくためには以下の事項に関する検討が必要とされる。

- (1) 地震計による観測網が整備されるようになる以前(1925以前)の気象庁地震データを見直した最近の地震学の研究成果を反映させる。
- (2) 既往の地震発生状況, 地殻構造等から総合的に定めたサブゾーンの分割方法の採用と, 最大地震の m_0 の決定
- (3) SMAC型強震計の短周期成分の補正を施こした距離減衰式の確立

参 考 文 献

- 1) 坪井忠二: 地震のマグニチュードについて, 地震
- 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 Analyus, 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.

第 8 章 長大橋の耐震性に関する調査試験

耐震研究室	上	田	治
	萩	原	良二
	柴	田	松雄
	小	山	達彦

8-1 概 要

番の州高架橋は、図 8-1-1 に示したように道路橋と鉄道橋の併用橋となることから橋脚が下段柱と上段柱から成る特殊な構造となっている。これまで実施された解析的な調査によれば、下段柱と上段柱の剛性が著しく異なることなどから、特に地震時における上段柱の応答が大きくなる傾向が推測されている。したがって、上段柱の地震時の応答特性を詳細に調査して耐震設計を行う必要がある。

本調査は、建設省土木研究所の部材耐震強度実験施設を用いて番の州高架橋橋脚上段柱の荷重～変位関係の履歴特性を模型実験により調査して耐震設計に反映させようとするものである。この実験には次の 2 つの目的がある。

- (1) 鉄筋コンクリート構造物に地震入力が作用した場合、コンクリートにクラックが生じて徐々に剛性が低下し、構造系の固有周期が長周期側に推移していくとともに、履歴減衰が徐々に増加していく傾向がある。本実験の第一の目的は、上段柱の主鉄筋が降伏するまでの剛性の変化および履歴減衰に関する定量的なデータを模型実験によって求め、設計地震入力に対して番の州高架橋の機能が保持されるような合理的な耐震設計を導くことである。
- (2) 本実験の第二の目的は、上段柱の主鉄筋が降伏した後の荷重～変位関係の履歴特性に関する定量的なデータを模型実験によって求め、極めて希な大きな地震入力に対しても上段柱にぜい性的な破壊が生じないような構造上の配慮を導くことである。

本調査では、さらに道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に示されている地震時変形性能の照査方法に準じた方法で、番の州高架橋橋脚上段柱のぜい性的な破壊に対する安全性の検討を行っている。

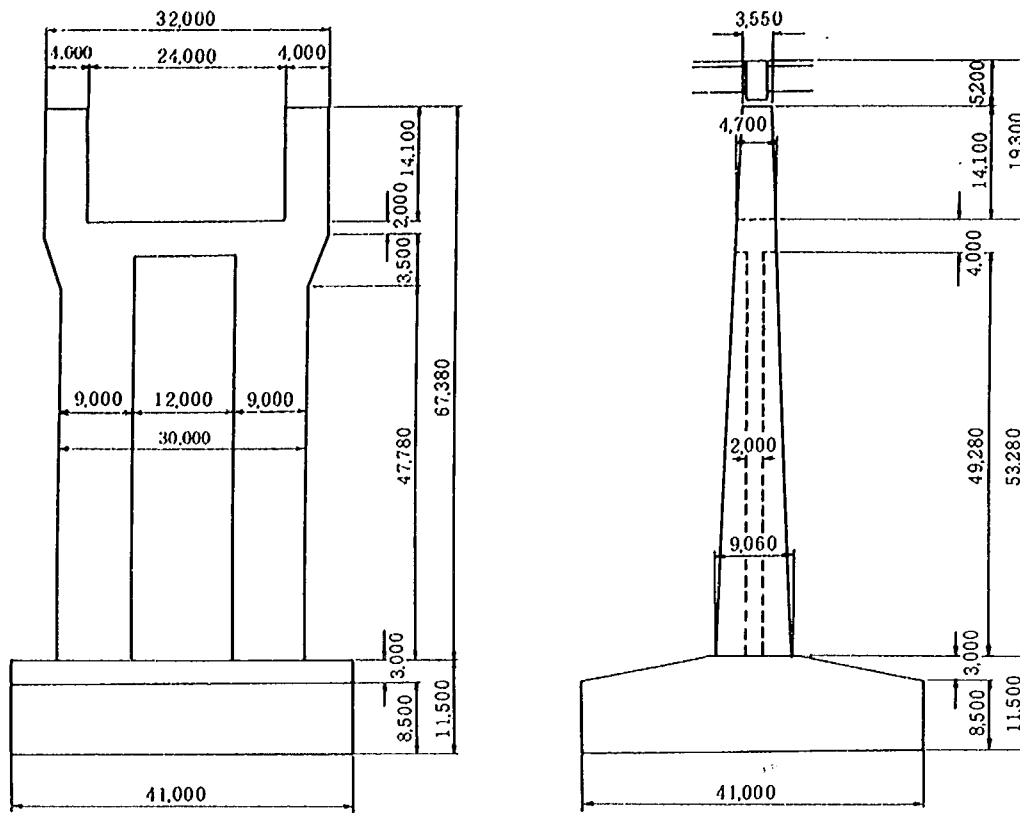


図 8-1-1 番の州高架橋一般図

8-2 番の州高架橋橋脚上段柱模型実験

建設省土木研究所所有の加振負荷装置の主要諸元および加振性能曲線は表 8-2-1 および図 8-2-1 に示したとおりである。本装置は本来、動的荷重載荷による実験のための施設であるが、本実験では静的載荷による番の州高架橋橋脚上段柱の荷重～変位関係の履歴特性を調査することに用いたものである。

(1) 模型の規模

模型実験では、一般に模型の規模が大きい程実際の構造物の挙動に相似した挙動を観察することができる。しかしながら、実験装置の容量に制限があることなどから、本実験では模型の規模を次のように設定した。

1/4 模型 1 体：加振負荷装置 2 台使用

1/(4√2) 模型 6 体：加振負荷装置 1 台使用

(2) 模型の条件

建設省土木研究所等によって実施された既往の実験例を参照して、模型の条件を次のような観点から設定した。

- 1) $1/4$ 模型および $1/(4\sqrt{2})$ 模型 1 体は現在考えられている実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映したものとする。
- 2) 荷重の載荷条件（正負交番載荷，一方向載荷）の違いによる履歴特性を調査する。
- 3) ハンチの効果を調査する。
- 4) 主鉄筋の径の大小による効果を調査する。
- 5) SRC 構造とした場合の履歴特性を調査する。
- 6) SRC 構造とした場合のスタッドの効果を調査する。

模型 ケースは以下のとおりである。

- $1/4$ 模型：実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・3 段，正負交番載荷）
- $1/(4\sqrt{2})$ 基本型模型：実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映したもの（主鉄筋 D13・2 段，正負交番載荷）
- $1/(4\sqrt{2})$ 一方向載荷模型：載荷条件を一方向載荷としたもので他の条件は基本型模型と同様
- $1/(4\sqrt{2})$ ハンチ無し模型：ハンチを付けないもので他の条件は基本型模型と同様
- $1/(4\sqrt{2})$ 太径主鉄筋模型：主鉄筋に太径鉄筋を用いたもの（主鉄筋 D29・1 段，正負交番載荷）
- $1/(4\sqrt{2})$ SRC スタッド無し模型：SRC 構造（スタッド無し）としたもの（CT 形鋼 D13・1 段，正負交番載荷）
- $1/(4\sqrt{2})$ SRC スタッド有り模型：SRC 構造（スタッド有り）としたもの（CT 形鋼 D13・1 段，正負交番載荷）

(3) 載荷条件

荷重は上段柱天端に水平力正負交番載荷とした。ただし， $1/(4\sqrt{2})$ 模型 1 体に対しては一方向載荷とした。入力の制御方法は，主鉄筋（鉄骨）が降伏点に達する（降伏変化 δy に達する）までは荷重制御とし，それ以降については降伏変位の整数倍の変位を与える変位制御とした。また一定変位振幅での載荷サイクル数は，既往の実験例を参照して正負

交番載荷の場合は10回，一方向載荷の場合は3回とした。

模型の諸元を図8-2-2，図8-2-3，実験の概要を図8-2-4に示している。また，本実験によって得られた荷重～変位履歴曲線の例を図8-2-5～図8-2-8に示している。

表8-2-1 加振負荷装置の主要諸元

項 目	諸 元
加振力	$\pm 125 \text{ ton} \times 2 \text{ 台}$
最大変位振幅	$\pm 125 \text{ mm}$
最大速度	$\pm 1 \text{ m/sec}$
周波数範囲	DC～30 Hz
加振波形	正弦波，三角波，矩形波 ランプ波，ランダム波
最大加振力持続時間	10秒 (最大速度正弦波加振時)
制御方式	アナログ制御，デジタル制御 (32 KW ミニコン使用)
制御量	荷重，変位または加速度
油圧供給方式	アキュムレータ蓄圧方式 ($200 \text{ l}/10 \text{ sec}$) $\times 6 \text{ 台}$ 油圧ポンプ併用 ($300 \text{ l}/\text{min}$) $\times 2 \text{ 台}$

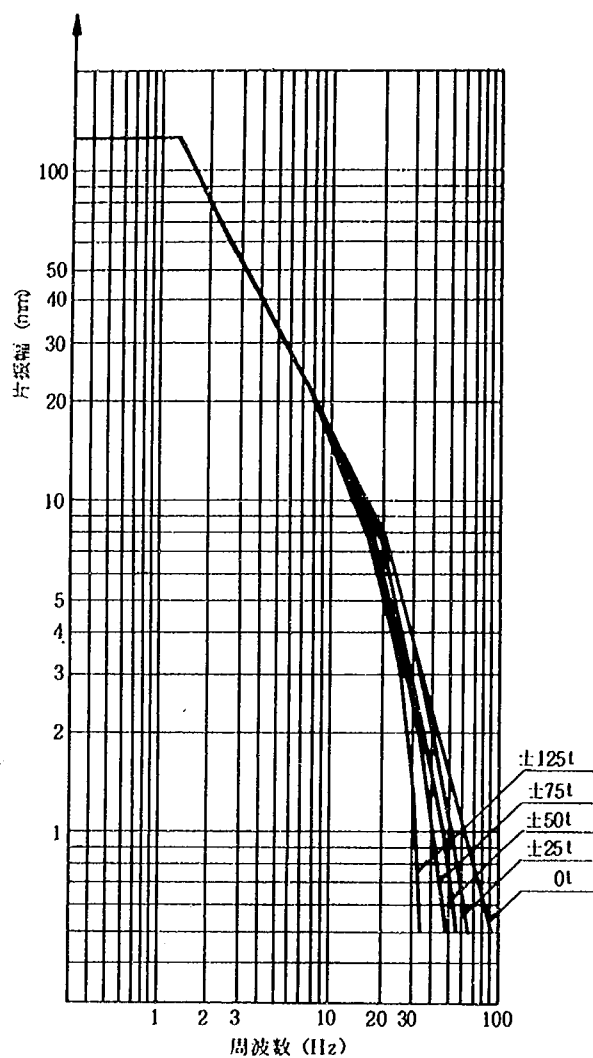


図8-2-1 加振性能曲線

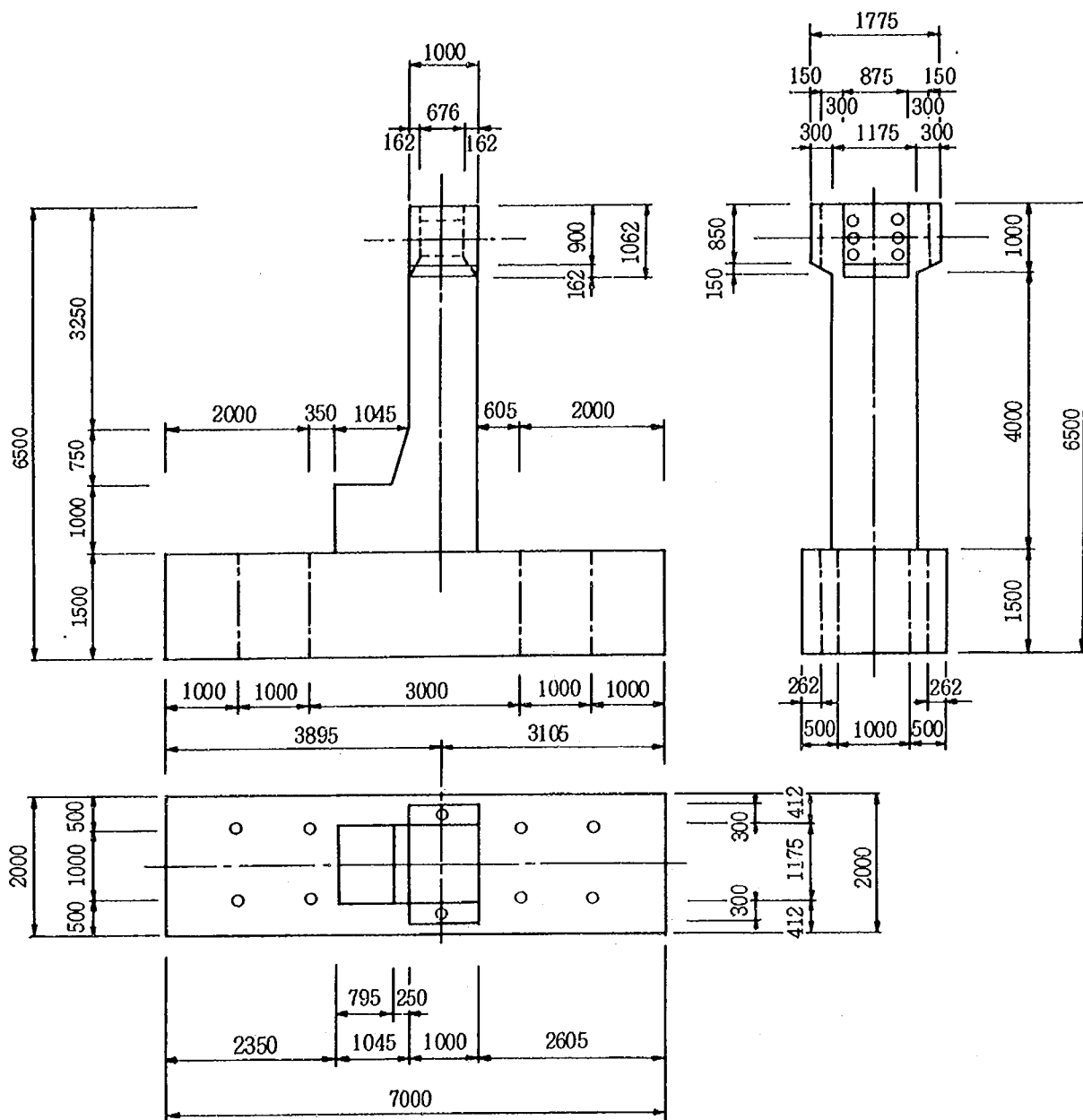


図 8-2-2 1/4 模型の諸元

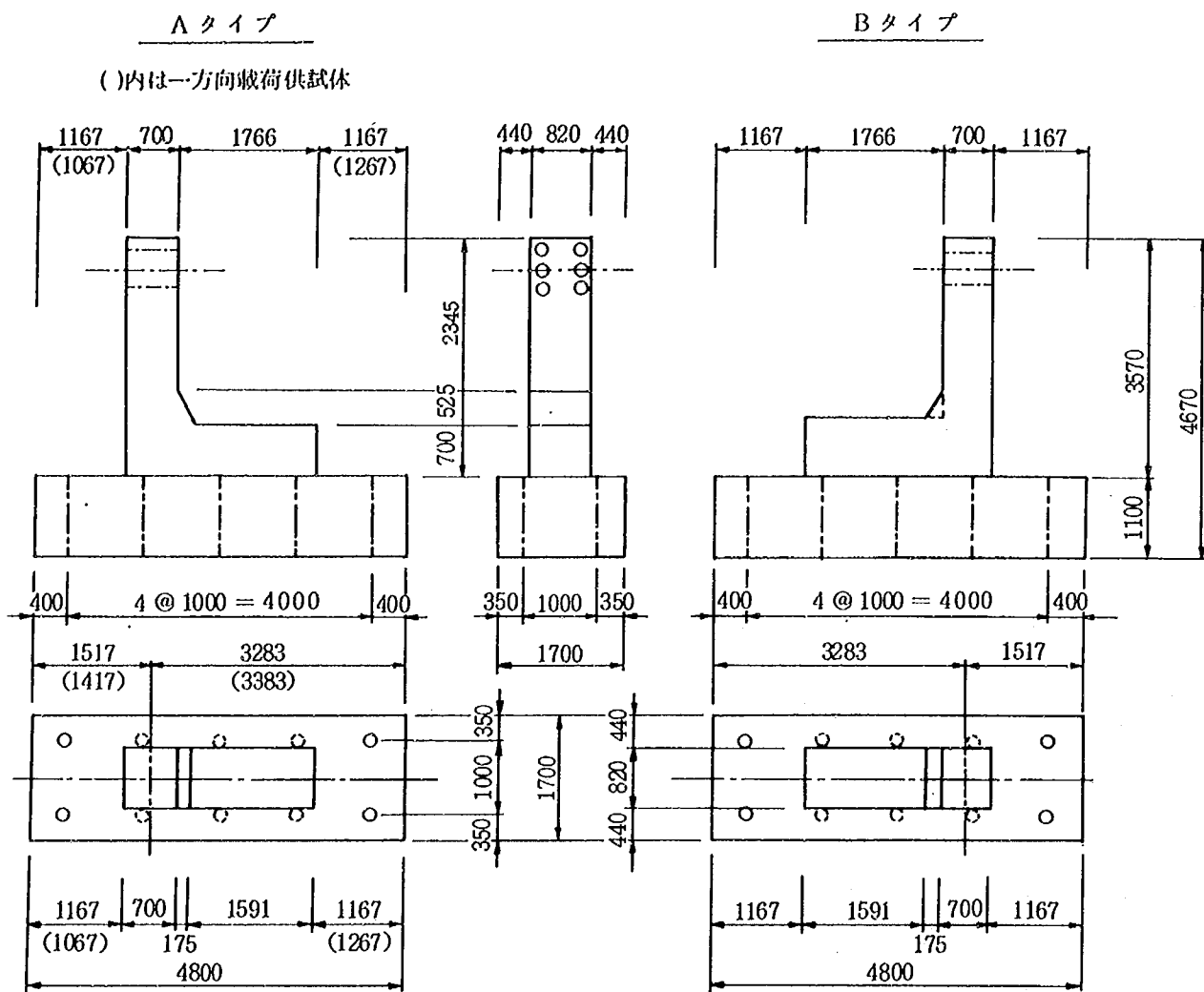


図 8-2-3 $1/(4\sqrt{2})$ 模型の諸元

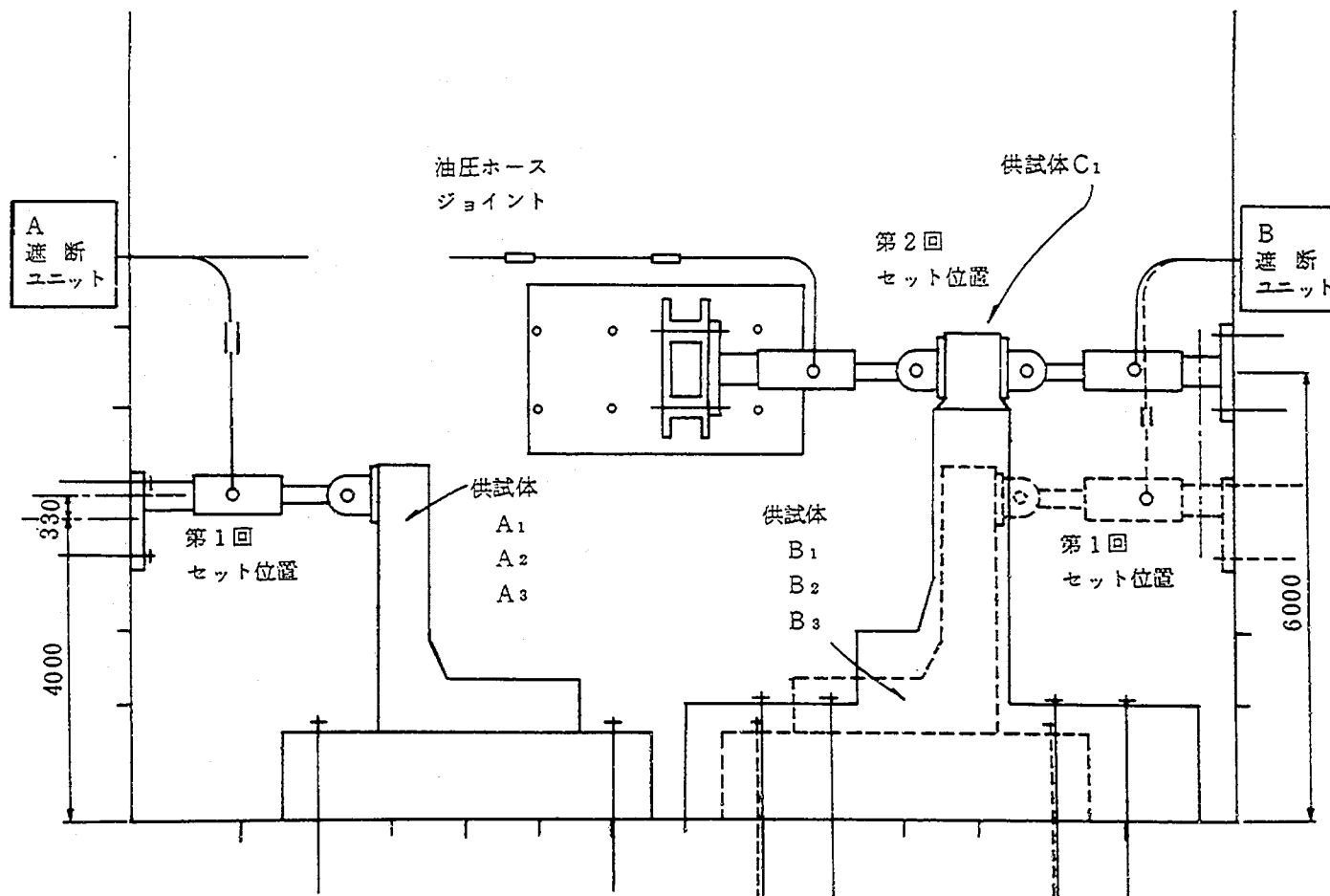


図 8-2-4 番の州高架橋橋脚上段柱模型実験の概要

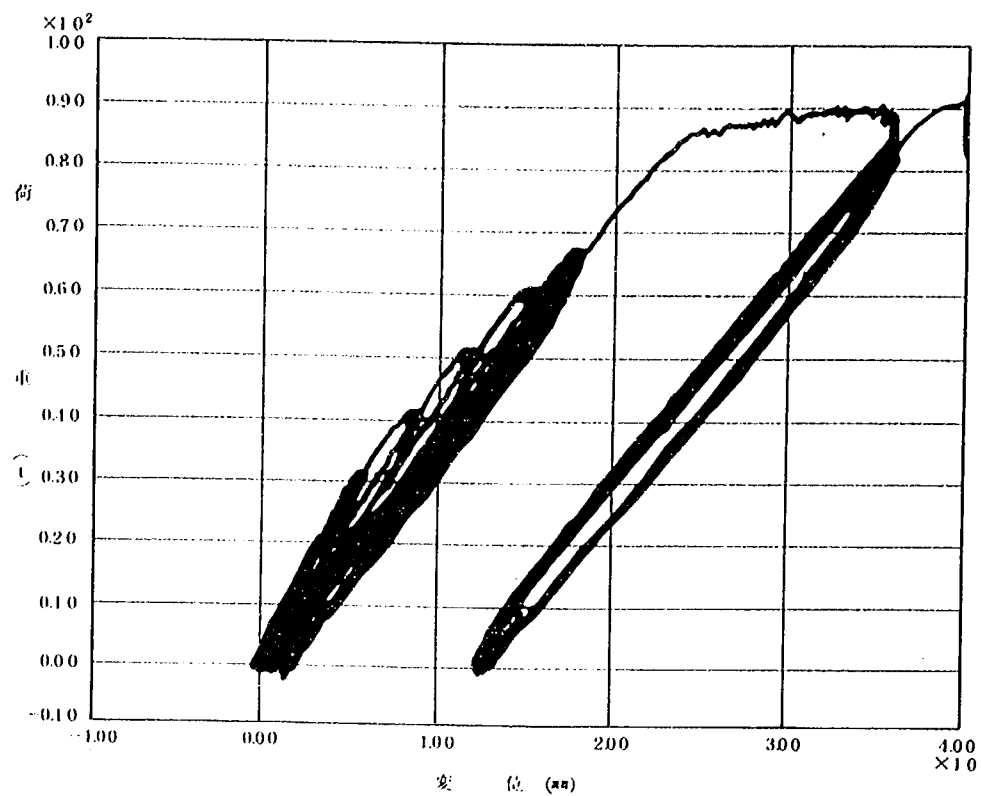


図 8-2-5 一方向載荷による荷重～変位曲線 ($2 \delta_y$ 付近まで)

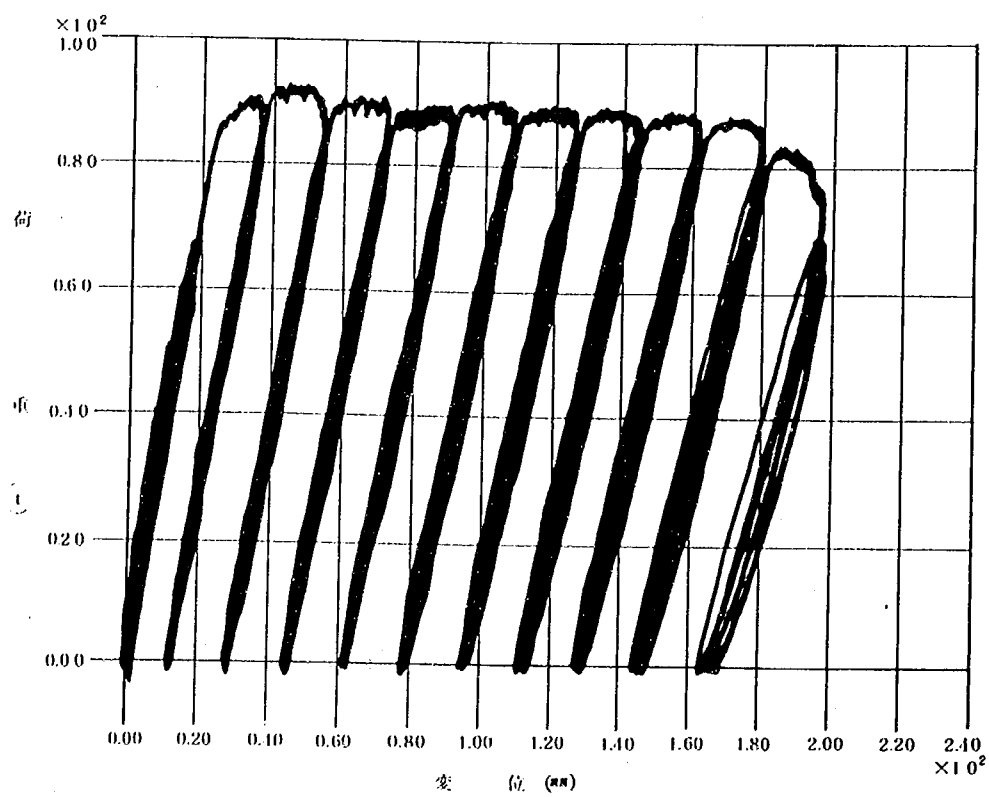


図 8-2-6 一方向載荷による荷重～変位曲線 ($11 \delta_y$ まで)

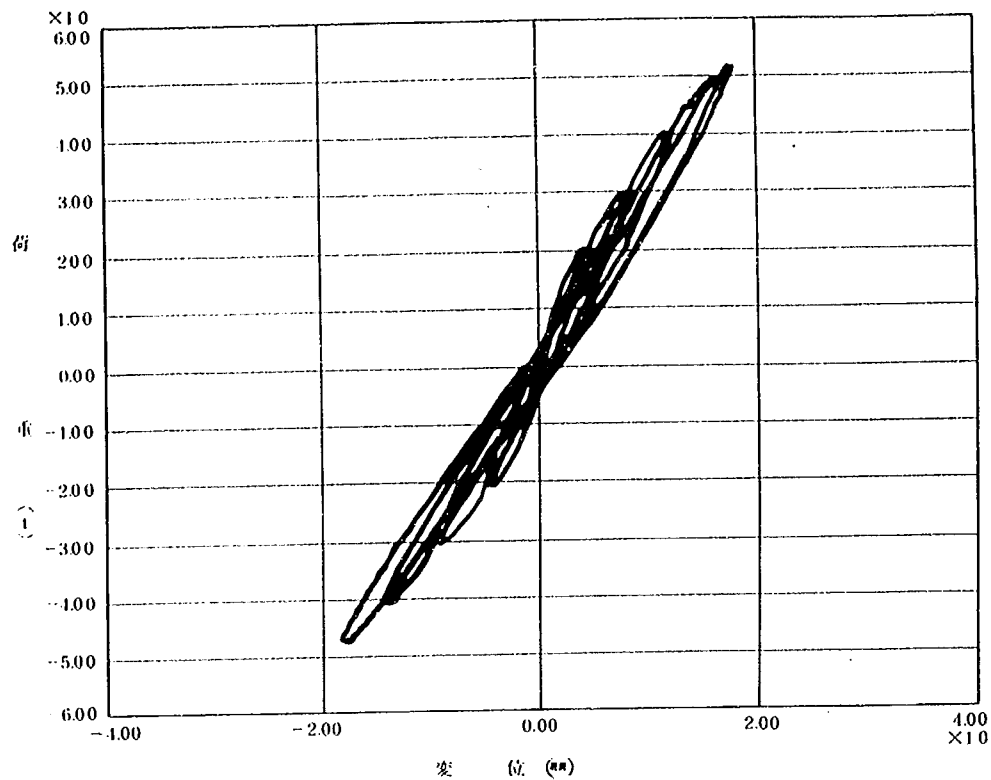


図 8-2-7 正負交番載荷による荷重～変位曲線
(δ_y まで：ハンチ無しの場合)

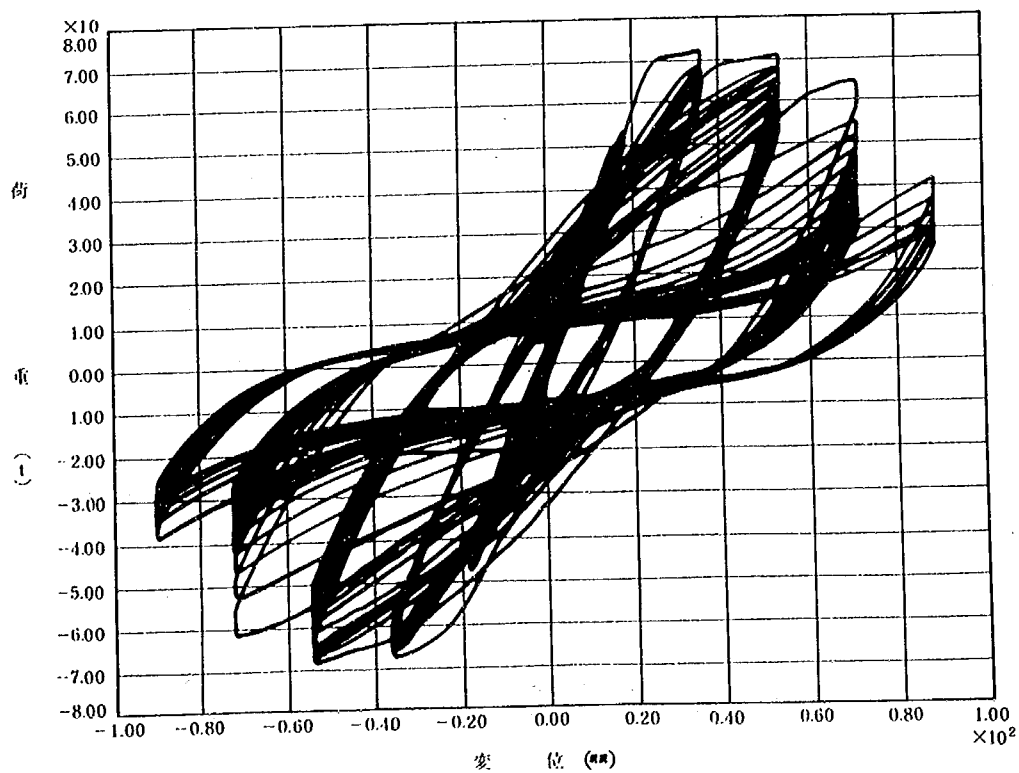


図 8-2-8 正負交番載荷による荷重～変位曲線
($5\delta_y$ まで：ハンチ無しの場合)

8-3 番の州高架橋橋脚上段柱の地震時変形性能の照査例

番の州高架橋の代表的な橋脚（図8-1-1）を対象に、地震時のぜい性的な破壊に対する安全性を道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に示されている地震時変形性能の照査方法に従って照査した。この照査方法は対象となる構造系を1自由度系と仮定する必要があるため、上段柱下端が固定という条件の下で解析を行った。また、この方法を拡張して下段柱の応答も考慮し、橋脚を2自由度系に置換して橋脚下端が固定という条件の下で上段柱の地震時の変形性能についても検討した。なお、解析において用いた橋脚の諸元および橋脚各断面における曲げモーメント～曲率関係に関するデータは文献1)に示されている数値（表8-3-1，表8-3-2，図8-3-1）を用いている。

(1) 1自由度系を仮定した地震時変形性能の照査

上段柱下端を固定として、道路橋示方書の手法に従って図8-1-1の橋脚上段柱の地震時変形性能の照査を行った。

1) 各断面の曲げモーメント～曲率関係の算出

各断面について、コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係を図8-3-2のように仮定して、コンクリートひびわれ時、鉄筋降伏時、コンクリート破壊時の曲げモーメントおよび曲率を算出し（表8-3-1），図8-3-3のような補完を行って曲げモーメント～曲率関係を求める。

2) 水平力～変位関係の算出

上段柱天端に水平力Pが作用するものとして、各断面について降伏時および終局時に対応する水平力Py およびPuを降伏曲げモーメントMy および終局曲げモーメントMuから算出する。図8-1-1の橋脚上段柱では上段柱下端において最初に降伏および破壊し、その場合のPyは2,062t，Puは2,961tである。

上段柱下端降伏時および終局時の降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u を式①によって算出すると、 $\delta_y = 6.8 \text{ cm}$ ， $\delta_u = 54.1 \text{ cm}$ となる（表8-3-3，図8-3-4，図8-3-5参照）。

$$\delta = \int_0^H \phi \cdot y \cdot dy \doteq \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i \quad \text{①}$$

ここに、

ϕ_i, ϕ_{i-1} : 上段柱天端から数えてi番目およびi-1番目の断面における曲率で、1)で

求めた $M \sim \phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 上段柱天端から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面までの上段柱天端からの距離 (m)

Δy_i : 上段柱天端から数えて $i-1$ 番目と i 番目の断面の間の距離 (m)

3) じん性率および許容塑性率の算出

じん性率 μ は,

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{54.1}{6.8} = 7.96$$

許容塑性率 μ_a は,

$$\mu_a = \frac{1}{3} \mu = \frac{7.96}{3} = 2.65$$

となる。

4) 許容変位および許容水平力の算出

許容変位 δ_a は,

$$\delta_a = \mu_a \delta_y = 2.65 \times 6.8 = 18.0 \text{ cm}$$

許容水平力 P_a は,

$$P_a = P_y + \frac{(\delta_a - \delta_y)}{(\delta_u - \delta_y)} \cdot (P_u - P_y) = 2,275 \text{ t}$$

となる。

5) 等価固有周期の算出

対象構造系を 1 自由度系と仮定した場合の等価質点質量 m は,

$$m = (W_u + 0.3 W_p) / g = 258 \text{ t} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}$$

ここに,

W_u : 道路部上部構造重量 (t)

W_p : 橋脚上段柱重量 (t)

g : 重力加速度 (9.8 m/sec^2)

等価剛性 K は,

$$K = \frac{P_a}{\delta_a} = 1.26 \times 10^4 \text{ t/m}$$

等価固有周期 T は,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 0.90 \text{ sec}$$

となる。

6) 減衰定数の算出

減衰定数を次のように算出する。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) = 0.10$$

7) 入力地盤震度 0.1 に対応する最大応答変位の算出

図 8-3-6 から, $T = 0.90 \text{ sec}$, $h = 0.10$ に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ (入力地盤震度 0.1, 3 種地盤) を算出すると,

$$\delta_{0.1} = 1.75 \text{ cm}$$

となる。

8) 応答塑性率が μ_a に達するときの水平震度の算出

応答塑性率が μ_a に達するときの水平震度 $k_{\mu a}$ を次のように算出する。

$$k_{\mu a} = \frac{\delta_a}{10 \cdot \delta_{0.1}} = 1.03$$

9) 地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度の算出

地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度 k_{hd} を次のように算出する。

$$k_{hd} = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \nu_4 \cdot k_0 = 0.85 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.3 \times 0.2 = 0.24$$

ここに,

ν_1 : 地域別補正係数 (B 地域: 0.85)

ν_2 : 地盤別補正係数 (3 種地盤: 1.1)

ν_3 : 重要度別補正係数 (1 級: 1.0)

ν_4 : 構造特性別補正係数 (1.3 と仮定)

k_0 : 標準設計水平震度 (0.2)

10) ぜい性的な破壊に対する安全性の判定

$k_{\mu a} \geq k_{hd}$ であるので, ぜい性的な破壊に対しては安全であると判断される。

(2) 2自由度系を仮定した地震時変形性能の照査

図8-1-1のような橋脚は、上段柱と下段柱の剛性が著しく異なるためその振動特性を考慮して2自由度系にモデル化し、橋脚下端固定の条件で地震時変形性能を照査する方法について検討した。

図8-3-7のような2自由度系の振動方程式は式②のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} & \{m\} \{\ddot{x}\} + \{c\} \{\dot{x}\} + \{k\} \{x\} = -\ddot{y} \{m\} \{1\} \\ & \text{ただし,} \\ & \{x\} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix}, \quad \{m\} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad \{c\} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix}, \quad \{k\} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}, \quad \{1\} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \\ & k_{11} = K_1 + K_2, \quad k_{12} = -K_2, \quad k_{21} = -K_2, \quad k_{22} = K_2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、

$\{x\}, \{\dot{x}\}, \{\ddot{x}\}$: 変位, 速度, 加速度ベクトル

$\{m\}$: 質量マトリックス

$\{c\}$: 減衰マトリックス

$\{k\}$: 剛性マトリックス

ベクトル $\{x\}, \{1\}$ を式③のように分解すれば、式②は式④のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} & \{x\} = q_1 \{X_1\} + q_2 \{X_2\} \\ & \{1\} = \beta_1 \{X_1\} + \beta_2 \{X_2\} \\ & \{X_1\} = \begin{bmatrix} X_{11} \\ X_{21} \end{bmatrix}, \quad \{X_2\} = \begin{bmatrix} X_{12} \\ X_{22} \end{bmatrix} \\ & \beta_1 = \frac{\sum_{r=1}^2 m_r X_{r1}}{\sum_{r=1}^2 m_r X_{r1}^2}, \quad \beta_2 = \frac{\sum_{r=1}^2 m_r X_{r2}}{\sum_{r=1}^2 m_r X_{r2}^2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、

$\{X_i\}$: i 次の振動形ベクトル

β_i : i 次の刺激係数

$$\sum_{j=1}^2 \{m\} \{X_j\} \ddot{q}_j + \sum_{j=1}^2 \{c\} \{X_j\} \dot{q}_j + \sum_{j=1}^2 \{k\} \{X_j\} q_j = -\ddot{y} \sum_{j=1}^2 \{m\} \{X_j\} \beta_j \quad (4)$$

さらに、式④は式⑤のように分解される。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \ddot{q}_1 + C_1 \dot{q}_1 + K_1 q_1 &= -\ddot{y} M_1 \beta_1 \\ M_2 \ddot{q}_2 + C_2 \dot{q}_2 + K_2 q_2 &= -\ddot{y} M_2 \beta_2 \\ M_i &= \sum_{r=1}^2 m_r X_{ri}^2 \quad (i=1, 2) \\ C_i &= \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 c_{rs} X_{ri} X_{si} \quad (i=1, 2) \\ K_i &= \sum_{r=1}^2 \sum_{s=1}^2 k_{rs} X_{ri} X_{si} \quad (i=1, 2) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

これらのことから,

$$\left. \begin{aligned} \ddot{q}_j + 2h_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j &= -\ddot{y} \beta_j \\ q_j &= \beta_j q_{j0} \\ q_{j0} &= -\frac{1}{\sqrt{1-h_j^2} \omega_j} \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-h_j \omega_j (t-\tau)} \sin\{\sqrt{1-h_j^2} \omega_j (t-\tau)\} d\tau \\ \omega_j &= \sqrt{\frac{K_j}{M_j}} \quad (j \text{ 次の固有円振動数}) \\ h_j &= \frac{C_j}{2M_j \omega_j} \quad (j \text{ 次の減衰定数}) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

となり、変位ベクトル $\{x\}$ は式⑦で表わされる。

$$\{x\} = \sum_{j=1}^2 \{X_j\} \beta_j q_{j0} \quad (7)$$

また、図 8-3-7 のような 2 自由度系の振動数方程式は式⑧で表わされ、固有円振動数および振動形ベクトルの要素はそれぞれ式⑨、式⑩で表わされる。

$$\begin{vmatrix} k_{11} - m_1 \omega^2 & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} - m_2 \omega^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega_1 &= \sqrt{\frac{m_1 k_{22} + m_2 k_{11} - \sqrt{(m_1 k_{22} + m_2 k_{11})^2 - 4 m_1 m_2 (k_{11} k_{22} - k_{12} k_{21})}}{2 m_1 m_2}} \\ \omega_2 &= \sqrt{\frac{m_1 k_{22} + m_2 k_{11} + \sqrt{(m_1 k_{22} + m_2 k_{11})^2 - 4 m_1 m_2 (k_{11} k_{22} - k_{12} k_{21})}}{2 m_1 m_2}} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} X_{11} &= \frac{k_{12}}{\sqrt{k_{12}^2 + (k_{11} - m_1 \omega_1^2)^2}} \\ X_{21} &= \frac{-(k_{11} - m_1 \omega_1^2)}{\sqrt{k_{12}^2 + (k_{11} - m_1 \omega_1^2)^2}} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} X_{12} &= \frac{k_{12}}{\sqrt{k_{12}^2 + (k_{11} - m_1 \omega_2^2)^2}} \\ X_{22} &= \frac{-(k_{11} - m_1 \omega_2^2)}{\sqrt{k_{12}^2 + (k_{11} - m_1 \omega_2^2)^2}} \end{aligned} \right\}$$

以上のように表わされる2自由度系の振動特性にもとづいて、2自由度系を仮定した地震時変形性能の照査を次のような手順で行う方法を考えた。

- 1) 許容塑性率を設定する。
- 2) 許容塑性率に対応する等価剛性 K_1, K_2 を求める。
- 3) 等価質量 m_1, m_2 , 等価剛性 K_1, K_2 を有する2自由度系の固有周期を式⑨を用いて式⑪によって算出する。

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{2\pi}{\omega_1} \\ T_2 &= \frac{2\pi}{\omega_2} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ただし、等価質量は次のように仮定した。

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= (W_{ut} + \frac{1}{3}W_{p1} + \frac{2}{3}W_{p2}) / g \\ m_2 &= (W_{uc} + \frac{1}{3}W_{p2}) / g \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ここに、

m_1 : 下段柱天端における質点質量 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

m_2 : 上段柱天端における質点質量 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

W_{ut} : 鉄道部上部構造重量 (t)

W_{uc} : 道路部上部構造重量 (t)

W_{p1} : 下段柱重量 (t)

W_{p2} : 上段柱重量 (t)

- 4) 減衰定数を仮定する。

ここでは次のGulkanらの提案式によって等価減衰定数 h を算出するものとした。

$$\left. \begin{aligned} h &= 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_p}} \right) \\ \mu_p &= \frac{\delta}{\delta_y} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

ここに,

μ_p : 塑性率

δ_y : 降伏変位

δ : 応答変位

- 5) 変位応答スペクトル曲線から 1 次, 2 次の振動に対応する最大応答変位 q_{10}, q_{20} を求める。
- 6) 質点 1, 2 の応答変位 x_1, x_2 を式⑦によって算出する。
- 7) 応答変位が許容塑性率に対応する変位に等しくなる時の入力レベルを求める。
- 8) 7) で求められた入力レベルが変形性能を照査するために設定した設計水平震度に対応する入力よりも大きければ安全であると判断する。

以上の手順に従って, 図 8-1-1 の橋脚を 2 自由度系と仮定して上段柱の地震時変形性能を照査した結果は次のとおりである。

上段柱のじん性率は(1)で求めたように $\mu = 7.96$, 許容塑性率は $\mu_a = 2.65$ であり, 等価剛性は $K_2 = 1.26 \times 10^4 \text{ t/m}$ である。下段柱については, 等価剛性として下段柱下端において鉄筋が降伏に達した状態 ($\mu_p = 1$) の等価ばね係数 $K_1 = 2.73 \times 10^5 \text{ t/m}$ を仮定した。

等価質量を式②によって算出すると,

$$m_1 = 1,400 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

$$m_2 = 262 \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$$

となり, 剛性係数は式②より,

$$k_{11} = 28.56 \times 10^4 \text{ t/m}$$

$$k_{21} = k_{12} = -1.26 \times 10^4 \text{ t/m}$$

$$k_{22} = 1.26 \times 10^4 \text{ t/m}$$

となる。従って固有周期は式⑪より次のように算出される。

$$T_1 = 0.93 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.44 \text{ sec}$$

減衰定数は, 1 次の振動は上段柱の振動が支配的であるため $\mu_p = \mu_a = 2.65$, 2 次の振動は下段柱の振動が支配的であるため $\mu_p = 1$ とおいて, 式⑬より次のように仮定した。

$$h_1 = 0.10$$

$$h_2 = 0.02$$

次に, 図 8-3-6 の変位応答スペクトル曲線から 1 次の振動 ($T_1 = 0.93 \text{ sec}, h_1 = 0.10$)

および 2 次の振動 ($T_2=0.44 \text{ sec}$, $h_2=0.02$) に対応する最大応答変位 q_{10} , q_{20} (入力地盤震度 0.1, 3 種地盤) を求めると次のようになる。

$$q_{10} = 1.8 \text{ cm}$$

$$q_{20} = 1.2 \text{ cm}$$

また, 振動形ベクトルの要素および刺激係数は式⑩および式③より次のように求まる。

$$X_{11} = -0.0567$$

$$X_{21} = -0.998$$

$$X_{12} = -0.955$$

$$X_{22} = 0.296$$

$$\beta_1 = -1.284$$

$$\beta_2 = -0.969$$

これらの数値を使って, 入力地盤震度 0.1 による応答変位を求めると次のようになる。

$$x_1 = 1.12 \text{ cm}$$

$$x_2 = 2.33 \text{ cm}$$

上段柱下端において許容塑性率に達し, 下段柱下端において鉄筋が降伏点に達するように, 水平力を上段柱天端に 2,275 t, 下段柱天端に 18,435 t 作用させた場合の変位 δ_{a1} , δ_{a2} を式①によって求めると,

$$\delta_{a1} = 8.04 \text{ cm}$$

$$\delta_{a2} = 37.86 \text{ cm}$$

となり, このような変位が生じるときの入力地盤震度は,

$$k_{\mu a1} = \frac{\delta_{a1}}{10 \cdot x_1} = \frac{8.04}{10 \times 1.12} = 0.72$$

$$k_{\mu a2} = \frac{\delta_{a2}}{10 \cdot x_2} = \frac{37.86}{10 \times 2.33} = 1.62$$

となる。地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度は(1)で求めたように $k_{hd} = 0.24$ であるので, $k_{\mu a1} \geq k_{hd}$, $k_{\mu a2} \geq k_{hd}$ の条件を満足している。よって, 図 8-1-1 の橋脚はぜい性的な破壊に対しては安全であると判断される。

表 8-3-1 各部材のM- ϕ 関係およびじん性率（文献1）による）

部 材	断 面 状 態	モーメントM (tm)	曲 率 ϕ (1/m)	剛 性 EI (tm^2)	じん性率 $\frac{\phi}{\epsilon}$	部 材	モーメントM (tm)	曲 率 ϕ (1/m)	剛 性 EI (tm^2)	じん性率 $\frac{\phi}{\epsilon}$	部 材	モーメントM (tm)	曲 率 ϕ (1/m)	剛 性 EI (tm^2)	じん性率 $\frac{\phi}{\epsilon}$
2-3	ひび割れ時	8,090	6.233×10^{-5}	1.298×10^8	—	9-10	263,300	8.109×10^{-6}	3.247×10^{10}	—	15-16	434,690	9.223×10^{-6}	4.713×10^{10}	—
	降 伏 時	22,350	5.067×10^{-5}	3.210×10^7	17.78		409,830	6.227×10^{-5}	2.705×10^9	24.57		919,170	6.606×10^{-5}	8.524×10^9	14.86
	終 局 時	29,530	9.009×10^{-5}	8.447×10^5			560,190	1.530×10^{-4}	1.024×10^8			1,290,980	9.815×10^{-4}	4.062×10^8	
3-4	ひび割れ時	8,580	6.250×10^{-5}	1.373×10^8	—	10-11	292,150	8.636×10^{-6}	3.383×10^{10}	—	16-17	464,690	9.357×10^{-6}	4.966×10^{10}	—
	降 伏 時	23,600	5.064×10^{-4}	3.382×10^7	17.95		544,310	6.405×10^{-5}	4.550×10^9	18.22		965,030	6.606×10^{-5}	8.824×10^9	15.04
	終 局 時	31,090	9.092×10^{-5}	8.734×10^5			756,370	1.167×10^{-3}	1.923×10^8			1,353,600	9.933×10^{-4}	4.191×10^8	
4-5	ひび割れ時	9,540	6.175×10^{-5}	1.546×10^8	—	11-12	311,550	8.773×10^{-6}	3.551×10^{10}	—	17-18	495,440	9.493×10^{-6}	5.219×10^{10}	—
	降 伏 時	34,150	5.374×10^{-4}	5.174×10^7	9.293		571,300	6.409×10^{-5}	4.695×10^9	18.44		1,012,220	6.608×10^{-5}	9.132×10^9	15.11
	終 局 時	49,160	4.994×10^{-3}	3.467×10^6			790,780	1.179×10^{-3}	1.969×10^8			1,421,420	9.887×10^{-4}	4.388×10^8	
5-6	ひび割れ時	10,060	6.203×10^{-5}	1.622×10^8	—	12-13	337,770	8.912×10^{-6}	3.790×10^{10}	—	18-19	530,050	9.606×10^{-6}	5.518×10^{10}	—
	降 伏 時	35,730	5.366×10^{-4}	5.409×10^7	9.525		605,000	6.404×10^{-5}	4.848×10^9	18.74		1,110,740	6.650×10^{-5}	1.021×10^{10}	14.58
	終 局 時	51,640	5.111×10^{-3}	3.477×10^6			839,300	1.200×10^{-3}	2.062×10^8			1,562,410	9.694×10^{-4}	5.002×10^8	
6-8	ひび割れ時	10,560	6.235×10^{-5}	1.694×10^8	—	13-14	371,000	9.000×10^{-6}	4.122×10^{10}	—	19-20	562,520	9.741×10^{-6}	5.775×10^{10}	—
	降 伏 時	37,100	5.361×10^{-4}	5.601×10^7	9.716		738,400	6.514×10^{-5}	6.545×10^9	16.36		1,164,830	6.657×10^{-5}	1.060×10^{10}	14.61
	終 局 時	53,420	5.209×10^{-3}	3.493×10^6			1,027,810	1.066×10^{-3}	2.891×10^8			1,638,900	9.725×10^{-4}	5.233×10^8	
8-9	ひび割れ時	10,990	6.283×10^{-5}	1.750×10^8	—	14-15	399,490	9.135×10^{-6}	4.473×10^{10}	—	20-21	591,320	9.911×10^{-6}	5.967×10^{10}	—
	降 伏 時	38,360	5.363×10^{-4}	5.780×10^7	9.823		777,550	6.512×10^{-5}	6.753×10^9	16.60		1,213,940	6.672×10^{-5}	1.096×10^{10}	14.50
	終 局 時	55,080	5.268×10^{-3}	3.534×10^6			1,085,790	1.081×10^{-3}	3.033×10^8			1,708,700	9.677×10^{-4}	5.491×10^8	

表 8-3-2 質点座標および質点質量(文献 1)による)

	質点座標(単位:m)		質 量 $M_2(t \cdot sec^2/m)$	
	X座標	Y座標		
1	0	71.88	222.	(道路橋重心位置)
2	0	67.38	11.8	(上段柱天端)
3	0	64.53	19.3	
4	0	62.03	20.3	
5	0	59.53	21.4	
6	0	57.03	22.4	
7	0	56.98	639.	(鉄道橋重心位置)
8	0	54.53	23.5	
9	0	53.28	73.2	(上段柱下端)
10	0	49.28	75.7	
11	0	47.14	128.	
12	0	42.50	159.	
13	0	37.50	168.	
14	0	32.50	178.	
15	0	27.50	187.	
16	0	22.50	196.	
17	0	17.50	206.	
18	0	12.50	215.	
19	0	7.50	225.	
20	0	2.50	234.	
21*	0	0	0	(下段柱下端)

*質点21は質量のない質点である。

表 8-3-3 上段柱天端における水平力Pと変位 δ (文献 1)による)

質点	上段柱下端ひび割れ時			上段柱下端鉄筋降伏時			上段柱下端終局時		
	モーメントM (t·m)	剛性EI (t·m)	曲率 ϕ (1/m)	モーメントM (t·m)	剛性EI (t·m)	曲率 ϕ (1/m)	モーメントM (t·m)	剛性EI (t·m)	曲率 ϕ (1/m)
2	2.660	1.298×10^8	2.049×10^{-5}	9.280	3.210×10^7	9.933×10^{-5}	13.330	3.210×10^7	2.256×10^{-4}
3	4.340	1.298×10^8	3.344×10^{-5}	15.160	3.210×10^7	2.825×10^{-4}	21.770	3.210×10^7	4.885×10^{-4}
4	5.820	1.373×10^8	4.239×10^{-5}	20.310	3.382×10^7	4.093×10^{-4}	29.170	8.734×10^8	6.884×10^{-3}
5	7.300	1.546×10^8	4.722×10^{-5}	25.470	5.174×10^7	3.697×10^{-4}	36.570	3.467×10^8	1.235×10^{-3}
6	8.780	1.622×10^8	5.413×10^{-5}	30.630	5.409×10^7	4.423×10^{-4}	43.980	3.477×10^8	2.909×10^{-3}
8	10.260	1.694×10^8	6.057×10^{-5}	35.780	5.601×10^7	5.125×10^{-4}	51.380	3.493×10^8	4.624×10^{-3}
9	10.990	1.750×10^8	6.283×10^{-5}	38.360	5.780×10^7	5.363×10^{-4}	55.080	3.534×10^8	5.268×10^{-3}
	$\delta = 0.0082 \text{ m}$ $P_c = 590.9 \text{ t}$			$\delta = 0.068 \text{ m}$ $P_y = 2062.4 \text{ t}$			$\delta = 0.5406 \text{ m}$ $P_u = 2961.3 \text{ t}$		

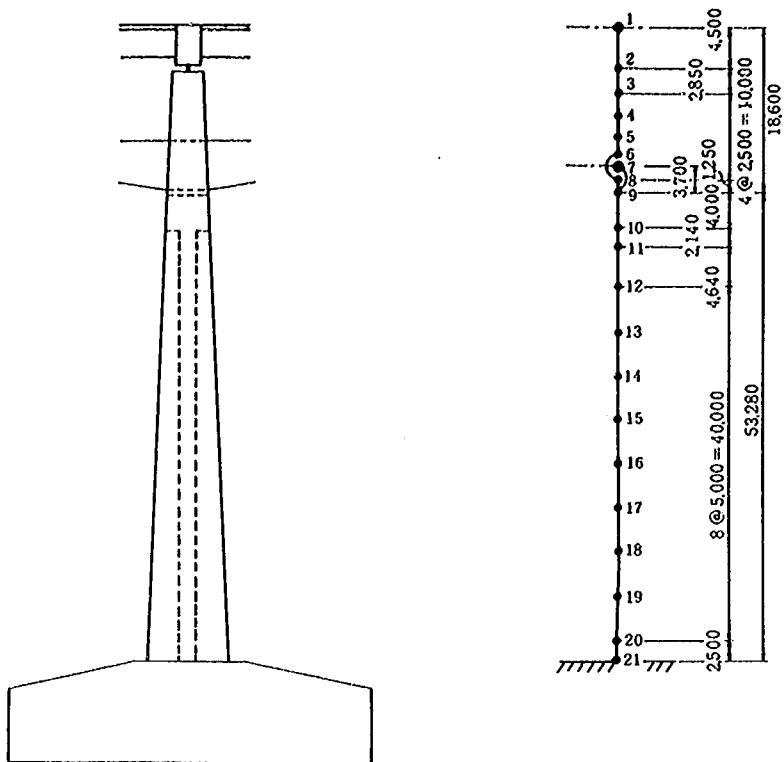


図 8-3-1 番の州高架橋橋脚の質量分布

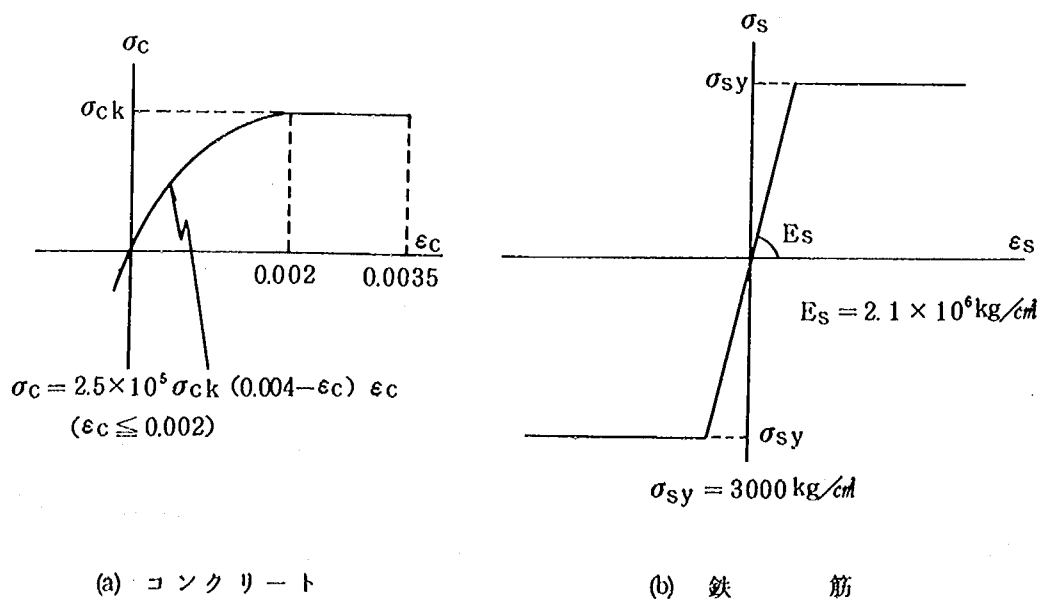


図 8-3-2 コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係の仮定

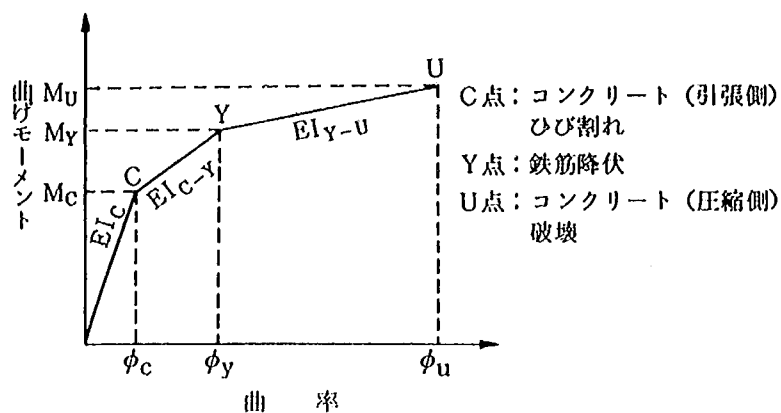


図 8-3-3 曲げモーメント～曲率関係

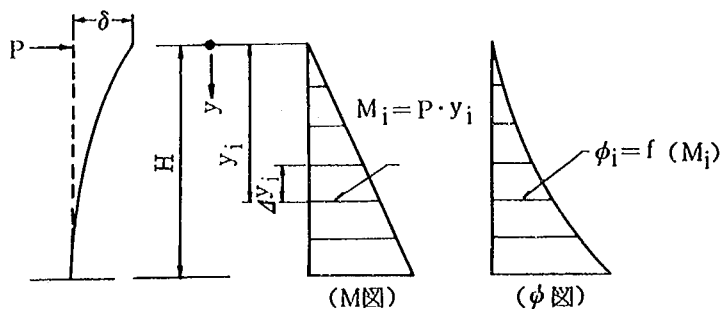


図 8-3-4 橋脚の曲げ変形による橋脚天端の水平変位 δ の求め方

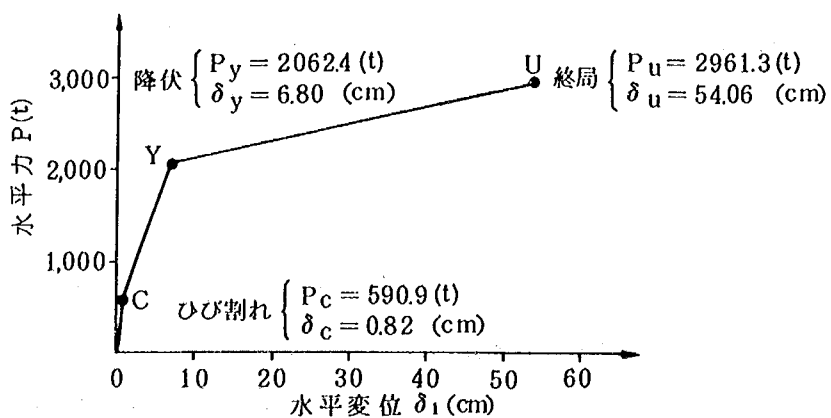


図 8-3-5 上段柱天端における水平力 (P) ～変位 (δ)

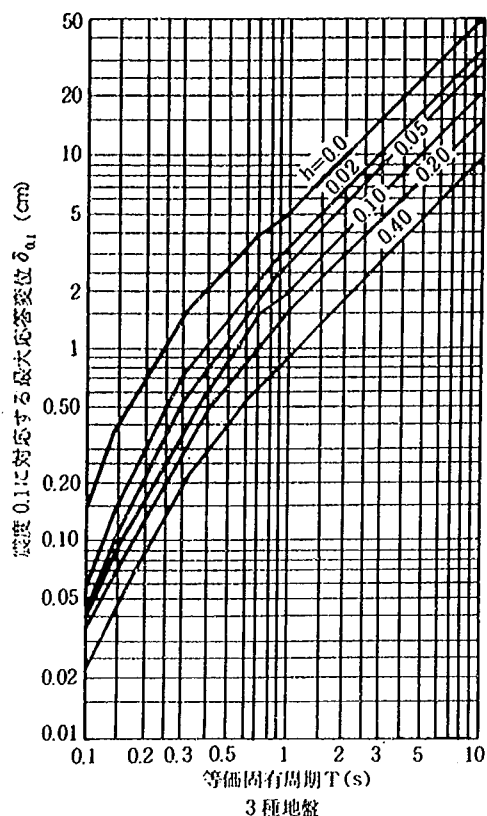


図 8-3-6 震度 0.1 に対応する平均
応答スペクトル曲線

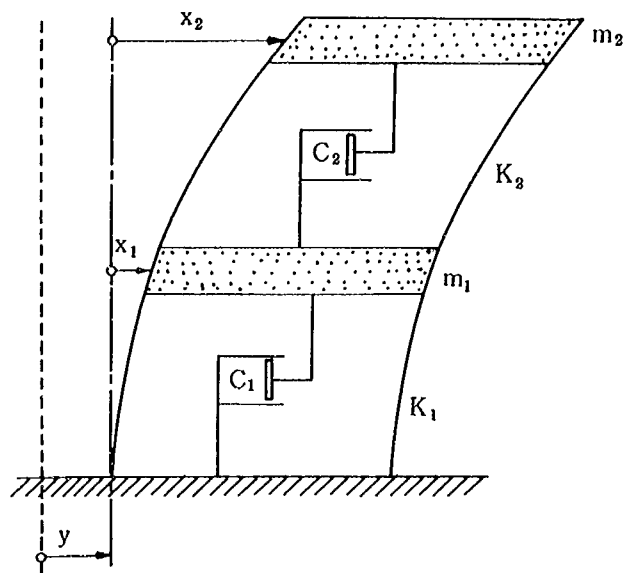


図 8-3-7 2 自由度系モデル

8-4 結 語

本調査において実験計画を作成し、建設省土木研究所で実施した模型実験によって、番の州高架橋橋脚上段柱の荷重～変位関係の履歴特性に関する定量的なデータが得られた。また、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に示されている地震時変形性能の照査方法に準じた方法で検討した結果、上段柱のぜい性的な破壊に関しては安全であることが確認された。今後、本実験などによって得られたデータが番の州高架橋の耐震設計に合理的に反映されることが望まれる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋耐震，地盤に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震，地盤に関する調査研究報告書，昭和 55 年 3 月
- 2) 建設省土木研究所：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所資料第 1513 号，昭和 54 年 7 月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，昭和 55 年 5 月

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第1660号
昭和56年3月(1981)

建設省土木研究所基礎研究室

要 旨

本四公団受託研究に関する55年度の
報告書である。



郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

基
礎
研
究
室

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1660号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○