

本州四国連絡橋公団

受託研究報告 No. 6

土木研究所資料

第1196号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和52年3月

建設省土木研究所

本四公団受託

土木研究所資料第一一九六号

本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告

昭和五十二年三月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 論

1-1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯	3
1-2 前年度まで(昭和46~50年度)の研究結果の概要	3
1-3 昭和51年度における研究内容および研究体制	17
1-4 昭和51年度における研究成果の概要	18

第2章 材料構造に関する調査試験

2-1 鋼床版はり供試体疲労試験	23
2-2 実交通荷重下における鋼床板の応力頻度測定	38

第3章 舗装基準に関する調査

3-1 ま え が き	45
3-2 舗装の疲労に関する試験調査	46
3-3 長浦試験舗装調査	63
3-4 ま と め	70

第4章 耐風に関する調査試験

4-1 調 査 の 概 要	71
4-2 風洞模型用金網の粗さが耐風性に及ぼす影響の調査	72
4-3 南備讃瀬戸大橋の耐風性	78
4-4 補剛トラス鉛直材の耐風性調査	161

第5章 地盤の動的性質に関する調査試験

5-1 概 要	123
5-2 地盤の動的性質の調査	124
5-3 現場基礎工振動実験技術指導	138

第6章 耐震に関する調査試験

6-1 概 要	141
6-2 橋梁下部構造-地盤系の地震応答解析に用いる基盤	141
6-3 基盤の具備すべき条件	142
6-4 基盤地震動の算定予測精度の検討	147
6-5 基盤地震動の算定とそれに基づく橋脚の地震応答の試算	153
6-6 結 論	154

第 7 章	基礎工に関する調査試験	
7-1	概 要	161
7-2	計器埋設用充填材試験	161
7-3	剛体基礎のバネ定数に関する実験	168
第 8 章	交通騒音に関する調査試験	
8-1	概 説	173
8-2	道路と新幹線鉄道との騒音評価	173
8-3	舞子地区騒音推計	178
8-4	トンネル坑口からの放射音に関する実験	182
第 9 章	海中工事による汚濁に関する調査試験	
9-1	ま え が き	191
9-2	模型実験による汚濁発生量の検討	191
9-3	数値モデルによる汚濁予測	200
9-4	結 論	213
第 10 章	コンクリートに関する調査試験	
10-1	概 要	215
10-2	試 験 方 法	215
10-3	試験結果および考察	216
10-4	結 論	217

「本州四国連絡橋に関する調査試験」に係る年度別、課題別契約金額一覧

第1章 総論

1-1 土木研究所における本州四国連絡橋の調査経緯

建設省における本州四国連絡橋の調査は、道路事業調査費、本州四国連絡架橋調査費により、昭和34年度から開始された。当初は土木研究所が中心となり、近畿・中国・四国各地方建設局と協力して候補各路線の地質調査、設計調査、基礎工法調査、試験調査などの諸調査が進められたが、昭和38年度に近畿地方建設局に本州四国連絡架橋調査事務所が開設されるに及び現地調査と設計調査は主として調査事務所が担当し、土木研究所は、長期的視野にたつて地質、基礎工法、設計、海洋気象各調査の一部および試験調査を担当してきた。

一方、日本国有鉄道は昭和30年以降、海底トンネルにより本州と四国を連絡する構想のもとに、独自に調査を進めていたが、建設省が上記の諸調査を開始すると、海底トンネル計画を道路鉄道併用橋計画に切替え、建設省と平行して調査を続行した。

この間、昭和36年度より昭和42年度にわたり、建設省と日本国有鉄道（昭和39年以降は日本鉄道建設公団）は共同して、連絡橋の技術的可能性および実現性の検討と、設計指針の作成を土木学会に委託し、土木研究所は上記の諸調査を進めるとともに土木学会に設置された本州四国連絡橋技術調査委員会ならびにその下部機構である上部構造専門部会、下部構造専門部会、耐風設計小委員会、耐震設計小委員会の幹事として検討資料の収集、設計指針原案の作成にあたった。

その後、日本鉄道建設公団が設立されるに及び、昭和39年度以降、鉄道関係の調査は同公団に引継がれ、また近畿地方建設局本州四国連絡架橋調査事務所は昭和44年度に廃止され、道路関係の調査は昭和44・45年の兩年度、日本道路公団に仲継された。さらに昭和45年度には本州四国連絡橋公団が新設され、従来道路と鉄道に分れて実施されていた調査を一本化して実施調査が推進されるにいたった。

このような調査母体の変遷に伴って、当初道路事業調査費・本州四国連絡架橋調査費で実施された土木研究所における調査も、昭和44・45年の兩年度には東京湾等他の長大架橋計画の調査と合せて道路事業調査費・大規模特殊事業調査費に切替えられ、昭和46年度以降は本州四国連絡橋公団からの委託研究費で実施される運びとなり、本年度はこの調査の第6年度に当たるものである。

1-2 前年度まで（昭和46年～50年度）の研究結果の概要

1-2-1 昭和46年度の研究

昭和46年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。

(1) 道路部設計活荷重の検討

現在設計に用いられている本州四国連絡橋設計示方書案の道路部設計活荷重に関する問題点を指摘し、活荷重の大きさの計算式中の支間長として影響線の全長をとり載荷は影響線の同一符号区間に限ること、道路橋示方書と同じ線荷重を考慮すべきこと、橋軸方向には主載荷重の別を考え後者を前者の1/2とすべきこと、ならびに現行のものより低い活荷重強度の計算式を提案した。

(2) 吊橋の耐風性

本州四国連絡橋公団より提示された中央支間長 2,000m の 3 径間吊橋および中央支間長 1,500m の 5 径間吊橋の設計案につき風洞模型実験を行ない、前者の一案は満足すべき耐風性を有するが、床組を変えた他の案の耐風性はやや低下すること、後者の耐風性はまだ十分とはいえないこと、下横構の下弦材近くに水平な板状構造物をおけば耐風性が向上すること、ならびに中央分離帯を開床としその幅を拡げれば耐風性が改善されることを明らかにした。

(3) 多径間吊橋および取付橋梁の耐震性

中央支間長 1,500m の 5 径間吊橋およびカンチレバートラス橋の上部構造の地震応答を電子計算機で解析し、前者については、振動モードの計算値と、別途実施した実験値が一致すること、橋軸方向の主塔の応答は多柱基礎の固有周期の影響を受けること、橋軸直角方向の主塔の応答において一部の部材に大きな応力を生ずること、また後者については、支承付近の下弦材に大きな応答値があらわれることを明らかにした。

(4) 下部構造の耐震性

多柱基礎およびケーソン基礎の大型振動台による予備的模型実験を行い、この種の実験により両種の基礎の設計計算方法の精度を確認できる見通しをえた。

(5) 基礎地盤のクリープ特性

陸上部で採取された神戸層群多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩の試料につき、物理的特性試験、1 軸圧縮試験、3 軸圧縮試験、高圧 3 軸クリープ試験、圧密試験を行ない、クリープ特性を明らかにするとともに粘弾性モデルによる解析を行なった。

(6) 海中鉄構に作用する潮流力および波力

潮流力については、鳴門海峡に設けられた海上作業用足場を利用して現地観測を行なうとともに土木研究所構内で行なう水理模型実験の準備を行なった。波力については、潮流力同様の現地観測により作業足場内における波浪減衰、波高と波力の関係を明らかにするとともに構内水理模型実験を実施した。

1-2-2 昭和47年度の研究

昭和47年度における受託研究結果の概要は次のとおりである。

(1) 道路部設計活荷重

47年度は、46年度報告で暫定的に提案した主構の設計のための道路部設計荷重の合理性を検証する手法として、電子計算機によるシミュレーションによる方法を開発した。本方法による自動車列荷重の推算の結果を道路交通の実態調査の結果と照合して、実用上十分な精度で自動車列荷重を推算しうるとの結論を得た。

(2) 吊橋主塔の極限耐荷力

中央径間長 851m から 1,860m までの 7 橋の吊橋の設計案について死荷重に対する荷重係数(α)を 1.0, 1.2, 1.4 とした場合に活荷重に対する荷重係数(β)を漸増させた場合の影響を調べた。

その結果以下の事が明らかとなった。① $\alpha = 1.0 \sim 1.4$ では主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の 1.7 ~ 2.2 倍となり、活荷重に対する荷重係数は最小の場合でも 5 となる。② 長大吊橋に対しては $\alpha = \beta$ という苛酷な条件下においても、むしろ、主塔の極限耐荷力は設計鉛直力の 2.1 ~ 2.6 となり、

通常の橋に対して要求されている安全率の大きさを上まわっている。

(3) 吊橋の耐風性

3橋の設計案について耐風安定性を風洞実験によって試験した結果つぎの結論を得た。①大鳴門橋および因島大橋については十分の耐風性を具備することが確認された。②南備讃大橋に関しては仰角0°において約45m/sで不安定現象の発生が認められたが、構造細部を修正することによって、前述の不安定現象の発生を回避する余地があるものと考えられる。

また、上述の3橋の耐風安定性の風洞実験結果を当所の指導のもとに行なった他機関における同一条件下での実験結果と比較検討し、ほぼ満足すべき一致をみた。

さらに、強風の作用下にある吊橋系の静的変形および活荷重による振動特性を解析するための電算プログラムを作成し、適用性を検討した。

(4) 吊橋設計案に関する地震応答解析

鳴門大橋および明石海峡大橋ならびに南備讃瀬戸大橋について、前者では上下構造全橋、後者2者では主塔一橋脚系に対する地震応答解析の結果を検討してつぎの結論を得た。①比較的小スパンの鳴門大橋（中央径間長870m）では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は主塔の設計において支配的影響をもつものといえる大きな応力を示している。②比較的大スパンの明石海峡大橋（中央径間長1,880m）ならびに南備讃瀬戸大橋（中央径間長1,100m）では地震応答解析から得られた主塔橋軸方向の応力は設計案で十分の安全性をもつものといえよう。③地震の影響は、応力からみるときは主塔一橋脚系に大きな影響を及ぼす。しかしながら、変形からみるときは吊構造部においても多大の考慮を払うことが必要とされ、かつ、力学的には塔頂部の拘束条件の近似度を高める意味からも、できる限り全橋をモデル化した地震応答解析を実施して耐震設計を進めることが望まれる。④応答を考慮した修正震度法によって算出された応力は応答解析で求めた応力に対して安全側となっている。また、設計案の一つである明石海峡部の5径間吊橋の地震応答解析から、主塔の橋軸直角方向の周期の算定式を改善することが必要といえよう。

(5) 吊橋下部構造の耐震性

明石海峡大橋の2種の設計案（中央径間長1,880mおよび1,515m）で用いられる下部構造およびその支持地盤と対象として検討を行った。模型による振動実験からつぎの結論が得られた。①中央径間長1,880mの設計案にあるケーソン基礎の一次の固有周期は0.8秒であり、地盤の一次の固有周期1.6秒より短い。また根入れすることによってケーソンの固有周期はより短縮される。②中央径間長1,515mの設計案にある多柱基礎の一次の固有周期は0.5秒で、上記のケーソン基礎より短かく、構造要素の変形による振動が支配的である。③静的な実験による地盤反力係数は、弾性論から導かれた諸数値と近似しているが、日本道路協会道路橋下部構造設計指針の数値の5倍程度となる。④動的な地盤反力係数ならびに振動時の仮想質量については、両者の分担関係を考慮して解明することが必要である。しかしながら実験結果からみると地盤の仮想質量の及ぼす影響は小さいといえよう。

(6) 明石層のせん断特性

砂礫からなる明石層の土質試料に対する三軸試験からつぎの結論が得られた。①乾燥密度の平均値は $1.90 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$ とみられる。②絶対乾燥状態の試料での内部摩擦角および粘着力はそれぞれ

39° 10', 1.6 Kg/cm²程度の値となる。③上述の試料の飽和状態での内部摩擦角および粘着力は、それぞれ37°, 1.0 Kg/cm²程度となる。

(7) 神戸層のクリープ特性

凝灰質細粒砂岩からなる神戸層の土質試料に対する高圧クリープ試験からつぎの結論が得られた。

①本試料のような含水比が低く、密実な軟岩では排水、非排水の条件は大きな影響要素とはならない。②処女載荷時のクリープによる変形量に対して、除荷後再び載荷する緩和試験での変量は若干小さい。③排水、または非排水状態における処女載荷試験および緩和載荷試験の結果から歪と載荷時間の関係式を求めた。

(8) 海中鉄構に作用する潮流力

水理模型実験から、単柱の場合、流れに対して縦列をなす場合、流れに対して横列をなす場合について、それぞれ柱体の直径と柱体間の純間隔の比をパラメーターとして抗力係数を求め、潮流力の算定が可能となった。一方飛島における仮設支持枠に対する潮流力の現地観測では流向が10°~20°偏倚しており、支持枠内では複雑な流れの発生が認められ、上述の水理模型実験結果を十分に検証するには至らなかった。しかしながら上述の抗力係数は十分に信頼のおける値であり、該当する条件下において潮流力を評価しうるものである。

(9) 海中鉄構に作用する波力

抗力と質量力が同時に作用するものとするいわゆるモリソンタイプ (Morison type) の波力が多柱基礎のような柱列群に及ぼす荷重としての影響を理論解析および水理実験で求めることを試行した。柱体の直径と柱体の中心間隔の比および柱体の直径と波長の比をパラメーターにとり、理論解析の結果と水理実験結果とを対比して見て、定性的に一致しない事項もあるが、波力評価について一応の見とおしを得た。一方鳴門における掘削実験棟を利用した現地観測からは、柱列群の場合には波面の回折の影響が認められた。この事実は波力評価に際して考慮すべき事項として挙げられよう。

(10) 明石海峡部の地質構造と各岩層の工学的性質

海峡部の明石層および神戸層の鉛直方向と水平方向の分布状態を把握するために、既往資料ならびに海上ボーリングの資料などにより、1/5000の地質図を作成する作業を他機関の専門家の意見も取り入れながら進めている。対象地域は巾4 km、長さは海峡部4 km、兩岸内陸部各1 km、計6 kmとし、対象地域に関する地質の資料・報告等約50点を収集解析した。

また、明石層、神戸層などの工学的性質を求めるために、それら地層のおおよその分布量を推計する作業を第1段階として実施した。

(11) インサート型ローラービットによる硬岩掘削試験

削井などのために小口径のロータリー式ビットを用いた硬岩掘削工法は従来からあるが、大口径の掘削工法については開発途上にあるといえよう。標記のビットは口径60 cmの硬岩掘削のための開発途上の試作機である。

本試験では、掘削の対象としてモルタル、砂岩、花崗岩の3種を選び、掘進速度と所要動力さらに掘削能率とビット推力などの関係を実験的に求め、耐久性、掘削に要する経費については更に検討を要するが、所要動力および硬岩への適用性について一応の見とおしを得た。

1-2-3 昭和48年度の研究

昭和48年度における受託研究成果の概要は次のとおりである。

(1) 材料構造に関する調査試験

鋼床版構造は金属疲労の問題と共に床土の舗装の耐久性の問題がある。本研究では現場施工に近似した条件下において鋼床版ブロックを製作し、疲労試験を実施し、さらに鋼版上にアスファルト舗装を試み、耐久性に係わる防水性に関する実験を実施した。

上記の試験の結果からつぎのことがいえよう。

- i) 鋼床版の疲労強度は、溶接手順の適性化をはかることによって現場条件の著しい変化に対しても、可成りの均一性を保つことができる。
- ii) アスファルト舗装の鋼版に対する防水性は配合、転圧法などの影響を受けるが、床版上面の形状などの最適化が今後の問題として残される。

(2) 鋼床版舗装の実態調査

鋼床版舗装の設計施工の基準を作成するための調査として本年度は調査項目を選定し、既設橋39橋に関して耐久性を主に調査した。

調査項目としては道路条件、床版構造、舗装構造、舗装材料、補修履歴などを選定し、さらに路面状況については実地に調査し、これらの状況をとりまとめてカード化した。カードに盛られている内容には一貫した傾向をすべての項目について見出せないが、交通密度、床版の撓み性などが舗装の耐久年限に密接に関連する傾向をもっているものといえよう。

(3) 吊橋の耐風性

3径間鋼床版合成トラス連続吊橋および南備讃瀬戸大橋の耐風性に関して模型による風洞実験を実施し、つぎの結果を得た。

- i) 3径間鋼床版合成トラス連続吊橋の耐風性確保のためにはさらに改良すべき余地があるものといえよう。改良につながる原因を究明するためにさらに風洞実験を行なうことが必要となるう。
- ii) 南備讃瀬戸大橋の実施設計の2案については両案とも橋床形状に若干の修正を施すことによって耐風性は向上するが、A案の変形について今後検討を要するものと思われる。

(4) 高橋脚橋梁などの地震時の変形に関する解析

地震時の橋の機能に関して橋面の地震動による変形を推算するために基礎、躯体、支点、桁に関する地震応答解析を実施した。

解析の結果から、橋面の上下方向の振動振幅より、むしろ、水平方向の振動振幅が大きく、10cm程度に達し、走行車輛の地震時の安全確保のためには、設計の面のみならず運行管理の面からも十分な検討が望まれる。さらに構造上の問題としては地盤と杭基礎の相互作用に未だ詰めて議論すべき余地が残されている。

(5) 吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析

明石海峡に建設が予定されている3径間吊橋の下部構造の模型による耐震実験を実施した。本年度は特に地盤と構造物の接合の工種に着目すると共に地盤そのものの振動性状について実験した。

実験の結果からつぎの結論を得た。

i) 脚付きケーソンは脚のないケーソンと大差ない動的挙動を示すので脚のあることによって地震時の変位を抑制する効果は小さいものといえよう。しかしシャーキーーとしては大きな抵抗力をもつ特長が脚付きケーソンにはあるものと考えられる。

ii) 基礎構造は地盤中に根入れすることにより固有周期は確実に短縮される。したがって地震時の変位の抑制効果は大きいものといえよう。

iii) 地盤は上層の比較的軟質な地層が地震時に比較的大きな変位を示すことが予想される。しかしながらそれが橋全体に及ぼす影響は軽微なものと考えておいてよいであろう。

(6) 明石層のせん断特性とクリープ特性に関する調査研究

明石—鳴門ルートの支持地盤となる明石層の試料によってせん断特性とクリープ特性を試験によって調査した。

試験の結果からつぎのことがいえよう。

i) 絶対乾燥状態で試料の剪断特性である内部摩擦角は昨年度の試料と同様に約 40° であり、飽和状態での内部摩擦角は $2-3^\circ$ 前者より小さい。

ii) クリープ特性については系統的に表示しにくい、その特性は土よりも岩に類似した終極歪の比較的小さい特性を備えている。

(7) 海中鉄構に作用する波力

昨年度までに実施した水理模型実験および現地観測の諸データを、抗力と質量力が同時に作用するものと考えられるいわゆるモリソンタイプの波力として多柱基礎のような柱列群に作用するものとして、解析整理した。

上述の解析整理の結果から波面に平行または直交する柱列に対して考えるべき波力の算定式を求め得た。なお本実験式に波の回折理論を援用して、回折現象をも考慮しようとした。

(8) 明石海峡の地質構造の調査

既存資料の収集分析を行ない、昨年度に引きつづき明石海峡とくに明石層および神戸層についての地質上の問題の解明を進めた。

層序は基盤の花崗岩を覆って海峡部および両岸にわたって神戸層が広く分布発達している。大阪層群いわゆる明石層は舞子地区とその海上部および松帆地区に分布しており、架橋ルートの北部の海域から陸上部にかけてと南端は陸上部のみに分布している。海峡中央部と南部にかけては花崗岩上または神戸層上に直接沖積層が分布している。

またこれら地層の工学的特性は広帯域に分布しており、今後地層の分類を工学的に行なうためにはできるだけ多くの指標によって整理分類することが望まれよう。

(9) 和泉層に対するローラービットの削孔性に関する調査試験

和泉層は砂岩層であるが、その機械的特性の1つである強度の面からは硬岩つまり強度の大きな岩種として分類されている。

本研究では和泉層をローラービットで削孔する場合に、通常、適硬岩とされているインサート型カッタと適中硬岩とされているツース型カッターのいずれが適当であるかを試験した。

試験の結果、ツース型カッターを用いた場合には所要トルクはインサート型カッターを用いた場合より大きくなるが、削孔速度の増す割合は所要トルクの増す割合より大きくなり、総合的に見て、効

率はツース型カッタを用いたローラービットが優れているといえよう。

1-2-4 昭和49年度の研究

昭和49年度における受託研究の成果の概要は次のとおりである。

(1) 材料構造に関する調査試験

鋼床版構造に関し、模型載荷実験による静力学的挙動、疲労強度および鋼床版上の舗装の挙動の調査ならびに試験橋により実交通下における応力頻度の実測を実施した。その主な結果は次のとおりである。

- i) 設計輪荷重の載荷により、鋼床版のデッキプレートに局部的に道路橋示方書の許容応力度以上の応力度が生ずるが主応力度は降伏応力度以下である。
- ii) デッキプレートおよび縦リブの現場溶接継手は仕上げの有無に関らず、設計輪荷重の200万回繰返し載荷で疲労クラックの発生が認められなかった。
- iii) 鋼床版上の舗装表面には、設計輪荷重により $1,000\mu$ 程度の引張りひずみを生じ、舗装表面の引張りひずみが $1,000$ ないし $3,000\mu$ になるとデッキプレートの曲率半径は9ないし $20m$ 程度となる。
- iv) 実交通下での応力頻度は、1車線当りの日交通量約10,000台（重量車混入率25%程度）の試験橋で、応力レベル 840 Kg/cm^2 、 500 Kg/cm^2 に対し、それぞれ30回/日、730回/日であった。一方比較のため実測したコンクリート充填鋼格子床版の1ビームでは 500 Kg/cm^2 に対し13回/日程度であった。

(2) 舗装基準に関する調査

耐まもう層、表層、防水層、接着層の各層につき新材料の開発を目的とした材料試験を行なうとともに、前年度の現況調査で鋼床版舗装の破壊が接着層に問題があって促進されることが認められたため、舗装の接着力試験を中心とした現況調査を実施した。

(3) 耐風に関する調査

因島大橋の最終設計案、耐風実験橋の模型につき風洞実験を実施するとともに、橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風性に考察を加え次の結果を得た。

- i) 因島大橋の最終設計案は十分な耐風安定性を有する。
- ii) 乱れの分布は一様であり、強度は8ないし12%になることを認めた。耐風実験橋の1/72の模型につき、風洞内に格子をおいて乱れを強制的に発生させた場合の空力3分力を測定した。
- iii) 2次元模型による非定常空気力の測定結果を用い、吊橋全体の応答を計算するプログラムを開発した。

(4) 耐震に関する調査試験

高橋脚橋梁の地震時の変形に関する調査試験の一環として、ゴム製杭を用いて杭と地盤の相互作用

用に関する模型実験を行ない、基礎—地盤系の解析モデルに関し有用な資料をえた。また、国立防災科学センターの振動台を用いて実施された、明石海峡大橋の基礎と地盤の模型振動実験につき、計画立案、測定、データ処理を分担するとともに、地盤材料として使用された利根川砂の動的変形特性試験を実施し、 10^{-6} ないし 10^{-4} 程度のひずみ振幅における動的せん断弾性係数と履歴減衰係数の値を求めた。

(5) 基礎工に関する調査試験

明石層、神戸層、D、Eルートの花崗岩の最新の地盤調査資料を用い、剛塑性論、弾塑性論等の解析法により、浅い大型基礎の根入れ寸法と平面寸法の影響を考慮した支持力を検討した。

(6) 土質に関する調査試験

垂水ケーソン内で採取した明石層のレキ混り土の動的大型3軸試験を行ない、弾性係数、履歴減衰定数、振動時の粘着力、内部摩擦角等につき検討し、次の結果をえた。

- i) 等価せん断弾性係数は、応力比(平均軸圧/側圧)が大きくなる程減少し、応力比2の場合には1の場合にくらべて15~20%減となる。また軸ひずみが大きくなると等価せん断弾性係数は減小し、減小率は側圧によって異なるが、軸ひずみが0.5%の場合は、0.05%の場合にくらべて数分の1となる。
- ii) 履歴減衰定数は、応力比が大きくなる程増大し、側圧が大きい程この傾向は顕著になる。また、軸ひずみとともに増大し、軸ひずみが0.03%から0.3%になると履歴減衰定数は約3倍となる。
- iii) 動的な粘着力と内部摩擦角は、静的大型3軸圧縮試験の結果にくらべて小さく、全応力表示で、まさつ角 $21^{\circ} \sim 24^{\circ}$ 粘着力0、有効応力表示で、まさつ角 $31^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 粘着力0となる。

(7) 明石海峡の地質構造に関する調査

3ヶ年にわたる明石海峡の地質構造に関する調査の総まとめを行ない、従来の地質図を大巾に書きかえるとともに、次の事項を明らかにした。

- i) 基盤を構成する花崗岩は、ほとんど六甲花崗岩で、海峡部も陸上部と同じように起伏が大きく、部分的に深くまで風化している。特に松帆側サイドの選定に重大な影響がある。
- ii) 神戸層は岩相変化が大きい。海峡中央部を東北東—西南西にのびるF6断層を境にして舞子側は泥質岩が多く、岩屋側は砂質岩が多い。B海域は前者に属し、凝灰質のところや炭質物を含むところが多く、著じるしく軟弱である。C海域やD海域では硬い砂岩のところが多いが、ところどころに軟い泥岩(一部粗粒砂岩)や凝灰岩もはさむ。
- iii) 明石層は締った砂礫からなる。一般に泥質の中部層があるとされているが、舞子では確認されなかった。沖積層を含めて地層区分の再検討、再編成が必要かも知れない。
- iv) 断層の再検討を行なった結果、位置の変更、削除、新規発見等があり、地質図の改変を行った。
- v) スーパーカー調査の結果をもとに各地層の上面の等深線図を作成した。それをもとに断層の存

在や活動状況を調べると次の諸点が判明した。

- (a) 松帆沖のN-S方向の断層はENE-WSWのものより古く、明石層堆積後活動していない。
 - (b) 主断層群を形成しているENE-WSW方向のF7, F1, F6断層は、明石層堆積開始後も活動している。これらの断層は全て北落ちで、各ブロックは著じるしく傾動している。神戸層堆積開始後少くとも20m、明石層堆積開始後は10mの落差を生じせしめている。沖積層が堆積し始めてから動いている徴候は見つかっていないが定かでない。
 - (c) 神戸層堆積中に、しばしば活動しており断層付近は地層の乱れが大きく、軟弱となっている。
 - (d) 海峡部の断層は主として上下方向に動き、水平ズレは少い。
- vi) 明石層上面等深線を検討すると、N-S系断層は活動していないことがはっきりするが、ENE-WSW系ははっきりしない。ただし、兩岸共、現汀線の沖合いにほぼ平行に沈降部が認められる(最大40m)。その分だけここでは沖積層が厚くなる。

(8) 塗料に関する調査試験

フタル酸樹脂系、ポリウレタン樹脂系、塩化ゴム系の塗料について、着色顔料の種類および配合比の明らかな各種色調(赤系、オレンジ系、黄色系、青および緑系など)の着色塗料を試作して大気ばくろ試験および促進劣化試験(500時間)をおこない、色の耐久性と顔料組成との関係および展色剤の種類が色の耐久性に及ぼす影響を調査した。

まだ試験期間が短いため結論づけられないが、大気ばくろ試験の結果と促進劣化試験の結果とは必ずしも相関性が認められず、促進劣化試験の劣化促進率も一般にいわれているより小さいようであった。

(9) 交通騒音に関する調査試験

騒音レベル、周波数成分、発生頻度などの異なる自動車騒音と鉄道騒音とを同時に受けるときの生活環境に与える影響を検討するため、初年度として、交通騒音の評価に関する文献および資料の収集・整理を行い、騒音の評価指標について考察を行った。また、自動車騒音と鉄道騒音とを同時に受けるときの評価の考え方について検討し、今後必要な調査方針について提案した。

道路交通騒音のように不規則かつ大幅に変動する騒音は中央値で表示し、一方、間欠的に発生し、その指示がほぼ一定な鉄道騒音は最大値で評価するのが、「JISZ 8731 騒音レベル測定方法」で定められている方法であるが、この両者がそれぞれある時間内に発生しているとき、どのように評価するかが問題となる。

この点に関しては

- ① 個別評価
- ② 合成した後の中央値評価
- ③ エネルギー等価騒音レベルによる評価
- ④ 住民意識との対応による分析

などが考えられ、今後、これらの方法について実証的な調査試験を進めることが望ましい。

⑩ 海中工事による汚濁に関する調査試験

汚濁物質の発生とその拡散状況を解析し、次の結果を得た。

- i) 汚濁物質は海底掘削に伴うシルト、粘土などと海底に沈殿した有機物、窒素・リンの化合物、重金属からなるが、海底堆積物の現地における粒度分析試験によれば、シルトや粘土質が相当に多い。
- ii) 各種の海中工事につき、それぞれの発生物質や発生機構に考察を加え、問題点を指摘した。
- iii) 汚濁発生源近くの near field につきグラフ浚渫の場合の模型実験を行ない、中心軸上の濃度の通減率、断面の濃度分布、軸方向の拡がりの程度を測定し、汚染物質の放出速度が小さくなる程、周囲の流れの乱れの構造が重要となること、放出口径の20倍程度の距離までは大きな渦や底面の効果が大きくならないこと、その先では乱れの構造と沈降速度の影響が大きくなること、放出口径の20倍程度の距離の地点での濃度、拡散巾、拡散厚を実験値にもとづいて推定しその先は数値計算で推定するのが最良と思われることを明かにした。
- iv) 拡散方程式について理論的に考察し、2次元的な領域における数値計算法を示した。

⑪ 削孔性に関する調査

和泉砂岩に対するツース型カッターの掘削性能と歯先の摩耗度の関係および歯先の摩耗の状態とその進化の早さを解明するため、試験を行ないカッター歯先摩耗の進化による、各種の掘削性能の変化をほぼ明らかにした。掘削時間とカッターの歯先摩耗進化については、時間と費用を節約しながらカッター摩耗を促進するために、途中花崗岩を掘削し、摩耗が進んだ状態で和泉砂岩の掘削条件を変化させ試験を行なった。

この試験により、ツース型カッターによる和泉砂岩の掘削において、その歯先の摩耗は、ほぼ掘削時間、累計回転数に比例し、又摩耗量の進化につれて、掘削トルク、掘削馬力等は低下し、掘削量については、直線的な落ち込みを示すことが、明らかとなった。したがって、施工する立場からすれば、歯先の交換は、掘削効率から一元的に決定されるものでなく、施工計画の詳細な検討によらなければならない、非常な問題を残しているといえる。

1-2-5 昭和50年度の研究

昭和50年度における受託研究の成果の概要は次のとおりである。

(1) 材料構造に関する調査試験

鋼床版に作用する自動車荷重の衝撃係数の実態を把握するため、試験橋において試験荷重車を走行させることにより衝撃係数の実測を行ない、現行の道路橋示方書で与えられている衝撃係数0.4は十分安全であることを明らかにした。

舗装つきの鋼床版模型についてのくり返し載荷試験から4種類の形状のデッキプレートと縦リブの溶接部の安全性の検討を行なうとともに、デッキプレートに生ずる曲率と、アスファルト舗装表面のクラックとの関係についても調査した。

(2) 舗装基準に関する調査

細粒度アスコン、密粒度アスコン、およびグースアスファルトの3種類の舗装を対象として、鋼板と舗装との合成ビーム供試体をつくり、 -10°C に制御された恒温槽内で繰り返し載荷速度 $0.5\sim 5\text{Hz}$ で曲げ疲労試験を行なった。この場合舗装に生ぜしめるひずみは本四連絡橋において想定される範囲内としている。

また、舗装タイプ（舗装の上層と下層の構成のちがい）、供用年数、累計交通量、破壊状況を主な要因として選びだした実橋15橋について、現地で舗装の接着力試験（ $\phi=10\text{cm}$ コアの引抜試験、1橋あたり6個ずつ計90個）を実施して以下の結論を得た。

i) 舗装と床版の接着層部分からはがれたものは全体の30%で、接着力は $5\sim 15\text{Kg}/\text{cm}^2$ の範囲にあり、接着力の小さいものは下層に粗粒度アスコンがくる構成のものに多く認められた。

ii) アスコンの中間部分ではがれたものは全体の25%で、タックコート材料の最小接着強度は約 $3.5\text{Kg}/\text{cm}^2$ ぐらいであることが推定できる。

iii) アスコンの引張強度は供用年数とともに低下することが認められ、舗装の供用年数が10年ぐらいでは、引張強度は $8\sim 14\text{Kg}/\text{cm}^2$ の範囲にある。

接着層の接着強さも供用年数とともに低下してゆくという仮定のもとに、アスコンの引張強さの下限値から供用開始時の接着強さを推定すると $14\sim 15\text{Kg}/\text{cm}^2$ になり、舗装の施工時に、接着強さがこの値以上あれば供用後においても舗装とデッキプレートの接着性はある程度保証されるといえる。

(3) 耐風に関する調査

風洞実験及び解析計算にもとずき、吊橋の耐風性について次のような調査を行なった。

i) 吊橋に防音装置をとりつけることが静的空気力係数と動的安全性に及ぼす影響についてしらべるために風洞実験を行ない、静的空気力係数のうち、抗力係数は減少し、揚力係数の傾斜は増大して、防音装置の存在は静的設計の面では安全側に作用すること、一方、動的安全性は、防音装置を取りつけることによりやや劣化することを明らかにした。さらに、防音装置とりつけによる橋軸方向の吊橋断面の変化が耐風性に及ぼす影響を解析的に検討した。

ii) トラス補剛げたの非定常空気力測定を行ない、トラス補剛げたの空力特性を明らかにするとともに、部分実験橋において観測された自然風中での空力不安定振動の解析に役立てた。

iii) 風洞内に格子をおいて、乱れた風を発生させ、吊橋模型に作用する空気力の測定を行なって風速の乱れの影響について検討を加え、耐風実験橋のデータと比較した。

(4) 地震動および地盤の動的性質に関する調査試験

断層モデル理論を用いて架橋地点に想定すべき地震動（特に長周期の変位入力）を検討するとともに現位置より採取した土質試料を用いて、共振法土質試験、低周波動的ねじり土質試験を行い土の動的性質（動的せん断剛性および減衰特性）を実測した。

(5) 耐震に関する調査試験

地盤と基礎構造物の動的相互作用を考慮した地震入力、地下逸散減衰、地盤材料の非線型性、想定した力学モデルの精度等を明らかにした動的解析法によって、明石海峡大橋主塔基礎および播磨地区高架橋の動的挙動を求めた。

解析の結果次のことを明らかにした。

- i) 基礎の減衰性は提案した方法では、設計指針に示されている値より小さい。
- ii) 基礎の応答の大きさは、地盤の構成によって可成り異なる。

(6) 基礎工に関する調査試験

明石層および神戸層のクリープ特性について大型三軸圧縮試験機、高圧三軸クリープ試験機を使って試験を行い、主応力差とひずみの関係及び各主応力差での経過時間と圧縮ひずみの関係を得た。

(7) 土質に関する調査試験

垂水ケーソン内で採取した明石層の礫混じり土の動的な大型三軸試験を実施し、耐震設計に必要な礫まじり土の等価剛性係数、履歴減衰定数、動的強度定数等を求めた結果、次のことが明らかになった。

- i) 礫まじり土の等価剛性係数 G_{eq} は、砂の場合と同じ型の次式で表現できる。

$$G_{eq} = A(r) \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} P^m(r)$$

P : 平均有効主応力 (kg/cm^2)

r : せん断歪

e : 間隙比

A, m : r の関数

礫混じり土では、 A の値は $r = 1.5 \times 10^{-4}$ において 210、また m は 0.5 となる。

- ii) 歪が大きくなれば減衰定数も大きくなるという傾向がみられる。
- iii) 等方応力下での繰返し载荷試験から液化化しにくい土であると考えてよい。

(8) 塗料に関する調査試験

着色塗料の色の耐久性に関する試験（大気ばくろ試験と促進劣化試験）及びフェノール系ジソクロメートさび止ペイントの品質と実用性能に関する試験（大気ばくろ試験と促進劣化試験）を行った。

これらの試験により現在までに次のことが明らかになった。

- i) 着色塗料に関して

- (a) 変色度についての気象ばくろの結果とウェザーメーター照射の結果との間には正の相関が認められる。
- (b) 赤系の色は、一般に濃色よりも淡色の方が変色度が大きい。
- (c) 変色度のもっとも大きい着色塗料は長油性フタル酸樹脂系で、ウレタン系はもっとも変色

度が小さい。

ii) ジンクロメートさび止めペイントに関して

- (i) 乾湿くり返し試験は、4 サイクルを経過したが、いずれの試料にも欠かんは認められていない。
- (ii) 展色剤の種類が、さび止めの効果に大きな影響を与え、フェノールアルキド系のものは全体的に成績がわるい。
- (iii) 酸化亜鉛の配合は、ふくれの成長を抑制する効果を持つ。
- (iv) 下地の種類による影響がいちじるしく鋼素地に直接塗布した場合は20種類の塗料全てにふくれやさびが生じた。

(9) 交通騒音に関する調査試験

自動車騒音と鉄道騒音とが同時に出現する場合の沿道騒音の評価方法を検討するために

- ① 住民意識に関するアンケート調査
- ② 住民被害意識と各種騒音評価指標との相関分析をA)自動車専用道路および新幹線鉄道併設地区沿線、B)新幹線鉄道沿線、C)自動車専用道路沿線、について実施した。

アンケート結果から得られた主な傾向は次のとおりである。

- i) 昭和20年以前からの居住者は約40%であり、住みにくくなった時期は、新幹線鉄道が開通した昭和40年以降と答えている人が90%に近い。また、約65%の人は住みやすいと答えている。
- ii) 高速道路の影響として、騒音の影響が大きく、振動、すゝ、ほこり、排気ガスの影響はほとんど受けていない。
- iii) 新幹線鉄道の影響として、騒音の影響がやはり大きい。振動については、鉄道に最も近い第1地帯が影響を受けているが、鉄道から離れると急速に影響が小さくなっている。
- iv) 騒音による被害は、夜間、朝・夕、昼間の順に影響が大きい。
- v) 騒音の種類としては、響きのある音、金属性の音、重みのある音を意識している。
- vi) 耳なり、難聴、頭痛、吐き気などの生理的影響はほとんど受けていない。
- vii) 気分がイライラ、寝つきが悪い、夜中に眼がさめるなどの影響はときどき受けている。
- viii) 会話、電話障害はときどきある。
- ix) 軽作業、勉強などへの影響はほとんどない。
- x) 騒音については、80%以上の人がなれている。

(10) 海中工事にともなう汚濁に関する調査試験

汚濁拡散の調査としてグラブ掘削によって発生する濁りについて模型実験を行ない、海底々質、水深、流れ、グラブ形状、掘削方法等のパラメータと汚濁発生量の関係を調べた。また汚濁拡散の数値計算法について検討した。

海底が砂の場合開放型のグラブでは満杯のときには浮上時にグラブ上端から溢れる水によって発生する量が最も多く、全流出量の80%以上で、掘削量が約半分のときには、水切り時の発生量が

増し、全流出量の65%近く、をしめた。また密閉型のグラフであると水切り時の発生量が多いことがわかった。

海底土質がカオリンの場合には、満杯にした開放型グラフからの発生量は、やはり浮上過程及び水切り過程に最大を示し、約70%をしめたが、密閉型では約20%をしめる。また掘削土量に対する率では、開放型の場合約6%が浮上・水切り時に流出したが、密閉型では高々1%であった。

数値計算法に関しては、点源から汚濁が発生する場合の汚濁状況について解析解と数値解を比較することによって、汚濁源に極めて近い所を数値的に解くことが全体の精度を著しく低下させることを明らかにした。自重による沈降が無視できない粒子に対する拡散の数値解を解析値と比較することによって、パラメーターや計算時間間隔、格子間隔等を適切に決めれば、かなり良い精度で数値計算を行なうことができることを明らかにした。

1-3 昭和51年度における研究内容および研究体制

本年度における当研究所の受託研究の項目、内容および分担はつぎのとおりである。

- (1) 材料構造に関する調査試験（橋梁研究室）
鋼床版の疲労強度調査と応力頻度調査
- (2) 舗装基準に関する調査（舗装研究室）
鋼床版舗装の疲労に関する試験と長浦試験舗装調査
- (3) 耐風に関する調査試験（構造研究室）
吊橋の耐風安定性及びトラス鉛直材の耐風性に関する実験および解析
- (4) 地盤の動的性質に関する調査試験（振動研究室）
地盤の動的性質の調査と現場基礎工振動実験技術指導
- (5) 耐震に関する調査試験（耐震研究室）
構造物と地盤の動的相互作用に関する調査
- (6) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）
神戸層現位置大型載荷試験に伴う計器埋設用充填材試験と剛体基礎のベネ定数に関する実験
- (7) 交通騒音に関する調査試験（交通環境研究室）
交通騒音の評価法に関する調査と道路交通騒音の推定に関する実験
- (8) 海中工事による汚濁に関する調査試験（海岸研究室）
海中工事による汚濁物質の発生拡散に関する実験と解析
- (9) コンクリートに関する調査試験（コンクリート研究室）
吊橋のアソカレイジのコンクリート打継目の構造細目に関する実験

これらの受託研究を遂行するための経費総額は、約3,400万円となった。

また、受託研究の円滑な遂行をはかるために、構造橋梁部長を主査とし、上記諸研究室および企画課を構成員とする本州四国連絡橋受託研究連絡会が所内に設けられているほか、本州四国連絡橋公団の技術理事をはじめとする関係者および土木研究所の所長以下の関係者による協議会が設置され、必要に応じて連絡協議を行なっている。

1-4 昭和51年度における研究成果の概要

昭和51年度における受託研究の成果の概要は次のとおりである。

1-4-1 材料構造に関する調査試験

舗装つきの鋼床版部分模型に関する繰返し載荷試験を行ない、4種類の開先形状をもつデッキプレートと縦リブとの溶接部についてそれらの疲労強度を確認した。また同時に縦リブ間のデッキプレートのたわみや縦リブ上のデッキプレートの曲率、舗装表面のひずみを測定し、舗装の設計上考慮すべき条件を明らかにした。

鋼床版の溶接継手部の疲労設計に役立てるため、実交通荷重下において鋼床版各部に生じる応力頻度の実態調査を行なった。

1-4-2 舗装基準に関する調査試験

(i) 舗装の疲労に関する試験調査

本四連絡橋において想定される鋼床版のひずみの範囲内で、荷重を変えた疲労試験を行ない、舗装体にされつが発生するまでの回数と載荷荷重の関係からいわゆる、疲労曲線を求め、舗装材料ならびに構成の評価検討を行なった。舗装体は下記試験舗装におけると同じ構成のもので、試験温度は -10°C とした。

(ii) 長浦試験舗装調査

昭和51年3月に、国道16号線、千葉県君津郡袖ヶ浦町大字長浦地先で、鋼床版舗装に関する長浦試験舗装が実施された。試験舗装は硬質アスファルト、改質アスファルト、硬化性アスファルトを用いた混合物によるものを上・下層組み合わせた4種類の構成とした。累計大型車交通量 62×10^4 、供用期間9ヶ月までの供用性の調査を行なって、試験舗装に用いた材料構成による舗装が、在来の舗装に比べて、どのような改質効果があるかを検討した。試験舗装に対する供用性の調査は今後も継続して実施される予定である。

1-4-3 耐風に関する調査試験

吊橋の耐風設計に関して、主として風洞実験により、下記の調査を実施した。

(1) 風洞模型用金網の粗さが耐風安定性に及ぼす影響の調査

長大吊橋においては、耐風性向上の対策のひとつとして、床版に開床部（グレーチング）を設けることがあるが、風洞模型を製作する場合には、これを金網によって置換するのが普通である。しかし、現行の「風洞試験基準」には開床部の模型化に関する規定がなく、また、金網のメッシュ数を変えると同一の空隙率であっても空力特性が変化するものと考えられる。そこで南備瀬瀬戸大橋を例にとり、金網を4種類に変化させたバネ支持模型実験を行なって金網のメッシュ数が空力特性に与える影響を調べた。その結果、空隙率を一定にしてもメッシュ数が大きくなるほど、耐風性が劣化することが明らかになった。

(ii) 南備讃瀬戸大橋の耐風性の調査

南備讃瀬戸大橋に関しては、計画設計段階より風洞実験が実施されてきたが、未だ完全に耐風性の良好な設計案は得られていない。今年度は、床版幅25m案と22.5m案、そしてトラス主構間隔32m案と30m案の組合せ4種類に対して検討した。その結果、床版幅22.5m、主構間隔32m案は全ての迎角で安定であり、また床版幅25m、主構間隔32m案も従来よりも耐風性は向上し、耐風設計基準を満足することが確認された。なお、床版幅25m、主構間隔30m案に対しては現在実験を継続中である。

(iii) 因島大橋補剛トラス鉛直材の耐風性調査

因島大橋の設計案では補剛トラスの鉛直材にフランジ幅／ウェブ高が0.44のH型断面が考えられており、この比が0.5の断面について行なわれた既往の実験結果に照らし合わせると、設計風速以下でギャロピングの発生が予想される。そこで、この部材の耐風性を検討するために、外形寸法の縮尺1/3の空力弾性模型を用いて、迎角0°から10°きざみに90°まで、一様流、格子乱流、軸力無載荷、軸力107kg載荷等の条件で風洞実験を行なった。その結果、迎角0°の場合はギャロピングが発生し、他の迎角では換算風速約6～7で渦励振による曲げ振動、ねじれ振動が発生した。

この実験結果をもとに実橋部材に発生する応力を推定し、「本州四国連絡橋の疲労設計」に規定されている疲労許容応力度に照らし合わせると、現設計案は耐風性に関して問題があると判断され、断面の変更、構造物の剛性の増加等の防振対策を講じる必要があることがわかった。

1-4-4 地盤の動的性質に関する調査試験

本州四国連絡橋の耐震設計に関連して、橋梁-地盤の応答解析の際に必要な地盤の動的性質を、室内実験などから想定するとともに、現地における杭の振動実験の技術指導を行なった。

(i) 地盤の動的性質の調査

地盤-構造物系の地震時の振動特性を正しく把握するためには、地盤の動的せん断変形特性（せん断変形係数G、減衰係数）を知ることが必要である。児島-坂出ルート of 坂出市番ノ州地区から採取した砂質試料について共振法土質試験を行ない、その結果と、現場弾性波測定によるGの値の比較、 $\gamma = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ の範囲のGと減衰の値、及び、これらの値の評価、さらに、これらの値を地震応答解析に適用する方法について調査した。

(ii) 現場基礎工振動実験技術指導

本州四国連絡橋公団が児島-坂出ルート番ノ州地区で実施した現場における基礎工振動実験における模型製作、加振方法、計測方法、解析方法等について技術指導を行なった。

1-4-5 耐震に関する調査試験

吊橋主塔基礎および高架橋橋脚のような大規模な構造物では、耐震設計に構造物と周辺地盤の動的相互影響度を考慮に入れることが重要である。このように地盤と構造物の動的相互作用を取り入れた地震応答解析を行なう際に必要となる入力地震動を作用させる基準の地盤面（基盤面）のとり扱いとこの面で規定する地震動が具備すべき特性およびその算定予測精度の検討を行ない、この考え方を橋脚の地震応答の解析に適用した。

(i) 地盤内に基盤面を想定し、入力地震動をこの面において規定するという考え方に基けば、2地点間における表層地盤の地震動特性を相互に合理的に比較することができ、同時に地表上の構造物や地中に根入された構造物のいずれに対しても統一した考え方で入力地震動を取扱うことができる。

(ii) 基盤として具備すべき条件は以下の2つである。①表層地盤に比較して無限の剛性を下方に連続的に有する地盤。②下方に一樣な性質で連続する地盤。しかしながら、現実に厳密な意味で上に挙げたような地盤条件に相当する基盤は存在し得ないため、上記の条件をある程度緩和して実際の設計に適用していかなければならない。

(iii) 地震動記録から表層地盤の影響を削除したりあるいは改めて付加したりして基盤震動を算出するためには多重反射に基づく計算法は有効である。

(iv) 上記の考え方をを用いて板島橋橋脚の地震応答の試算に適用した。

(v) 基盤地震動に基づいて表層地層の地震動を算定し、これを作用させて地盤中に根入れされている構造物の応答を計算する際には、地盤から構造物に入射されるエネルギーの効果と同時に一度構造物に入った振動エネルギーが再び地盤に逃げ出す効果を考慮する必要があることがわかった。今後、このような効果を解析モデルに取り入れていく必要があろう。

1-4-6 基礎工に関する調査試験

基礎工に関しては次の2点について調査をおこなった。

(i) 神戸層現位置大型載荷試験に伴う計器埋設用充填材試験

本州四国連絡橋公団で実施された現位置載荷試験の一環として、載荷に伴う地中部応力を測定する際、地盤のひずみを正確にひずみ計に伝達するための充填材を見出す試験である。

まず現地盤(神戸層)の変形係数(E_{so})を測定し、それに対応する充填材を配合試験により数種選定した。一方で現地盤をブロック・サンプリングし供試体を作成し各種充填材のヒズミ追随性を圧縮試験で判定し、更に充填材と神戸層との付着力をせん断試験で判定し、破壊ヒズミの測定や現場での施工試験をも行なった。これらの結果から、充填材としては、石コウ:珪藻土:水=1:0.3:1.2(重量比)の(石コウ+珪藻土)系がもっとも適していると判定した。

(ii) 剛体基礎のバネ定数に関する実験

静的諸常数と動的諸常数との関係を見出すために、実験土槽に剛体基礎モデル(1×1×3m)をセットし、根入れ深さを変えて鉛直、水平載荷試験、振動試験を行なった。これら実験により得られた荷重-変位曲線をもとに、鉛直バネ、水平バネ、せん断バネ常数を算出した。

1-4-7 交通騒音に関する調査試験

沿道騒音に対する意識調査と各種評価指標に対する住民意識との対応の解析を継続して実施するとともに、具体的に本四架橋Aルートの子地区の道路交通騒音の推定作業に着手した。

道路と新幹線鉄道との騒音評価については、騒音の各種評価量と騒音被害意識アンケート結果を用い、騒音レベル(1要因)、受音点環境(7要因)および受け手の個人要因(11要因)の合計19要因について、道路と新幹線鉄道併行区間および新幹線鉄道単独区間についていて、数量化理

論工類による検討を行った。

これらの検討の結果、騒音被害意識の説明要因としては騒音評価量のみでなく、環境要因あるいは個人要因を考慮した方が、相関が良くなることが判った。

舞子地区の道路交通騒音推計に関しては、同地区に計画されているトンネルからの放射音の影響を検討するために、トンネル坑口からの放射音に基ずる基礎的実験を無響室において実施した。すなわち、円形、半円形および矩形のスケールモデルを用いて、坑口からの距離減衰、放射指向特性等を調査するとともに、回折理論およびこれまでに発表されている近似式等との対比を試みた。

1-4-8 海中工事にともなう汚濁に関する調査試験

海中工事にともなう汚濁発生量について模型実験によって検討を加えるとともに、工事予定地点の備讃瀬戸海域における汚濁の拡がりについて数値モデルを用いた予測を行った。

(i) 付着量はグラブ掘削深に対応する土砂との接触面積を求め、これに土砂の単位面積当りの付着量を乗ずれば、総付着量を計算から求めることができる。

$$Wad/wad \sim W_T^{2/3}$$

(ii) 浮上時は、グラブ内の土砂が溢れ出て流出する。このため密閉型では発生汚濁量は激減する。

(iii) 水切り時に発生する流出土砂量を最も大きく支配するものは、グラブ噛合部に生ずる間隙の大きさである。間隙が小さい程流出流速は小さく、それによって外部へ持去られる土砂の平面的拡がりが最も大きく左右される。

(iv) 数値計算による汚濁解析に関しては、代表的な沈降時間と潮流の代表時間との相対的關係から、三つの異ったモデルを作成する必要があることが明らかになり、各々のモデルを使って計算を行えば、混合粒径に対する汚濁の分布の計算が可能になる。

上記3モデルによって計算を行った。

1-4-9 コンクリートに関する調査試験

吊橋アンカレイジのコンクリートブロック打継目付近の構造細目の検討に供するために、コンクリート中に埋込まれた鉄筋の応力分布状態を調査するための供試体実験を行なった。

供試体は、断面が50cm×90cmで長さが鉄筋径の50倍に等しいブロックを用い、鉄筋は横リブ付き異形鉄筋D16およびD25を対象とした。コンクリートの打設方向による影響を比較するため、打設方向が鉄筋に平行な場合と直角な場合をも組合わせて、供試体8体について試験を行なった。

その結果、コンクリート中に十分な長さ埋込まれた鉄筋が材端より荷重を受けた場合のコンクリートへの力の伝達は、直径16~25mmの異形鉄筋に関するかぎり、材端から鉄筋径の25~30倍程度以内の範囲において行なわれることが確かめられた。

本州四国連絡橋の設計・施工に関してこれまで我々の実施してきた調査研究の成果が、本州四国連絡橋の建設に十分反映されるであろうことを期待して、残された諸問題の解決に今後も尽力してゆきたいと考えている。

構造橋架部長 国 広 哲 男

第2章 材料構造に関する調査試験

橋梁研究室

佐伯彰一
山本善行
小笠原保
大塩俊雄
平山伸司

2-1 鋼床版はり供試体疲労試験

2-1-1 ま え が き

本州四国連絡橋においては、吊橋上の床版としてアスファルト舗装を施した鋼床版を用いることが予定されている。すなわち、自動車輪荷重を直接支持するという床作用のみを鋼床版に期待し、補剛トラスの一部としての主構作用は鋼床版には受けもたせない考えのもとに鋼床版の設計が行われている。このような鋼床版には自動車輪荷重により、許容応力度に近い応力が生じ、このような応力状態が繰返し作用することになるので、その設計には疲労を考慮する必要がある。昭和49年度には、版供試体およびはり供試体の載荷試験¹⁾を行ない、自動車輪荷重が作用した場合の鋼床版各部の局所的な応力度ならびに現場溶接部の疲労強度について検討を加え、昭和50年度にはそれらの結果に基づき、鋼床版デッキプレートと縦リブの溶接部の疲労強度に着目した繰返し載荷試験を行なったが、²⁾昭和51年度にも引き続きはり供試体による繰返し載荷試験を行なったので、昨年度のものも含めてここに報告する。

2-1-2 目 的

本実験の目的は次のとおりである。

- (1) 鋼床版の静的挙動の把握
- (2) 鋼床版の疲労強度の確認
- (3) 鋼床版上のアスファルト舗装の力学的挙動の把握

2-1-3 供試体の種類と諸元

デッキプレートと縦リブの溶接部の形状を4種類に変化させ、それぞれに対して2種類の舗装を施した供試体を合計8体製作した。(図2-1-1参照) デッキプレート、縦リブの材質は共にSS41である。表2-1-1にこれらの供試体の番号と溶接部の形状、舗装の種類との組み合わせを、表2-1-2に舗装の種類の詳細を示す。

2-1-4 測定項目および測定位置

本試験で行なった測定の項目は次のとおりである。

- (1) 鋼床版デッキプレート上・下面の応力度測定
- (2) 鋼床版デッキプレートのたわみ測定
- (3) 舗装表面のひずみ測定

これらの測定項目につき各供試体とも繰返し載荷前ならびにその後繰返し回数が200万回に達するまで50万回毎に静的載荷による測定を行ない、同時に疲労によるクラック発生の有無を調べた。また供試体B-2については200万回載荷後に舗装を除去し、鋼床版のみに載荷して舗装による合成効果をみるため、同様の測定を行なった。各測定的項目の測定位置は図2-1-2～2-1-5に示すとおりである。

2-1-5 載荷位置と載荷荷重

(1) 載 荷 位 置

載荷は図2-1-6に示すようにデッキプレートと縦リブの溶接部をはさむ2点載荷とした。また舗装の上から直接載荷すると繰返し作用する荷重により舗装に大きな塑性変形が生じるため、200mm×100mmの長方形に舗装を箱抜きし、その部分のデッキプレート上にネオプレンゴムを置きその上から載荷を行なった。

(2) 載 荷 荷 重

今回の実験では上記のように200mm×100mmの大きさの2点載荷であるため、道路橋示方書に示された輪荷重の接地状態³⁾とはなっていない。そこで道路橋示方書に示された輪荷重の接地状態に近い状態を再現するため、昭和49年度に行なった版供試体による試験結果を参考にした。すなわち、道路橋示方書に示された輪荷重をそのまま載荷したとき輪重直下の版供試体デッキプレート下面に生じる縦リブ溶接線に直角な方向のひずみ分布を基準にした。そして供試体に200mm×100mmの面積を持つ2点載荷を行ないデッキプレート下面の位置DC-2, 3, 4におけるひずみを測定し、このうち最大の値を示すものが対応する版供試体の基準ひずみに到達したときの荷重を供試体の載荷荷重とした。

2-1-6 試験結果

(1) 供試体の疲労性状

各供試体の疲労試験中の疲労のクラック発生の有無、疲労クラック発生の有無、疲労クラックの位置について観察した結果を表2-1-3にまとめて示す。

(2) 局部応力および変形

各供試体の縦リブ直上の舗装表面のひずみ、デッキプレートの曲率半径、デッキプレート上面の応力度ならびに縦リブ間のデッキプレートのたわみについて繰返し載荷回数50万回毎に測定した結果を表2-1-4に示す。表2-1-4において、舗装表面のひずみ測定位置は縦リブ上のPUC-1(図2-1-5参照)であり、デッキプレート上面も縦リブ上のDUC-1(図2-1-1参照)である。また縦リブ間のデッキプレートの局部たわみは測点DC-1, 2, 3, 4(図2-

1-4参照)のたわみから求めたものであり、縦リブ上のデッキプレートの曲率半径は測点DC-3, 4, 5のたわみから求めたものである。

鋼床版はり供試体全体としての载荷に対する挙動をみるため、供試体A-1およびB-2における舗装表面ひずみ分布、デッキプレート上下面応力度分布、デッキプレートのたわみ分布の形状を図2-1-7~2-1-14に示す。

2-1-7 考 察

(1) 鋼床版の疲労強度

今回の疲労試験では疲労に対して最も好ましい縦リブとデッキプレートの溶接部開先形状を明らかにすることが一つの目的であったが、表2-1-3に示すように、溶接部から疲労クラックの入ったものは供試体A-2のみである。ただし供試体A-2では供試体にねじり変形があったことから局部的には極めて大きなひずみが生じており、このため疲労クラックが生じたものと思われる。また、供試体D-1では溶接部近くのデッキプレートに疲労クラックが入っているが、これは供試体製作時にすでに入っていた深さ0.5mm程度の線状の切欠きが原因と思われる。したがってこれらの供試体を除外すればすべての供試体の溶接部は開先形状に関係なく200万回の繰返し载荷に対して十分な疲労強度を有していると考えられる。

デッキプレートについては縦リブ間の中央付近では図2-1-9, 2-1-13に示すように、2,500 kg/cm²から3,000 kg/cm²の引張応力が生じているが疲労によるクラックは生じておらず、デッキプレートの疲労強度は案外大きいものと考えられる。したがって設計上それほど問題にする必要はないものと思われる。

なお供試体A-2, B-1, C-2の縦リブ隅角部には疲労クラックが生じているが、これらは供試体が直接リブで支持されているため、この部分に大きな応力が生じたためと思われる。したがってこの部分の疲労クラックは鋼床版の疲労に対する検討からは除外してもよいと思われる。

(2) アスファルト舗装の力学的挙動

鋼床版橋において、舗装のひび割れがデッキプレートと縦リブとの接合部の直上に発生することが多いことから、この点に生じる舗装の引張ひずみに着目した実験を行なった。

アスファルト舗装表面のひずみは供試体によって大きくばらついている。これは今回の供試体が小型であったため、舗装の施工条件が悪く、デッキプレートとアスファルト舗装との付着の度合にバラツキがあったことが原因と思われる。

今回の試験の結果、デッキプレートとアスファルト舗装の付着がもっとも良いと思われた供試体B-2では、設計自動車輪荷重を载荷した時と同様の条件を再現したときの静的载荷試験によって最大3,000×10⁻⁶程度の引張ひずみが舗装表面に生ずることがわかった。

舗装表面のひずみとデッキプレートの変形との関係については舗装の付着の良かった供試体B-2では、舗装表面の引張ひずみが1,000~3,000×10⁻⁶のとき、デッキプレートの曲率半径は4.3~5.3 mであったが、供試体間でのバラツキが大きい。一般には、舗装表面のひずみが最大のときのデッキプレートの縦リブ位置における曲率半径は3~50 mであるということができる。

次にアスファルト舗装が鋼床版の力学的挙動に与える影響としては、舗装と鋼床版が一体となっ

て働く合成効果と舗装による荷重の分散効果の2つが考えられる。今回の実験では、荷重がアスファルト舗装の上からは行なわれていないので荷重の分散効果についての確認はできなかった。合成効果についてはデッキプレートと舗装の付着が最も良かった供試体B-2について、舗装のある場合となしの場合に同一の荷重が載荷されたときのデッキプレート各部の応力度を比較すると表2-1-5が得られる。この表から直ちに定量的なことは言えないが、デッキプレートと舗装との付着がよい場合には合成効果が存在するものと思われる。

(3) デッキプレートの局部たわみ

道路橋示方書では、鋼床版上の舗装に与える悪影響を考慮してデッキプレートの縦リブ間のたわみを縦リブ間隔の $1/500$ 以下に制限することが示されている。今回の供試体の場合、縦リブ間隔が 320 mm であり、縦リブ間隔の $1/500$ は 0.64 mm となるが、試験により得られた縦リブ間のデッキプレートのたわみは、載荷荷重 $10.0\text{ ton} \sim 14.2\text{ ton}$ に対して 1.8 mm 前後となっている。(表2-1-4参照)

2-1-8 あ と が き

今回の試験ではデッキプレートの疲労強度は設計上考えなくてもよいこと、またデッキプレートと縦リブの溶接部は開先形状によらず十分な疲労強度を有していることがわかったが、定量的な判断を下すには鋼床版の支持条件など実際に近い状態での試験が必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 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989号 建設省土木研究所 昭和50年3月
- 2) 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1088号 建設省土木研究所 昭和51年3月
- 3) 道路橋示方書・同解説 日本道路協会 昭和48年2月

表 2-1-1 供試体の種類

供試体の種類	供試体番号	材 質	溶接部の形状	舗装の種類	備 考
Type A	A-1	SS41	隅肉溶接	A	舗装の付着は極めて悪い
	A-2	"	"	B	舗装の付着は比較的良好いが供試体にはかなりのねじり変形がある
Type B	B-1	"	"	A	"
	B-2	"	"	B	舗装の付着は非常に良い
Type C	C-1	"	L型溶接	A	舗装の付着は比較的良好い
	C-2	"	"	B	"
Type D	D-1	"	"	A	舗装の付着は比較的良好いがデッキプレート上面に深さ0.5mm程度の溝が切り込まれている
	D-2	"	"	B	舗装の付着は比較的良好い

表 2-1-2 舗装の種類

	構 成		厚 さ (mm)		バ イ ン ダ ー
	上 層	下 層	上 層	下 層	
A	細粒度アスコン	細粒度アスコン	30	30	熱硬化性バインダー B-3
B	密粒度アスコン	密粒度アスコン	30	30	熱可塑性バインダー Ⅱ41

表 2-1-3 供試体の疲労性状

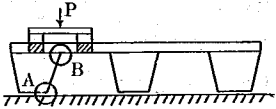
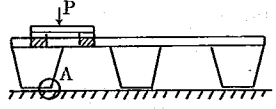
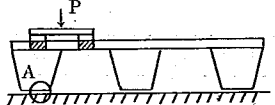
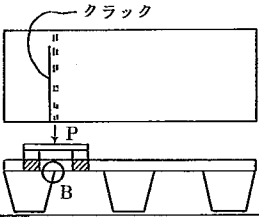
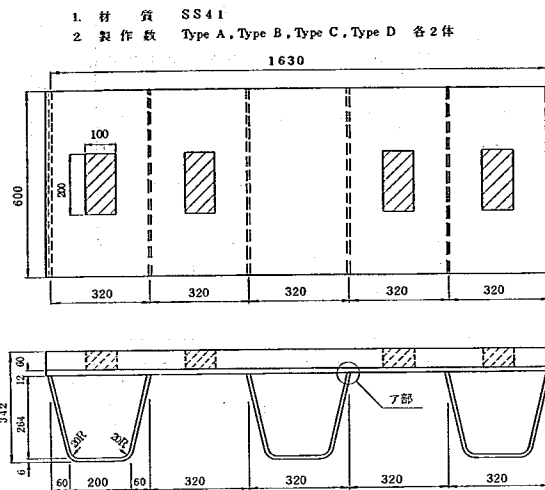
供試体番号	疲 勞 性 状
A-1	200万回繰返し载荷による疲労クラックの発生なし。
A-2	繰返し回数50万回までにA部に疲労クラック発生。その後繰返し回数100万回までにB部の溶接部に疲労クラック発生 
B-1	繰返し回数100万回までにA部に疲労クラック発生。その後200万回まで繰返し载荷したが他の部分に疲労クラックは発生せず。 
B-2	200万回繰返し载荷による疲労クラックの発生なし。
C-1	"
C-2	繰返し回数150万回までにA部に疲労クラック発生。その後200万回まで繰返し载荷したが他の部分に疲労クラックは発生せず。 
D-1	繰返し回数100万回までにB部のデッキプレートに疲労クラック発生。舗装除去後観察した結果クラックに沿って深さ0.5mm程度の切欠きが入っていた。 
D-2	200万回繰返し载荷による疲労クラックの発生なし。

表 2-1-4 供試体の局部応力・局部変形総括表

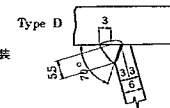
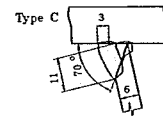
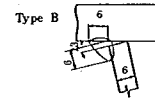
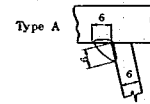
供試体 番 号	項 目	繰 返 し 回 数					
		1	2	50×10 ⁴	100×10 ⁴	150×10 ⁴	200×10 ⁴
A-1	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	214	119	19	12	8	-22
	デッキプレートの曲率半径(m)	6.8	6.8	5.8	6.3	6.8	5.5
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	1,252	1,245	1,321	1,317	1,310	1,205
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.94	1.92	1.90	1.94	2.10	1.99
	載 荷 荷 重(ton)	11.38	11.50	11.49	11.30	10.58	10.50
A-2	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,897	2,649	899	459	-	-
	デッキプレートの曲率半径(m)	15.7	11.0	-	-	-	-
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	4,068	3,648	3,505	7,132	-	-
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	225	252	241	548	-	-
	載 荷 荷 重(ton)	13.40	13.75	-	-	-	-
B-1	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,625	1,490	99	-	-	-
	デッキプレートの曲率半径(m)	25.8	35	5.0	-	-	-
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	506	586	584	-	-	-
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.32	1.32	1.51	-	-	-
	載 荷 荷 重(ton)	10.75	11.05	8.4	-	-	-
B-2	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	2,763	3,081	1,863	1,600	995	1,330
	デッキプレートの曲率半径(m)	5.3	4.7	4.4	4.6	4.5	4.3
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	1,705	2,085	2,176	2,253	2,197	2,243
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.45	1.63	1.88	1.75	1.81	1.86
	載 荷 荷 重(ton)	10.48	11.20	11.57	11.68	11.57	11.50
C-1	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,982	1,876	816	254	-	-
	デッキプレートの曲率半径(m)	3.6	3.7	9.2	9.00	3.60	18.00
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	-	-	-	-	-	-
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	25.9	25.1	22.2	22.1	24.4	24.1
	載 荷 荷 重(ton)	9.96	9.58	8.79	8.86	9.03	8.61
C-2	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,290	1,211	1,283	435	335	-
	デッキプレートの曲率半径(m)	18.00	51.4	51.4	45.0	9.2	-
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	832	832	781	611	361	-
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.84	0.85	1.83	2.01	1.80	-
	載 荷 荷 重(ton)	9.58	9.70	11.37	9.32	8.78	-
D-1	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,632	1,388	92	-	-	-
	デッキプレートの曲率半径(m)	3.1	32	1.8	-	-	-
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	2,720	2,749	685	-	-	-
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.60	1.70	1.86	-	-	-
	載 荷 荷 重(ton)	14.17	13.92	11.29	-	-	-
D-2	舗装表面のひずみ(×10 ⁻⁶)	1,316	1,110	807	607	165	595
	デッキプレートの曲率半径(m)	51.4	45.0	5.7	25.7	32.7	20.0
	デッキプレート上面の応力度(kg/cm ²)	2,335	2,314	2,306	2,243	2,268	2,258
	縦リブ間の局部たわみ(mm)	1.89	1.90	2.05	2.04	2.02	2.09
	載 荷 荷 重(ton)	9.54	9.91	9.91	9.74	9.79	9.58

表 2-1-5 舗装の合成効果

応 力 度 測 定 位 置	① 舗装のない場合	② 舗装のある場合	② / ①
デッキプレート上面 DUC-1	2,768 kg/cm ²	2,085 kg/cm ²	0.75
デッキプレート下面 DC-2	3,129 "	2,980 "	0.95
デッキプレート下面 DC-3	-3,211 "	-2,258 "	0.70



3. A部詳細



注 斜線はアスファルト舗装の箱抜き部を示す。

図2-1-1 供試体一般図

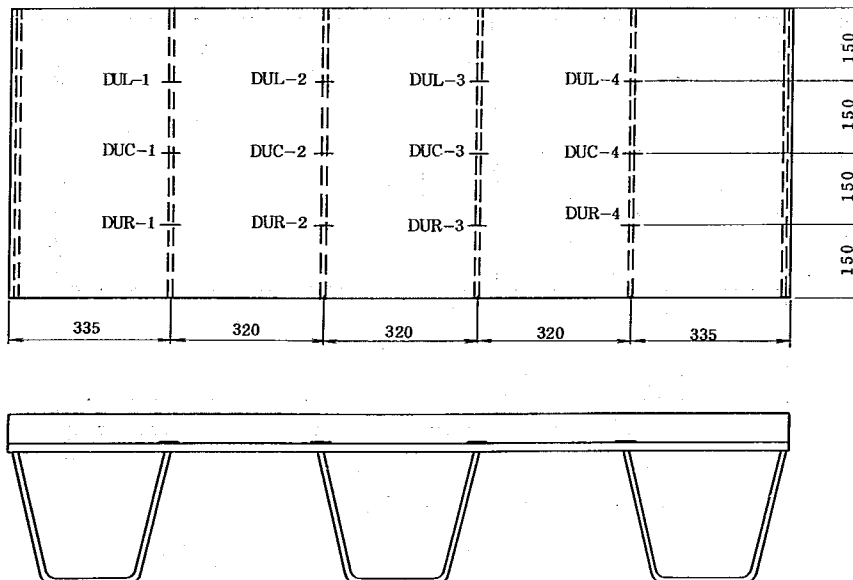
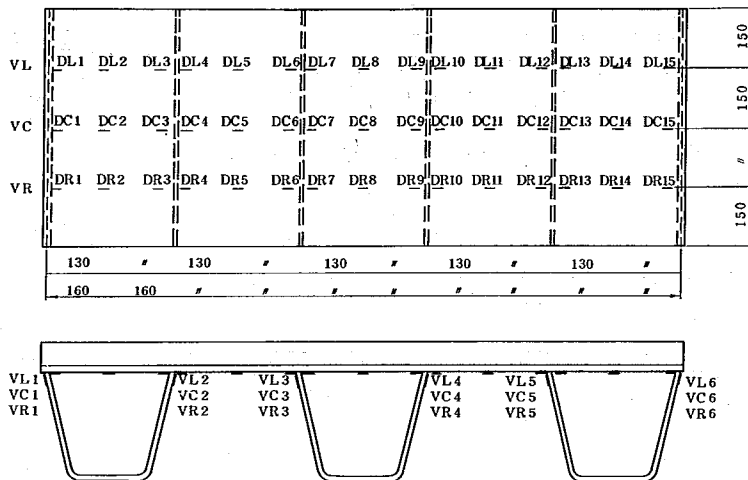


図2-1-2 デッキプレート上面ストレインゲージ貼付位置



※ひずみ検御用測定点

R₁) DC3, DC4
P DC12, DC13
(2)

図 2 - 1 - 3 デッキプレート下面および縦リブのストレインゲージ貼付位置

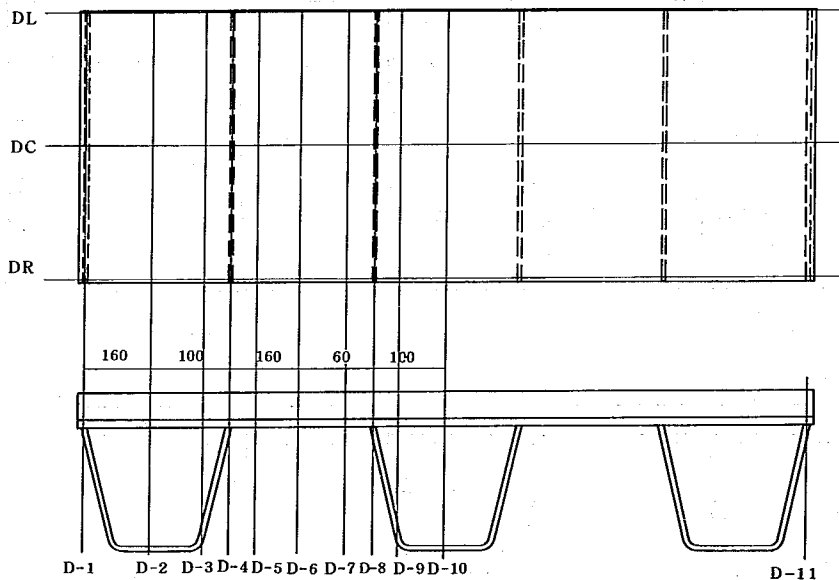
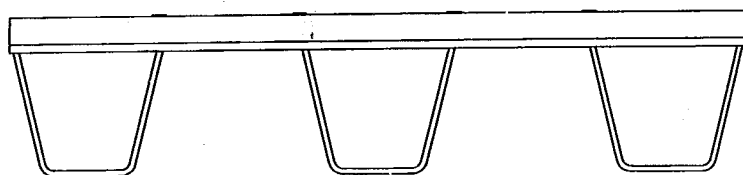


図 2 - 1 - 4 デッキプレートのたわみの測定位置

PUL-1	CGL1	PUL-2	CGL2	PUL-3	PUL-4	"
PUC-1	CGC1	PUC-2	CGC2	PUC-3	PUC-4	"
PUR-1	CGR1	PUR-2	CGR2	PUR-3	PUR-4	"
						150



ストレインゲージ PU
コンクリートゲージ CG

図 2-1-5 舗装表面のひずみ測定位置

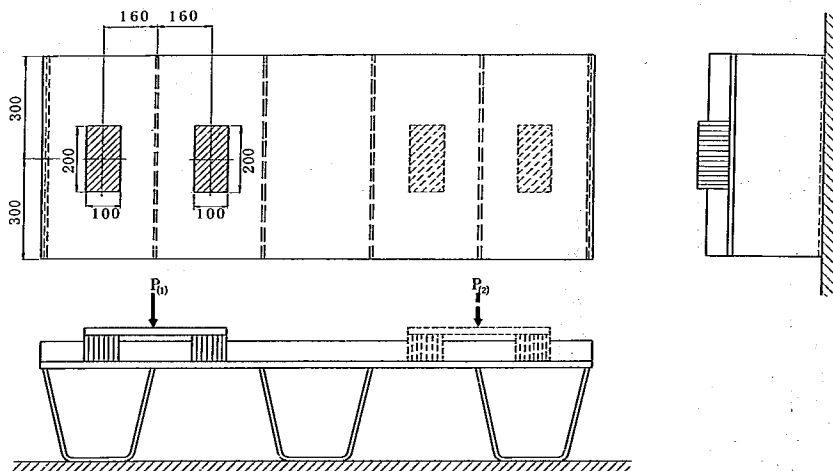


図 2-1-6 載荷位置と載荷方法

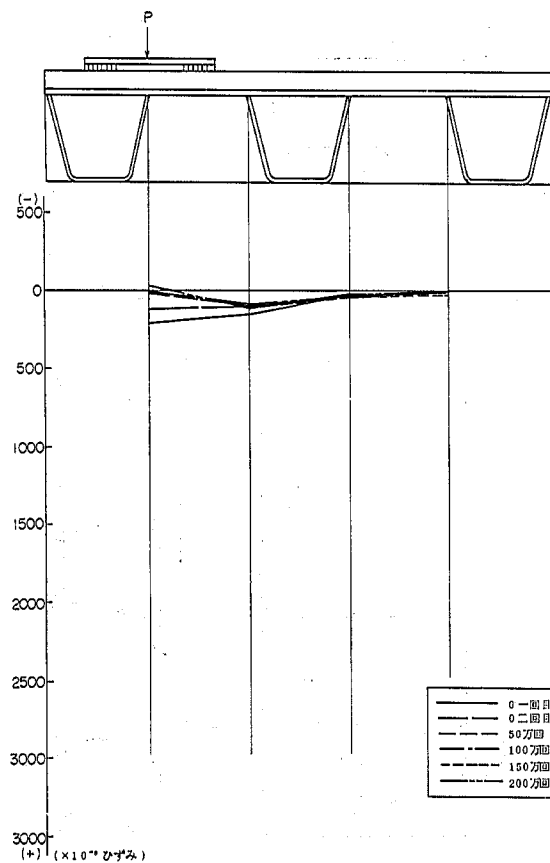


図 2-1-7 舗装表面のひずみ (供試体A-1)

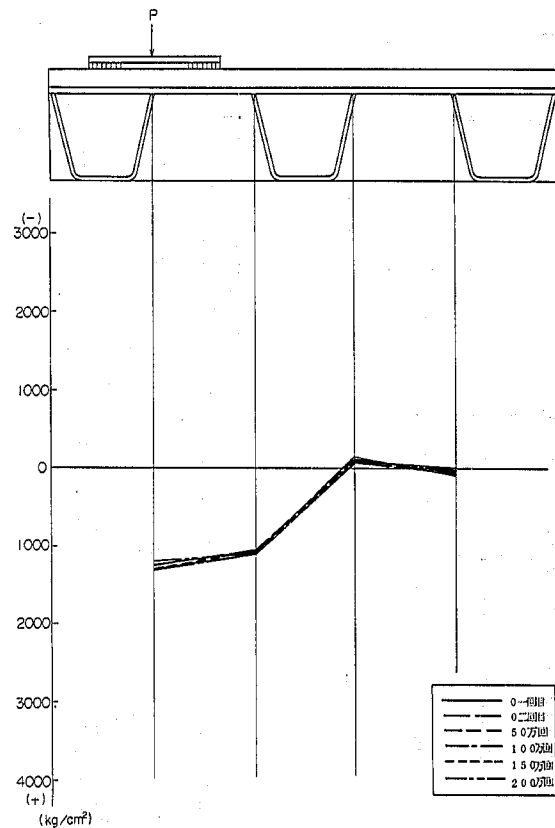


図 2-1-8 デッキプレート上面の応力度 (供試体A-1)

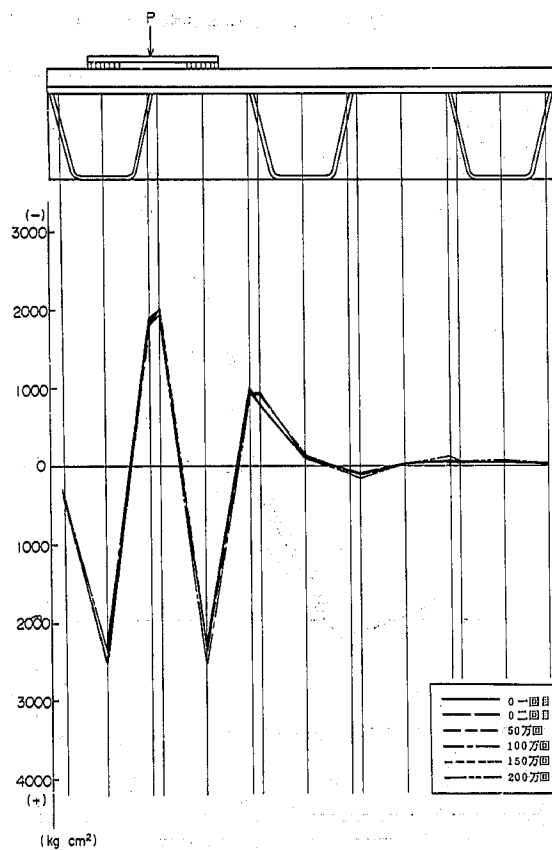


図 2-1-9 デッキプレート下面の応力度 (供試体A-1)

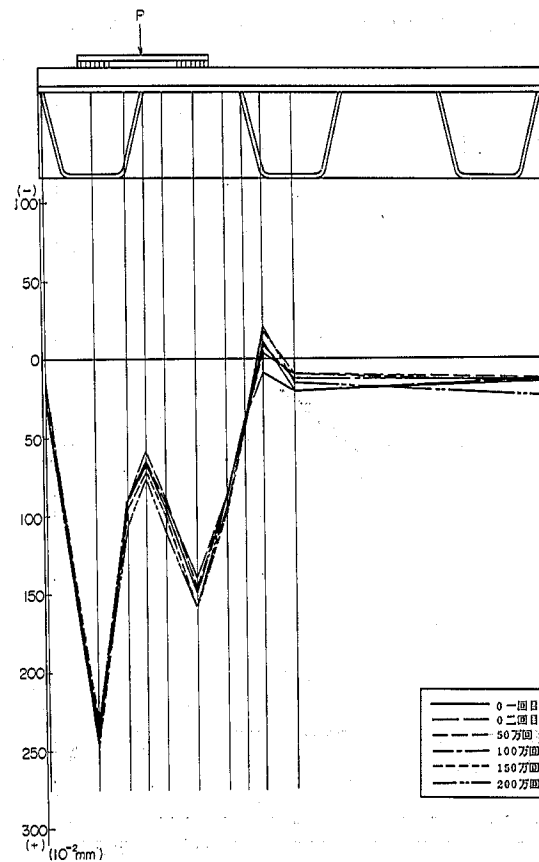


図 2-1-10 デッキプレートのたわみ (供試体A-1)

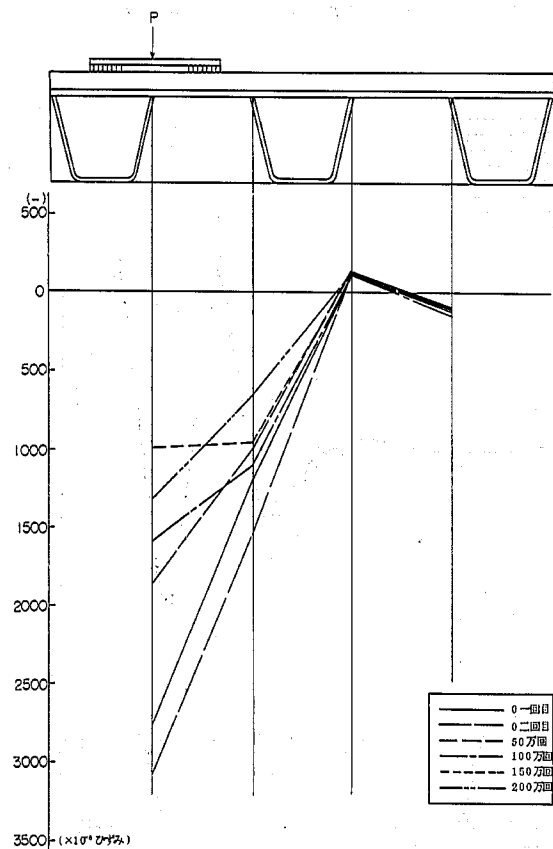


図 2-1-11 舗装表面のひずみ (供試体 B-1)

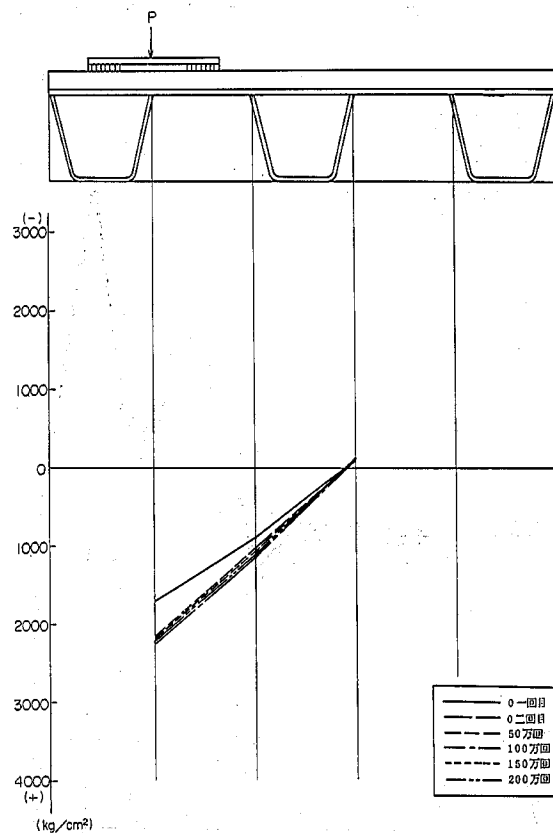


図 2-1-12 デッキプレート上面の応力度 (供試体 B-2)

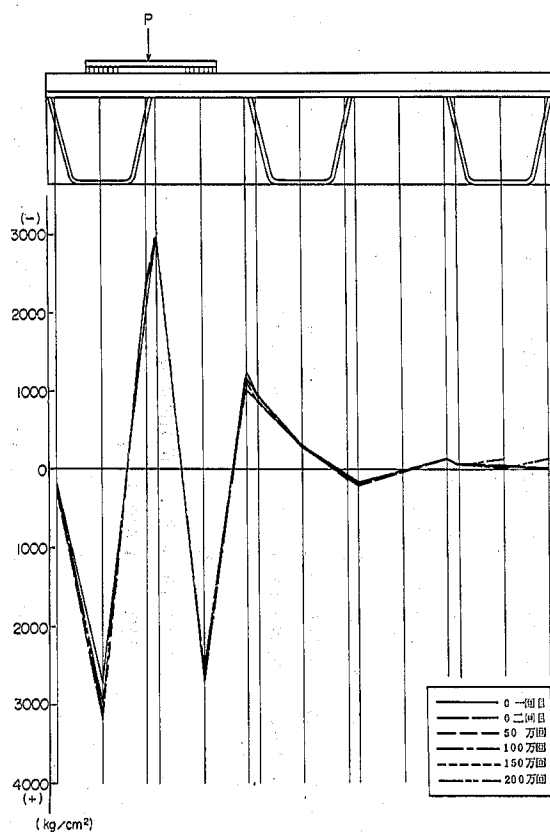


図 2-1-13 デッキプレート下面の応力度 (供試体 B-2)

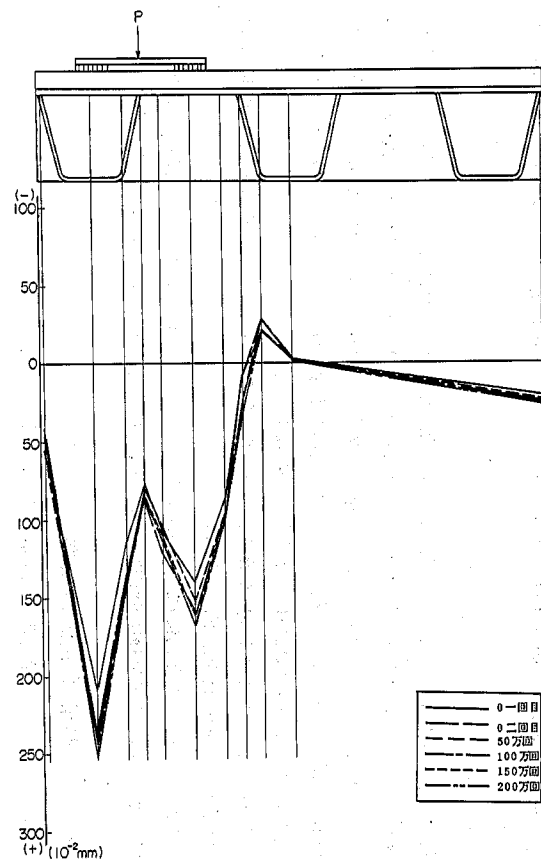


図 2-1-14 デッキプレートのたわみ (供試体 B-2)

2-2 実交通荷重下における鋼床板の応力頻度測定

2-2-1 ま え が き

本州四国連絡橋の多くの長大橋には、死荷重を低減して経済的な橋梁設計を行なう必要から床版構造として自重の軽い鋼床版の採用が計画されている。このように重要な橋梁の鋼床版は長期間にわたり交通を円滑に流す必要から、維持補修の少なくて済むものでなければならない。鋼床版は直接自動車の輪荷重を支持するため、繰返し大きな応力を受けることになる。したがって維持補修の不要なものとするためには疲労に対する配慮が必要である。

そこで鋼床版の疲労設計に関する資料を得るため、実交通荷重下における鋼床版各部の応力頻度を測定したのでその結果を以下に報告する。

なお本測定の対象とした橋梁は、昭和51年3月に本州四国連絡橋公団の依頼によって、関東地方建設局千葉国道工事事務所が架け替えた国道16号線の長浦試験橋（新橋）である。

2-2-2 長浦試験橋の概要

- (1) 所在地 千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦 国道16号線
- (2) 構造概要 長浦試験橋は支間 $L=11.75m+11.75m$ 、幅員 $8.46m$ の閉断面リブを有する鋼床版橋であり、その概略図を図2-2-1に示す。
また、鋼床版の諸元は以下のとおりである。
 1. 主げた 間隔：2,600mm
 2. 横リブ 間隔：2,350mm，リブ高：450mm，厚さ：9mm
 3. 縦リブ 間隔：320mm，リブ高：270mm，形状：台形閉断面，厚さ：6mm
 4. デッキプレート 厚さ：12mm
 5. 現場継手 溶接（縦リブ，デッキプレート），高力ボルト（横リブ）

2-2-3 測定内容

- (1) 測定開始日時 昭和51年11月4日 10時30分
- (2) 測定終了日時 昭和51年11月6日 10時30分
- (3) 測定項目
 - i) 応力頻度 連続48時間測定
 - ii) 交通量調査 連続48時間測定，1時間毎に集計
 - iii) 温度測定 1時間毎に48時間測定
- (4) 測定位置
 - i) 応力頻度

応力の測定は、車輪の通行位置を目視観察し、輪荷重の分布中心付近と思われる図2-2-1に示す位置について測定した。測定点番号と測定位置の対応は、表2-2-1に示すと

おりである。測定は千葉国道工事事務所が同時に行なった車輛の軸重頻度測定結果と比較するために下り車線で行なった。

ii) 交通量調査

交通量調査は本試験橋の下り車線を通過する車輛を対象として、10車種に分けて調査した。

iii) 温度測定

温度は、気温、舗装表面温度、デッキプレート表面温度を測定した。

2-2-4 測定結果および考察

(1) 応力頻度

鋼床版の縦リブ、デッキプレート、横リブに生じる応力振幅の累積頻度を図2-2-2～2-2-4に示す。これらの応力頻度はすべて連続2昼夜の間に通過した自動車荷重により生じたものである。

測定位置の別なく全体的にみれば、鋼床版に生じる最大応力振幅は $450\text{kg/cm}^2 \sim 650\text{kg/cm}^2$ 程度であるが、測定点8（デッキプレート下面で橋軸に直角な方向）および14（横リブの下フランジ）では $800\text{kg/cm}^2 \sim 850\text{kg/cm}^2$ 程度となっている。

このような応力頻度測定結果から得られた最大応力振幅が、一定荷重の自動車の載荷によって得られる応力度との程度異なるかを知るために、本州四国連絡橋公団が昭和51年3月に行なった長浦試験橋梁での載荷実験結果¹⁾と比較してみたものを表2-2-2に示す。なお参考までに本試験橋梁の設計に用いられたベリカン・エスリンガーの設計計算方法²⁾による活荷重のみの計算応力も示した。

静的載荷試験には総重量19.3 ton、後輪荷重約7.3 tonの後輪がダブルタイヤの2軸車を用いている。また設計計算の荷重はT-20であり、衝撃係数0.4と交通量による設計荷重の割増係数1.2が見込まれている。

表2-2-2からわかるように、縦リブ支間中央においては応力頻度測定より得られた最大応力振幅は静的載荷試験より得られた応力度の絶対値より一般に小さくなっている。また道路橋示方書では設計計算上は鋼床版の局部応力は計算しなくてもよいことになっているため、³⁾測定点①、⑦の設計計算値と静的載荷による応力度とは府号が異なっている。

(2) 交通量調査

応力頻度測定中の実際の交通特性をみるため行なった交通量調査結果を表2-2-3に示す。応力頻度測定車線における日交通量は約9,500台、そのうち重車輛（普通貨物）の混入率は、約30%であり、かなりな重交通であると考えられる。

なお、今回の応力頻度測定中に千葉国道工事事務所が同一の車線において、通過車輛の軸重頻度を測定しているので、その結果を参考として図2-2-5に示す。これによると軸重の全体の約70%は2 ton以下となっているが、極端なものでは軸重で20 tonを越えるものもあり、鋼床版はかなり厳しい交通条件下にあると考えられる。

(3) 温度測定

応力頻度の測定にあたり、鋼床版と舗装との合成効果による影響が考えられるため、舗装表面の温度、気温、鋼床版デッキプレートの表面温度を参考データとして測定したので、図2-2-6に示す。

2-2-5 あ と が き

実交通荷重下において鋼床版に生じる応力振幅の最大値は、総重量19.3 tonの荷重車を静的に載荷した場合の応力度より一般に小さい値となっている。しかし実交通荷重下で測定される応力振幅は、自動車の輪荷重の大きさやそれが載荷される位置に大きく影響されるはずであり、鋼床版の疲労設計においてはこの面からのアプローチも必要であろう。

参 考 文 献

1) 鋼床版の変形特性に関する調査

本州四国連絡橋公団 昭和51年3月

2) 直交異方性版理論による鋼床版実用設計法

国広哲男, 藤原 土木研究所報告137号の1

建設省土木研究所 昭和44年8月

3) 道路橋示方書・同解説 日本道路協会 昭和48年2月

表 2-2-1 測 定 位 置

測 定 点 番 号		測 定 位 置	測 定 方 向
縦リブ支間中央	①	デッキプレート下面	X
	②	デッキプレートと縦リブとの溶接部近傍のデッキプレート	Y
	③	縦リブの下フランジ	X
	④	デッキプレートと縦リブとの溶接部近傍の縦リブ	Z
	⑤	” ” のデッキプレート	Y
	⑥	デッキプレート下面	Y
	⑦	” ”	X
	⑧	デッキプレートと縦リブとの溶接部近傍のデッキプレート	Y
	⑨	縦リブの下フランジ	X
横リブ付近	⑩	デッキプレート下面	X
	⑪	縦リブの下フランジ	X
	⑫	デッキプレート下面	X
	⑬	” ”	X
	⑭	横桁下フランジ下面	Y

注) X: 橋軸方向 Y: 橋軸直角方向 Z: 鉛直方向

表 2-2-2 静的載荷試験による応力度との比較

單位: kg/cm^2

比較位置 および測定点番号		測定方法および 計算方法	応力頻度測定による 最大 応 力 振 幅	静的疲労時応力度 (193 ton車)	設計計算応力度
縦リブ 支 間 中 央	Y方向	③ ⑨	570 ～ 650	728	1,210
		① ⑦	500 ～ 550	898	-444
	Y方向	② ⑤ ⑧	500 ～ 850	-980～-2191	—
		⑥	570	1,797	—
		Z方向	④	630	-483～696
横リブ 付 近	X方向	⑩ ⑫ ⑬	500 ～	—	-194
		⑪	440	—	532
横リブ	Y方向	⑭	800	—	272

注) 応力振幅、引張応力は正で、圧縮応力は負の符号で示す。

表 2-2-3 交通量調查結果

11/4 10:00~11/6 10:00 48時間

種 別		軽 自 車	乗用車	乗 合 自動車	小 型 貨 物	普 通 貨 物							自 動 車 合 計
						ダンプ 生コン	中型貨物		大型貨物		特 殊 自動車	小 計	
							空荷	積荷	空荷	積荷			
車 両 台 数	1 日 目 (台)	142	5,659	88	810	982	411	569	215	480	190	2,847	9,546
	2 日 目 (台)	89	5,605	77	787	928	425	528	204	515	144	2,744	9,302
	合計台数(%)	23.1	11,264	165	1,597	1,910	836	1,097	419	995	334	5,591	18,848
混 入 率	1 日 目 (%)	1.5	59.3	0.9	8.5	10.3	4.3	6.0	2.2	5.0	2.0	29.8	100.0
	2 日 目 (%)	1.0	60.2	0.8	8.5	10.0	4.6	5.7	2.2	5.5	1.5	29.5	100.0
	合 計 (%)	1.2	59.8	0.9	8.5	10.0	4.4	5.8	2.2	5.3	1.8	29.6	100.0

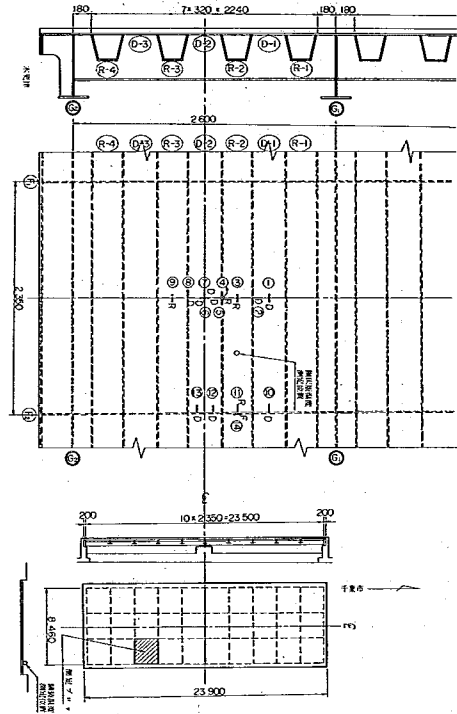


図-2-2-1 ストレンゲージ貼付位置

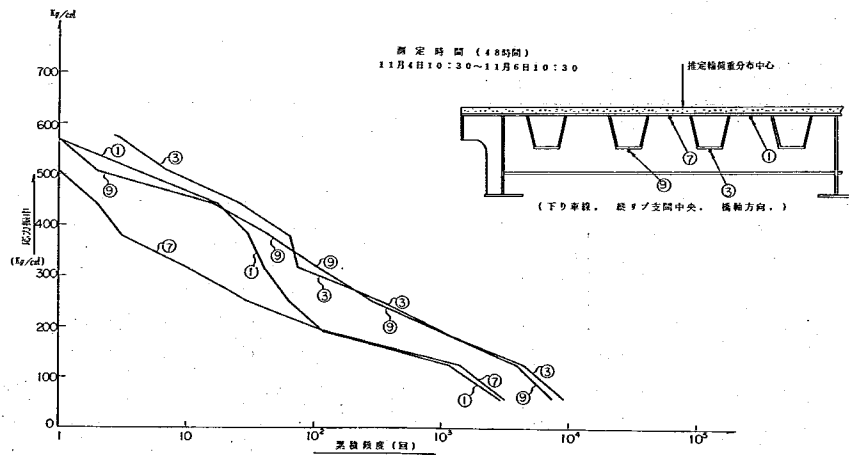


図2-2-2 鋼床版に生ずる応力振幅累積頻度

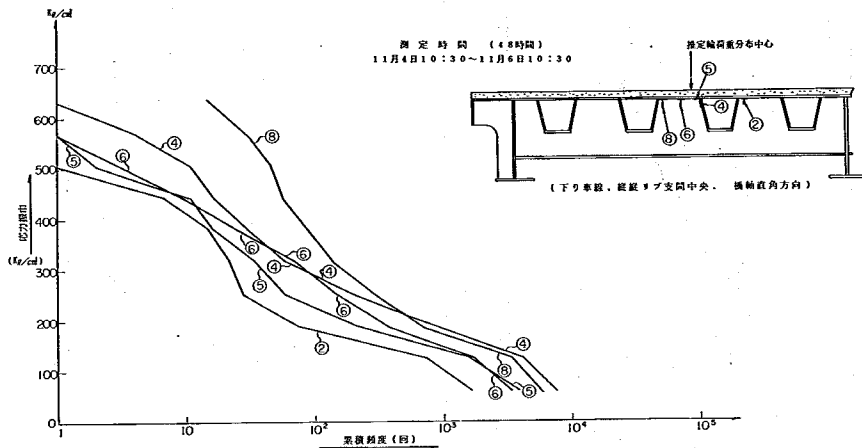


図 2 - 2 - 3 鋼床版に生ずる応力振幅累積頻度

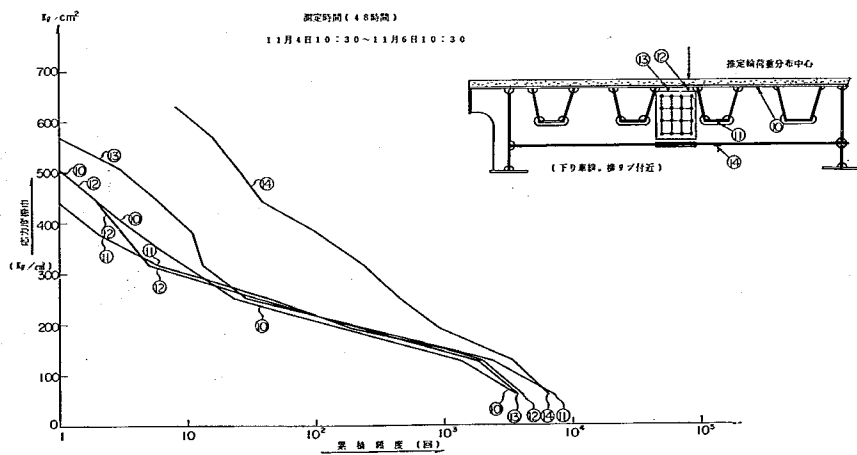


図 2 - 2 - 4 鋼床版に生ずる応力振幅累積頻度

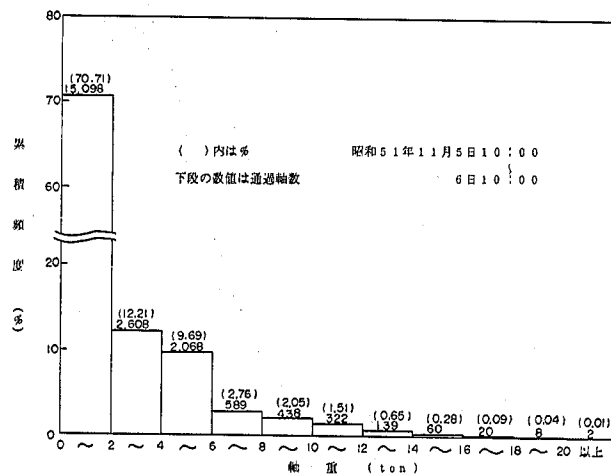


図2-2-5 通交車輛の軸重頻度

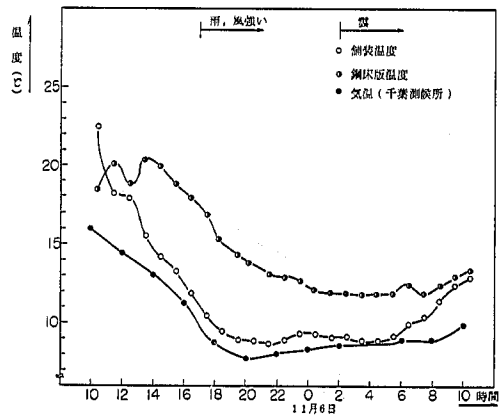
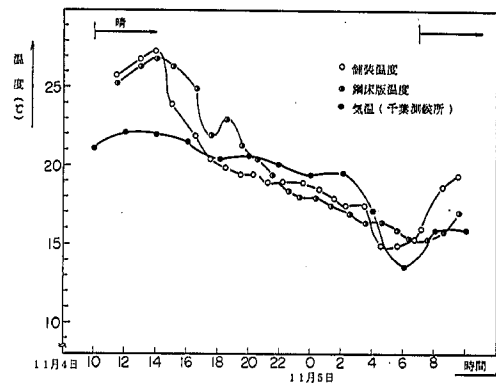


図2-2-6 温度変化

第3章 舗装基準に関する調査

舗装研究室

南 雲 貞 夫
小 島 逸 平
古 関 堅 治
坪 内 昭 雄

3-1 ま え が き

昭和50年度の舗装の疲労に関する試験調査によれば、おおよそ次のような結論が得られている。

1) 舗装体と鋼板の合成ビーム供試体を -10°C で静載荷した場合の荷重-ひずみの関係から推定できる舗装の変形係数は、合成作用がある場合は $2.0 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}$ 、重ねばりの場合は約 $10 \times 10^4 \text{ kg/cm}$ である。

2) 上限荷重7.5 t、下限荷重0.8 tで疲労試験を行なうと、舗装体に発生する振幅ひずみが300~500 μ に達すると舗装にきれつが入りやすくなり、600 μ 以上になればきれつはかなり大きくなる。さらに、このひずみレベルに達する繰返し回数は、 $1.0 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4$ の範囲にある。

このように鋼床版舗装の疲労特性に関するいくつかの事実を明らかにすることができたが、結果にはバラツキも多かった。バラツキの原因としては、タックコートの選定、養生時間のとり方等の供試体作成上の問題、荷重の選定、載荷面の応力集中等の載荷方法の問題などが指摘された。今年度はこれらの結果をふまえた継続研究を行なった。

また、昭和51年3月に、国道16号線、千葉県君津郡袖ヶ浦町大字長浦地先で、長浦試験舗装が実施された。これは、本四特別委員会で検討された舗装構成の供用性を評価する目的で実施されたものである。舗装研究室では、この試験舗装の供用性の調査も別途実施したので結果を報告する。

3-1-1 目 的

疲労試験および長浦試験舗装の供用性の調査は次の目的のために行なった。

(1) 本四連絡橋において想定される鋼床版のひずみの範囲内で、荷重をかえた疲労試験を行ない、舗装体のきれつが発生するまでの回数と載荷荷重の関係、いわゆる疲労曲線を求め、舗装材料ならびに構成の評価検討の基礎資料とする。

(2) 硬化性アスファルトを用いた混合物による舗装構成の場合、乳剤では接着性に問題があり、疲労試験のエラーの原因になったので良好なタックコート材料を選定する。

(3) 長浦試験舗装の供用性の調査から、本四特別委員会で検討された材料構成による舗装が在来の舗装に比べてどのような改質効果があるかを明らかにする。

3-2 舗装の疲労に関する試験調査

舗装体と鋼板からなる合成ビーム(図3-2-1参照)に7.5 t 繰り返し曲げ試験機により静的および動的に載荷し、舗装体にき裂が発生するまでの載荷回数を求めた。疲労試験用の舗装供試体は、表3-2-1に示す9種類について行なった。混合物作成に用いた骨材の一般性状は表3-2-2に示すとおりである。骨材配合比およびバインダー量は表3-2-3に示すとおりである。接着材およびタック材は表3-2-4に示すものを使用した。その他の供試体作成条件については、土研資料第1088号に示すとおりである。

3-2-1 タック材の検討

51年度の疲労試験結果によれば、硬化性アスファルトを用いた混合物を上・下層に用いた供試体は8本のうち6本までがタックコートを施こした上下層の接着部分ではく離を生じた。したがってPK-4乳剤は硬化性アスファルトとの接着性に問題があることが想像されたので、この種類のアスファルトに接着が良好と思われる材料2種類を用いた表2-3-5の組み合わせによる疲労試験を行なった。疲労試験は、(1)荷重 7.5 t, (2)下限 0.8 t, (3)載荷点部分に40×150×20 (mm)の鋼板とゴム板からなる載荷板を置く、(4)サイクル数8 Hz, (5)温度-10℃, によることとした。この結果、Bのタック材料を用いたものは全ての組み合わせではく離が発生したため、今後はタック材としてAを用いることとした。

3-2-2 静的載荷

動的載荷試験に先だって各供試体は6 t まで1 t きざみに静的に載荷し、たわみ量とひずみ、の検討を行なった。

(1) モデルによる解析

舗装体と鋼板から成る合成ビーム供試体が全合成を期待できるとして、図3-2-2に示す力学モデルを考えた。ここに

E_{as} : 舗装体の変形係数 (kg/cm^2)

E_s : 鋼板の変形係数 (kg/cm^2)

n : 係数比 $n = \frac{E_s}{E_{as}} = \frac{2.1 \times 10^6}{E_{as}}$

F_{as} : 舗装体の断面積 (cm^2)

F_s : 鋼板の断面積 (cm^2)

I_a : 舗装体の重心軸 $a-a'$ に関する断面2次モーメント (cm^4)

I_s : 鋼板の重心軸 $s-s'$ に関する断面2次モーメント (cm^4)

I_N : 合成中立軸 $N-N'$ 軸に関する合成断面2次モーメント (cm^4)

S : $a-a'$ 軸と $s-s'$ 軸とのキヨリ (cm)

S_{as} : $N-N'$ 軸から $a-a'$ 軸までのキヨリ (cm)

S_s : $N-N'$ 軸から $s-s'$ 軸までのキヨリ (cm)

とすれば、合成ビームの断面については、合成中立軸のN-N'軸に対して式(1)が成立する。

$$Fas \times Sas = Fs \times Ss \times n \quad (1)$$

中立軸から舗装体までの距離Sasは式(2)で求まる。

$$Sas = S \times \frac{nFs}{nFs + Fas} \quad (2)$$

次いで、N-N'軸に関する断面2次モーメントは式(3)から求まる。

$$I_N = Ia + Fas \times Sa^2 + n(I_s + Fs \cdot Ss^2) \quad (3)$$

舗装体の変形係数を仮りに、 $Eas = 2 \times 10^4, 5 \times 10^4, 10 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ として計算すれば、 I_N は表3-2-6のようになる。力学モデルよりB点、C点の曲げモーメントは式(4)、式(5)で表わされる。

$$M_B = -\frac{q}{2\ell^2} \left\{ \ell^2 \frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - \frac{(a+c)^4 - a^4}{4} \right\} = -5.137P \quad (4)$$

$$M_C = RA \left(a + \frac{C}{2} \right) - q \cdot \frac{C}{2} \cdot \frac{C}{4} = 4.651P \quad (5)$$

また、舗装面の応力、鋼板面の応力はそれぞれ次のようになる。

$$\sigma_a = \frac{M}{I_N} y_a \quad (6)$$

$$\sigma_s = \frac{nM}{I_N} y_s \quad (7)$$

又ひずみは、式(8)、(9)

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{Eas} \quad (8)$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{Es} \quad (9)$$

たわみ量は式(10)で求められる。

$$y_c = \frac{-P(\ell-a)a^2}{12Eas \cdot I_N \cdot \ell^3} \left\{ (2\ell^2 + 2a\ell - a^2)a - 3a\ell(2\ell-a) \right\} = \frac{219.57P}{Ea \cdot I_N} \quad (10)$$

表3-2-6の結果をもとに式(6)~(10)までの値を計算して表3-2-7に示した。

(2) たわみ量

たわみ量は、載荷点位置の鋼板上面でダイヤルゲージで測定した。鋼板だけの静的載荷では、計算モデルのように4 cm巾の等分布荷重による載荷とすれば、たわみ量 δ は載荷荷重Pと $\delta = 3.65P \times 10^{-4} (\text{mm})$ (P: 載荷荷重 $\times \frac{1}{2}$)の関係がある。実測たわみ量と載荷荷重の関係は計算式よりもたわみ量が大い結果を得た。さらに、荷重が2 tまでの範囲では各支点の不整合、鋼板が完全に平らでない等の理由からずれがあり、1 t当りのたわみ量は計算値の約2倍になっている。

実測たわみ量から求められる荷重とたわみ量の関係式を荷重0 tに外そうとすると約0.3 mmの差がでる。この値はY軸上に-0.3 mm平行移動すれば、実測と計算のたわみ量が一致するので0点の補正に用いれば良い値であると考えた。

合成ビームの静載荷試験から図3-2-3を得た。荷重-たわみ量曲線が0点に結びつかないのは、先の鋼板だけの載荷試験結果と同様、各支点の不整合、鋼板の変形、等の理由によるもので、

0点を約0.3mm修正すれば良いものと考えた。直線の勾配から舗装体の変形係数を推定すると $2 \times 10^4 \sim 5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にある。

(3) ひずみ

ひずみの測定は鋼板と舗装で行なった。鋼板は載荷点位置の下面と、中央支点上の上面、で測定した。舗装は中央支点上の上面で測定した。

鋼板のみの載荷による荷重-ひずみの関係を図3-2-4に示す。実測のひずみが直線的でない範囲もあるが、ほぼ計算値と類似している。荷重が6tでは載荷位置と中央支点位置とも約1,100 μ という大きなひずみが生じている。

合成ビームにおける舗装中央位置のひずみは図3-2-5のとおりである。荷重が小さい範囲では、ほとんどの試料で圧縮ひずみを記録した。特に、上層が硬化性アスファルトを用いた混合物の場合に顕著である。このように圧縮ひずみが発生する理由としては、(i)中央支点の変位、(ii)載荷点位置に使用したゴム板が圧縮載荷によって横方向におし出される変形を示すために載荷点間で圧縮側になる。などが考えられる。しかし、いずれも推論の域を出ないので、上・下層の変形係数が異なる構成での解析などから検討の要がある。

鋼板載荷点位置のひずみの測定から図3-2-6の結果を得た。舗装がない場合のひずみが7.5tで約1500 μ であったのに対して、舗装がある場合は200~490 μ と小さくなっている。したがって、舗装による荷重分散効果は極めて大きいと判断される。硬化性アスファルトが上層にくる構成では、たわみ量が小さいのでひずみも小さく、荷重分散効果が比較的よい。たわみ量の場合と同様に、ひずみの勾配から推定した舗装の変形係数は次のように分類される。

$$E_a \approx 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{No. 2, No. 4, No. 5, No. 6, No. 8}$$

$$E_a \approx 5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{No. 3}$$

$$E_a \approx 10 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{No. 1, No. 7}$$

中央支点位置の鋼板上面のひずみから図3-2-7の関係を得た。これによれば、計算と実測の間に可成りの差がある。計算上のひずみが載荷点位置の値より小さいのは、合成中立軸から中心線までの距離の相違による。

3-2-3 動的載荷試験

動的載荷試験は、上限荷重7.5t、下限荷重0.8tの間を繰返し速度8Hzで正弦的に変化させて行なった。試験温度は-10°Cで行なった。疲労試験の終点は舗装にきれつが発生した時とした。しかし、舗装にきれつが発生しない前に舗装体の載荷点部分にクラックが発生したり、舗装体の上・下層や舗装体と鋼板の間ではく離が発生した時はその時点を終点とした。上限荷重7.5tを選んだ理由は、舗装(アスベスト入り細粒度アスコン、厚さ7.5cm)がかかった鋼床版供試体に11.2tの荷重を載荷した時に、橋軸直角方向の荷重の中心に近い隅肉溶接の位置で最大2,000kg/cm²程度の引張応力(ひずみ $\approx 1,000\mu$)が生じる荷重に対応させた結果である。下限荷重0.8tを残している理由は、疲労試験機が片振れであるためである。上限荷重と下限荷重のそれぞれに対応したひずみの差を振幅ひずみとした。一方、繰返し回数とともにひずみは発散してゆくので、0点と上限ひずみの差を最大ひずみとした。

(1) た わ み 量

鋼板だけの場合、載荷点位置のたわみ量は、繰返し回数が増えてもスタート時から1.7mmとほとんど変化がなかった。

合成ビームの場合の載荷点位置の鋼板のたわみ量変化を図3-2-8に示す。全体的に繰返し回数が大きくなると、たわみ量も大きくなる傾向にある。繰返し回数が 10×10^4 近辺では、たわみ量が0.5~1.0mmの範囲にあり鋼板だけの場合の1.7mmと比べ小さい。No.5は繰返し回数 3×10^4 を境にたわみ量が急激に大きくなっている。このような変化の理由は、この時に供試体の鋼板と舗装体をはがれたためである。舗装体と鋼板が単に重ねバリの状態になれば鋼板のたわみ量が大きくなるのは当然といえよう。

(2) ひ ず み

鋼板だけを疲労させた場合の載荷点位置および中央支点位置のひずみの変化を図3-2-9に示す。載荷点位置、中央支点位置のひずみはいずれも 1×10^4 回ぐらいまではスタート時に比べ小さくなる傾向にあるが、それ以降はほとんど変化がなく一定のひずみを示している。載荷点位置の最大ひずみと振幅ひずみの差が約250 μ になる。これは、下限荷重としてたえず0.8tの荷重が残るため、それに相当するひずみを示しているものと思われる。

合成ビームの繰返し回数と舗装体中央位置の振幅ひずみの関係を図3-2-10に示した。バラツキは大きい、繰返し回数が 10×10^4 以上のグループとこれ以下のグループに分けられるようである。繰返し回数が 10×10^4 未満のものは $1 \times 10^4 \sim 3 \times 10^4$ を境に、ひずみが急激に増大する傾向にある。これは、舗装体にきれつが入って、引張りを期待できなくなったためにひずみが大きくなったものと推定できる。ひずみ曲線が変曲点を示す近辺の舗装体のひずみは400~500 μ である。したがって、舗装体にこの程度の振幅ひずみが発生するようになると、舗装体にきれつが入る可能性が高い。

繰返し回数と最大ひずみの関係から図3-2-11の結果を得た。振幅ひずみ曲線が変曲点を示す近辺の最大ひずみは1,400~1,600 μ と推定できる。

合成ビームの鋼板中央支点位置の振幅ひずみと繰返し回数の関係を図3-2-12に示す。No.5、No.6は鋼板と舗装体のはく離を生じたものであるが、鋼板中央支点位置のひずみの変化もこのことを明らかに示している。

No.2、No.8は舗装体の載荷点位置にクラックが発生したものであるが、この場合も、鋼板中央支点位置のひずみの変化が急激にあらわれており、良く対応している。したがって、鋼板中央支点位置のひずみの測定は、舗装体の異常破壊（鋼板と舗装体のはく離、舗装体の載荷点位置にクラックが入る）の検索に役立つことがわかる。

鋼板中央支点位置の最大ひずみの変化を図3-2-13に示す。先の振幅ひずみの場合ほどひずみ曲線が急激に変化するような傾向は認められない。したがって、舗装体の異常破壊を検索するために、鋼板中央支点位置の最大ひずみを測定することは有効でない。

(3) 舗装体の評価（表3-2-8参照）

全体的にみると、No.1とNo.7、が疲労抵抗性が良い。No.6も鋼板と舗装体のはく離がなければ繰返し回数が伸びることが推測されるので、これら3種類の構成に共通している上層に硬化性アスフ

ァルトを用いた舗装構成は疲労抵抗性を高める効果があるといえよう。Ⅱ2とⅡ3は混合物の力学的性状が類似しているため、上層と下層に組合わせて用いる場合よりも、同一種類で用いる方が高い疲労抵抗性を期待できそうである。

Ⅱ1～Ⅱ5までの比較から、舗装体の種類による評価ができる。Ⅱ1、Ⅱ2は舗装体の載荷点位置にき裂が発生したので、試験を完全に行なっていないことになる。しかし、その途中でもⅡ1はⅡ2に比べ疲労抵抗性が良いものと思われる。Ⅱ3とⅡ4は舗装体中央にき裂が発生した時点までの繰返し回数の比較から、Ⅱ3の方がⅡ4より疲労抵抗性が良い。Ⅱ5は舗装体と鋼板のはく離が現われているので、ストアスを用いた混合物による舗装の場合は、接着剤の検討が必要である。

上層と下層の組合せの良否を比較すると、下層に硬化性アスファルトを用いた舗装体がかかる構成のⅡ1とⅡ8を比較すると、Ⅱ1の方がバラツキはあるけれどもⅡ8より疲労抵抗性が良い。下層に改質アスファルトを用いた密粒度アスコンがかかる構成のⅡ2とⅡ6を比較すると、Ⅱ6は舗装体と鋼板のはく離があったので十分な評価を行えなかった。グースアスファルトを用いた舗装を下層に用いたⅡ3、Ⅱ7、Ⅱ9を比較すると疲労抵抗性の良い順序はⅡ7、Ⅱ3、Ⅱ9のようである。Ⅱ3とⅡ9はほぼ同様な疲労性状を示すことから、天然アスファルトを用いたグースアスファルトと改質アスファルトを用いた密粒度アスコンは混合物の力学的性状が類似しているものと思われる。

3-2-4 疲 労 曲 線

7.5t～0.8tの疲労試験では、全般的に疲労回数が、小さいうちに供試体が破壊するケースが多かった。この原因は、荷重の選定が鋼板のひずみに着目して行なわれた結果によるもので、 -10°C で鋼板のみの載荷による縦リブ上のひずみ量が $1,500\mu$ に達する荷重は舗装にとってはきびし過ぎたものと思われる。本四公団では、長浦試験舗装（昭和51年3月施工）で荷重車（輪荷重7.25t）を用いた載荷試験を行ない、舗装された鋼床版に発生するひずみを測り橋軸直角方向の応力とひずみの値として図3-2-14の結果を得た。これより、鋼床版縦リブ溶接部上面のひずみは約700 μ に達している様子がわかる。このひずみ量を室内で再現すれば可成り現実的な疲労試験になるものと考えた。長浦試験舗装の載荷試験を行なった工区と同一の舗装構成による供試体について、静載荷試験を行なった結果、鋼板中央支点位置のひずみ700 μ に相当する荷重は4.6tであった。したがって第2回目の疲労試験は4.6t～0.8tの荷重条件で行なうこととした。7.5～0.8tと4.6～0.8tのそれぞれの荷重での破壊回数と載荷荷重の関係を図3-2-15に示した。これよりⅡ8は7.5tでは 10×10^4 未満の回数で破壊していた供試体であるが、4.6tでは 400×10^4 と疲労回数が大巾に伸びた。Ⅱ4、Ⅱ7については $1,000 \times 10^4$ に達しても舗装にはき裂などの発生は認められなかった。 $(4.6-0.8)/(7.5-0.8)=5.7\%$ の関係にあるので、疲労荷重が40%程度小さくすると疲労回数は約70倍に伸びる傾向にある。4.6tでは荷重が小さいため疲労に到るまでの回数が大きくなりすぎる傾向にあるので7.5tと4.6tの間で疲労試験の実用上の荷重があることが予想される。4.6tは輪荷重7.25tの荷重車による載荷試験に対応した荷重である。輪荷重を8tに合わせれば5.1tになるので、この荷重で現在試験を継続中である。

表3-2-1 混合物とバインダーの種類

供試体No	上 層		下 層	
	混 合 物	バ イ ン ダ ー	混 合 物	バ イ ン ダ ー
1	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エボアス)	細粒度アスコン	硬化性アスファルト
2	密粒度アスコン	改良アスファルト (No.41)	密粒度アスコン	改質アスファルト
3	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%	グースアスファルト	硬質アスファルト StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
4	"	StAs 20/40	"	StAs 20/40
5	密粒度アスコン	StAs 60/80	密粒度アスコン	StAs 60/80
6	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エボアス)	"	改質アスファルト
7	"	"	グースアスファルト	硬質アスファルト StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
8	密粒度アスコン	改質アスファルト (No.41)	細粒度アスコン	硬化性アスファルト
9	"	"	グースアスファルト	硬質アスファルト StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%

※ StAs : ストレートアスファルト

表3-2-2 使用骨材の一般性状

項 目	骨 材	6号砕石	7号砕石	粗 砂	細 砂	石 粉
粒 度 (通過重量百分率) %	20mm					
	13	100				
	5	0	100	100	100	
	2.5		0	93.3	98.2	
	0.6			49.2	87.1	100
	0.3			20.0	48.1	99.6
	0.15			5.3	5.3	93.1
	0.074			2.5	2.1	80.4
比 重	見 掛	2.680	2.676	2.684	2.691	2.703
	表 乾	2.645	2.631	2.592	2.531	
	カ サ	2.628	2.604	2.538	2.436	
吸 水 量 (%)		0.74	2.02	2.14	3.89	

表3-2-3 骨材配合比およびバインダー量

混合物	配 合 比 (%)	6号砕石	7号砕石	粗 砂	細 砂	石 粉	バインダー量
細 粒 度 ア ス コ ン		15	10	41	21	13	8.5
密粒度アスコン(No.41)		35	20	33	6	6	7.0
密粒度アスコン(StAs60~80)		35	20	33	6	6	6.7
グースアスファルト(天然入り)		25	20	14	14	27	8.9
グースアスファルト(StAs20~40)		25	20	14	14	27	8.7

表3-2-4 接着剤およびタック材

混 合 物 名	接 着 剤			タ ッ ク 材		
	種 類	塗 布 量	養 生	種 類	塗 布 量	養 生
細粒度アスコン (エポアス)	Ⅷ11 ターウルレタン (2液)	0.2L/m ² 1回塗布	5 時 間	エポアス	0.3L/m ² 1回塗布	120℃ 3.5時間
密粒度アスコン (Ⅷ41)	Ⅷ1 As. ゴム系 (溶剤型)	0.2L/m ² 2回塗布	1回目 3時間 2回目 24時間	カチオゾールGM	0.3L/m ² 1回塗布	24時間
密粒度アスコン (St60~80)	Ⅷ1 As. ゴム系 (溶剤型)	0.2L/m ² 2回塗布	1回目 3時間 2回目 24時間	カチオゾールGM	0.3L/m ² 1回塗布	24時間
グースアスファルト (硬質アス)	Ⅷ1 As. ゴム系 (溶剤型)	0.2L/m ² 2回塗布	1回目 3時間 2回目 24時間	カチオゾールGM	0.3L/m ² 1回塗布	24時間
グースアスファルト (St20~40)	Ⅷ1 As. ゴム系 (溶剤型)	0.2L/m ² 2回塗布	1回目 3時間 2回目 24時間	カチオゾールGM	0.3L/m ² 1回塗布	24時間

表3-2-5 タックコート材の検討結果

供試体 番 号	タック 材 料	舗 装 構 成		疲 勞 回 数 × 10 ³						疲労性状へのコメント
		下 層	上 層	きれつ 発 生	300μ	600μ	舗装と 鋼板の はく離	上・下 層の はく離	載荷点 の クラック	
1	A	硬化性 アスフ アルト	硬化性 アスフ アルト	28	1.0	—	無	無	有 (16)	評価不可 供試体の作成方法を厳密に 行なう必要有
	B	アスフ アルト	アスフ アルト	11	1.0	8.0	無	有 (22)	有 (50)	
6	A	硬化性 アスフ アルト	硬化性 アスフ アルト	—	1.0	—	有 (230)	無	有 (210)	良好であり タック材料も舗装(上層) と同一材料が良好
	B	アスフ アルト	アスフ アルト	—	15	—	有 (350)	無	無	
8	A	硬化性 アスフ アルト	硬化性 アスフ アルト	2.0	—	—	無	無	有 (50)	評価不可
	B	アスフ アルト	アスフ アルト	1.0	—	—	無	有 (1.0)	無	

※()は舗装体にきれつが入る前にはく離
その他の異常があって途中で止めたもの。

表 3-2-6 N-N' 軸の断面 2 次モーメント

Eas (kg/cm ²)	Sa (cm)	Ss (cm)	ya (cm)	ys (cm)	I (cm ⁴)
2.0×10^4	3.50	0.10	6.50	0.70	1,765.62
5.0×10^4	3.35	0.25	6.35	0.85	1,500.78
10.0×10^4	3.13	0.47	6.13	1.07	1,357.90

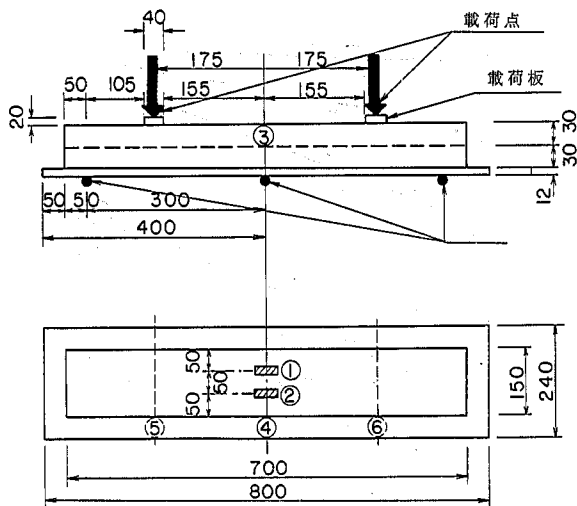
表 3-2-7 舗装と鋼板の応力とひずみ

Eas (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	P. (kg)	σ_a (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	ϵ_a (μ)	q_s (μ)	δ (mm)
2×10^4	2.1×10^5	500	9.456	102.06	473	49	0.04
		1,000	18.912	204.015	946	97	0.08
		1,500	28.368	306.075	1,418	146	0.12
		2,000	37.824	408.03	1,891	194	0.16
		2,500	47.280	510.09	2,364	243	0.20
		3,000	56.736	612.045	2,837	291	0.24
5×10^4	2.1×10^5	500	10.868	58.276	217	28	0.02
		1,000	21.736	116.592	435	56	0.04
		1,500	32.604	174.883	652	83	0.06
		2,000	43.427	233.184	869	111	0.08
		2,500	54.340	291.48	1,087	139	0.10
		3,000	65.208	349.776	1,304	167	0.12
10×10^4	2.1×10^5	500	11.595	40.551	116	19	0.01
		1,000	23.191	81.102	232	18	0.02
		1,500	34.786	121.653	346	58	0.03
		2,000	46.382	162.204	464	77	0.04
		2,500	57.977	202.755	580	97	0.05
		3,000	69.572	248.306	696	116	0.06

表3-2-8 試験結果一覧表 (7.5t 8Hz -10°C)

供試体 番 号	鋪 装 構 成		繰 り 返 し 回 数 (× 10 ³)						疲 勞 性 状 に 関 す る コ メ ン ト — き れ つ 発 生 時 の 回 数 —
	下 層	上 層	き れ つ 発 生 回 数	ひ ず み 300μの 回 数	ひ ず み 600μの 回 数	鋪 装 体 と 鋼 板 の は く 離	上 ・ 下 層 の は く 離	載 荷 点 の ク ラ ッ ク	
1	硬化性アス (細粒度アスコン⑨)	硬化性アス	(30以上)	1.0	30以上	無	無	1.0	載荷点のクラックがなければNは伸びそうなので良好といえそうである。供試体の作成を慎重に行なう要あり
			670	1.0	620			730	
2	改良アス 密粒度アスコン13	改良アス ③)(底4.1アス)	63	1.0	0	無	無	85	底3よりは良好である
			89	1.0	0			100	
3	硬質アスグース	硬質アスグース	24	1.0	—	無	無	無	底4よりは良好である
			60	1.0	—			無	
4	ストアスグース	ストアスグース	22	1.0	—	無	無	無	あまり良好とはいえない
			95	1.0	8.0			無	
5	ストアス 60/80 密 粒	ストアス 60/80 密 粒	24	1.0	18	45	無	無	鋼板とのはく離がなければNはもっとのびる 接着材の検討が必要である
			19.5	1.0	5.0	25		無	
6	改良アス	硬化性アス	(10以上)	1.0	10以上	10	無	無	鋼板とのはく離がなければNはもっとのびる
			(10以上)	1.0	10以上	1.0		無	
7	硬質アス	硬化性アス	(1000以上)	1 0.0	—	無	無	無	良好である 載荷点のクラックがなければNは若干のびる
			(300以上)	5 0.0	—			300	
8	硬化性アス	改良アス	70	1.0	25	無	無	50	載荷点のクラックがなければNはもっと小さい
			50	1.0	12			36	
9	硬質アス	改質アス	27	1.0	—	無	無	75	底8よりは劣る
			70	1.0	40			無	

※()は舗装体中央にきれつが入る前にはく離
その他の異常があつて途中で止めたもの。



ひずみゲージ貼付位置 (単位 mm)

舗装体	①		KC-30-A1-11
"	②		"
"	③		KV-25B
鋼板	④ (表)		KFC-5-C1-11L300
"	⑤ (裏)		"
"	⑥ (裏)		"

- * ⑥の位置に鋼板たわみ量用ダイヤルゲージ設置
- * 載荷点キョリ 350% : ダブルタイヤの間隔に対応
- * 支間間キョリ 300% : 縦リブ間隔に対応
- * 試験温度 -10℃ : 本四設計条件

図3-2-1 合成ビーム供試体

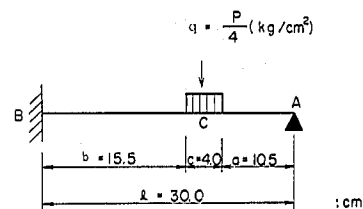
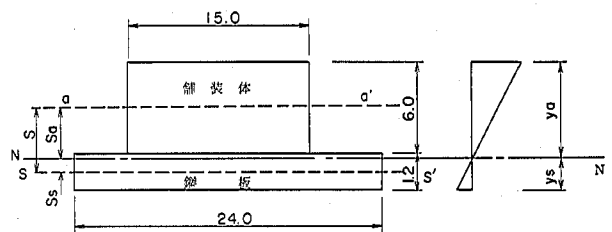


図3-2-2 合成ビームの力学モデル (単位 cm)

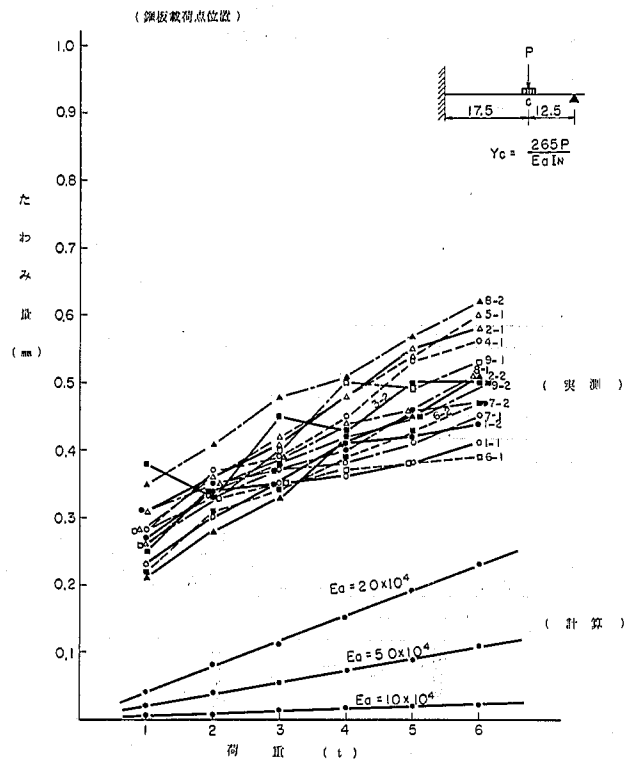


図 3-2-3 静的載荷試験における荷重とたわみ量の関係

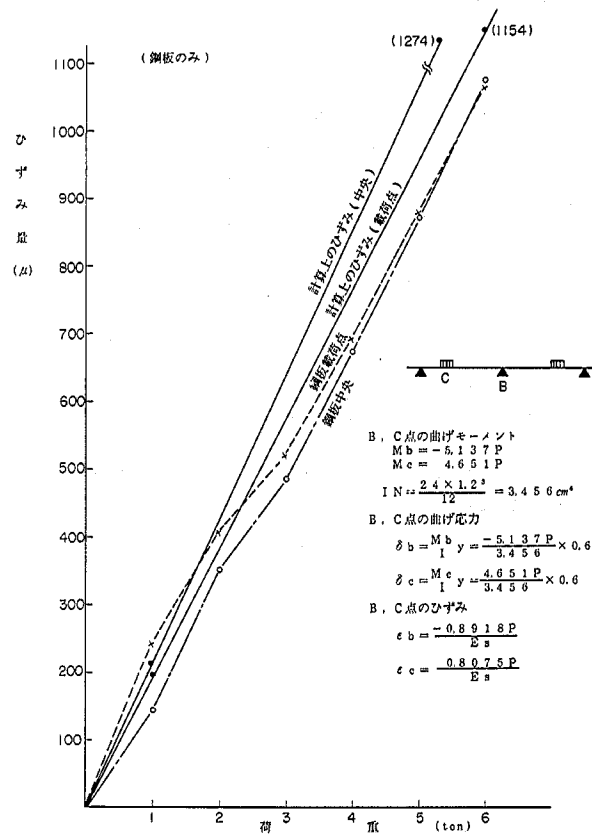


図 3-2-4 静的載荷試験における荷重とたわみの関係

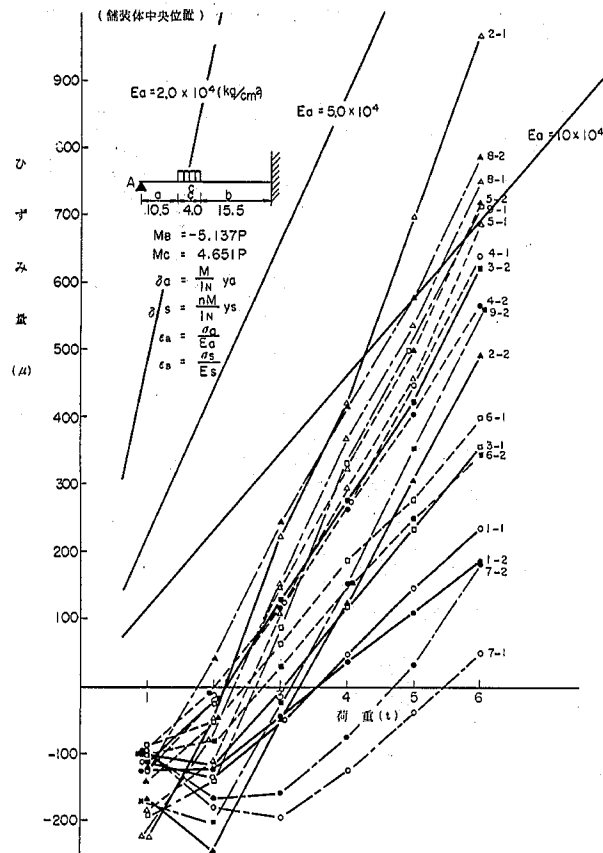


図 3-2-5 静的荷重試験における荷重とひずみ量の関係

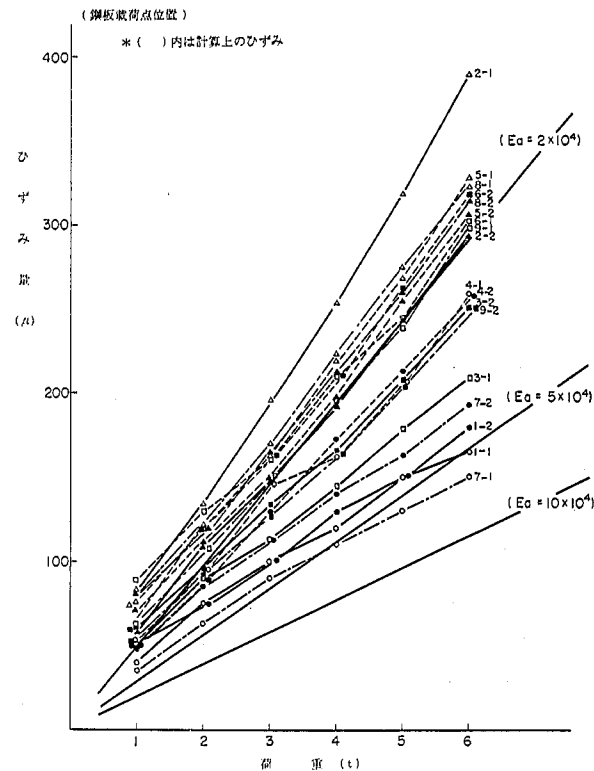


図 3-2-6 静的荷重試験における荷重とひずみ量の関係

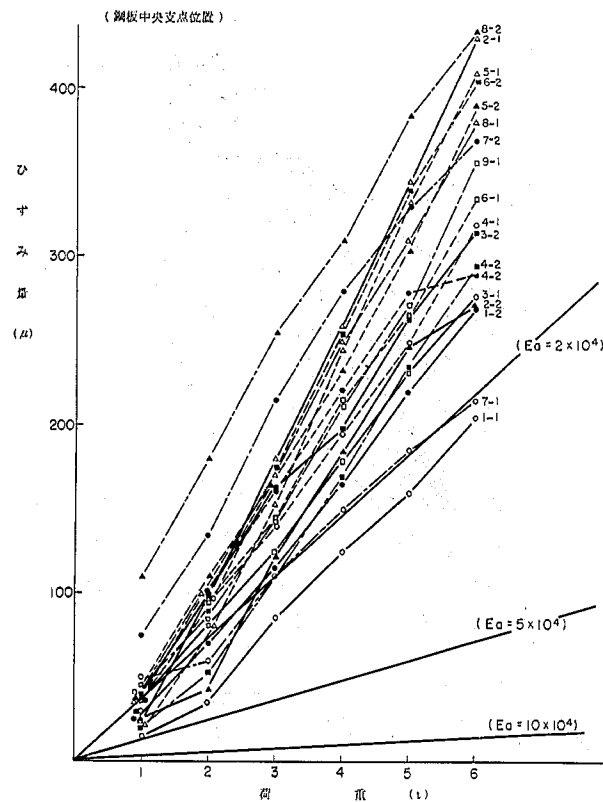


図 3 - 2 - 7 静的載荷試験における荷重とひずみ量の関係

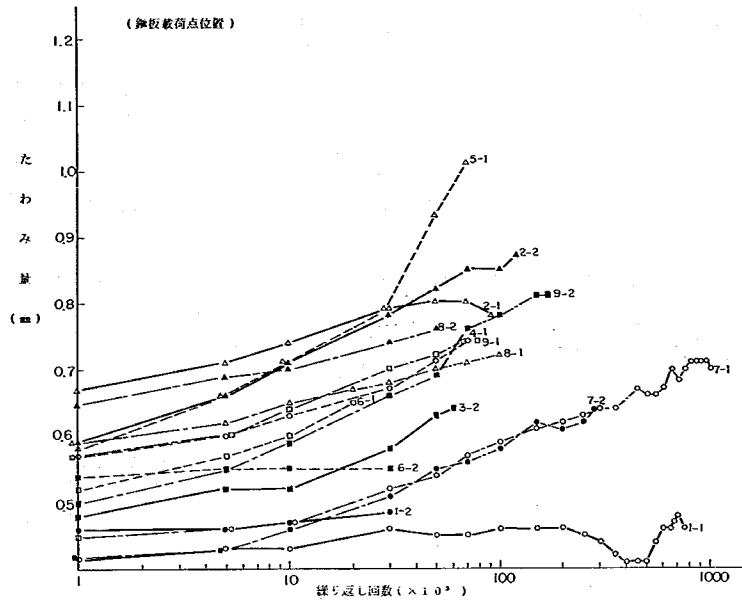


図 3-2-8 繰り返し回数と鋼板たわみ量の関係

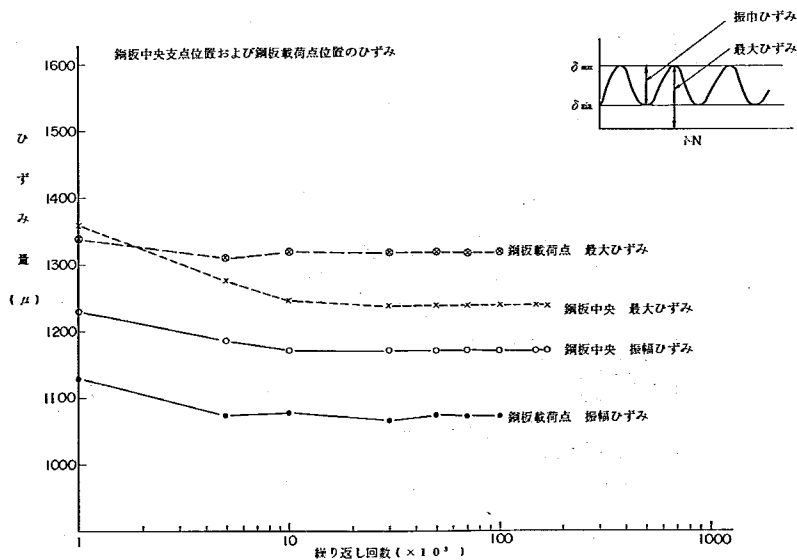


図 3-2-9 鋼板のみの動的載荷試験

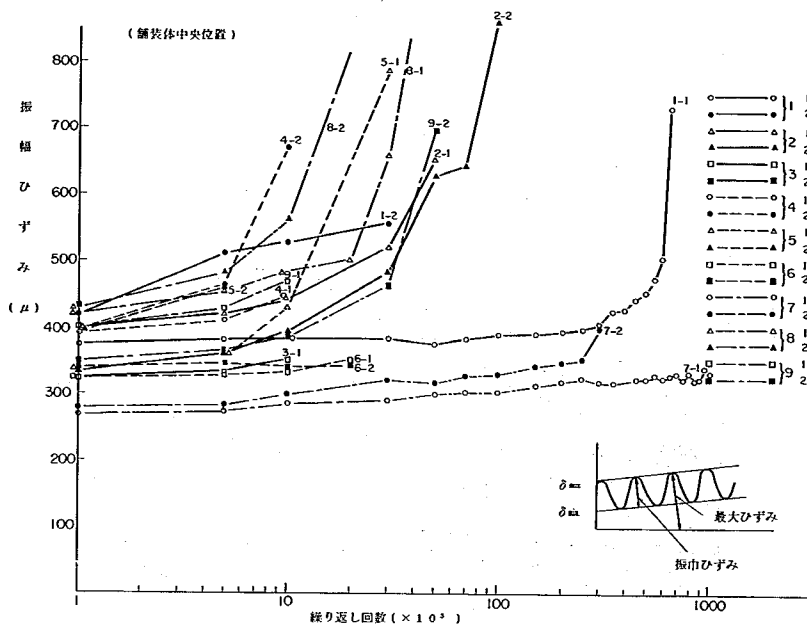


図 3-2-10 繰り返し回数と振幅ひずみの関係

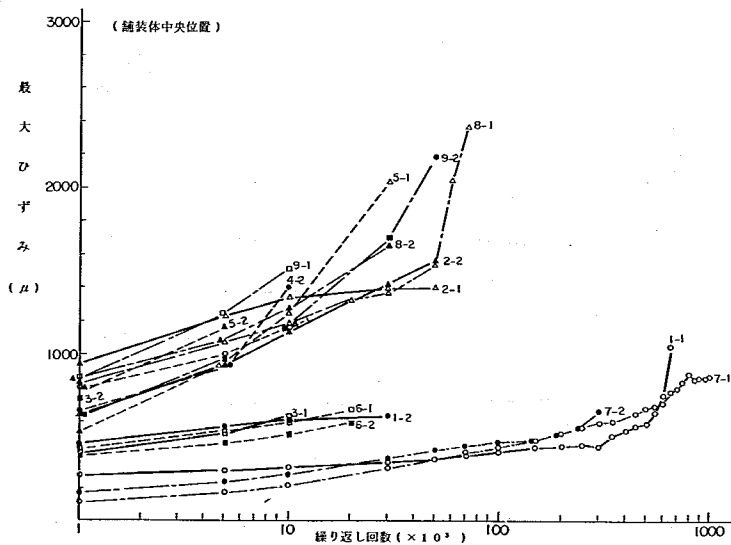


図 3-2-11 繰り返し回数と最大ひずみの関係

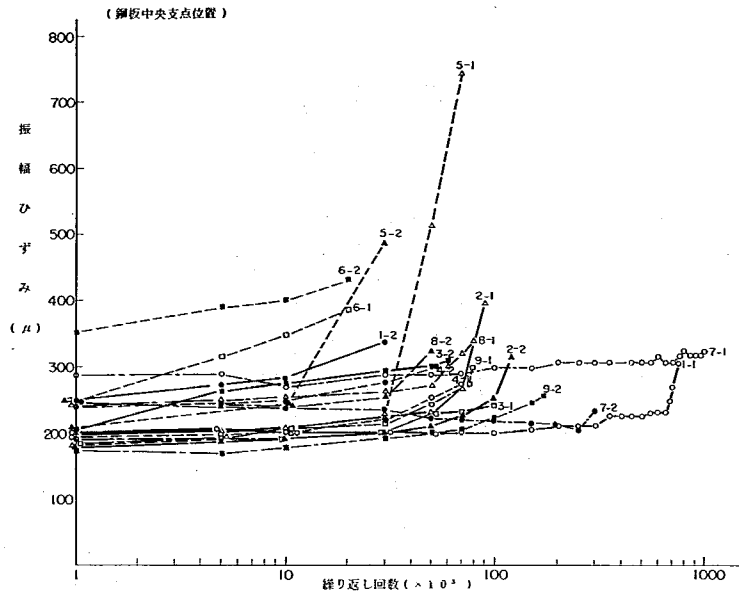


図 3-2-12 繰り返し回数と振幅ひずみの関係

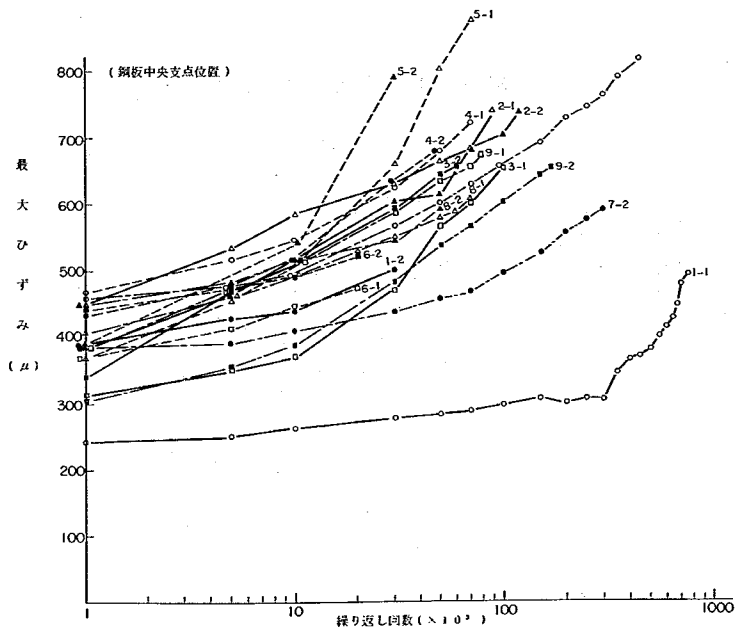


図 3-2-13 繰り返し回数と最大ひずみの関係

長直試験結果の測定
(昭和51年3月測定)

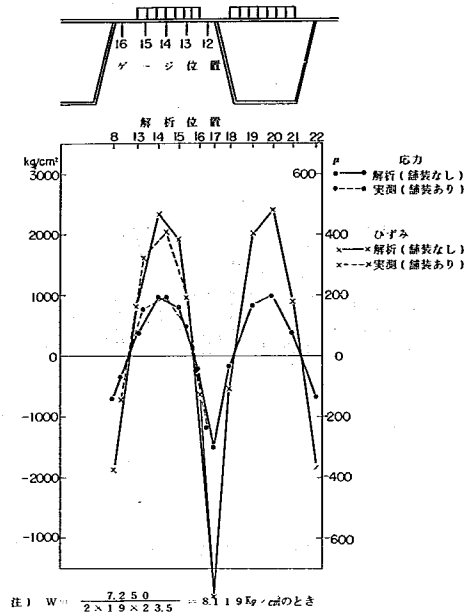


図 3-2-14 鋼床版の局部応力

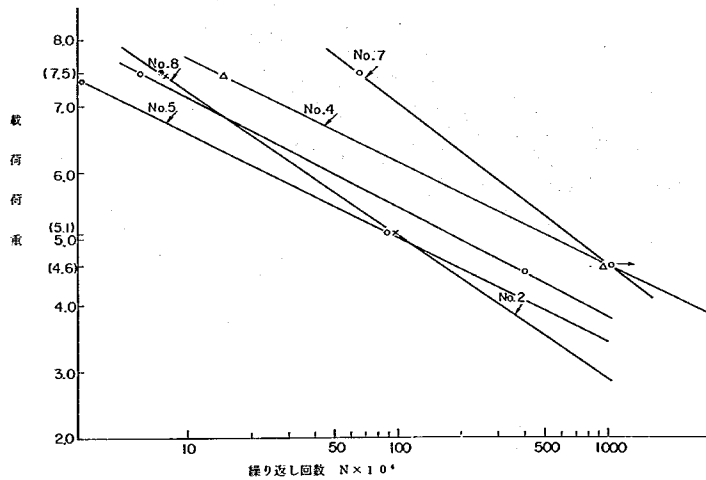


図 3-2-15 疲 勞 曲 線

3-3 長浦試験舗装調査

試験舗装は現道路に延長24.8m、巾9.0m、深さ2.0mの鉄筋コンクリート構造物を設け、ここに $D=12\text{mm}$ 、 $24.0\times 8.46\text{m}$ の2径間連続の鋼床版を架設し橋梁構造とした。さらに、この上に表3-3-1に示す材料を用いた舗装を図3-3-1に示すような配置で施工した。試験舗装の施工は昭和51年3月に実施した。舗装の供用性の調査は、イ) わだち堀れ ロ) 縦横断凹凸量 ハ) すべり抵抗値(BPN) ニ) ひびわれ率、の4項目について定期的(2カ月間隔)に実施した。供用9カ月(昭和51年12月)までの供用性の調査から次の関係を得た。

3-3-1 交通量

試験舗装区間の交通量を調査すると次のとおりである。すなわち、昭和51年8月では、16744台/12hr・2方向であるので、昼夜率1.3、大型車率20%を用いて大型車交通量を求めると2210台/1日・1方向となる。一方、昭和51年11月では、9500台/24hr・1方向、大型車率25%であるので、大型車交通量は、2375台/1日・1方向となる。これら2回の調査結果から大型車交通量は、2300台/日・方向となる。この値を用いて供用9カ月までの累計大型車交通量を推定すると 62×10^4 台に達する。

3-3-2 わだち堀れ量

わだち堀れ量は、横断プロフィールメータで得られた波形の最大凸部と凹部の差から求めた。測定は、3点/工区の頻度で測定しその平均値で整理した。わだち堀れ量の経年変化は図3-3-2に示すとおりである。第1工区と第2工区は上層が改質アスファルトを用いた密粒度アスコンである関係上温度変化に対応して、わだち堀れ量に変化する様子がわかる。これに比べ、第3、第4工区は硬化性アスファルトを用いた細粒度アスコンであるため、温度変化に対応した変化は少ない関係にある。累計大型車交通量が 62×10^4 台近くの一般道路でのわだち堀れ量として、幕張試験舗装と比較するとその値は、3.2~5.5mmの範囲にある。これと長浦を比較すると、第2工区のわだち堀れ量が6.3mmと大きい様子がわかる。その他の工区は、先の範囲内にあるので平均的なわだちの進行状況にある。ただ第3、第4工区は材料性状から推定してわだちが大きい傾向にある。

3-3-3 縦断凹凸量

縦断凹凸量は3mプロフィールメータを用い、各工区ともわだち部分を2点づつ測定し σ で整理した。縦断凹凸量の経年変化は図3-3-3、3-3-4に示すとおりである。幕張試験舗装では、累計大型車交通量が $30\times 10^4\sim 60\times 10^4$ の範囲では、 σ の変化は少なく1.1~1.5mmの範囲にある。長浦では、第4工区が3.8~4.0mmと大きい。しかし、同工区は上・下層とも手仕上げによる施工である関係上 σ が大きくなるのは止むを得ないことのように思われるので、今後の進行状況をみて良否を判断したい。他の工区は、幕張の範囲を越える区間が部分的にあるが、全体的には良好といえる。

3-3-4 ひびわれ率 (図3-3-5 参照)

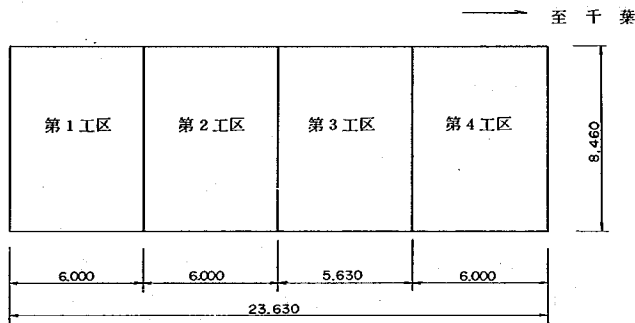
ひびわれは線状のクラックについては巾15cmとして評価してひびわれ面積を求め、これらを累加した値と区間面積の比からひびわれ率を出した。ひびわれは図3-3-6にみるように第3、第4工区に集中している。しかし、縦桁に対応した位置に発生しているクラックは全て施工継ぎ目であり、同時にわだち部にも対応しているので、舗装の弱点が集中したことによるクラックと思われる。その他のクラックについてもこの位置の近辺に集中していることから、引張りを期待できなくなった舗装で弱い部分から順次進行したものといえよう。したがって、施工された硬化性アスファルト混合物は良好な品質のものではなかったものと推定される。第2工区と第3工区の境界に入ったクラックは横縦目の開きである。したがって、改質アスファルト混合物と硬化性アスファルト混合物の接着は良くないものと思われるので、今後は目地などを設ける改良が必要といえる。

3-3-5 すべり抵抗性

すべり抵抗性は、ポータブルスキッドレジスタンステスターで湿润路面の測定を行なった。測定は、わだち部と非わだち部をそれぞれ3点/工区、6点/工区の割合で測定し、温度補正をした値の平均値で整理した。すべり抵抗値の経年変化は図3-3-7に示すとおりである。長浦の場合、各混合物の粗骨材は砂岩を使用しているので、骨材のポリシング試験で砂岩を用いた路面の供用300日目のBPNを調べたら53~62の範囲にあった。これと長浦を比較すると、いずれの工区の値もこの範囲より大きいので良好といえる。

表 3-3-1 舗装の種類

			密 粒 度 ア ス コ ン		細 粒 度 ア ス コ ン		マ ス チ ッ ク ア ス フ ァ ル ト	
骨 材 粒 度			予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り	予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り	予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り	予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り	予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り	予 定 粒 度 及 び 配 合 試 験 範 囲 設 計 練 り
フル イ 通 過 量 (%)	20		100 100	100 100	100 100	100 100	100 100	100 100
	13		95~100(100) 98.5 99.1	95~100(100) 99.4 99.7	(100) 98.8 99.3	95~100(100) 99.4 99.7	(100) 98.8 99.3	(100) 98.8 99.3
	5		57~75(65) 63.7 65.2	75~95(85) 84.6 85.3	68~85(75) 72.3 73.7	57~75(65) 63.7 65.2	75~95(85) 84.6 85.3	68~85(75) 72.3 73.7
	2.5		35~50(43) 43.3 43.6	60~80(73) 72.3 73.0	45~62(54) 57.7 54.3	35~50(43) 43.3 43.6	60~80(73) 72.3 73.0	45~62(54) 57.7 54.3
	0.6		18~29(24) 25.9 27.8	40~65(53) 54.7 51.0	35~50(44) 44.1 43.8	18~29(24) 25.9 27.8	40~65(53) 54.7 51.0	35~50(44) 44.1 43.8
	0.3		10~21(16) 14.3 16.2	20~45(33) 29.2 27.9	28~42(36) 34.8 32.5	10~21(16) 14.3 16.2	20~45(33) 29.2 27.9	28~42(36) 34.8 32.5
	0.15		6~16(11) 7.5 8.8	15~30(23) 15.8 17.1	25~34(28) 27.8 28.3	6~16(11) 7.5 8.8	15~30(23) 15.8 17.1	25~34(28) 27.8 28.3
	0.074		4~8(6) 6.3 6.7	8~15(12) 13.3 14.0	20~27(23) 26.0 25.4	4~8(6) 6.3 6.7	8~15(12) 13.3 14.0	20~27(23) 26.0 25.4
使用 バイン ダー	名 称		改質アスファルト (熱可塑性)	改質硬化性樹脂 (エポキシアスファルト)	天然アスファルト入り			
	種 類		Ⅱ 41-2 (ゴム入り)	B-3 { A液 15.7部 B液 8.43部	ストレート 20/4075部 T.L.A 25部			
	加熱温度 (℃)		180	115±5	220以下			
混 合 物 性 状	バインダー 量 (%)	配合設計	6.1	8.5	8.7			
		決 定	6.1	8.0	8.7			
	混 合 温 度 (℃)		192	115±5	(180~200)			
	締 固 め 温 度 (℃)		177	115±5	—			
	締 固 め 度 (%)		98以上	98以上	—			
	マーシャル 安定度 (kg)	配合設計	(1,600)	7,110	—			
		試験練り	1,360	3,470	—			
	密 度 (g/cm ³)	設 計	(2.36)	2.335	—			
		試験練り	(2.374)	2.326	2.378			
	空 隙 率 (%)	設 計	(3.5)	3.0	—			
		試験練り	3.1	3.4	—			
	飽 和 度 (%)	設 計	(7.9)	8.6	—			
		試験練り	8.2	8.45	—			
	リュエル 粘 土 (秒)	設 計	—	—	(210℃にて)(16)			
		試験練り	—	—	(210℃にて) 14			
	貫 入 量 (mm)	設 計	—	—	2.5			
		試験練り	—	—	2.0			



改質アスファルト	改質アスファルト	改質硬化性樹脂	改質硬化性樹脂	3cm
アスチック アスファルト	改質アスファルト	改質アスファルト	改質硬化性樹脂	3cm

タックコート 防水層 2・3工区

 接着層 №1 1・2・3工区

 №1 4工区

図3-3-1 舗装の配置

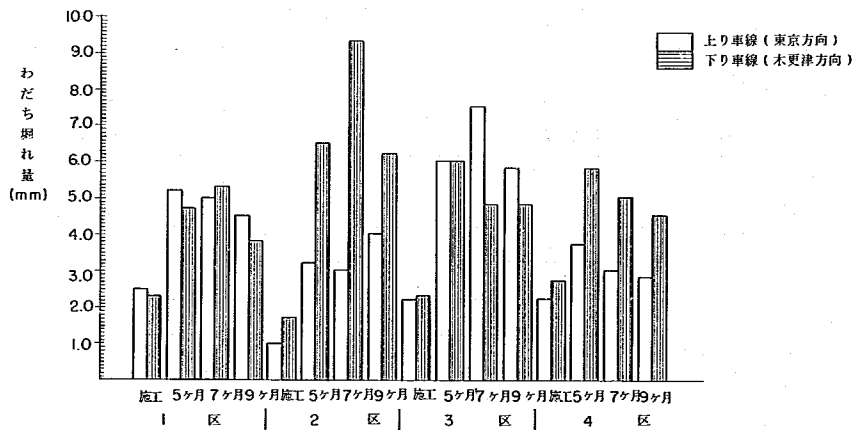


図3-3-2 わだち掘れ量

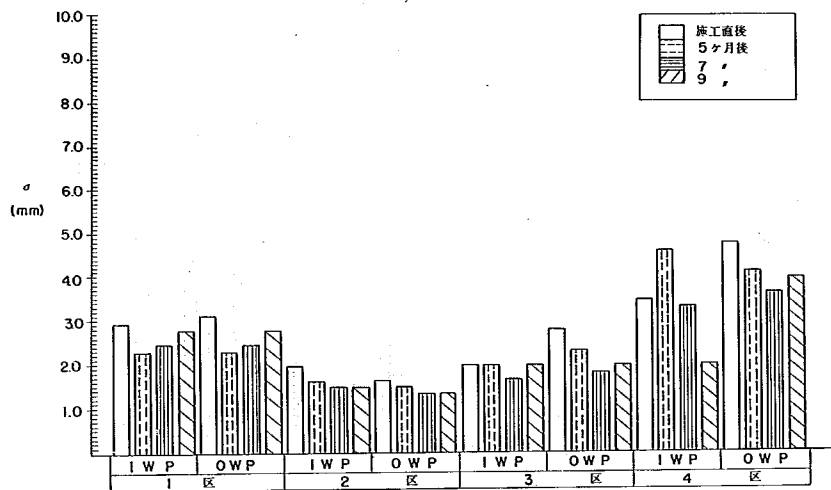


図3-3-3 縦断凹凸の標準偏差(上り車線)

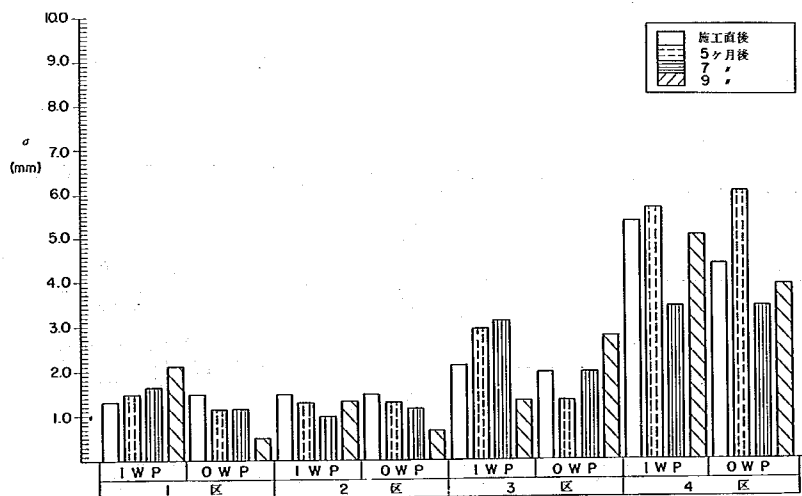


図3-3-4 縦断凹凸量の標準偏差(下り車線)

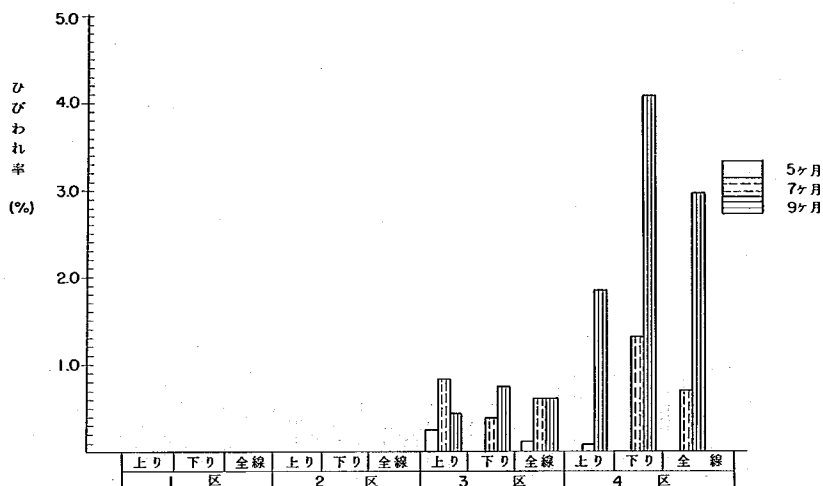


図3-3-5 ひびわれ率

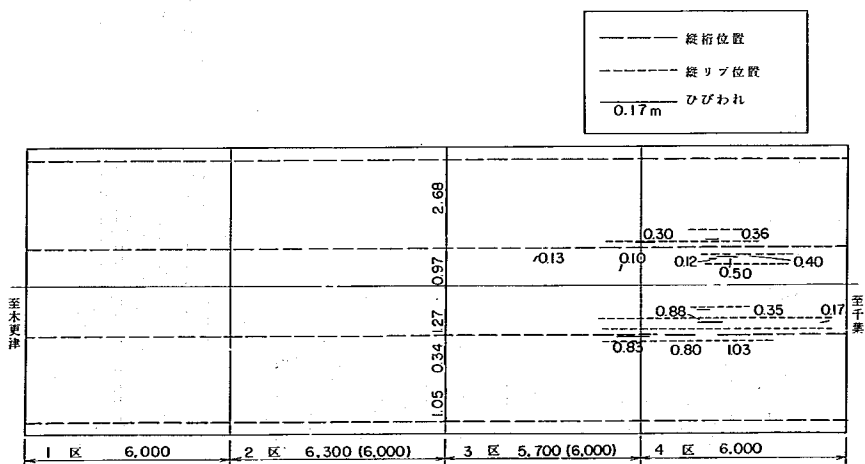


図3-3-6 ひびわれ測定図 9ヶ月後 (昭和51年12月17日)

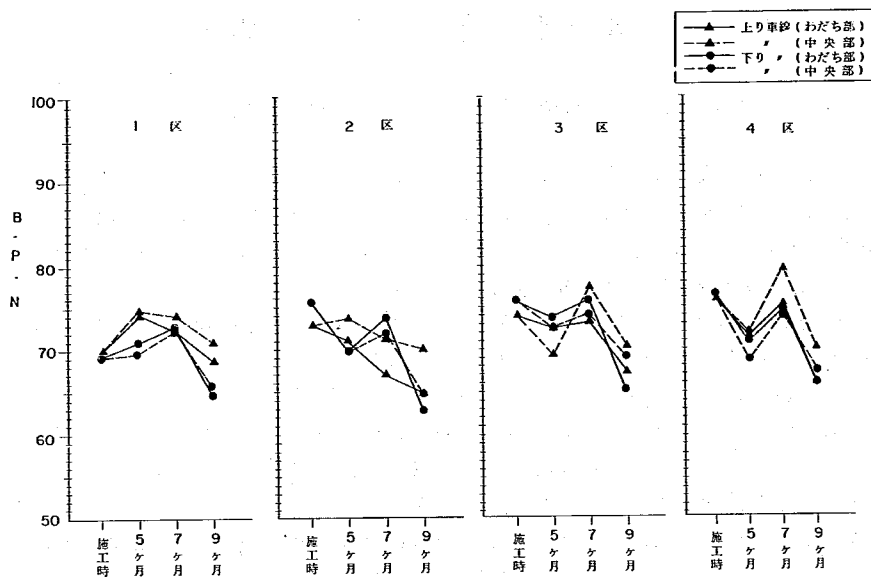


図 3-3-7 すべり抵抗値 (B・P・N) 20℃ 換算湿潤状態

3-4 ま と め

舗装の疲労に関する試験調査と長浦試験舗装調査の検討結果から次のような結論を得た。

3-4-1 疲 勞 試 験

(1) 静載荷試験で荷重が7.5 tでは、鋼板のみの場合、縦リブ上に約1,500 μ の引張りひずみが発生している。しかし、舗装体がかかった合成ビームではこのひずみは、270~550 μ の範囲になるので、舗装と合成作用、荷重分散効果が期待できる。

(2) 合成ビームの鋼板載荷点位置の荷重-ひずみの関係における直線の勾配から、舗装体の変形係数は、合成作用がある場合には $2.0 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}$ を推定できる。

(3) 7.5 t~0.8 tの動的載荷試験では、舗装体中央の振幅ひずみが400~500 μ に達すれば舗装体にきれつが発生しやすくなる。この場合の最大ひずみは1400~1600 μ の範囲にある。

(4) 上層に剛性の高い舗装がくる舗装構成は、疲労抵抗性が良さそうである。中でも $\text{AC}7$ 、 $\text{AC}1$ の構成が良好であり、これに次いで $\text{AC}6$ がくるようである。

(5) 4.6 t~0.8 tの動的載荷試験では、7.5 t~0.8 tの場合より繰返し回数が大巾に伸びる。 $(4.6 - 0.8) / (7.5 - 0.8) = 57\%$ の関係にあるので、疲労荷重を40%程度小さくすると疲労回数は約70倍に伸びる傾向にある。

3-4-2 長浦試験舗装調査

供用9ヶ月までの累計大型車交通量は約 62×10^4 台に達する。この時期までの供用性は次のとおりである。

(1) わだち堀れ量は一般道路の場合と同様の進行状況である。しかし、第2工区(上・下層とも改質アスファルト)は、6.3 mmと大きい値である。さらに、第4工区(上・下層とも硬化性アスファルト)は材料性状から推定してわだち堀れが大きい。

(2) 縦断凹凸量は、上・下層とも手仕上げによって施工された第4工区の σ は経時的に変化が少ないが3.8~4.0 mmで評価が悪い。他の工区は、特に問題になる値ではない。

(3) ひびわれが、第3、第4工区に集中しており評価が劣る。この工区は、上層がいずれも硬化性アスファルトを用いているが、施工が手仕上げによったこと、舗設を3つのレーンに分けて行なったこと等の弱点が重なったことが原因できれつが発生したものと思われる。

第4章 耐風に関する調査試験

構造研究室

成 田 信 之

横 山 功 一

佐 藤 弘 史

野 村 一 夫

神 畠 一 夫

4-1 調査の概要

今年度は以下の項目について調査を実施した。

(i) 風洞模型用金網の粗さが耐風安定性に及ぼす影響の調査

長大吊橋においては、耐風性向上の対策のひとつとして、床版に開床部（グレーチング）を設けることがあるが、風洞模型を製作する場合には、これを金網によって置換するのが普通である。しかし、現行の「風洞試験基準」には開床部の模型化に関する規定がなく、また、金網のメッシュ数を変えると同一の空隙率であっても空力特性が変化するものと考えられる。そこで南備讃瀬戸大橋を例にとり、金網を4種類に変化させたバネ支持模型実験を行なって金網のメッシュ数が空力特性に与える影響を調べた。その結果、空隙率を一定にしてもメッシュ数が大きくなるほど、耐風性が劣化することが明らかになった。

(ii) 南備讃瀬戸大橋の耐風性の調査

南備讃瀬戸大橋に関しては、計画設計段階より風洞実験が実施されてきたが、未だ完全に耐風性の良好な設計案は得られていない。今年度は、路側帯グレーチングを従来の0.5 mから2.5 mへ拡張した床版（25 m案）と22.5 m案、そしてトラス主構間隔32 m案と30 m案の組合せ4種類に対して検討した。その結果、グレーチング幅の広い床版幅22.5 m、主構間隔32 m案は全ての迎角で安定であり、また床版幅25 m、主構間隔32 m案も従来よりも耐風性は向上し、耐風設計基準を満足することが確認された。なお、床版幅25 m、主構間隔30 m案に対しては現在実験を継続中であり、実験結果は次の機会に報告することにしたい。

(iii) 補剛トラス鉛直材の耐風性調査

因島大橋の設計案では補剛トラスの鉛直材にフランジ幅／ウェブ高が0.44のH形断面が考えられており、この比が0.5の断面について行なわれた既往の実験結果に照らし合わせると、設計風速以下でギャロッピングの発生が予想される。そこで、この部材の耐風性を検討するために、長さの縮尺1/5の空力弾性模型を用いて、迎角0°から10°きざみに90°まで、一様流、格子乱流、軸力無載荷、軸力107 kg載荷等の条件で風洞実験を行なった。その結果、迎角0°の場合はギャロッピングが発生し、他の迎角では換算風速約6～7で渦励振による曲げ振動、ねじれ振動が発生した。

この実験結果をもとに実橋部材に発生する応力を推定し、「本州四国連絡橋の疲労設計」に規定

されている疲労許容応力度に照らし合わせると、現設計案は耐風性に関して問題があると判断され、断面の変更、構造物の剛性の増加等の防振対策を講じる必要があることがわかった。

4-2 風洞模型用金網の粗さが耐風性に及ぼす影響の調査

4-2-1 調査の目的

本州四国連絡橋の耐風設計のための風洞実験は、1973年に定められた「本州四国連絡橋風洞試験基準」に準拠して行なうことになっており、これにより風洞実験結果の信頼性が確保されている。

ところで、本州四国連絡橋の設計案のうち、長大吊橋には耐風性を向上させるために床版に開床部（グレーチング）を設けることが多いが、風洞模型を製作する際には幾可学的縮尺の制約から、グレーチング部の完全相似模型を製作することは困難であり、金網を用いるのが通常の方法である。しかし、この金網の選定に関しては前述の「風洞試験基準」には規定がなく、一部金網を変えた実験結果によると、金網のメッシュ数が設計案の空力不安定振動の発現風速に影響を及ぼす例があることが指摘されている。¹⁾

そこで、この調査では本州四国連絡橋の一つである南備讃瀬戸大橋の設計案に対して、グレーチングを模型化した金網の空隙率を一定にし、メッシュサイズを変えてその耐風性に及ぼす影響について調査することとした。

4-2-2 風洞実験と考察

実験対象とした南備讃瀬戸大橋は昭和48年度に既に風洞実験を行なっているが、ここでは同一の模型および実験条件を採用した。行なった実験はバネ支持模型実験であるが、その実験方法、実橋諸元、模型図など詳細は文献2)を参照することとし、表4-2-1、図4-2-1に実験条件およびグレーチング部の模型図を示す。

表4-2-1 実験条件

	原 型	所 要 値	実 験 値
縮 尺		1:80	1:80
重 量	480t/m/bridge	12,000g/model	11,798.6g/model
慣性モーメント	940.0t・m・sec ² /m	3,671.9g・cm・sec ² /model	3,528.7g・cm・sec ² /model
拂み振動数	0.171Hz	2.33Hz	2.34Hz
振り振動数	0.294Hz	4.00Hz	4.08Hz
振動数比	1.72	1.72	1.72
風速倍率			5.88
構造減衰			0.03

模型に用いた金網の種類は空隙率を一定とするような以下の4通りである。これらの金網は図4-2-1の上路床版の路側および中央分離帯のグレーチングとして用いられたが、他方下路床版の

金網に関しては32メッシュのものを用いており、実験を通じて変化していない。

模型名	メッシュサイズ	線 番	空隙率
A	50	40	46%
B	32	35	
C	20	30	
D	10	23	

実験結果が図4-2-2, 4-2-3(1)~(4)に示されている。図4-2-2は、迎角(吊橋の橋軸直角水平方向と風のなす角、吹き上げを正とする)と不安定振動の発現風速の関係を示したものであり、図4-2-3は各迎角における不安定振動の振幅特性を示したものである。

これらの結果によると、金網のメッシュサイズを変えると、不安定振動の発現の傾向に違いは認められないものの、不安定振動の発現風速には差が生じ、メッシュサイズが大きく、細かい金網を用いるほど不安定振動の発現風速は低くなっている。その差は迎角が小さくなるほど顕著に現われており、迎角3°で10m/s、迎角0°で15m/sとなっている。

更に、図4-2-3で空力特性の差を詳しく比較すると、迎角0°, 3°における不安定振動の振幅特性も金網の変化と共に変わっていることが明らかになる。

従って、以上の実験結果よりグレーチングの模型に用いる金網としては、空隙率を相似したとしても、それだけでは不十分であり、メッシュサイズが異なると空力特性が異なることになり、風洞実験結果の評価の際には充分注意する必要があることが明らかになった。

なお、グレーチング模型化の影響が小さいという実験結果もあり³⁾今後風洞実験を継続し、データの集積を計ることが必要となろう。

参 考 文 献

- 1) 日立造船株式会社；吊橋の架設工法に関する研究（第2回：架設時の耐風安定性に関する研究）
昭和51年3月
- 2) 建設省土木研究所構造研究室；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告 吊橋の耐風性、
昭和49年11月土研資料911号（抜刷）
- 3) 本州四国連絡橋公団，三菱重工株式会社；大型模型による風洞実験（その1），昭和50年
12月

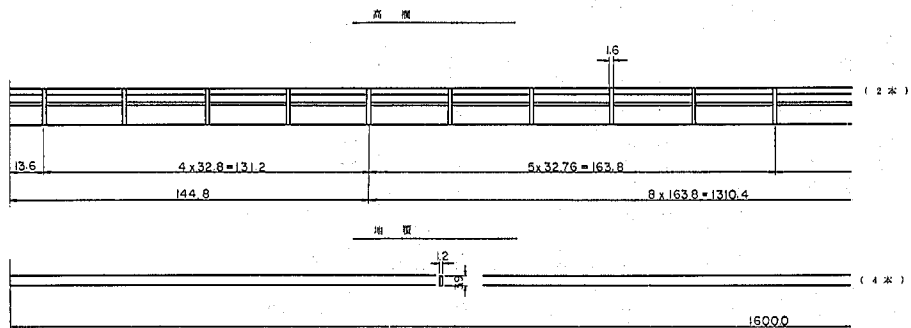
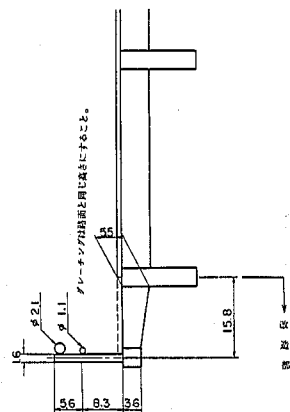


図 4-2-1 グレーチング部模型図

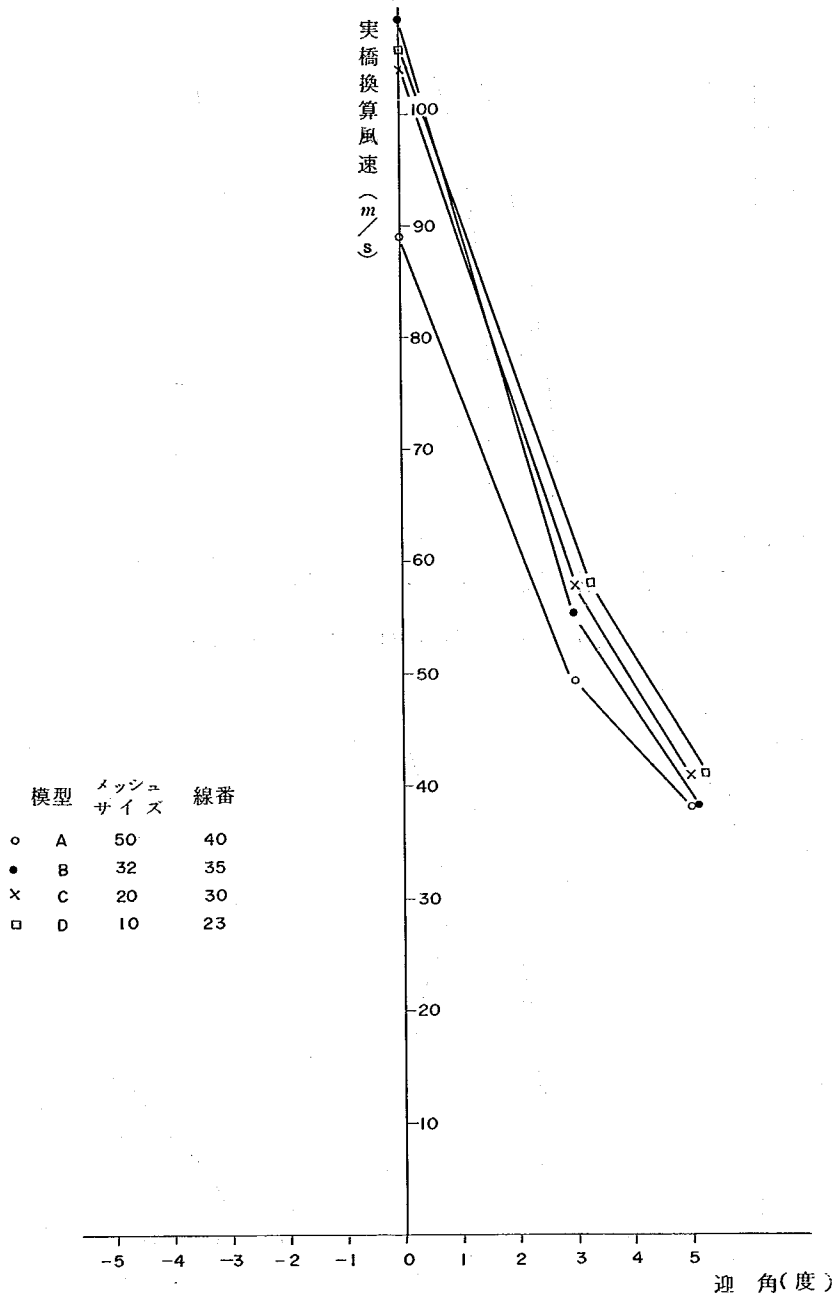


図4-2-2 $V_c \sim \alpha$ 曲線

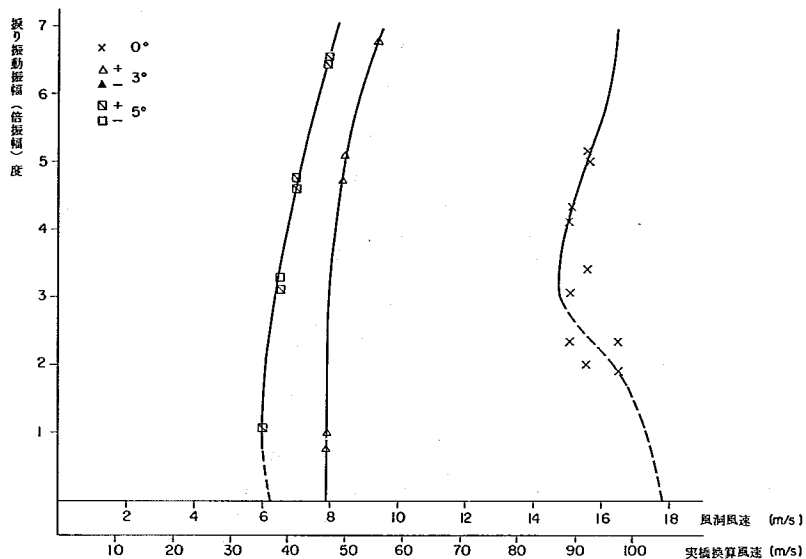


図4-2-3(1) V~A曲線 (HS-73-DA-21-A)

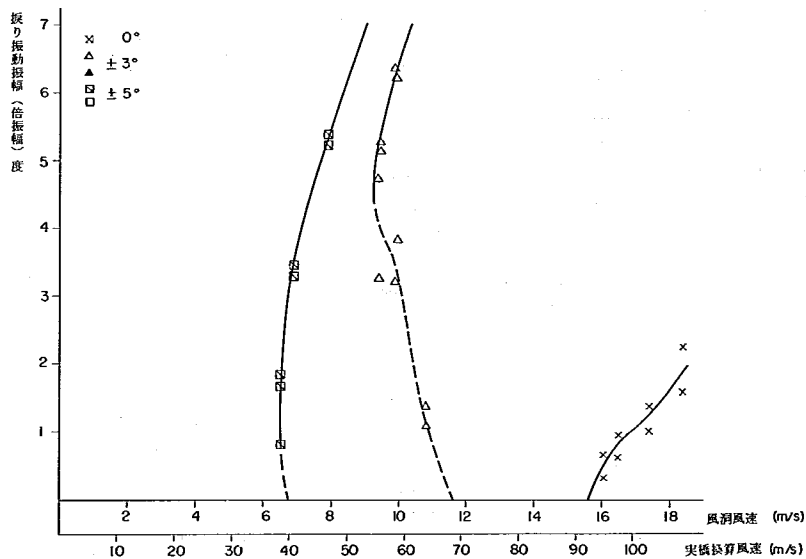


図4-2-3(2) V~A曲線 (HS-73-DA-21-B)

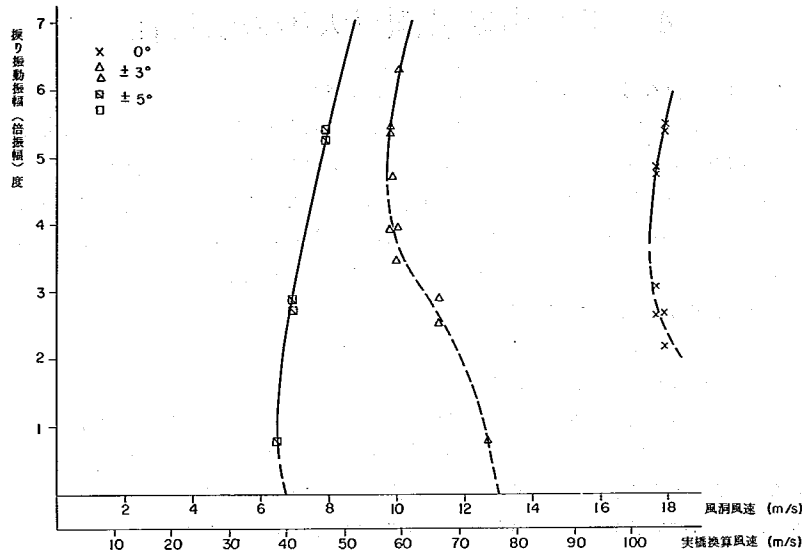


図 4 - 2 - 3 (3) V ~ A 曲線 (HS - 7 3 - DA - 2 1 - C)

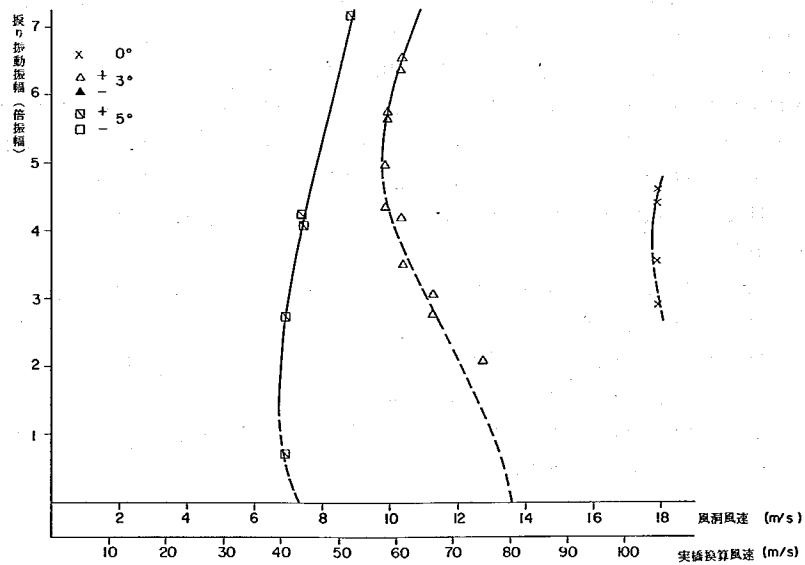


図 4 - 2 - 3 (4) V ~ A 曲線 (HS - 7 3 - DA - 2 1 - D)

4-3 南備讃瀬戸大橋の耐風性

4-3-1 現在までの調査経緯と実験の目的

本州四国連絡橋の早期着工が予定されていた3橋の計画設計案に対しては、昭和47年度に土木研究所で風洞実験が実施され、大鳴門橋・因島大橋についてはそれらの設計断面は良好な耐風性を具備していることが明らかになった。一方、南備讃瀬戸大橋に関しては、その原設計断面はかなり低風速で動的不安定現象があらわれるため、実施設計のためには耐風設計について十分な検討が必要であるとの結論が得られた。更に、耐風性を向上させるための対策として

- (i) 原型の中央分離帯側の高欄を閉塞した場合
- (ii) 地覆の高さを変えた場合
- (iii) 中央分離帯の空隙を大きくした場合

について、実験を試みた。その結果、分離帯に充分高い遮蔽物を置くか、地覆を充分小さくすることにより耐風設計基準に規定された耐風性を満足することができると判断された。しかし中央分離帯の空隙を大きくすることは必ずしも耐風性を向上させることにはならなかった。

昭和48年度には更に調査が継続され、耐風性の良い断面を求めるための次のような調査が進められた。

- (i) 中央分離帯に置く遮蔽物の高さを変化させた場合
- (ii) 鉄道部グレーチングを閉塞した場合

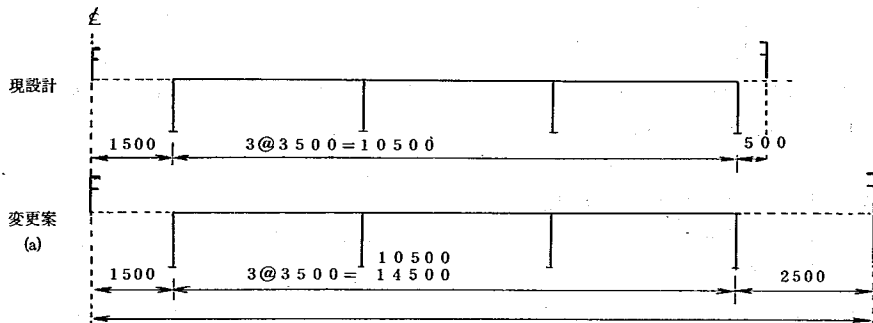
その結果、中央分離帯に遮蔽物を置くことにより耐風性は向上するがその高さは1.3 m以上必要であること、鉄道部グレーチング閉塞は耐風性の向上を必ずしも期待できないことが分った。その後、本州四国連絡橋公団により実施設計が進められ、新しい設計断面が検討されることになったが、それらはトラス部分は計画設計案と同じであり、床組構造を変えたA、B案の2種である。A案は床版幅を上げたもの、B案は計画設計案の路側部グレーチング幅を上げたものである。実験はこれらを基本とし、地覆の有無、端部の縦ゲタの有無、床版幅の影響について調査した。その結果として、B案は良好な耐風性を備えているが、A案とその変形案は問題があり、更に検討が必要であると判断された。

さて、南備讃瀬戸大橋の耐風性が、ほぼ同規模の大鳴門橋に較べて劣るのは側部路肩のグレーチング幅が狭いこと（大鳴門橋2.5 mに対して、南備讃瀬戸大橋では0.5 m）に起因していると考えられるため、グレーチング幅を2.5 m程度に拡幅するのが対策の一つと考えられる。また、既往の風洞実験結果から中央分離帯にある高さ以上の遮蔽物を置くと耐風性が向上することが確認されており、南備讃瀬戸大橋の場合も高さ1.3 mの遮蔽物を置けば、実施設計断面、計画設計断面いずれでも耐風設計基準の規定を満足することが明らかになった。

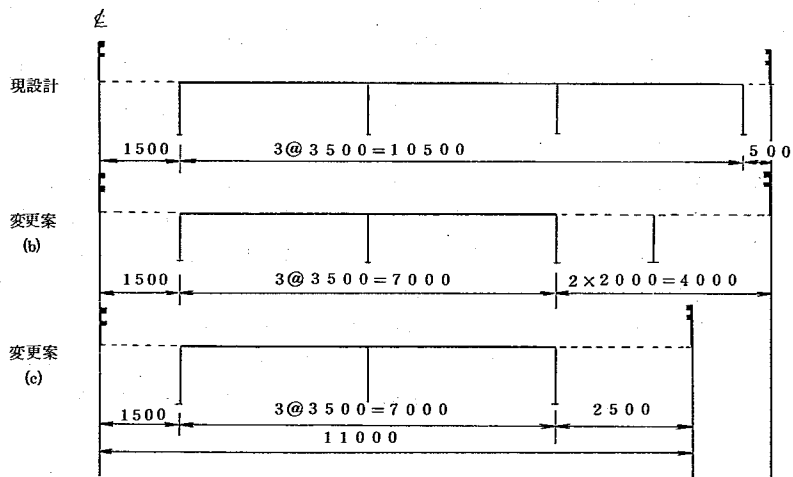
従って、南備讃瀬戸大橋の耐風性の改善案としては、

1. グレーチング幅 2.5 m 程度とする。

(f) 外側へ広げた場合



(g) 内側へ広げた場合



2. 高さ 1.3 m 程度の遮蔽物を中央分離帯におく。(変更案 d)。但し、風荷重は暴露面積の増加があり、若干の増加が見込まれる。

が考えられる。

このうち、変更案 a は D ルートの交通量から考えて過大な幅員構成となる。従って、変更案 b または d が改善案となるが、暫定的に変更案 c で建設し、交通量が増大した時点で変更案 b または d に拡幅改造することも考えられる。また、最終的に変更案 b または d を採用する場合、主構間隔を 30 m とすることも可能と思われる。以上の耐風性を確認する目的で次の実験が計画された。

	主構間隔 32m	主構間隔 30m
変更案 b	済	○
変更案 c	○	○
変更案 d	済	○

実験に使用した模型図を図4-3-1に、バネ支持模型実験の実験ケースと実験条件をそれぞれ表4-3-1, 4-3-2に示す。

4-3-2 実験結果と考察

バネ支持模型実験の結果を示したのが、図4-3-2の $V_c \sim \alpha$ 曲線、図4-3-3の $V \sim \delta$ 曲線である。これらの実験結果をまとめると、

1. 路側帯グレーチングの幅を広くとった床版幅22.5m案(HS-76-DA-20)は全迎角で空力不安定現象は観測されず、極めて耐風性の良好な設計案といえよう。
2. 床版幅25m-主構間隔32m案(HS-76-DA-30)は従来の設計案に近いものであるが、耐風性は改良され、設計基準を満足するような性質を備えている。しかし、地覆を取りつけた場合(HS-76-DA-33)は、全迎角で発振せず、性質が極端によくなっている。
南備讃瀬戸大橋の従来の実験結果でも、軽微な断面変化により、その空力特性は大幅に変化する例が見うけられたが、今回の実験結果と合わせて、南備讃瀬戸大橋の空力特性は極めて鋭敏なものといえることができる。
3. HS-76-DA-30, 34, 35で床版の中央分離帯部空隙を変えて、トラスと床版の位置関係による耐風性の違いを調べたが、空隙を拡げることにより耐風性が向上する結果となっている。なお、昭和47年度の南備讃瀬戸大橋に関する実験結果(空隙96.8mm)では、逆に耐風性が悪くなっており、一定の傾向を示していない。
4. 耐風性を向上させる目的で中央分離帯部の下に三角形板を取りつけたが、発振はするもののかなり耐風性は向上する結果が得られた。特に迎角の小さな場合には発振風速は非常に高く、耐風性を向上させるための有効な対策の一つになりうるものと考えられる。

表 4-3-1 実験ケース一覧表

順	模型番号	模型の特徴	模型概略図	実験結果
1	HS-76-DA-10	- 主構幅 30m - 床版幅 25m		$\alpha = 5^\circ \sim 5^\circ, 10^\circ$ 発振せず
2	HS-76-DA-20	- 主構幅 30m - 床版幅 22.5m		$\alpha = -5^\circ \sim 5^\circ$ 発振せず
3	HS-76-DA-30	- 主構幅 32m - 床版幅 25m		$\alpha = 3^\circ \sim 8^\circ$: TF $\alpha = -5^\circ \sim 2^\circ, 9^\circ \sim 11^\circ$ 発振せず
4	HS-76-DA-32	- 主構幅・床版幅はDA-30に同じ - トラス上部に次のような板を取付		$\alpha = 3^\circ, 4^\circ, 5^\circ, 7^\circ$: TF $\alpha = 0^\circ$ 発振せず

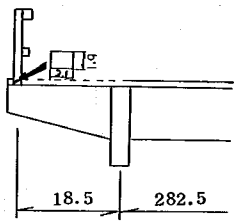
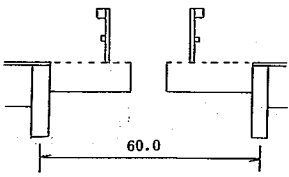
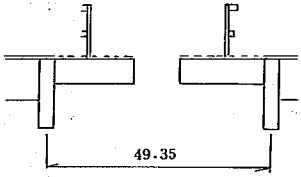
順	模 型 番 号	模 型 の 特 徴	模 型 概 略 図	実 験 結 果
5	HS-76-DA-33	○主構幅・床版幅はDA-30に同じ ○地覆つき		$\alpha = 0^\circ, 3^\circ, 5^\circ$ で 発振せず
6	HS-76-DA-34	○主構幅・床版幅はDA-30に同じ		$\alpha = 0^\circ, 5^\circ$ で 発振せず
7	HS-76-DA-35	○主構幅・床版幅はDA-30に同じ		$\alpha = 5^\circ \sim 7^\circ$ 発振

表 4-3-2 南備讃瀬戸大橋バネ支持模型実験条件

模 型 名		HS-76-DA-10 (30, 25)			HS-76-DA-20 (30, 22.5)			HS-76-DA-30 (32, 25)			HS-76-DA-40 (32, 22.5)		
		原 型	所要値	実験値	原 型	所要値	実験値	原 型	所要値	実験値	原 型	所要値	実験値
縮 尺			1:80	1:80		1:80	1:80		1:80	1:80		1:80	1:80
質 量	t/m/bridge 47.20	kg/model 11.80	11.889	45.06	11.265	11.265	47.74	11.935	11.992	45.68			
極 慣 性 モーメント	t·m·sec ² /m 908	kg·cm·sec ² / model 3.547	3.547	874	3.414	3.414	1.000	3.906	3.937	971			
振 動 数	たわみ	0.171 Hz	2.34 Hz	2.33	0.172	2.39	2.39	0.165	2.33	2.32	0.172		
	ねじれ	0.309 Hz	4.23 Hz	4.23	0.311	4.32	4.32	0.285	4.02	4.01	0.309		
減 衰 定 数	たわみ		0.03			0.03			0.03				
	ねじれ		0.03			0.03			0.03				
風 速 倍 率		5.84			5.76			5.69					
バ ネ 定 数		2,600 g/cm (500+150)×4本			2,600 (500+150)×4本			2,600 (500+150)×4本					
バ ネ 間 隔		62.1 cm			62.2			62.0					
回 転 中 心		3.7 cm			3.1			3.7			3.1		

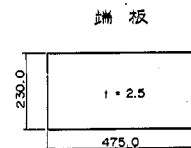
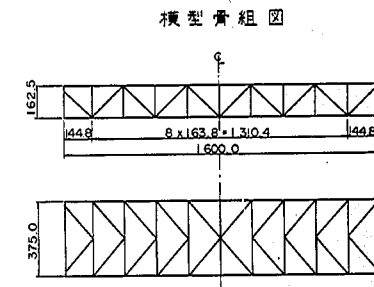
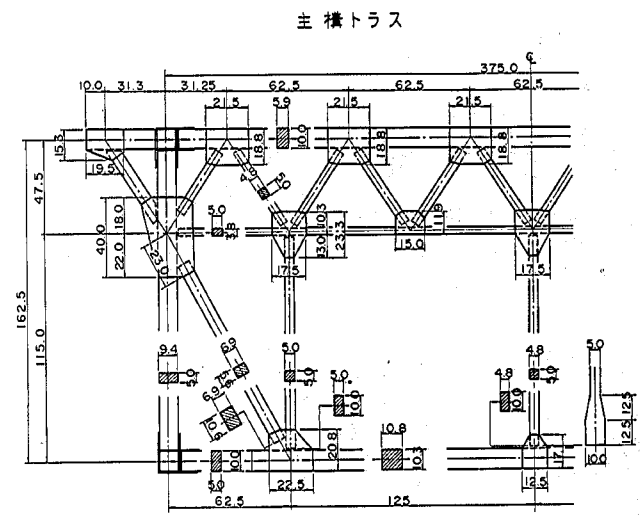
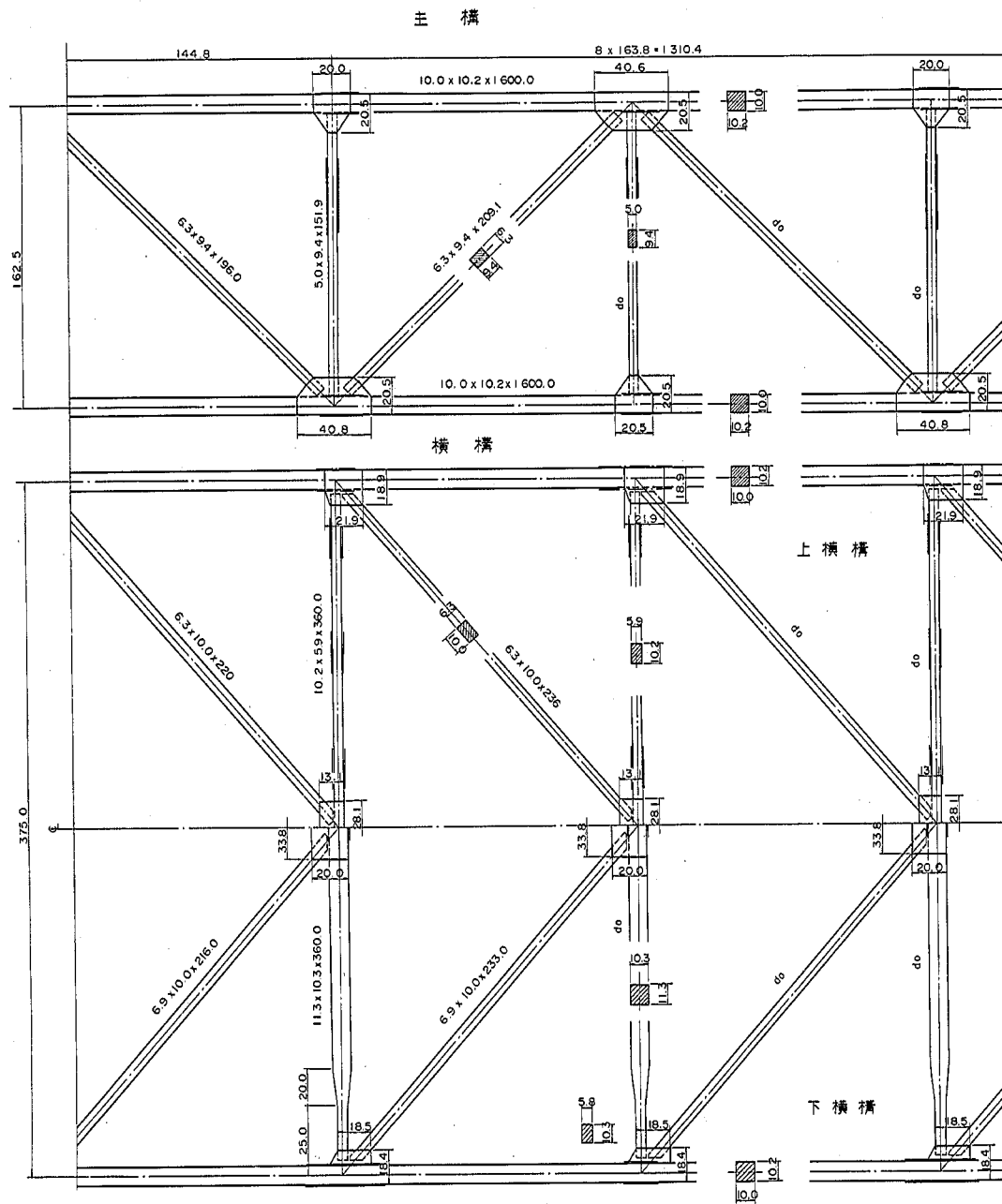


図 4 - 3 - 1 (2) 風 洞 模 型 (そ の 2)

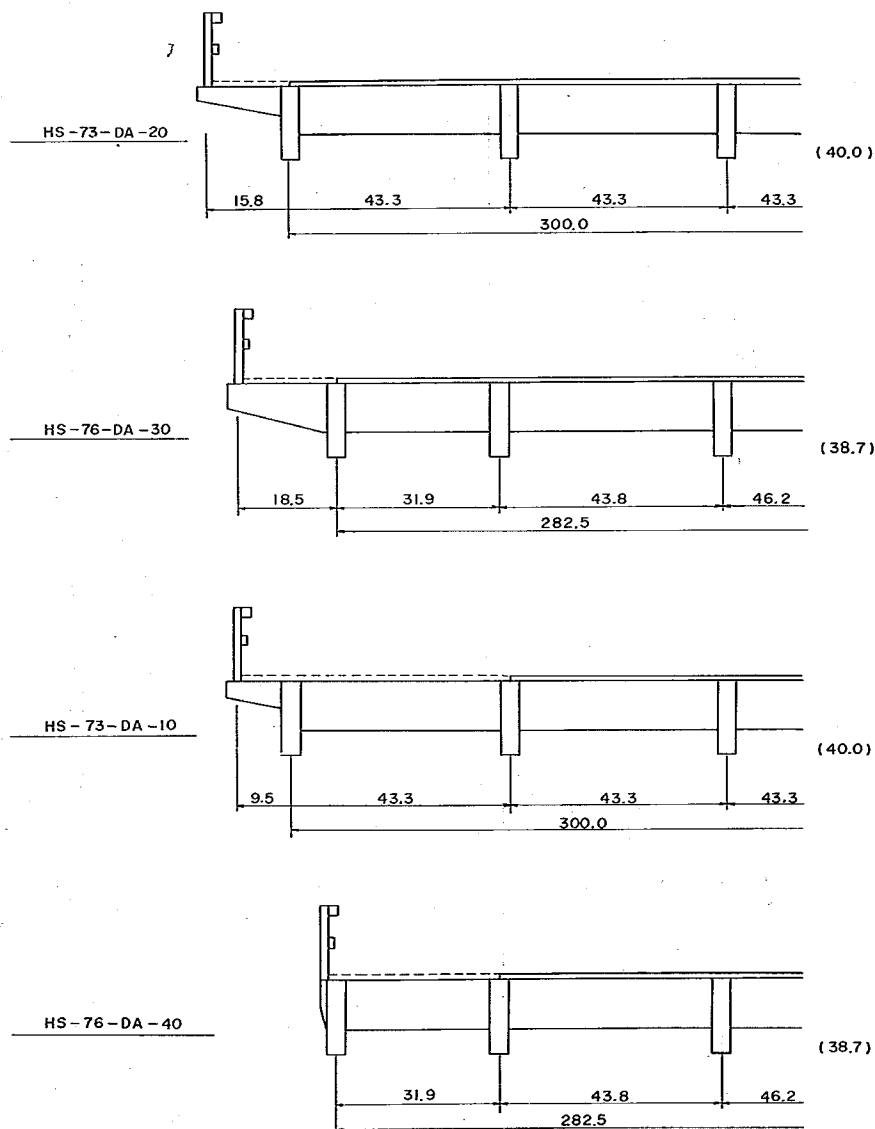


図4-3-1(5) 床版模型端部詳細図(南備讃瀬戸大橋)

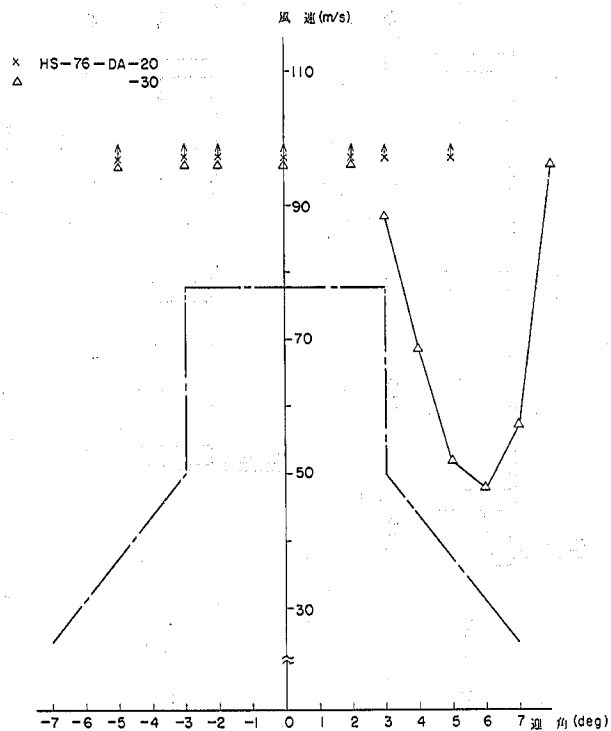


图 4-3-2(1) $V_c \sim \alpha$ 曲线

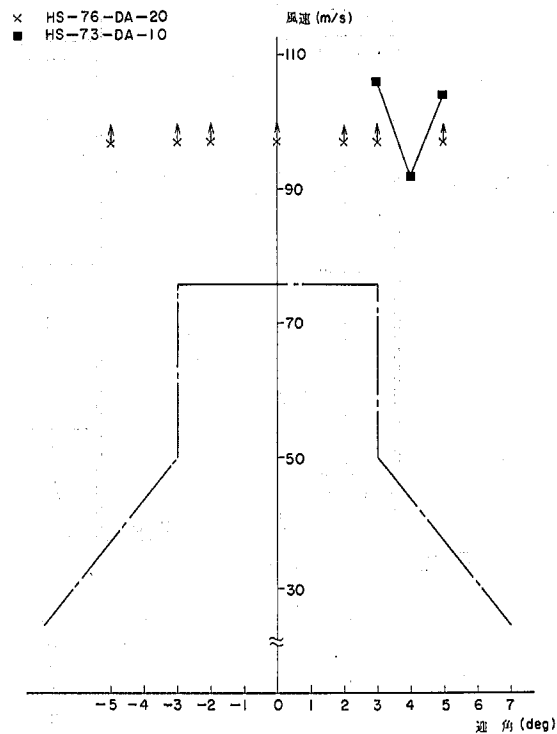


图 4-3-2(2) $V_c \sim \alpha$ 曲线

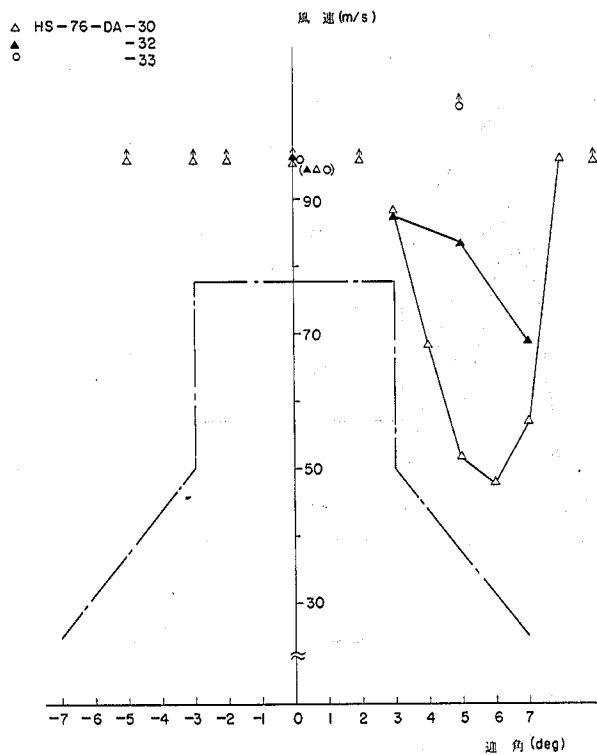


图 4-3-2(3) $V_c \sim \alpha$ 曲线

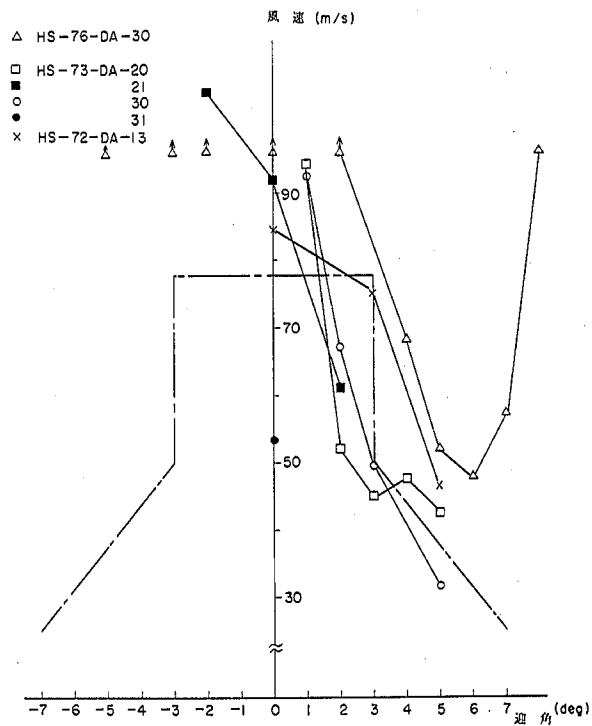


图 4-3-2(4) $V_c \sim \alpha$ 曲线

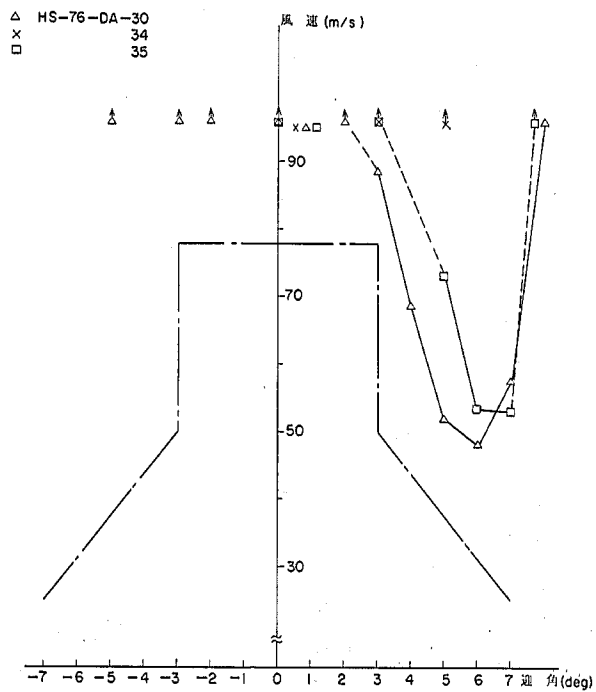


図 4-3-2(5) $V_c \sim \alpha$ 曲線

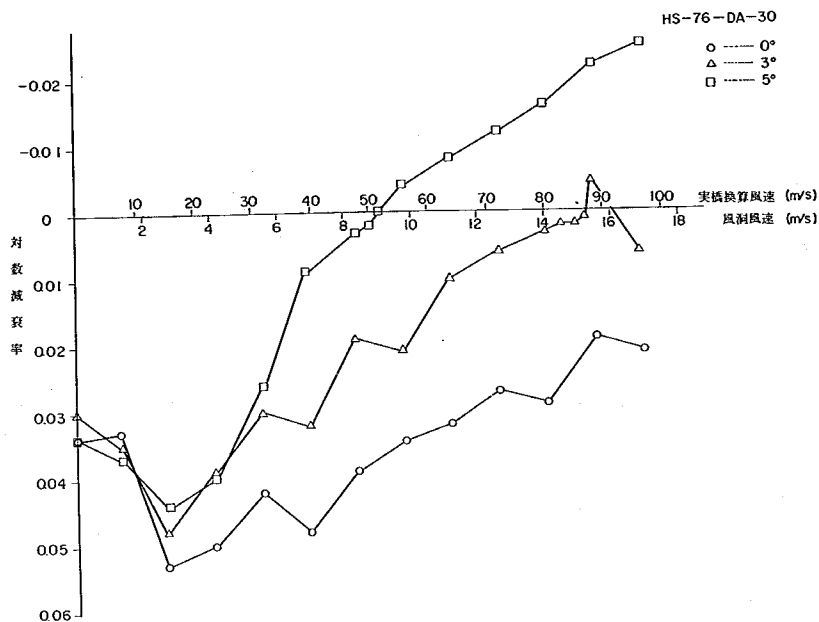


图 4-3-3(1) $V \sim \delta$ 曲线 (HS-76-DA-30)

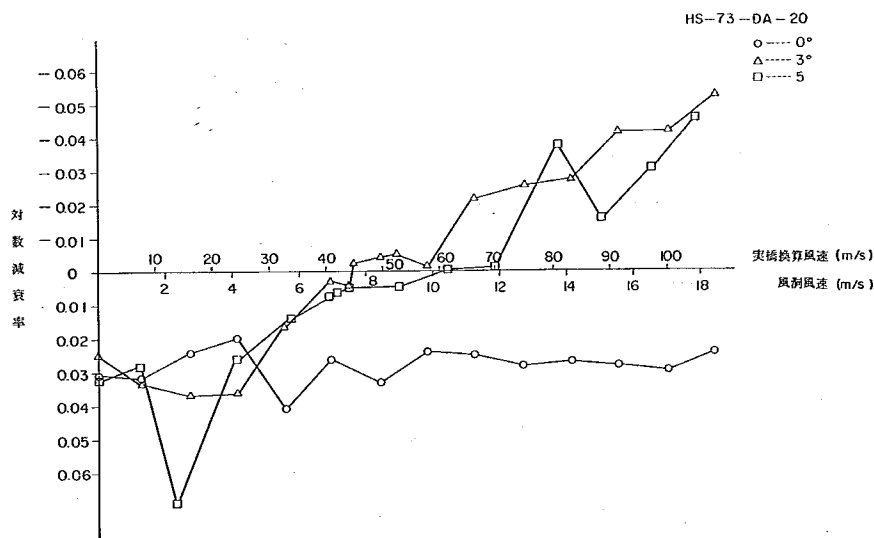


图 4-3-3(2) $V \sim \delta$ 曲线 (HS-73-DA-12)

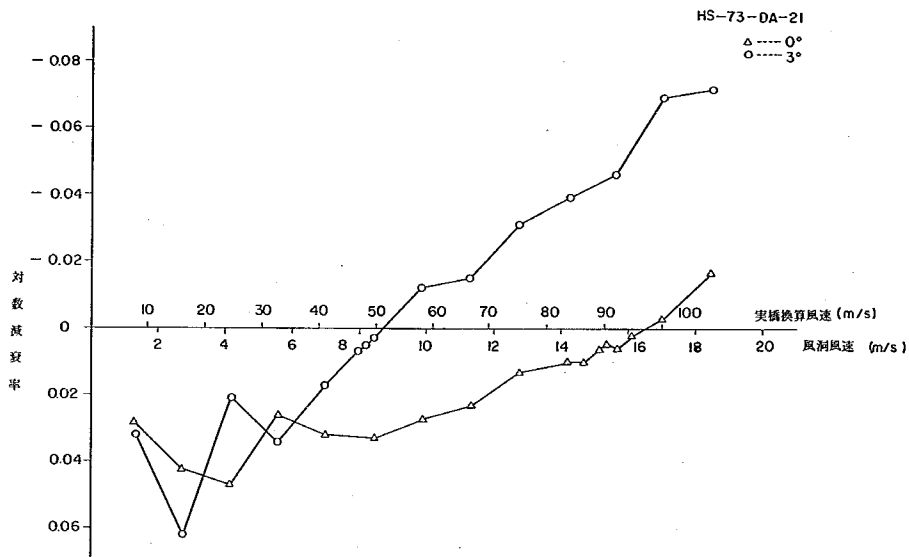


图 4-3-3(3) $V \sim \delta$ 曲线 (HS-73-DA-21)

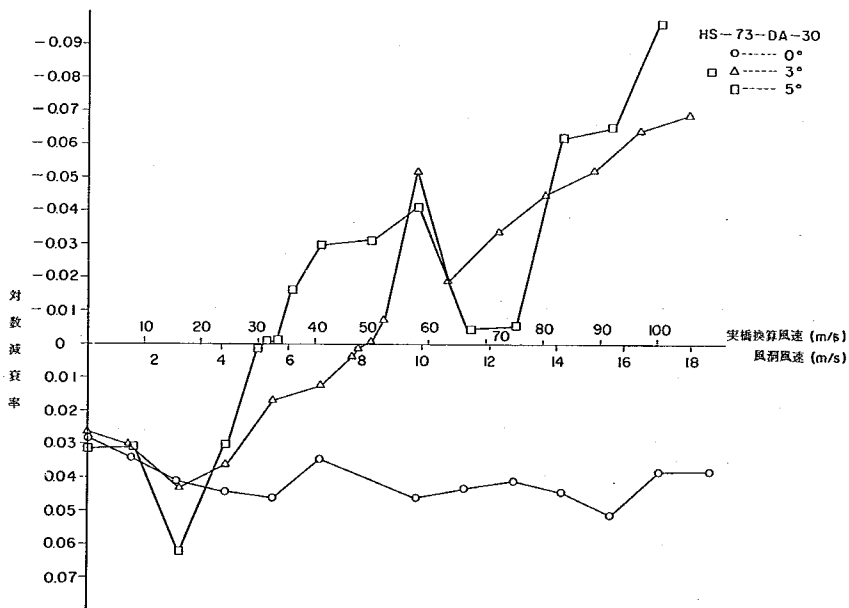


图 4-3-3(4) $V \sim \delta$ 曲线 (HS-73-DA-30)

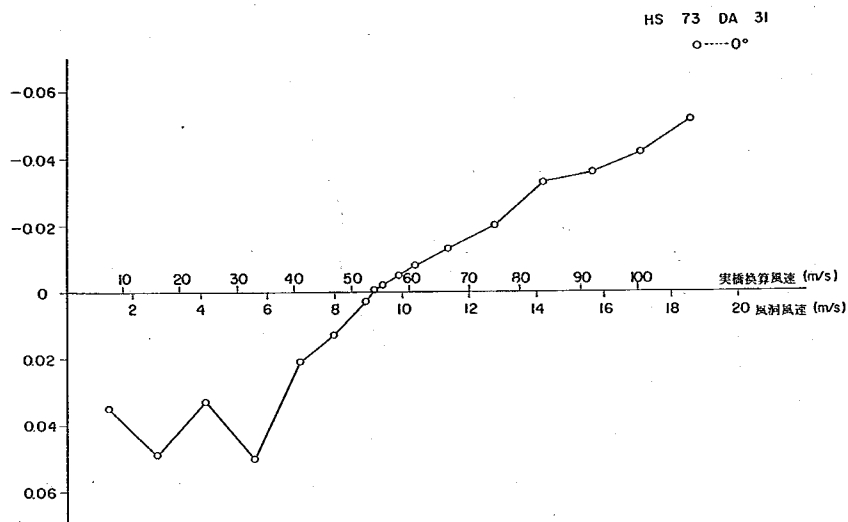


图 4-3-3(5) $V \sim \delta$ 曲线 (HS-73-DA-31)

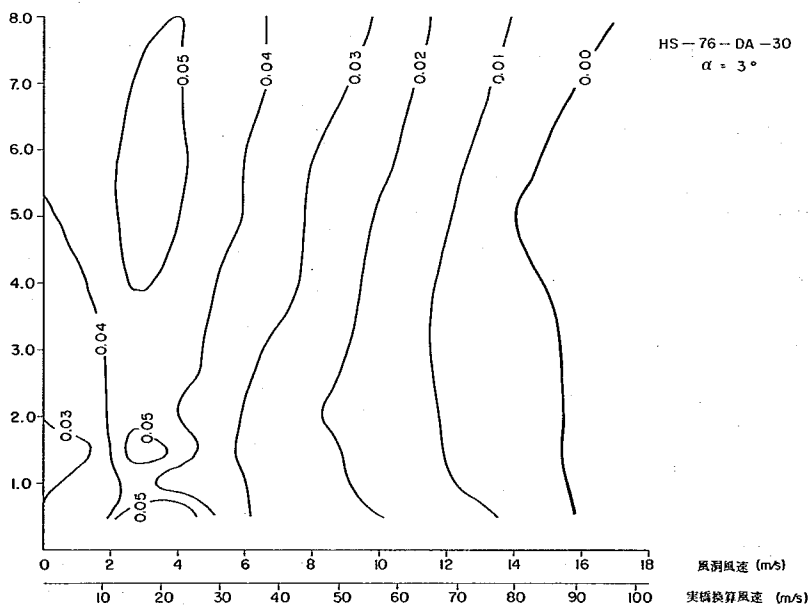


图 4-3-4(1) $V \sim A \sim \delta$ 曲线 (HS-76-DA-30, $\alpha = 3^\circ$)

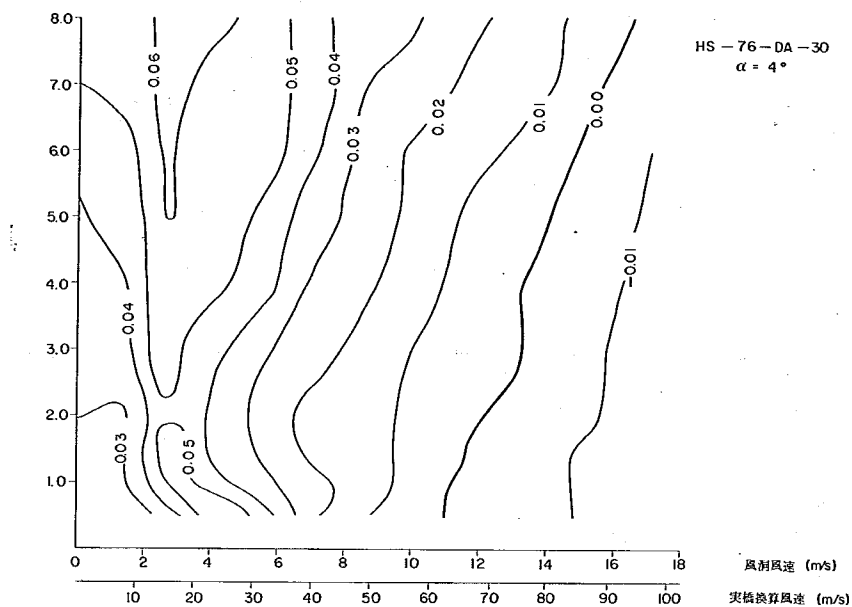


圖 4-3-4 (2) $V \sim A \sim \delta$ 曲線 (HS-76-DA-30, $\alpha = 4^\circ$)

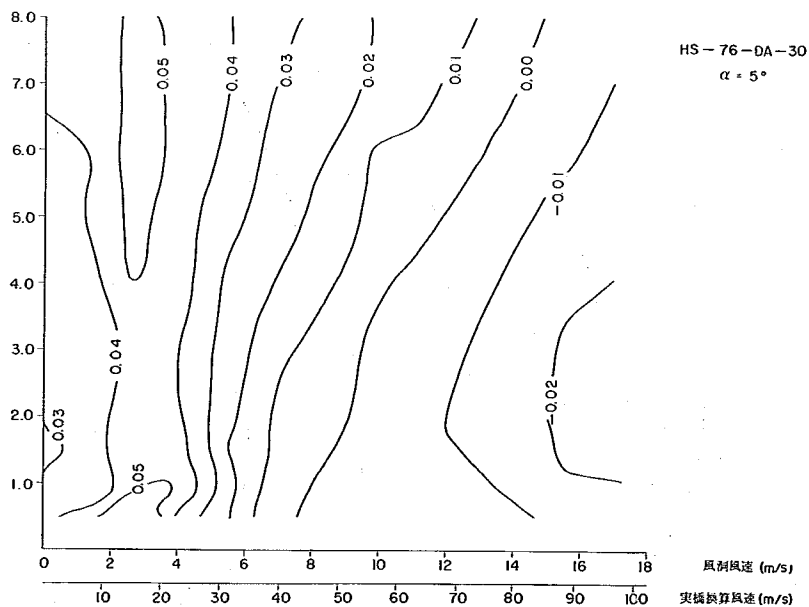


圖 4-3-4 (3) $V \sim A \sim \delta$ 曲線 (HS-76-DA-30, $\alpha = 5^\circ$)

4-4 補剛トラス鉛直材の耐風性調査

4-4-1 ま え が き

因島大橋補剛トラスの鉛直材の設計案としては、表4-4-1 および図4-4-1に示すH形断面が考えられている。この断面は、フランジ幅/ウェブ高（以下H/Bと略称する）が0.44であり、H/Bが0.5の断面について行なわれた既往の実験結果⁽¹⁾に照らし合わせると、設計風速以下でギャロッピングの発生が予想される。そこでこの鉛直材の耐風性を検討するために、空力弾性模型を用いて風洞実験を行なった。実験条件、実験方法、実験結果、考察、耐風性の検討をとりまとめ、ここに報告する。

4-4-2 記 号

A ; 面積	$\bar{V}$; 換算風速
$A_m(x)$; 片振幅	$X(x)$; 一次基準関数
B ; ウェブ高	$X_s(x)$; S次基準関数
c ; 減衰係数	x ; 部材長さ方向の座標 $0 \leq x \leq \ell$
C ; 定数	y ; はりの変位
$\bar{C}_L$; 変動揚力係数	z ; フランジ幅方向の座標 $-H/2 \leq z \leq H/2$
$\bar{C}_M$; 変動モーメント係数	δ_s ; 構造物の対数減衰率
D ; 構造物を代表する寸法	θ ; 迎角
d ; フランジ図心間の距離	ρ ; 空気密度
EI ; 曲げ剛性	σ ; 部材の密度
EI_w ; 曲げねじれ剛性	σ_w ; フランジの曲げねじれ応力
GJ ; ねじれ剛性	σ_w ; x 方向の応力
H ; フランジ幅	τ_{st} ; St. Venant のねじれによるせん断応力
I_p ; 断面2次極モーメント	τ_w ; フランジの断面内に生ずるせん断応力
$I(t)$; 変動揚力	φ ; ねじれ回転角
ℓ ; 部材長	ϕ_s ; 基準座標
M ; 曲げモーメント	ω ; 外力円振動数
$M(t)$; 変動モーメント	添字
m ; 分布ねじれモーメント	B-曲げ
m_0 ; 等分布ねじれモーメント	T-ねじれ
N ; 固有振動数	p-原型
n_s ; S次固有円振動数	m-模型
p ; 分布荷重	
t_0 ; 板厚	
V ; 風速	

4-4-3 実験条件

実験に使用した風洞は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞であり、その概要を以下に記す。

形式；水平単回路回流式風洞（開放・閉鎖併用可能）

寸法；吹出口 $3,000 \times 1,800 \text{ mm}$ （角切辺長 300 mm ）

測定部 $2,000 \text{ mm}$

回路長 $76,000 \text{ mm}$

絞り比；1：6.25

送風機；直径 $3,300 \text{ mm}$

出力 100 kW

風速；最大 20 m/s （開放時）

最大 21 m/s （閉鎖時）

相似条件としては幾何学形状と次の6つの無次元量を考え、これらを実橋部材と実験模型とで一致させるようにした。⁽²⁾⁽³⁾

$$\left. \begin{array}{l} \sigma A / \rho D^2, \sigma I_p / \rho D^4 \\ V / N_B D, V / N_T D \\ \delta_{SB}, \delta_{ST} \end{array} \right\} \quad (3.1. a \sim f)$$

長さの縮尺は $1/5$ であり、実橋部材の δ_{SB} 、 δ_{ST} としてはそれぞれ $0.007 \sim 0.032$ 、 $0.007 \sim 0.027$ を目安とした。⁽⁴⁾なお、曲げ振動としては弱軸方向のものだけを考慮する。

実験用模型は実橋部材諸元、設計風速、風洞測定部寸法、風洞最大風速を考慮して、材料、諸元を決めた。これを表4-4-2および図4-4-2に示す。鉛とアルミで作った模型を試験体Aと呼び、アルミだけの模型を試験体Bと呼ぶ。試験体Bは相似条件(3.1. a. b)を満たしていない。表4-4-2のEI, GJ, EI_wの値は図5-4-2に示すように、断面の一部を無視して計算したものである。支持は図4-4-3に示すように両端固定とし、迎角は図4-4-3に示すように定義し、模型を回転することにより、 0° から 90° まで 10° きざみに変化でき、おもりにより張力を加えることができるようにした。

風洞測定部に流す風としては乱れのない一様流のほかに、風洞測定部上流に設置された格子によって作られた乱流も用いた。その格子の概略は図4-4-4に示される通りであり、格子幅は 200 mm あるいは 400 mm である。

4-4-4 実験方法

実験の流れを図4-4-5に示す。試験体の固有振動数、および対数減衰率を求めるため自由減衰振動実験を行ない、次に風の条件、載荷条件、試験体を換えて、組み合わせたケース1からケース8までの風洞実験を行なう。実橋の部材には、常時 1.9 t の張力が作用しこれを試験体Aでの力に換算すると、 80 kg 程度になるが、ここでは 107 kg を載荷した。

自由減衰振動実験において、加振方法としては予め模型に与えた変形を瞬時に解放する方法を用いている。部材に生じた加速度は図4-4-3の位置にとりつけた2台のひずみ型加速度計により測定され、ペンレコーダに記録される。この記録から振動数、対数減衰率を読みとる。

風洞実験における風速測定は、一様流の場合マノメータによって行ない、格子乱流の場合熱線風速計によって行なう。熱線風速計からの出力はデータレコーダに記録し、確率密度分析をし、最頻値をもってその状態の風速とする。模型の振動数、中央点の変位の振幅は図4-4-3の位置にとりつけた2台のひずみ型加速度計により測定する。加速度波形が正弦波形に近い場合はペンレコーダにとった記録から、振動数、変位振幅を求めるが、加速度波形が乱れている場合は加速度からの出力をデータレコーダに記録し、スペクトル解析により振動数を求め、加速度の最大値と最小値の絶対値の平均を円振動数の自乗で除した値を変位の振幅と定義し、これを求める。

4-4-5 実験結果

自由減衰振動実験は試験体A, Bについて無载荷の状態で行なった。その結果を計算により求めた固有振動数と並べて表4-4-3に記す。固有振動数の計算値は軸力を零とし、両端固定を仮定して、曲げ振動の場合は次式

$$N = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{4.73}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{GA}} \dots\dots\dots (5.9)$$

で、ねじれ振動の場合は曲げねじれを考慮したマトリックス法⁽⁵⁾で求めた。

風洞実験は最初にケース1, ケース2について10°きざみに0°から90°まですべての迎角で行ない、他のケースではケース1, ケース2で応答振幅が比較的大きかった迎角——試験体Aでは0°, 70°, 90°, 試験体Bでは0°, 20°——についてのみ実験を行なった。相似条件(3.1.c.d)からわかるように、試験体Bの実験風速に対応する実橋風速は高々35m/s程度であり、設計風速59.1m/sをはるかに下回るので、実験結果は試験体Aを中心にまとめる。また以下の曲げ振動とねじれ振動はすべてほぼ表4-4-3に示した固有振動数で発生した。2つの加速度計からデータレコーダに記録した波形を図4-4-6に示す。加速度計の取付位置からもわかるように、2つの波形は曲げ振動では逆位相、ねじれ振動では同位相になる。

一様流中におかれた無载荷の試験体Aの挙動について述べる。迎角0°, 10°, 30°, 90°を除く他の迎角では、最初に曲げ一次モードの限定振動が起こり、次にねじれ一次モードの限定振動が起こる。典型的な例として迎角70°での風速と振幅の関係を図4-4-7に示す。風速としては風洞風速の他に相似則から求まる実橋風速、次式で定義される換算風速

$$\bar{V} = V / ND \dots\dots\dots (5.2, a, b)$$

$$\text{ここに } D = H \cos \theta + B \sin \theta$$

を用いた。振幅としては試験体倍振幅、曲げ振動では実橋倍振幅、ねじれ振動では回転角片振幅を用いた。迎角10°ではほとんど振動が起こらず、迎角30°ではねじれ振動、迎角90°では曲げ振動がそれぞれ起こらなかった。迎角90°での風速と振幅の関係を図4-4-8に示す。迎角0°ではねじれ振動が起こらず、比較的高い風速まで、比較的大きな振幅で曲げ振動が発生する。その様子を図4-4-9に示す。

一様流中、無载荷の試験体Aの挙動を総括的に見るためにその最大振幅とそのときの換算風速を表4-4-4, 図4-4-10に示す。最大振幅発生時の実橋風速は迎角0°の曲げ振動(72m/sec) 迎角70°, 80°, 90°のねじれ振動(それぞれ60.8m/sec, 64.1m/sec, 65.9m/sec)を除き

すべて設計風速 5.91 m/sec 以下である。表 4-4-4 からわかるように迎角 0° を除いて他の迎角の最大振幅発生時の換算風速はほぼ一定である。同様の表を試験体 B についても作成し、表 4-4-5 に示す。試験体 B では最大振幅発生時の換算風速は一定していなく、試験体 A に比べて小さい。また迎角 30° から 60° までの曲げ振動、迎角 70° 、 80° のねじれ振動の最大振幅は極大振幅ではないので、極大振幅発生時の換算風速はもっと大きくなると予想される。

試験体 A の迎角 0° 、 70° 、 90° についてはそれぞれ、載荷・一様流、無載荷・格子乱流 200 mm 、無載荷・格子乱流 400 mm の条件のもとで風洞実験を行なったが、その結果を表 4-4-6、図 4-4-7 ~ 4-4-9 に示す。載荷による最大振幅、そのときの換算風速への影響はほとんどないといえる。乱流を流した場合も定性的な傾向はほとんどかわらないが、最大振幅、そのときの換算風速の値が変化する。最大振幅への影響は 0° 、 70° では減少、 90° では増大、となっている。極大振幅発生時の換算回速への影響は、 0° では極大振幅がはっきり表われていないので何ともいえないが、 70° 、 90° では格子乱流 200 mm で減少、格子乱流 400 mm では 200 mm より増加している。

4-4-6 風洞実験の考察

試験体 A の迎角 0° を除く他の迎角の曲げ振動、ねじれ振動は、極大振幅に対応する風速でのストローハル数がそれぞれ $0.15 \sim 0.18$ 、 $0.14 \sim 0.17$ であることから渦励振であると思われる。迎角 0° の曲げ振動は風速と振幅のグラフから、ギャロッピングと推定される。

一様流・無載荷の曲げ振動・ねじれ振動についてそれぞれ変動空気力係数 $\bar{C}_L$ 、 $\bar{C}_M$ を求める。はりに単位長さあたり

$$L(t) = L_0 \cos \omega t \quad L_0 = \frac{1}{2} \rho V^2 H \bar{C}_L \quad \dots\dots\dots (6.1.a.b)$$

$$M(t) = M_0 \cos \omega t \quad M_0 = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \bar{C}_M \quad \dots\dots\dots (6.2.a.b)$$

なる変動揚力、変動ねじれモーメントが加わったときの振幅、減衰率、空気力の関係は次式で求める。^{*}

$$L_0 = \frac{A m(x) \delta_{SB} (2\pi N_B)^2 \sigma A \int_0^L \{X(x)\}^2 dx}{X(x) \pi \int_0^L X(x) dx} \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

$$M_0 = \frac{A m(x) \delta_{ST} (2\pi N_T)^2 \sigma I_p \int_0^L \{X(x)\}^2 dx}{X(x) \pi \int_0^L X(x) dx} \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに曲げ振動両端固定の一次モードは

$$X(x) = C \{ \cos(4.73x/L) - \cosh(4.73x/L) - 0.9825 \{ \sin(4.73x/L) - \sinh(4.73x/L) \} \} \quad \dots\dots\dots (6.5.a)$$

ねじれ振動の一次モードは

$$X(x) = C \sin(\pi x/L) \quad \dots\dots\dots (6.5.b)$$

× APPENDIX1 参照

ただしねじれ振動においては曲げねじれを考察していない。式(6.1)~式(6.5)で求めた $\bar{C}_L$ 、 $\bar{C}_M$ を表 4-4-7 に示す。

4-4-7 耐風性の検討

上記の実験結果より、実橋鉛直部材に生ずる振動を推定し、これが応力的に安全かどうかを検討する。この流れを図4-4-11に示す。

試験体Aの風洞実験の長さ、風速の縮尺は相似条件より次のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} D_m/D_p &= 1/3 \\ V_m/V_p &= 0.2332 \text{ 曲げ振動} \\ V_m/V_p &= 0.2655 \text{ ねじれ振動} \end{aligned} \right\} (7.1.a \sim c)$$

相似条件の一つである対数減衰率は表4-4-3に見るように想定した対数減衰率よりいくらか大きい。式(6.3)(6.4)より、部材、振動モード、固有振動数、空気力が同じと仮定すれば、対数減衰率と振幅は反比例の関係にある。この関係を用いて振幅を補正する。

実橋の鉛直部材の支持条件はガセットプレートおよび高力ボルトによる接合で、これは固定と支持の中間の支持条件である。ここでは両端固定と両端支持の条件で応力を計算する。支持条件をかえることにより同一の空気力でも振幅の値が変わるが、曲げ振動については式(6.3)により、その補正を行なう。ねじれ振動については式(6.4)が曲げねじれを考慮していない式であるので、補正は行なわない。なお単純支持ばりの曲げ一次振動モードは

$$X(x) = C \sin(\pi x / \ell) \dots \dots \dots (7.2)$$

である。

応力計算ははりの中央部と端部について行なう。曲げ振動の応力は、振動モードから求める。相似条件、支持条件により補正された振幅にあうように振動モードの定数を決め、これを $X(x)$ とすれば

$$M = -EI \frac{d^2 X}{dx^2}, \quad \sigma_x = Mz/I \quad \dots \dots \dots (7.3.a, b)$$

により曲げ応力が求まる。ねじれ振動で、曲げねじれを考慮した振動モードは解析的に求められていないので、補正された回転角振幅を生じさせる静的な等価等分布ねじれモーメントを求め、これにより応力を計算する。両端固定の条件ではねじれ回転角 φ は

$$\varphi(x) = \frac{m_0}{GJ} \left\{ \frac{x(\ell-x)}{2} - \frac{\ell}{2\nu \tanh(\nu \ell/2)} \left\{ 1 - \frac{\sinh \nu x + \sinh \nu(\ell-x)}{\sinh \nu \ell} \right\} \right\} \dots \dots \dots (7.4.a)$$

両端支持の条件では

$$\varphi(x) = \frac{m_0}{GJ} \left\{ \frac{x(\ell-x)}{2} + \frac{1}{\nu^2} \left\{ \frac{\sinh \nu x + \sinh \nu(\ell-x)}{\sinh \nu \ell} - 1 \right\} \right\} \dots \dots \dots (7.4.b)$$

$$\text{ここに } \nu = \sqrt{GJ/EI_w} \quad \dots \dots \dots (7.4.c)$$

となり、⁽⁶⁾これにより m_0 を求め

$$\left. \begin{aligned} \tau_{st} &= G t_0 \frac{d\varphi}{dx} \\ \sigma_w &= -\frac{E \cdot z d}{2} \cdot \frac{d^2 \varphi}{dx^2} \\ \tau_w &= -\frac{E d}{4} \frac{d^3 \varphi}{dx^3} \left(-\frac{H^2}{4} - z^2 \right) \end{aligned} \right\} (7.5. a \sim c)$$

により⁽⁵⁾各種応力を求める。

迎角 0° の実橋風速 60 m/sec に対応する曲げ振動振幅、迎角 70° のねじれ振動の最大振幅、について上記の手順で応力を求めると表4-4-8のようになる。

疲労の許容応力度として次の値を仮定した。⁽⁷⁾

$$-900 \leq \sigma_x \leq 900, -900 \leq \sigma_w \leq 900, -541 \leq \tau_{st} + \tau_w \leq 541 \quad (\text{単位は } \text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (7.6. a \sim c)$$

また逆にこの許容応力度内におさまる振幅を求め表4-4-9および図4-4-10に示す。これより判断すると、因島大橋補剛桁鉛直部材の現設計案は風に対して危険といえる。構造物の耐風安定性を向上させる方法としては、

1. 部材の断面形状をかえて、空気力学的に優れたものとする。
2. 部材の剛性を上げ、発振風速域を高める。

等の方法が考えられる。また発生した応力を許容応力度以下にするために

3. 部材の断面、とくに端部を増加させる。

という方法がある。本設計案も以上の方法を参考にして防振対策を講じる必要があろう。

4-4-8 ま と め

今回の実験、考察の内容をまとめる

1. 因島大橋補剛桁鉛直部材の耐風性を検討するために、長さの縮尺 $1/5$ の空力弾性模型を用いて、迎角 0° から 90° まで 10° きざみ、一様流、格子乱流、無載荷、 107kg 載荷等の条件で風洞実験を行なった。

2. 実験の結果、迎角 0° の場合はギャロッピングが発生し、他の迎角では換算風速約 $6\sim 7$ で過励振による曲げ振動、ねじれ振動が発生した。また載荷による影響は、ほとんどなく、格子乱流中での挙動は一様流に比べ、最大振幅、そのときの換算風速の値をいくらか変化させた。

3. 風洞実験で記録された振幅をもとに実橋部材に発生する応力を推定した。「本州四国連絡橋の疲労設計」に規定されている疲労許容応力度に照らし合わせると、現設計案は耐風性に関して問題があると判断され、断面の変更、構造物の剛性の増加等の防振対策を講じる必要があると思われる。

4. 本研究では乱流の強度と応答の関連を明確にすることは出来なかった。構造部材が実際の自然風に暴露された時の応答については、現地の風の期待値、主風向などの特性と合せて別途考究する必要があるだろう。

APPENDIX 1 式(6.3), 式(6.4)の導き方

はりの変位を $y(x, t)$ とし、 $y(x, t)$ は基準関数 X_s を重ね合わせることによって得られるものとする。基準座標を ϕ_s で表わせば、はりの変位は

$$y(x, t) = \sum_{s=1} \phi_s X_s(x) \dots\dots\dots (A.1)$$

で示される。はりの強制曲げ振動について、基準座標に関するLagrangeの運動方程式は

$$\ddot{\phi}_s + 2\varepsilon_s \dot{\phi}_s + n_s^2 \phi_s = Q_s / M_s \dots\dots\dots (A.2. a \sim d)$$

$$\text{ここに } M_s = \int_0^L \sigma A \{X_s(x)\}^2 dx$$

$$2\varepsilon_s = \frac{\int_0^L c \{X_s(x)\}^2 dx}{M_s}$$

$$Q_s = \int_0^L X_s(x) p(x, t) dx \dots\dots\dots \text{分布荷重 } p(x, t) \text{ が作用する場合}$$

で示される。⁽⁸⁾同様に曲げねじれを考慮しないはりの強制ねじれ振動の運動方程式は

$$\ddot{\phi}_s + 2\varepsilon_s \dot{\phi}_s + n_s^2 \phi_s = Q_s / M_s \dots\dots\dots (A.3. a \sim d)$$

$$\text{ここに } M_s = \int_0^L \sigma I_p \{X_s(x)\}^2 dx$$

$$2\varepsilon_s = \frac{\int_0^L c \{X_s(x)\}^2 dx}{M_s}$$

$$Q_s = \int_0^L X_s(x) m(x, t) dx \dots\dots\dots \text{分布モーメント } m(x, t) \text{ が作用する場合}$$

で示される。

1自由度系の減衰自由振動の方程式と、式(A.2.a), (A.3.a)の Q_s を零とおいた式を比較することにより、はりの曲げ振動、ねじれ振動における基準座標の対数減衰率が

$$\delta_s = \frac{2\pi}{n_s} \frac{\varepsilon_s}{\sqrt{1 - (\varepsilon_s/n_s)^2}} \quad \text{..... (A.4)}$$

で示されることがわかる。はりに作用する分布外力を

$$\left. \begin{aligned} p(x, t) &= \bar{p} \cos \omega t \\ m(x, t) &= \bar{m} \cos \omega t \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (A.5.a.b.)}$$

と仮定すれば、正弦波力による1自由度粘性減衰系の強制振動応答と比較することにより、

$$\varphi_s(t) = \frac{\bar{Q}_s}{M_s} \frac{\cos(\omega t - \alpha)}{\sqrt{(n_s^2 - \omega^2)^2 + 4\varepsilon_s^2 \omega^2}} \quad \text{..... (A.6.a~d)}$$

$$\text{ここに } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{2\varepsilon_s \omega}{n_s^2 - \omega^2} \right),$$

$$\bar{Q}_s = \begin{cases} \bar{p} \int_0^L X_s(x) dx & \text{..... 曲げ振動} \\ \bar{m} \int_0^L X_s(x) dx & \text{..... ねじれ振動} \end{cases}$$

という解が得られる。ここで

$$\varepsilon_s/n_s \ll 1 \quad \text{..... (A.7)}$$

という仮定をおくと式(A.4)より

$$\delta_s \doteq 2\pi/n_s \varepsilon_s \quad \text{..... (A.8)}$$

となり、 φ_s の振幅は

$$\omega \doteq n_s \quad \text{..... (A.9)}$$

のとき極大になり、その値は

$$\bar{\varphi}_s = \frac{\bar{Q}_s}{M_s} \cdot \frac{1}{2\varepsilon_s n_s} \quad \text{..... (A.10)}$$

で示される。

一般に第2次以上の基準関数による変位はきわめて小さく、無視してさしつかえないので、式(A.1)は

$$y(x, t) \doteq \bar{\varphi}_1 X_1(x) \cos(\omega t - \alpha) \quad \text{..... (A.11)}$$

とおける。はりの変位の $y(x, t)$ の振幅を $A_m(x)$ とし空気が式(6.1.a), (6.2.a)で与えられると仮定すれば、式(A.11), (A.10), (A.8), (A.6.c.d), (A.3.b), (A.2.b)より式(6.3), (6.4)が求まる。

APPENDIX 2 参考文献

1. 建設省土木研究所；橋梁吊材の耐風設計法(I)，土木研究所資料№753，1971，3
2. C. Scruton, D. E. Walshe : AN INVESTIGATION OF THE AERODYNAMIC STABILITY OF THE TOWERS PROPOSED FOR THE RIVER SEVERN SUSPENSION BRIDGE, NPL/Aero/1052
3. R. A. Frazer, C. Scruton ; A SUMMARISED ACCOUNT OF THE SEVERN BRIDGE AERODYNAMIC INVESTIGATION, NPL/Aero/222
4. 建設省土木研究所；天草2号橋吊材の振動実験報告書，土木研究所資料№1016，1974，2
5. 川井忠彦；マトリックス法振動および応答，培風館，1971，2
6. 土木学会編；構造力学公式集，1974，12
7. 土木学会；本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書，別冊2，本州四国連絡橋の疲労設計，1974，3
8. 小坪清真；土木振動学，森北出版，1973，3

表 4-4-1 実橋鉛直材諸元

	実	橋
σ_A	6.486×10^{-6}	($kgw \cdot sec^2 / m^2$)
EI	2.923×10^{11}	($kgw \cdot m^2$)
σ_{Ip}	2.585×10^{-1}	($kgw \cdot sec^2$)
GJ	1.771×10^9	($kgw \cdot m^2$)
EI _w	1.744×10^{16}	($kgw \cdot m^2$)
設計風速	59.1 m/sec	
軸 力	11.9 t	

表 4-4-2 模 型 諸 元

	試験体 A	試験体 B
σ_A	7.200×10^{-7}	1.652×10^{-7}
EI	2.046×10^8	3.007×10^8
σ_{Ip}	3.221×10^{-3}	7.254×10^4
GJ	8.824×10^5	1.872×10^6
EI _w	1.341×10^{12}	1.968×10^{12}

表 4-4-3 固有振動数および対数減衰率

	実 橋	試験体 A	試験体 B
N _B) 計算値	1458 (H _Z)	1042	2637
N _T)	1896	1319	3430
N _B) 実測値		1020	2262
N _T)		1510	3425
δ_B) 実測値		0.047	0.030
δ_T)		0.029	0.018

表 4-4-4 試験体 A・一様流・無載荷
迎角-A, 迎角-V

迎 角	試 験 体 倍 振 幅 max	換算風速 V	ね じ れ 回 転 角 degree max	換算風速 V
0°	12.25	23.52	-	-
10°	-	-	-	-
20°	2.55	6.00	0.244	6.11
30°	4.44	6.40	-	-
40°	4.90	6.34	0.423	6.25
50°	3.61	6.20	0.434	6.21
60°	3.50	5.71	0.589	5.81
70°	6.48	6.21	1.97	6.13
80°	2.82	6.64	0.565	6.67
90°	-	-	0.57	7.08

表 4-4-5 試験体 B・一様流・無載荷
迎角-A, 迎角-V

迎 角	試 験 体 倍 振 幅 max	換算風速 V	ね じ れ 回 転 角 degree max	換算風速 V
0°	1.53	3.92	1.37	5.24
10°	1.39	5.76	0.27	4.37
20°	1.72	3.05	0.65	3.72
30°	4.35	5.65	-	-
40°	1.95	5.09	-	-
50°	1.18	4.75	-	-
60°	1.24	4.58	-	-
70°	0.58	2.80	0.31	3.01
80°	0.81	3.23	0.14	3.09
90°	-	-	-	-

表 4-4-6 107 kg 載荷および
乱流時の A, $\bar{V}$

迎 角	無 載 荷 一様流	載 荷 一様流	無 載 荷 乱 流 (200mm)	無 載 荷 乱 流 (400mm)
0° 試験体 倍振幅	12.25 $\langle mm \rangle$	13.78	98.7	89.3
$\bar{V}$	23.52	23.37	24.65	24.72
ねじれ 回転角	—	—	—	—
$\bar{V}$	—	—	—	—
70° 試験体 倍振幅	6.48 $\langle mm \rangle$	6.87	5.33	4.95
$\bar{V}$	6.21	6.44	5.74	6.02
ねじれ 回転角	1.97 $\langle deg \rangle$	1.76	1.63	1.27
$\bar{V}$	6.13	6.12	5.70	6.02
90° 試験体 倍振幅	—	—	—	—
$\bar{V}$	—	—	—	—
ねじれ 回転角	0.57 $\langle deg \rangle$	0.60	0.78	1.24
$\bar{V}$	7.08	7.24	6.37	6.57

表 4-4-7 $\bar{C}_L$, $\bar{C}_M$
(試験体 A・一様流・無載荷)

迎 角	$\bar{C}_L$	$\bar{C}_M$
0°	0.163	—
10°	—	—
20°	0.176	0.004
30°	0.197	—
40°	0.179	0.004
50°	0.120	0.004
60°	0.128	0.006
70°	0.199	0.016
80°	0.080	0.004
90°	—	0.004

表 4-4-8 迎角 0° 曲げ振動および迎角 70° ねじれ振動時の応力 単位 (kg/cm)

迎 角 0° 実橋風速 60m/s 時の曲げ振動振幅		一様流・無 載 荷 両端固定 35mm 両端支持 180mm	一様流 107kg 載 荷 両端固定 42mm 両端支持 216mm	乱流 200 無 載 荷 両端固定 18mm 両端支持 92mm	乱流 400 無 載 荷 両端固定 19mm 両端支持 98mm
$x=0$	支持 σ	0	0	0	0
	固定 σ	-4,194	-5,033	-2,157	-2,277
$x=l/2$	支持 σ	7,550	9,060	3,883	4,099
	固定 σ	2,549	3,059	1,311	1,384
迎 角 70° ねじれ振動の 最大振幅		一様流・無 載 荷 0.049 rad	一様流・載 荷 0.045 rad	乱流 200 無 載 荷 0.041 rad	乱流 400 無 載 荷 0.032 rad
$x=0$	σ_w	0	0	0	0
	支持 τ_{st}	35	32	29	23
	τ_w	3	3	3	2
	σ_w	-1,701	-1,562	-1,423	-1,111
	固定 τ_{st}	2,149	1,973	1,798	1,403
	τ_w	81	74	68	53
$x=l/2$	σ_w	105	96	88	69
	支持 τ_{st}	0	0	0	0
	τ_w	0	0	0	0
	σ_w	798	733	668	521
	固定 τ_{st}	510	469	427	333
	τ_w	0	0	0	0

表 4-4-9 疲労許容応力度を生じさせる振幅

	曲げ振動 $\delta_s =$ 両端支持 0.02 実橋振幅 21.1mm	曲げ振動 $\delta_s =$ 両端固定 0.02 実橋振幅 7.5mm
$x=0$ σ	0 kg/cm ²	-899 kg/cm ²
$x=l/2$ σ	884	546
	ねじれ振動 $\delta_s =$ 両端支持 0.02	ねじれ振動 $\delta_s = 0.02$ ねじれ回転角 0.012 rad
$x=0$ θ_w τ_{st} τ_w	実橋で生ずると予 測されるねじれ回 転角のすべての範 囲について許容応 力度内にある	-417 526 20
$x=l/2$ θ_w τ_{st} τ_w		195 125 0

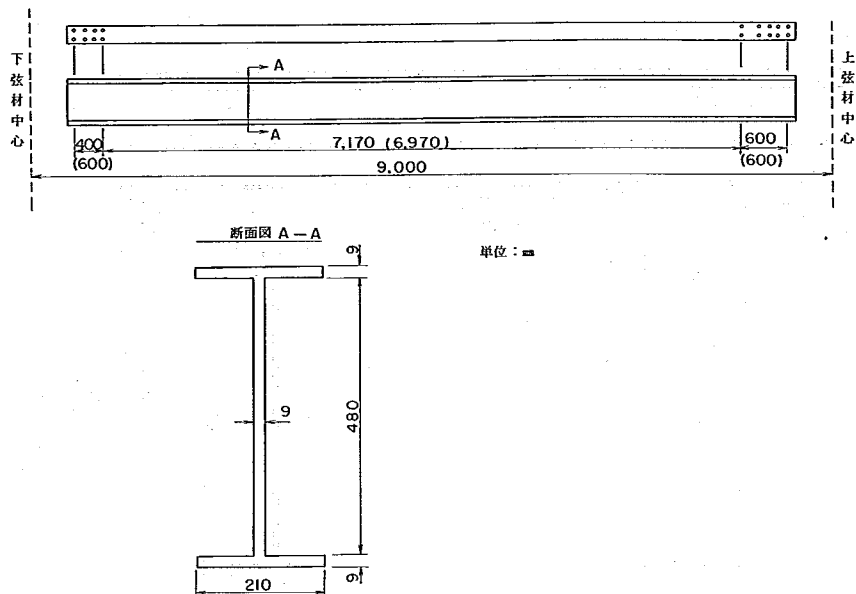


図 4-4-1 実橋鉛直部材諸元

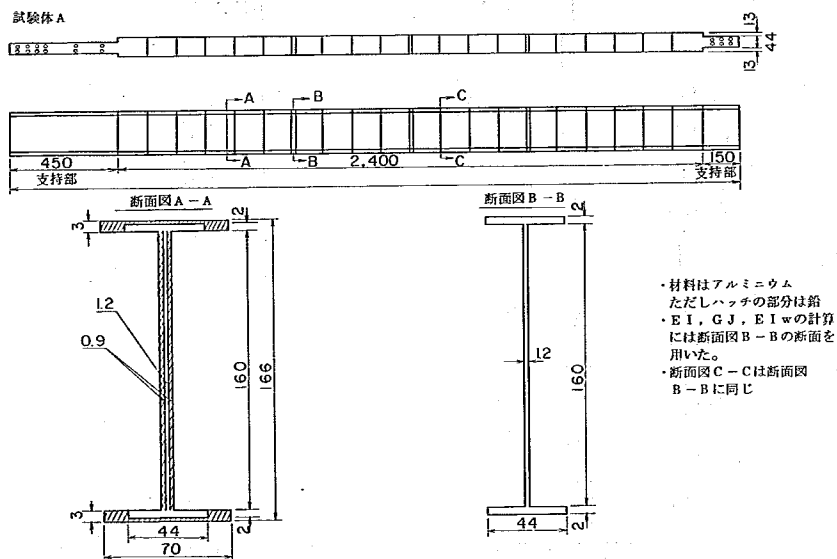


図 4-4-2 (1) 模型諸元 (試験体 A)

試験体 B

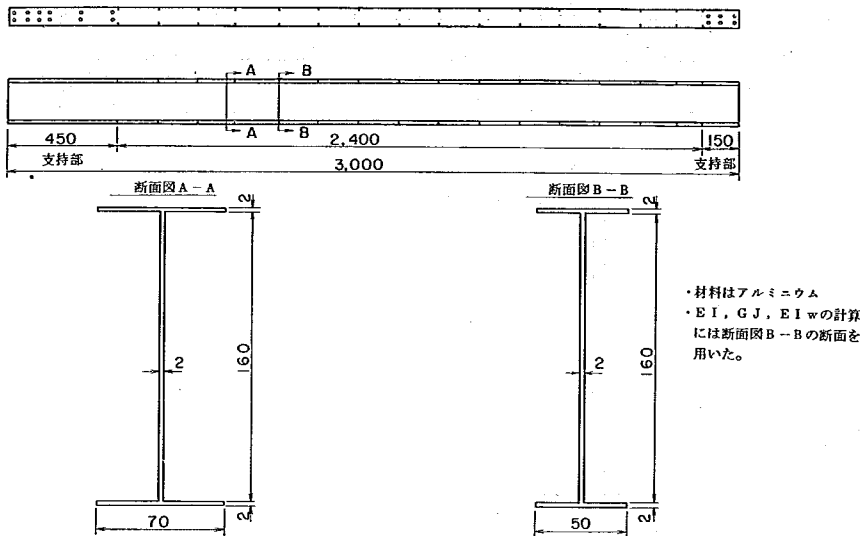


図 4-4-2 (2) 模型諸元 (試験体 B)

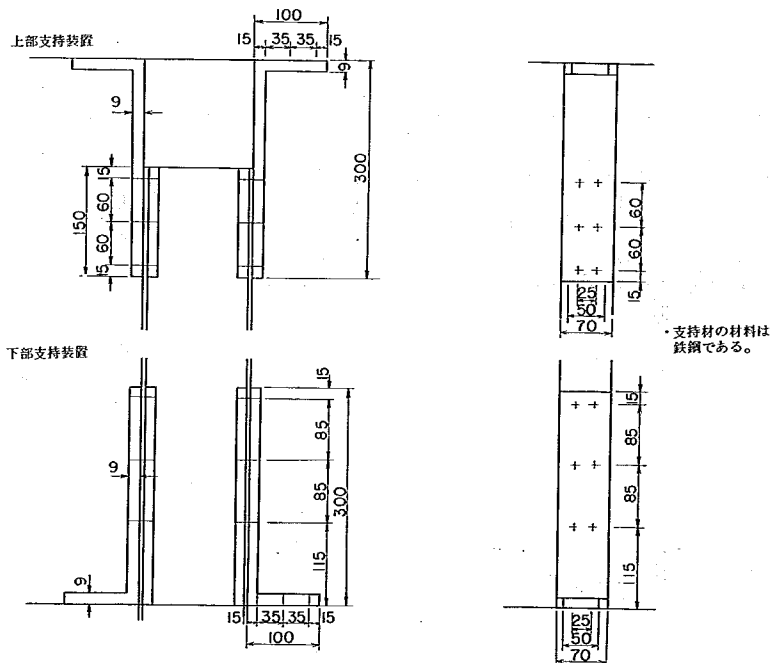


図 4-4-3 (1) 模型の支持

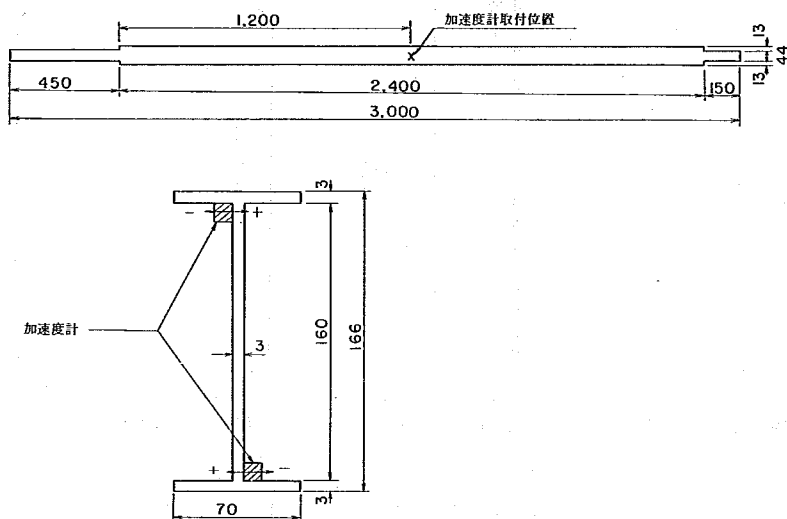


図4-4-3(2) 加速度計の取付位置

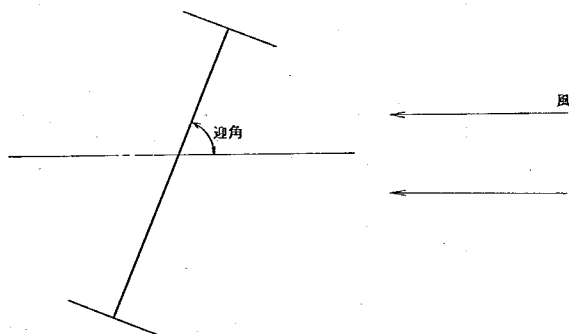


図4-4-3(3) 迎角の定義

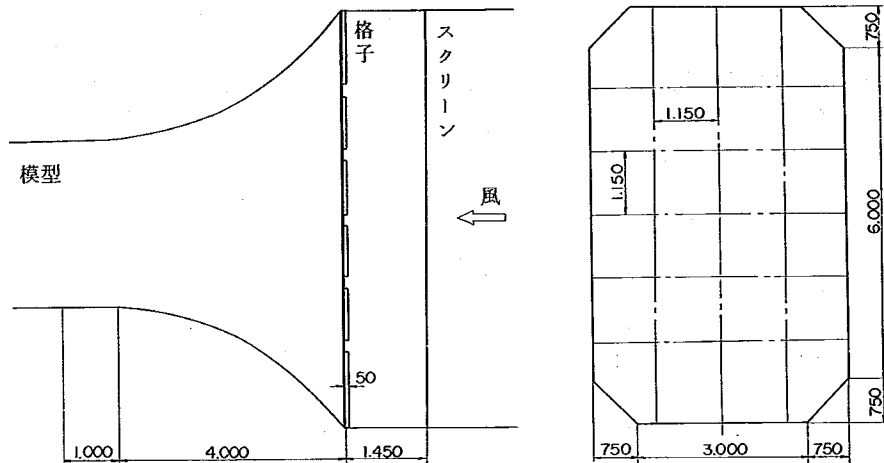
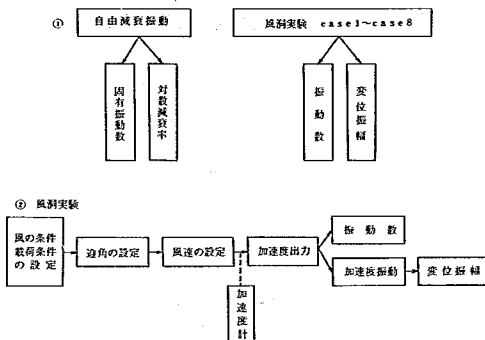


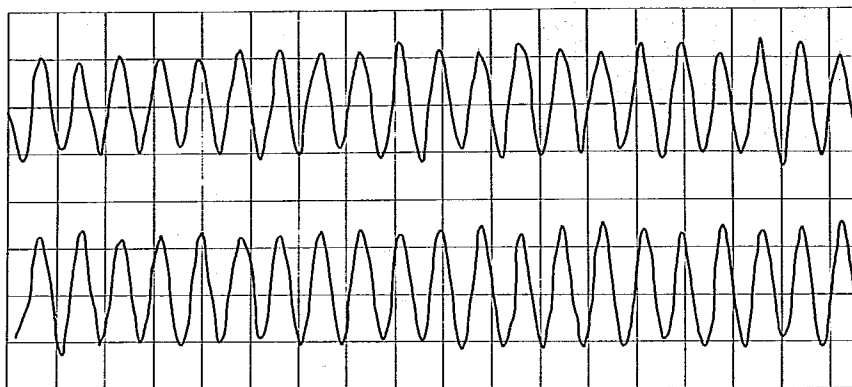
図4-4-4 乱流格子



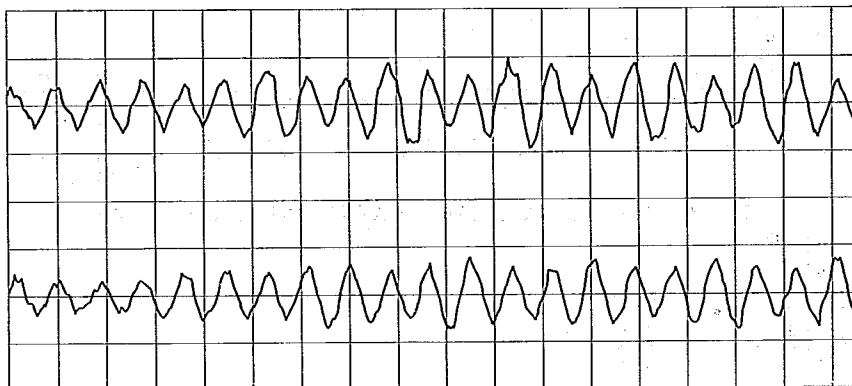
③ 風の条件・数値条件

	一様流	乱流 200	乱流 400	数値 107%	無数値	試験体A	試験体B
Case 1	○				○	○	
2	○				○		○
3	○			○		○	
4	○			○			○
5		○			○	○	
6		○			○		○
7			○		○	○	
8			○		○		○

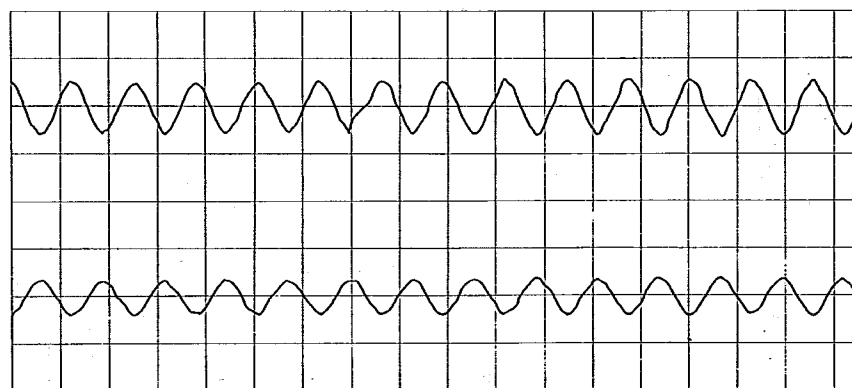
図4-4-5 実験の流れ図



迎角 0° 曲げ振動



迎角 90° ねじれ振動



迎角 70° ねじれ振動

図4-4-6 振動の加速度波形

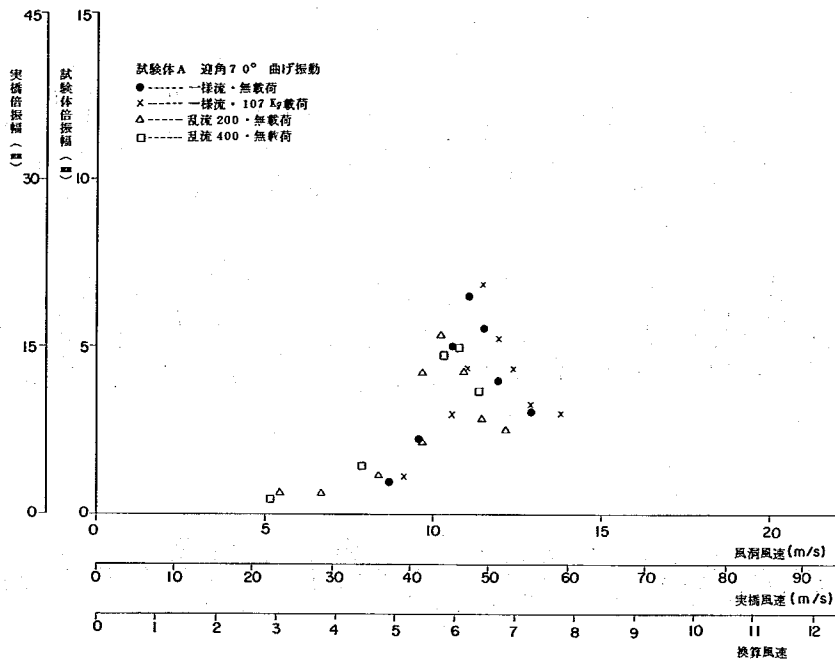


図4-4-7(1) 試験体A 迎角70° V~A曲線 曲げ振動(一様流・無載荷)

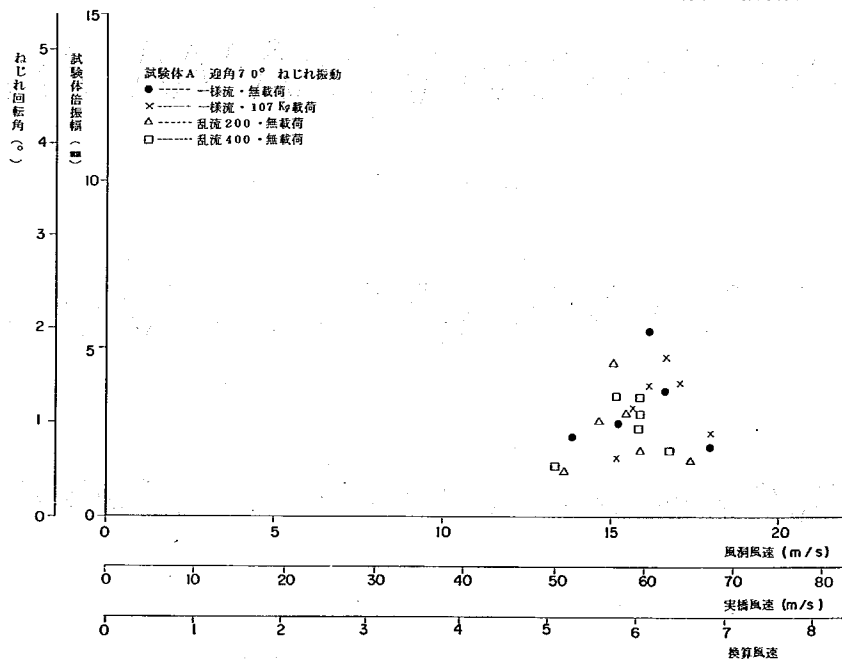


図4-4-7(2) 試験体A 迎角70° V~A曲線 曲げ振動(一様流・107kg載荷)

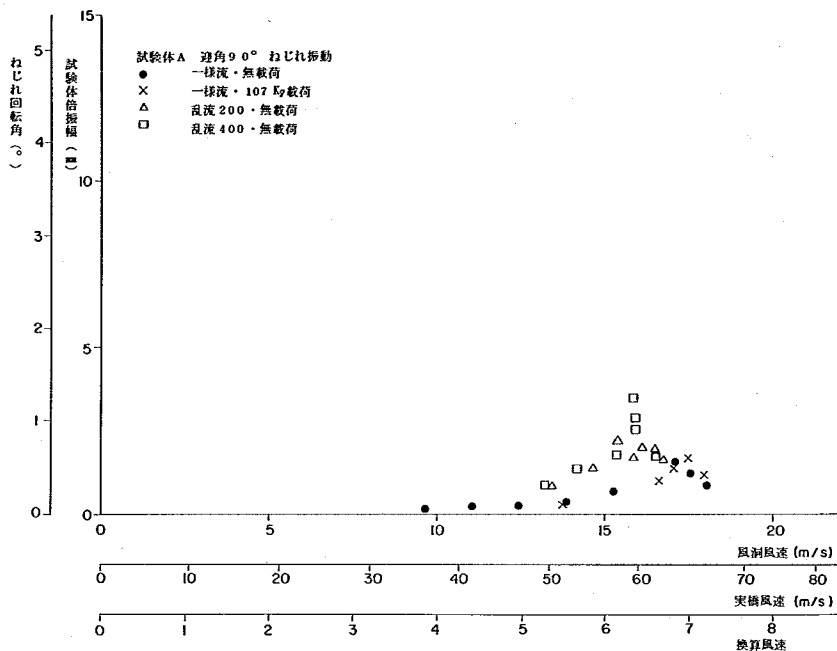


図4-4-8 試験体A 迎角90°V~A曲線 ねじれ振動(一様流・無載荷)

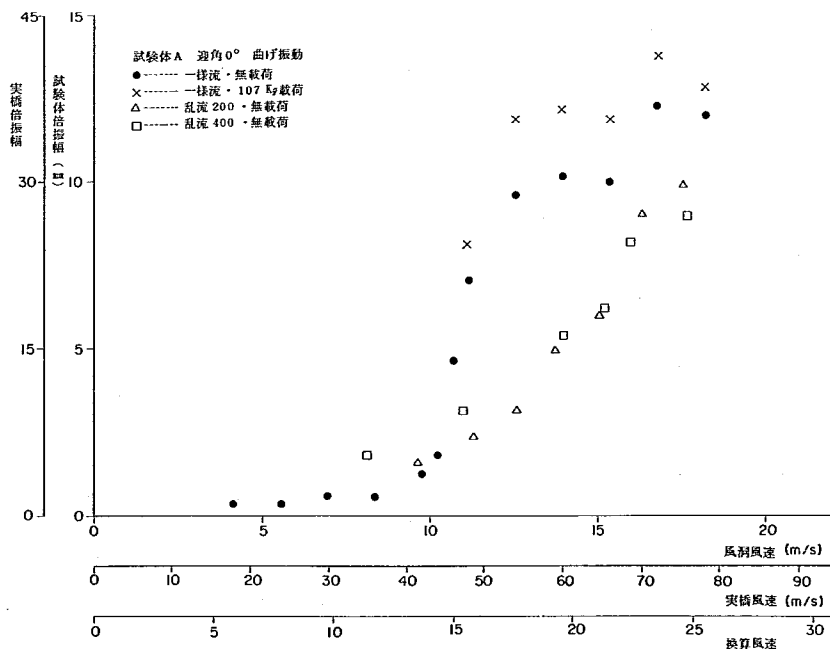


図4-4-9 試験体A 迎角0° V~A曲線 曲げ振動(一様流・無載荷)

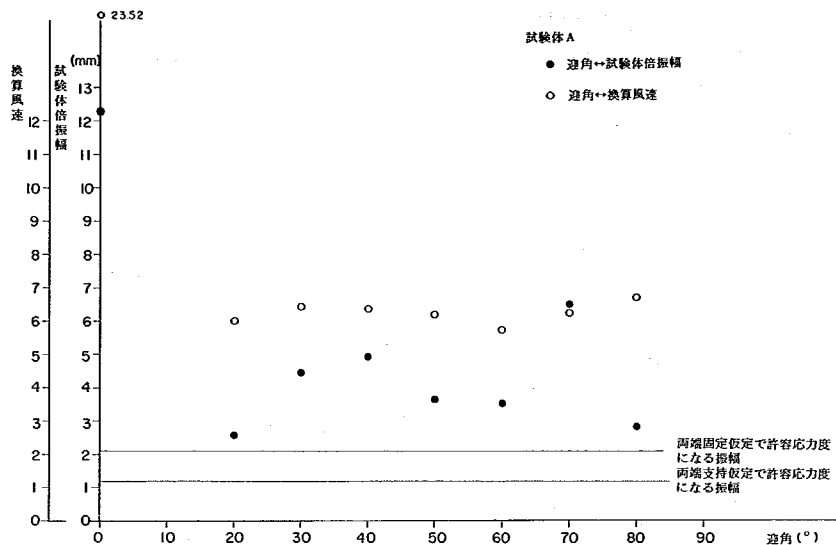


図4-4-10(1) 試験体A 迎角~A, 迎角~V曲線
(曲げ振動, 一様流, 無載荷)

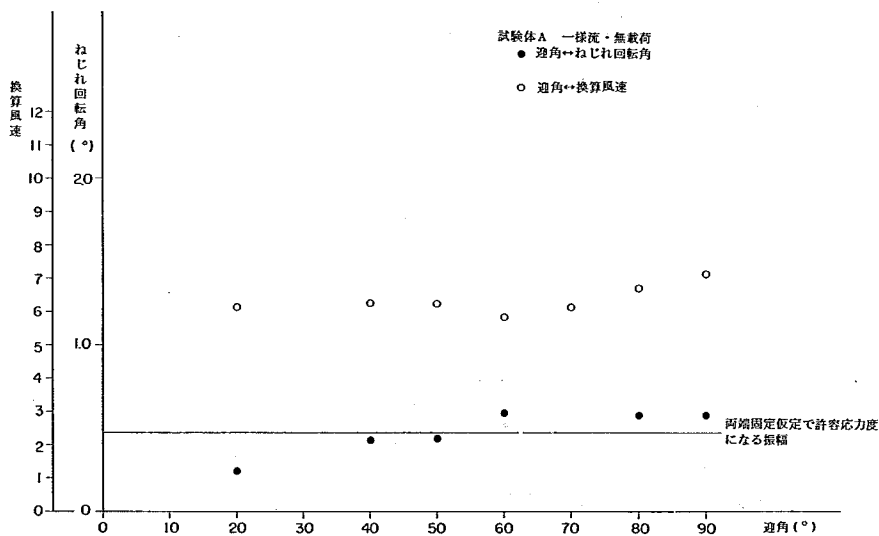


図4-4-10(2) 試験体A 迎角~A, 迎角~V曲線
(ねじれ振動・一様流・無載荷)

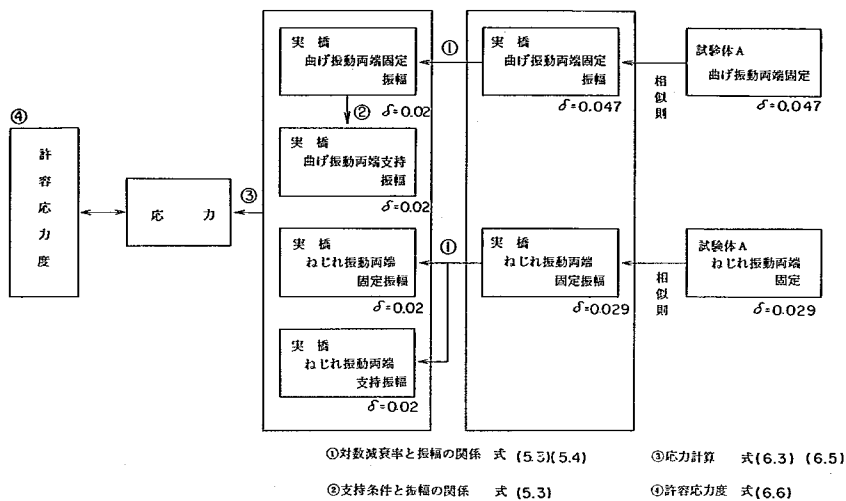


図 4 - 4 - 1 1 耐風性検討の流れ図

第5章 地盤の動的性質に関する調査試験

振動研究室

岩崎敏男

若林進

龍岡文夫

吉田精一

5-1 概要

本州四国連絡橋の耐震設計に関連して、橋梁-地盤の応答解析の際に必要な地盤の動的性質を、室内実験などから想定するとともに、現地における杭の振動実験の技術指導を行なった。

(1) 地盤の動的性質の調査

本州四国連絡橋の耐震設計を行なう上で、地盤-構造物系の地震時の振動特性を正しく把握する必要がある。そのためには、地盤の動的せん断変形特性（せん断変形係数 G 、減衰係数）を知ることが必要である。現場での弾性波測定によってせん断波速度 V_s からせん断歪 $\gamma=10^{-6}$ 程度での G の値を得ることができる。しかし、この方法だけでは、深さ方向に対する G の変化の様子、及び G の値の歪依存性、更に減衰係数の値とそれの歪依存性を知ることができない。これらのことは、室内動土質実験を行なうことによって、知ることができる。本報告では、本州四国連絡橋児島-坂出ルートのうち、高橋脚の建設が予定されている坂出市番ノ州地区から採取した砂質土について行なった共振法土質試験の結果と、現場弾性波測定による G の値の比較、 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-2}$ の範囲の G と減衰の値、及び、これらの値の評価、さらに、これらの値を、地震応答解析に適用する方法について述べている。

(2) 現場基礎工振動実験技術指導

本州四国連絡橋児島-坂出ルートでは番ノ州地区で、高橋脚の建設が予定されている。橋梁の耐震性、列車走行性の検討のためには、高橋脚の地震時の振動特性を把握しておかなければならない。その手法として、地盤-構造物系の地震応答解析の手法の確立、現地における杭-橋脚系の振動特性の把握が必要である。すなわち、現場における大型模型基礎工の振動実験を行なうことにより実橋脚の振動特性の定性的予測、地震応答解析手法の妥当性を確認することができる。これにより、実橋脚の地震応答解析を行なう時のモデル化手法、計算手法を検討することができる。ここでは、本州四国連絡橋公団が実施した現場における基礎工振動実験における模型製作、加振方法、計測方法、解析方法等について行なった技術指導について述べる。

5-2 地盤の動的性質の調査

5-2-1 微小歪 ($\gamma=10^{-6}$) におけるセン断変形係数G

原位置の弾性波探査で地盤内に発生する歪の大きさは、ボーリング孔を利用したP S検層では $\gamma=10^{-6}$ 程度の大きさであることが知られている。従って、S波速度 V_s から、次式によって、 $\gamma=10^{-6}$ あたりの歪の大きさでのセン断変形係数Gを求めることができる。

$$G_0 = \frac{\tau_t}{\gamma} V_s^2 \quad (1)$$

一方、共振法土質試験では、 $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ でのGの値を求めることができる。室内試験で求めた $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-2}$ でのGの値およびGの値の歪依存性の信頼性を確認するためには、まず、 $\gamma=10^{-6}$ での V_s から(1)式によって求めたGと、共振法土質試験によって求めた $\gamma=10^{-6}$ でのGの値の比較をしておく必要がある。

共振法土質試験：試験は外径10cm、内径6cm、高さ25cmの中空供試体を用いて、系の共振動数等からセン断変形係数Gを求めるものである。¹⁾今回実験を行った試料は、番ノ州の沖積砂層と埋立砂層から採取したものである。(図5-2-1参照)。表5-2-1に物理定数、図5-2-2に粒度分布を示す。実験はいずれも $\sigma_1/\sigma_3=1.0$ 、空気乾燥で行った。同じ平均主応力 $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$ の元では、この方法によって求めた値は $\sigma_1/\sigma_3=1.0$ 、飽和条件で求めたGの値と、ほぼ同じである^{1),2)}。図5-2-3は典型的実験結果の一例である。図5-2-3中に示す

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (G, p \text{ kg/cm}^2) \quad (1)$$

は、 $\gamma=10^{-4}$ に対してシルト分以下を含有しない粒度の揃ったきれいな砂で成り立つ実験式である。図5-2-3に示すように番ノ州は、この公式よりも小さなGの値を持っており、これはシルト分以下を含有し、粒度分布もよいためである。³⁾他の番ノ州の砂についても図5-2-3の同様な実験結果が得られた。表5-2-1に各砂について得られた $\gamma=10^{-6}$ 、 10^{-4} に対する実験式を示す。

次に、次の手順に従って、両手法によるGの値を比較した。これは既に、南伊豆町入間、扇島で実施した手法である。

(1) 地中の有効応力状態分布を算定する。有効上載圧 σ_v' は、地下水面の位置と単位体積重量 γ_t から決める。 γ_t は最初は推定値を用い、 D_r から推定した値と違いはないか後にチェックする。有効平均主応力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_v' + 2K_0\sigma_v')$ は $K_0=0.5$ の仮定から求める。

(2) N値と σ_v' の値から D_r を求める。この時、次の2つの方法によった。(a)Gibbs and Holtz⁴⁾の $\sigma_v' \sim N \sim D_r$ 図から求める。この方法では沖積砂層、埋立砂層の密度を過少評価する傾向がある。(b)扇島での密度の実績から今井⁵⁾が求めた次式による。

$$\frac{N}{D_r^2} = 23 \sigma_v'^{2/3} \quad (\sigma_v' > 0.5 \text{ kg/cm}^2) \quad (2)$$

$K_0=0.5$ として(2)式にN値、 σ_v' を代入して D_r を計算すると(a)の方法よりも大きな D_r の値が得られる。

(3) 室内実験で、吉見、陶野の方法⁶⁾によって $e_{\max}$, $e_{\min}$ を求め、Dr値から e , r の値を求める。

(4) 表5-2-1に示す各砂について共振法土質試験から得られた $r=10^{-6}$ での実験式に、推定された p , e の値を代入して G の値を求める。これはP S検層で地中に生ずる歪の大きさが $r=10^{-6}$ 程度であるからである。この時、各ボーリング孔について用いる実験式は、可能な限りその孔から得られた試料での実験式を用いたが、それができない場合は近接の孔から採取された性質の似ている試料についての実験式を用いた。(図5-2-1, 表5-2-2参照)

(5) 現場測定で得られた V_s の値から、(1)式からの G の値を求める。 V_s の値は表5-2-2に示すように0~2.5 mは屈折法で、-2.5 m以深はP S検層で求めた。図5-2-4~5-2-8にこのようにして得られた室内実験によって得られた $r=10^{-6}$ での G の値と、現場測定で得られた G の値を示す。2種の方法によるDrの値を用いて求めた G の値は大差がない。室内実験による G と現場測定による G_0 は全般的によい一致を示している。又、室内実験による G の値の深さ 方向の変化はP S検層による場合より自然である。N値は一般に不確定要因の大きな値であり、N値から $N \sim V_s$ の経験式を用いて V_s , G を推定する方法はN値に含まれている不確定的変化を敏感に反映しやすい。しかし、ここに述べた方法はN値はDrを推定する時のみ用いているから、N値の変化に対して G の値はあまり敏感でない。従って可能ならばP S検層と室内実験を行ってその結果から総合的に G の値を決めるのがよいものと思われる。

5-2-2 G の歪依存性と減衰の値

室内実験で求めた非常に小さい歪($r=10^{-6}$)での G の値が現場測定で求めた値とほぼ一致したことから、室内実験によって $r=10^{-6} \sim 10^{-2}$ での G の歪依存性を求めてもよいものと思われる。 $r < 10^{-4}$ での G の値は前述の共振法土質試験によって求めるが、 $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ での G の値は中空供試体のねじり試験(低周波動的セン断試験)^{7), 8)}によって求めることができる。番号州の砂については $\sigma_1/\sigma_3=1.0$, 空気乾燥の条件で $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ についてのみ $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ の実験を行った。図5-2-9に $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する共振法土質試験と低周波動的セン断試験で求めた $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ のデータをプロットしてある。データのばらつきが $G/\{G\}_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線の形に影響を与えないように各砂の2種の試験法によるデータは $r=10^{-4}$ で連続するようにしてある。これは、両試験による G の値は全般的に $r=10^{-4}$ で一致することが確認されている。^{7), 8)}からおおしくない方法と言えよう。又、図5-2-9の $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以外の p に対する $r < 10^{-4}$ の曲線は実測値の平均曲線であるが、 $r=10^{-4}$ に対する破線は次に示す方法によって定めた。

図5-2-10に豊浦砂($p=1.0 \text{ kg/cm}^2$)での $G \sim e$ 関係を各歪レベルで示す。 G の値は図中に示すように歪レベルによらず e の関数 $(2.17-e)^2/(1+e)$ で表わせることがわかる。 $r=10^{-4}$ に対しては他の砂についての G も $(2.17-e)^2/(1+e)$ の関数で表わせる。⁸⁾図中の p のべき $m(r)$ は図5-2-11に示すように r の関数である。豊浦砂で G が歪レベルによらないで e の同一の関数で表わせることは G の歪レベルに対する変化率は e によらないことを意味する。図5-2-12に $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ での豊浦砂の $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ を示す。両試験での G は条件が同じであれば $r=10^{-4}$ で一致すること^{9), 10)}が分かっている。データのばらつきがこの曲線の形に影響を与えない様に

$r=10^{-4}$ で両者のデータが一致するようにプロットしてある。予想通り $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ で e によらない、又、同様な方法で求めた他の P の値に対する $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ も図示してある。図5-2-13に各種の砂での $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ での $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ を示す。砂の違いによらず G の歪依存性の傾向はよく一致している。番ノ州の砂の $G/\{G\}_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線も他の砂のそれとほぼ一致している。ここで注意することは $\{G\}_{r=10^{-6}}$ の値は砂によってかなり異なることがある。種々の砂での G の相対的な大きさを示す指数として

$$B = \left(\left(\frac{r=10^{-6} \text{ での } P=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} \right) + \left(\frac{r=10^{-5} \text{ での } P=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{900 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.38}} \right) + \left(\frac{r=10^{-4} \text{ での } P=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} \right) + \left(\frac{r=10^{-4} \text{ での } P=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{700 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{0.5}} \right) \right) / 4.0$$

を定義する。⁹⁾ B が小さい程同一の条件で G が相対的に小さい。図5-2-14に $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ と B の関係を各歪レベルで示す。 B 値が0.7~1.15と大きく違うにも拘わらず各歪レベルでの $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の値はよく一致しており、今回の実験の範囲では $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の値は $\{G\}_{r=10^{-6}}$ の大きさによらないことがわかる。以上述べてきたことにより G は p, e, r, B の関数となることがわかる。従って、ある砂のある p, e, r での G の値は次式であらわすことが可能である。

$$G = A(r) \cdot B \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{m(r)} \quad (2)$$

ここで $A(r), m(r)$ は r のみにより定まる。きれいな砂での平均値を $B=1.0$ とすると $r=10^{-6}$ では $A(r)=900$ となり、以下 $A(r=10^{-5})=850, A(r=10^{-4})=700$ となる。 $m(r)$ は図5-2-11に示す。

ここで、ある砂の $r=10^{-6}$ での G の値は(2)式より

$$\{G\}_{r=10^{-6}} = 900 \cdot B \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{m(r)} \quad (3)$$

となり、ある歪レベル r での G の値と $\{G\}_{r=10^{-6}}$ との比は

$$\left(\frac{G}{\{G\}_{r=10^{-6}}} \right) = \frac{A(r) \cdot B \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{m(r)}}{900 \cdot B \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot p^{m(10^{-6})}} = \frac{A(r)}{900} \cdot p^{m(r)-m(10^{-6})} \quad (4)$$

となり、これから $A(r)$ は、

$$A(r)/900 = \{G/\{G\}_{r=10^{-6}}\} \rho = 1.0 \text{ kg/cm}^3$$

となる。 $\{G/\{G\}_{r=10^{-6}}\}$ の関係は図5-2-13に示してある。B値は U_c とシルト分以下の含有量等の関数である⁹⁾。従って近似的にGを推定する時は、 ρ , e , r , $A(r)$, $m(r)$, Bの値を推定し(2)式を用いればよい。P S検層を実施してある時は、S波速度から求めたGは共振法で求めた $\{G\}_{r=10^{-6}}$ と一致することがわかっているから、図5-2-13の曲線を用いて $r > 10^{-6}$ でのGの値を推定できる。即ち、ある ρ , r に対するGは、次式から求まる。

$$G = \{G\}_{r=10^{-6}} \cdot f(r) \cdot \rho^{m(r)-m(r=10^{-6})} \quad (5)$$

ここで $\{G\}_{r=10^{-6}}$ は(1)式、 $f(r)$ は図5-2-13、 $m(r)$ は図5-2-11から求まる。

次に減衰の値について述べる。図5-2-15に番ノ州砂の履歴減衰係数 η の値を示す。 η の値と $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の関係を求めておけば、 $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の値から η の値を求めうるので都合がよい。

Hardin and Drnevich によるとGと η には次式の関係がある。

$$\eta/\eta_{\max} = 1 - G/G_0 \quad \left[\begin{array}{l} \eta \text{ は履歴減衰係数 (hとも表わす: } \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{4W}{w} \\ \eta_{\max} \text{ は } r \text{ が十分大きい時の } \eta \text{ の値} \\ G_0 \text{ は } r=0 \text{ のときの } G \text{ の最大値} \end{array} \right] \quad (6)$$

図5-2-16に豊浦砂での $\eta \sim G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ 関係を示す。 $\{G\}_{r=10^{-6}}$ は共振法土質試験で求めたものであり、 η , $G(r=10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3})$ は低周波動的セン断試験で求めた $N=10$ 回での値である。なお、ある r に対する $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$, η は e によらないことがわかっている。

図に示すように、 η と $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ には ρ , r , e によらない一定の関係がある。又、(6)式の直線関係は近似的にあてはまる。図5-2-17に3種の砂の $\eta \sim G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ プロットを示すが、この関係は一般的には次式で表わせることができる。

$$\eta/\eta_{\max} = g(X), \quad X = G/\{G\}_{r=10^{-6}} \quad (7)$$

ここで $\eta_{\max}$ ($X=0$ での η の値)、及び $\{G\}_{r=10^{-6}}$ は砂によるが、 $g(X)$ の型は砂によらない。従って(6)式は $g(X)=1-X$ であることを意味している。従ってXと図5-2-17を用いて η を推定することができる。従って、番ノ州の場合も、図5-2-17を用いて、 $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の値から、 η の値を求めることができる。

表 5 - 2 - 1 番ノ州砂物性表

試料名	ボーリング孔 No	深 さ (m)	U_C	G_S	c_{max}	c_{min}	$\gamma=10^{-6}$ での 実験式 (kg/cm^2)	$\gamma=10^{-4}$ での 実験式 (kg/cm^2)
A	16	4.50~ 12.50	170	267	1.171	0.828	$G=968 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.372}$	$G=672 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.506}$
B	19	5.60~ 12.00	335	266	1.011	0.681	$G=895 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.395}$	$G=600 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.530}$
C	21	8.00~ 12.60	273	268	1.030	0.692	$G=729 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.164}$	$G=532 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.530}$
15	15	0~1.0	458	266	0.909	0.687	$G=780 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.475}$	$G=567 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.556}$
18	18	0~1.0	378	267	0.943	0.679	$G=830 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.144}$	$G=577 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.550}$
21	21	0~1.0	360	267	0.921	0.666	$G=710 \frac{(217-e)}{1+e} p^{0.490}$	$G=545 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.541}$

表 5 - 2 - 2 現場測定によるS波速度と、Gの値
を求めるために用いた試料

ボーリング孔	S 波 速 度 (m/sec)			室内実験でGの値を求 めるために用いた試料	
No 15	0 ~ -25	110	屈折法	0 ~ -4m	番ノ州砂 15
	-25 ~ -8	130	P S換層	-4 ~ -12	" A
	-8 ~ -12	200			
	-12 ~ -22	240			
No 17	0 ~ -25	140	屈折法	0 ~ -45	" 15
	-25 ~ -9	170	P S換層	-45 ~ -115	" B
	-9 ~ -13	200			
	-13 ~ -40	250			
No 18	0 ~ -25	135	屈折法	0 ~ -10.3	" 18
	-25 ~ -11	170	P S換層	-10.3 ~ -13.2	" B
	-11 ~ -38	250			
No 20	0 ~ -25	115	屈折法	0 ~ -3	" 21
	-25 ~ -9	140	P S換層	-3 ~ -13.4	" B
	-9 ~ -16	180			
No 21	0 ~ -25	135	屈折法	0 ~ -8	" 21
	-25 ~ -10	150	P S換層	-8 ~ -12.6	" C
	-10 ~ -26	300			

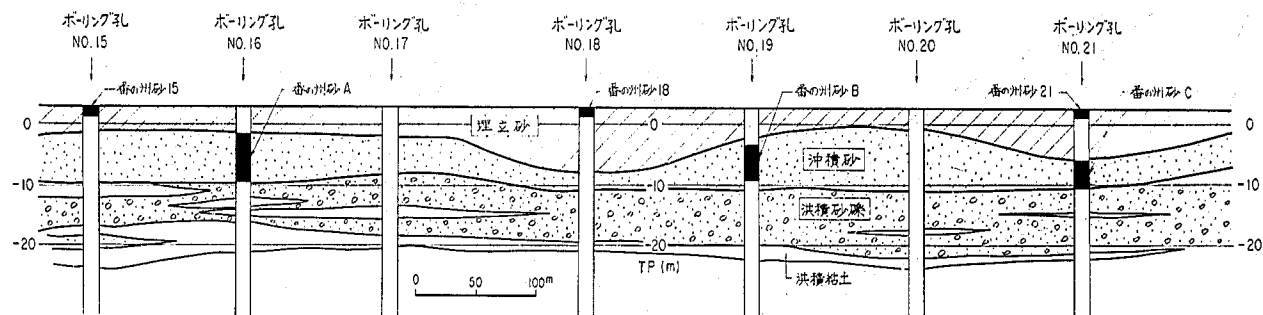


図 5 - 2 - 1 番ノ州地表面地質断面図

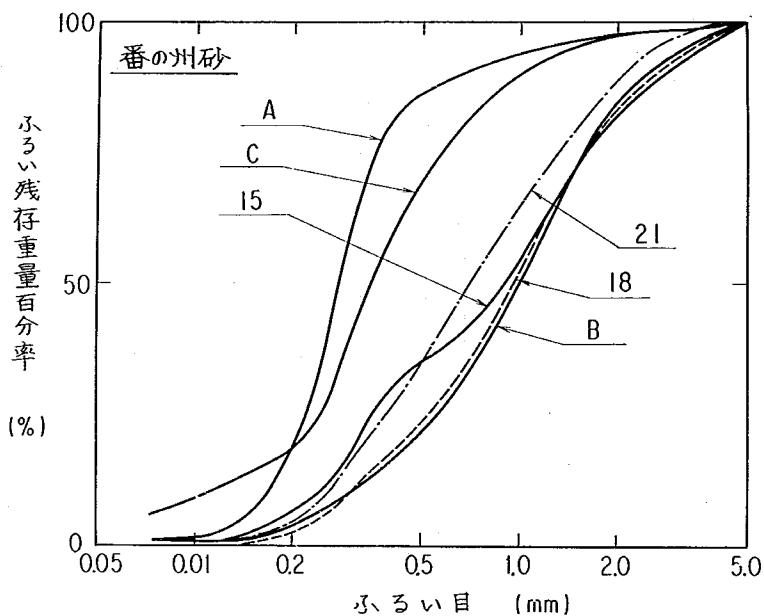


図5-2-2 番ノ州砂粒径加積曲線

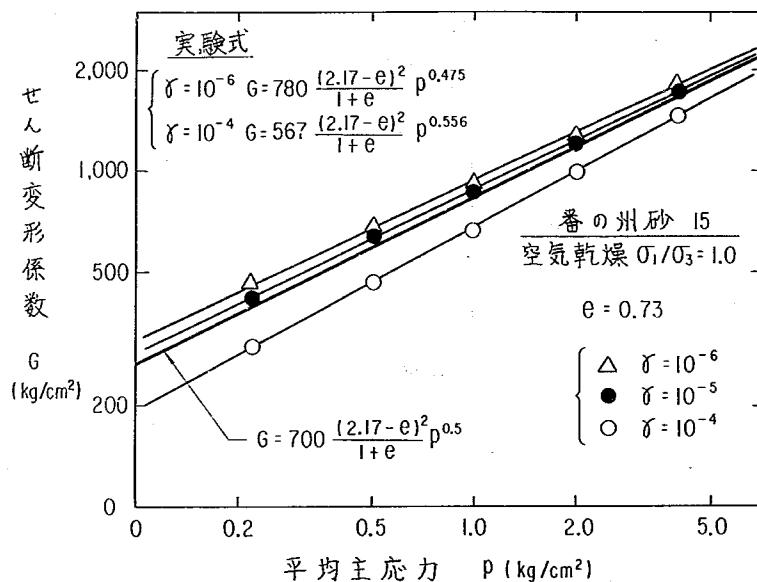


図5-2-3 番ノ州砂（攪乱）共振法土質試験結果例

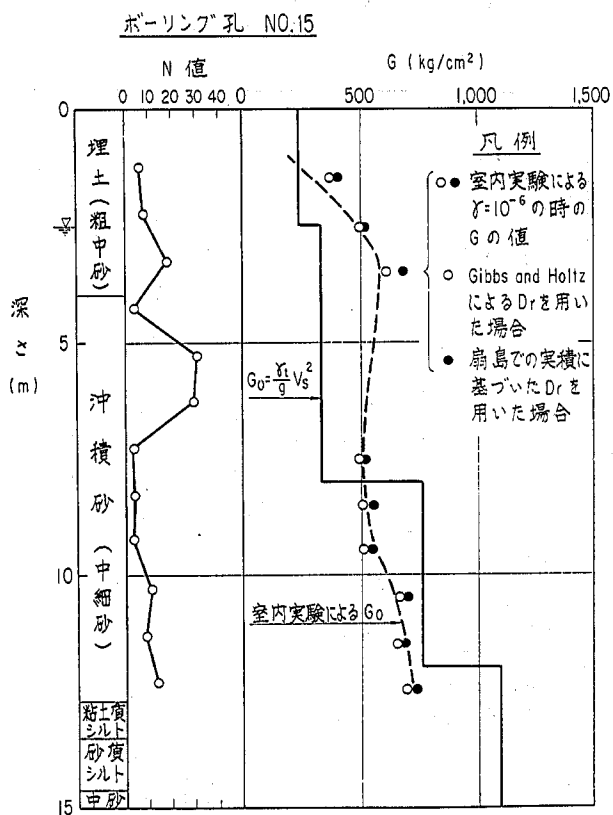


図 5-2-4 番ノ州ボーリング孔 No. 15 における
共振法土質試験と P S 検層による G の値の比較

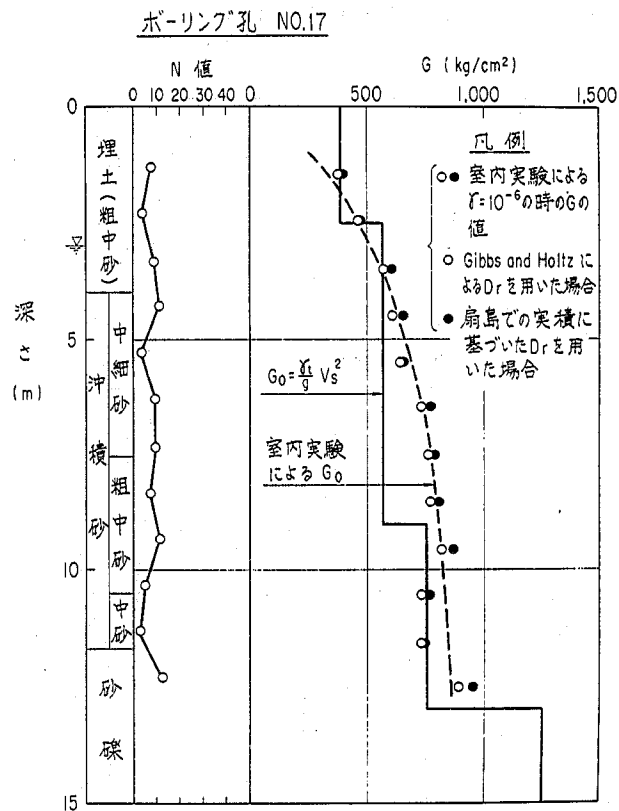


図 5-2-5 番ノ州ボーリング孔 No. 17 における
共振法土質試験と P S 検層による G の値の比較

ボーリング孔 NO.18

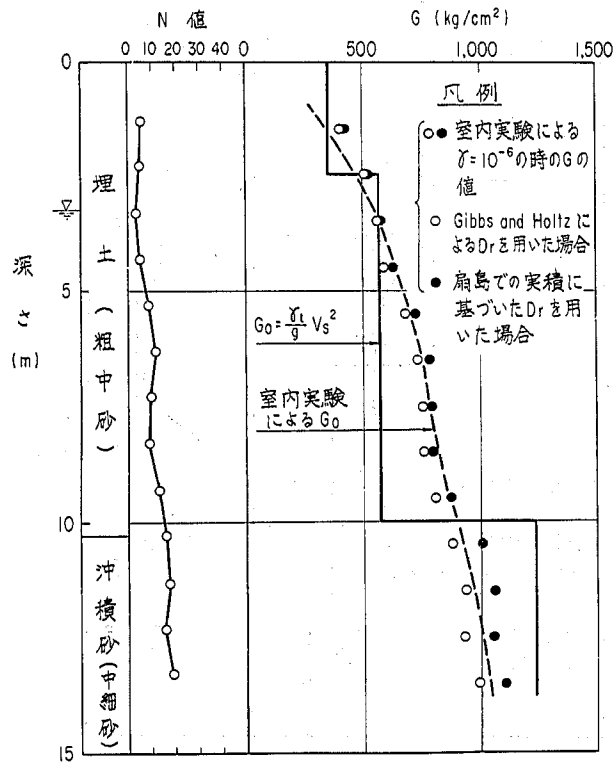


図 5-2-6 番ノ州ボーリング孔 No. 18 における
共振法土質試験と P S 検層による G の値の比較

ボーリング孔 NO.20

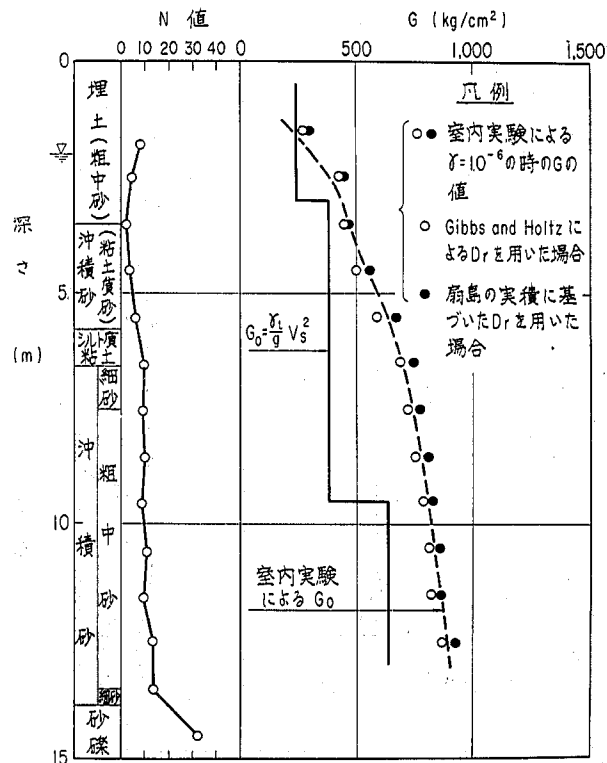


図 5-2-7 番ノ州ボーリング孔 No. 20 における
共振法土質試験と P S 検層による G の値の比較

ボーリング孔 NO.21

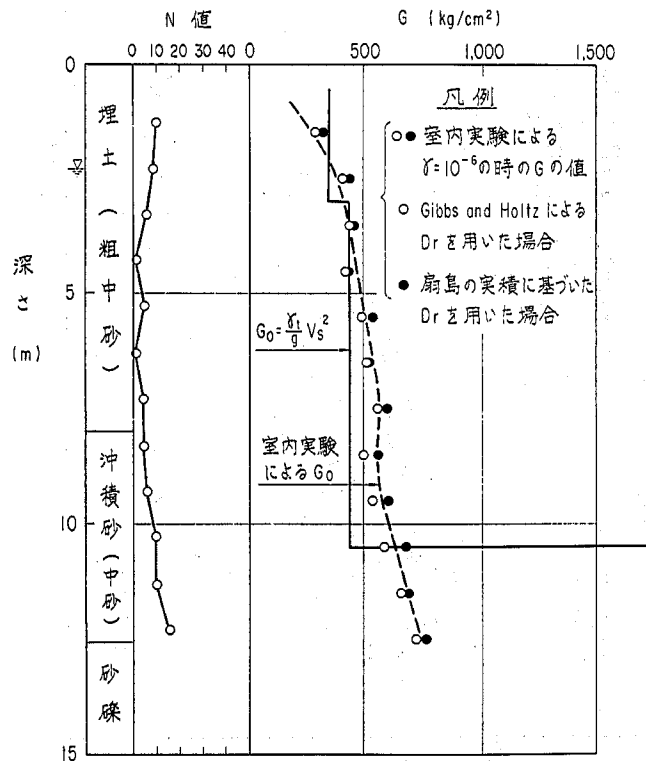


図5-2-8 番ノ州ボーリング孔No.21における
共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

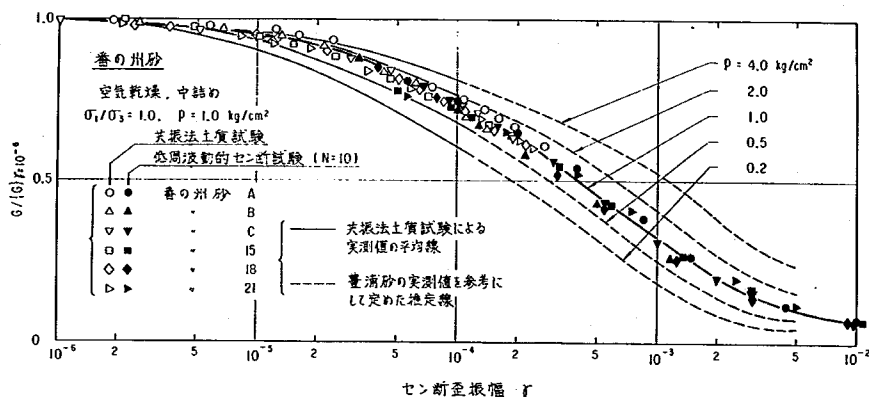


図5-2-9 番ノ州砂のGの歪依存性

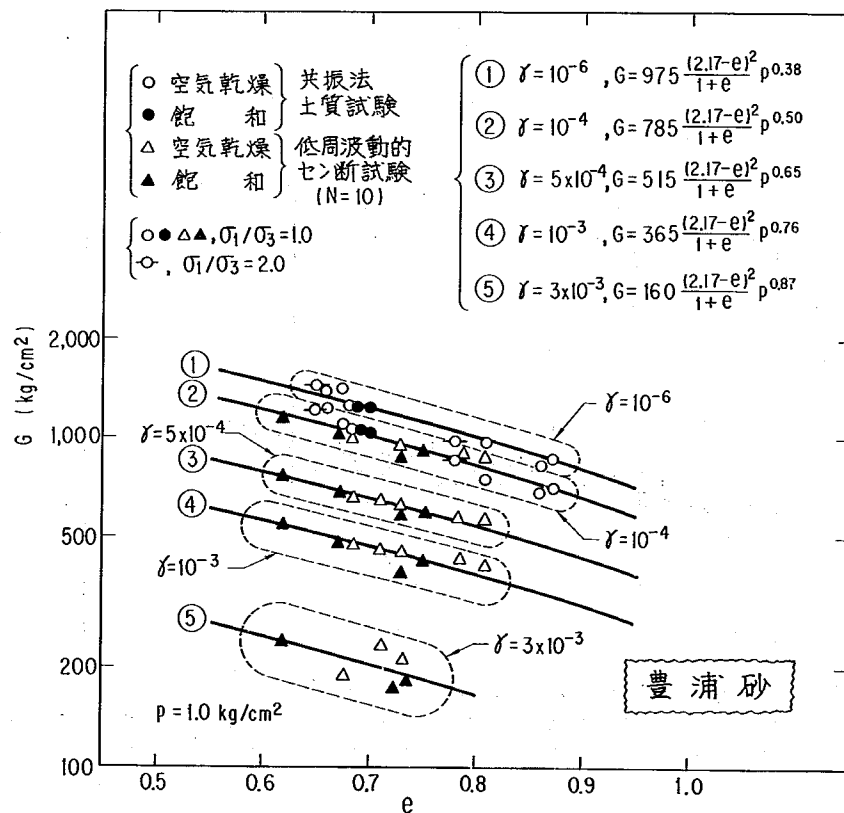


図5-2-10 豊浦砂の各歪レベルでのG~e関係 ($p=1.0 \text{ kg/cm}^2$)

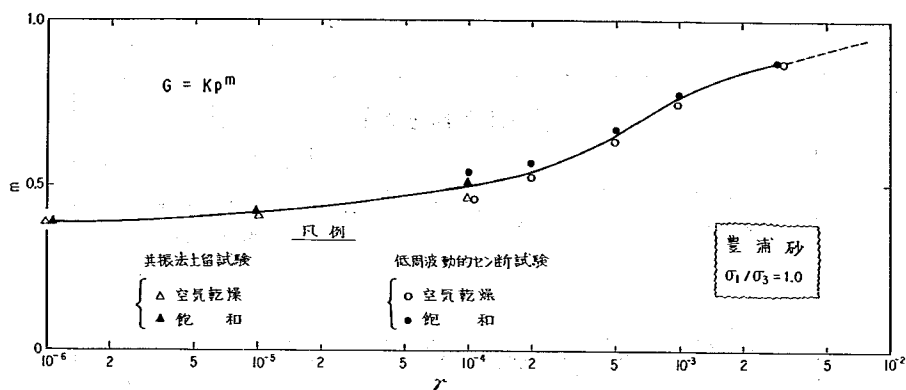


図 5-2-11 γ の $G \sim p$ 関係におよぼす影響

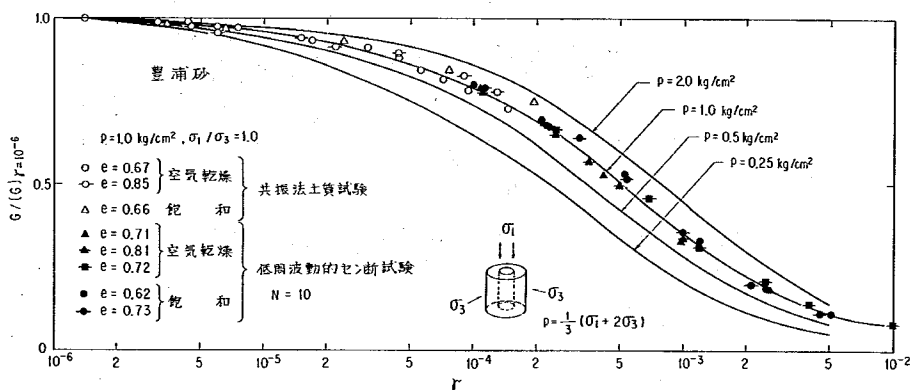


図 5-2-12 豊浦砂の G の歪依存性

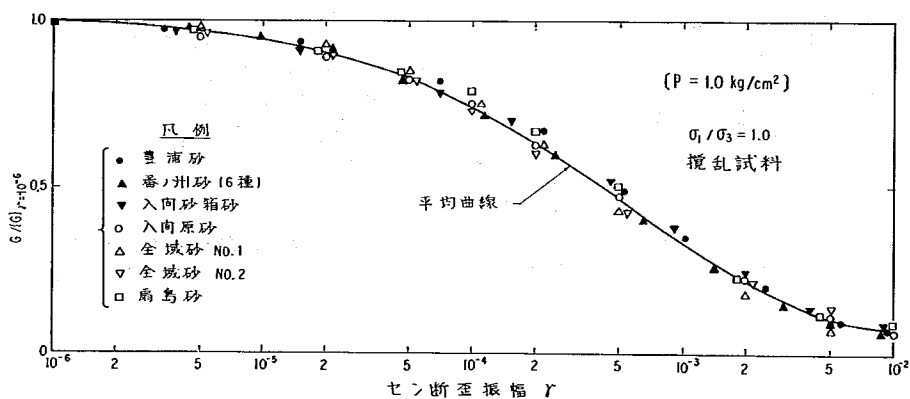


図 5-2-13 各種の砂の $G / \{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 曲線

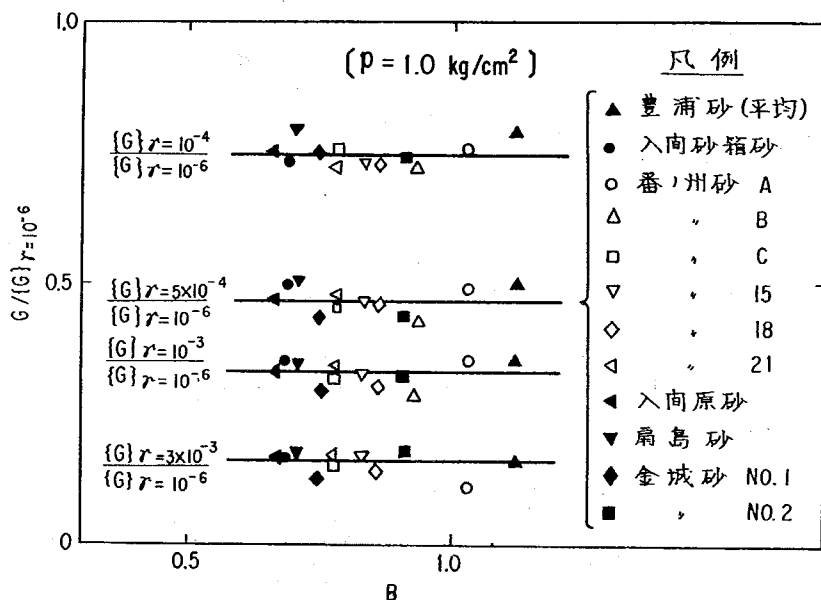


図5-2-14 各歪レベルでの $G / \{G\}_{r=10^{-6}} \sim B$ 関係

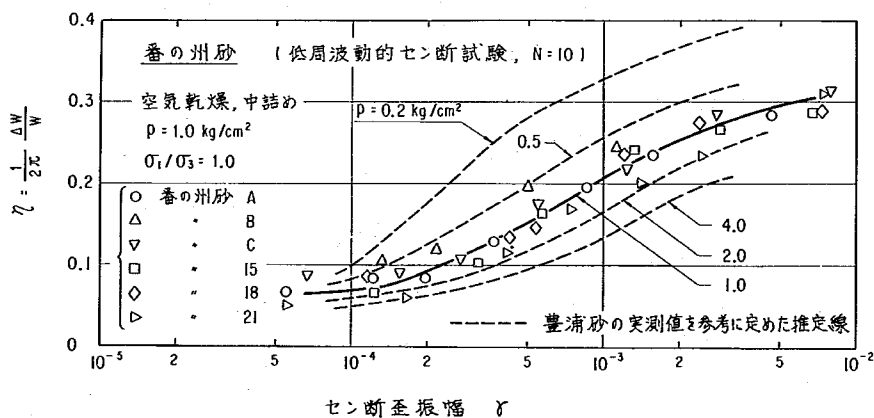


図5-2-15 番ノ州砂の減衰の歪依存性

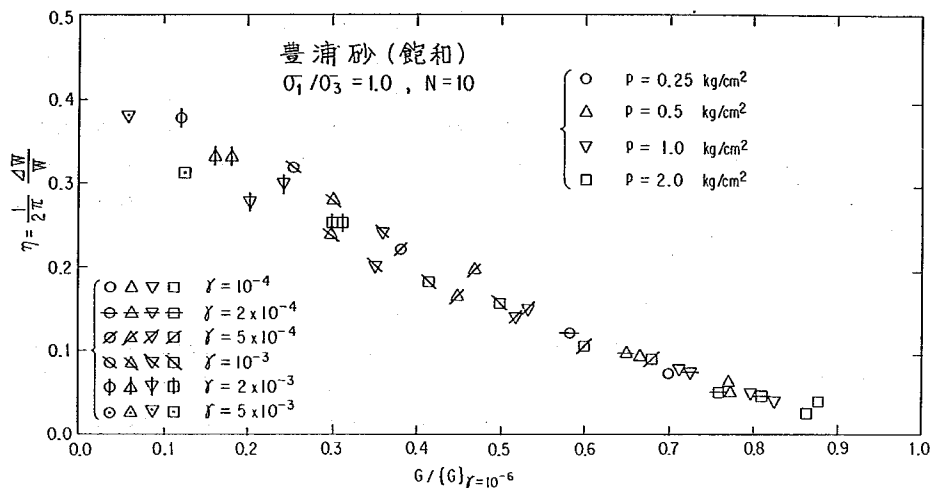


図 5-2-16 豊浦砂の $\eta \sim G / \{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ 関係 (飽和)

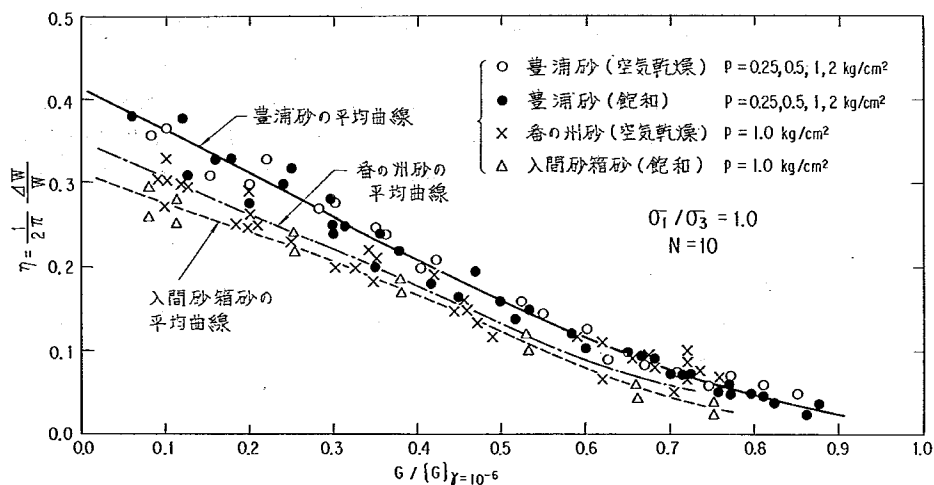


図 5-2-17 3種の砂の $\eta \sim G / \{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ 関係

5-3 現場基礎工振動実験技術指導

本州四国連絡橋児島-坂出ルート of 番ノ州地区で高橋脚の橋梁の建設が予定されている。橋梁の耐震性、列車走行性の検討のためには、高橋脚の地震時の動的特性を把握しておかなければならない。その一手法として、現地における杭-橋脚系の振動特性の把握がある。すなわち、現地における大型モデル基礎工の振動実験を行ない、固有振動数、減衰定数などを求めることが必要である。このため本州四国連絡橋公団では、上記の地区において大型モデル基礎工の振動実験を行なうこととした。この現場振動実験の計画および実施に際しては、加振方法、計測方法および解析方法等について技術的な指導を行なった。

5-3-1 加振方法について

加振方法の検討は、大型モデル基礎の規模と地盤の支持条件から既存の起振機で実験可能か否かについて行った。その結果、予想される固有振動数において起振力が不足することになり、 3Hz で 36トン の起振力（最大起振モーメント $=1,000\text{kg}\cdot\text{m}$ ）が得られる大型起振機を公団で作製することにした。

5-3-2 計測方法について

換振器の設置は、静的載荷試験で用いた鉄筋計12ヶ所の他に、埋設加速度計（杭中4台、地盤中5台）、地盤中の間隙水圧計（3台）および地上設置（フーチング天端3台および地表上4台）のサーボ加速度計などを、図5-3-1に示すように行なうように指導した。

加振条件は、2本組杭の場合、X、Y方向に起振力を5, 10, 20, (25), および10トンの順序で行い、単杭の場合は、X、Y方向に起振力を、5, 10, 20, (30), (36), 10トンの順序で加振した。（ ）で示した起振力の試験は、X、Y方向のうち一方で実施したものである。各起振力において振動数を低サイクルから一定の間隔で最大振動数まで上昇させ、次に同様に最低振数へと減少させる操作を行ない、各振動数における振動波形を記録した。また振動実験の実施中に、固有振動数を実測加速度をプロットするだけで短時間に確認できるようなグラフを使って実験を進めるよう指導した。

5-3-3 解析方法

記録した振動波形の読み取り方法および校正信号からの換算方法などについて指導し、これより曲振曲線を描き、固有振動数および減衰定数の算定方法について指導した。

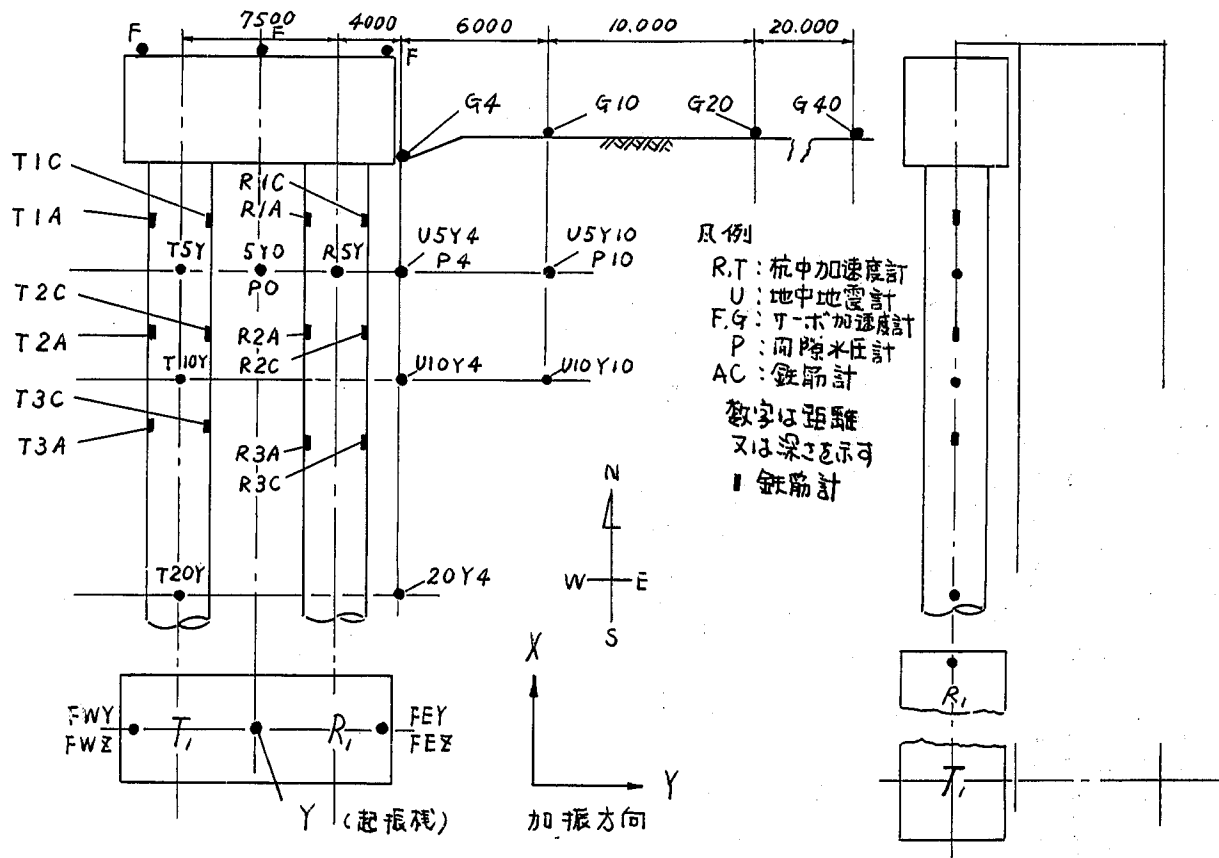


図5-3-1 換振器設置位置図

参 考 文 献

- 1) 土木研究所資料 9 1 2 号 “土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定,” 1974 年 5 月
- 2) 栗林・岩崎・吉田 (1975. 12) “砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験”
土と基礎 4904
- 3) 岩崎・龍岡・吉田 (1976) “砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響”
第 11 回土質工学研究発表会
- 4) Gibbs and Holtz, (1975) “Research on Determining the Density of Sand by
Spoon Penetration Test” Proc. 4th I.C.S.M.F.E.
- 5) 今井五郎 (五洋建設) 私信
- 6) Yoshimi, Tohro. (1972) “Statistical Significance of the Relative Density”,
ASTM, STP523
- 7) 土木研究所資料 1080 号 “広範囲な歪領域での砂の動的せん断変形特性”, 1976 年 3 月
- 8) 岩崎・龍岡・高木 (1966. 6) “広範囲なひずみ領域 ($\gamma=10^{-4} \sim 10^{-2}$) における砂の動的せん断変形係数” 第 11 回土質工学研究発表会
- 9) 岩崎・龍岡・吉田 (1976. 6) “砂のせん断変形係数に及ぼす粒度分布特性等の影響”
第 11 回土質工学会発表会
- 10) 岩崎・龍岡・吉田 (1976. 7) “砂の変形特性の現場測定と室内実験”
第 30 回土木学会研究発表会

第6章 耐震に関する調査試験

耐震研究室

栗 林 栄 一
田 崎 忠 行
川 島 一 彦
市 川 秀 樹
宮 田 忠 明

6-1 概 要

橋主塔基礎および高架橋橋脚のような大規模な構造物では、耐震設計に構造物と周辺地盤の動的な相互影響度を考慮に入れることが重要である。本年度はこのように地盤と構造物の動的相互作用を取り入れた地震応答解析を行なう際に必要となる入力地震動を作用させる基準の地盤面（基盤面）のとり扱いとこの面で規定する地震動が具備すべき特性およびその算定予測精度の検討を行ない、この考え方を橋脚の地震応答の解析に適用した。以下にその概要を報告する。

6-2 橋梁下部構造—地盤系の地震応答解析に用いる基盤

本州四国連絡橋の吊橋主塔基礎あるいはそれに接続する高架橋橋脚のように構造物の規模が大きくなるに従い、地震応答解析に際して地震入力をごどこに作用させたらよいかが問題となる。すなわち、地中地震観測の結果や地盤の地震応答解析によれば、地盤に生じる加速度の分布は深さ方向に一樣でないことが知られており、基礎構造物が深く地盤中に根入されている場合には、設計に考慮する地震動をどのレベルに作用させるかが重要な問題となる。一方、地表上で記録された地震動は強くその周辺の地盤条件の影響を受けていると言われているが、構造物の建設地点と地震記録の得られた地点とでは、地盤条件は異なるのが普通であり、このような際に、地盤条件の差異を念頭に置かないで地震記録をそのまま地震応答解析に用いることは、合理的ではないであろう。このような点を正しく耐震計算に取り入れるための考えの一つとして、地盤内に地盤の影響が入らないかもしくはその割合の少ない面（基盤面と以下呼ぶ）を設定し、その面において地震動を規定することにより地盤の応答を求め、ひいてはこの地盤の応答を基にして構造物の応答を計算する手法が考えられる。この考え方は一般に耐震設計で考慮される地震動の主要動部分が主として地盤の下方から上方へと伝播してくるせん断波動であり、この波動が伝播の途中経路の地盤の影響をとり込んでくるという考え方に基づくものである。設計基盤における地震動がその上の表層地盤の影響を受けないので相互に比較の普遍性のある地動であると考えられるならば、構造物建設地点と地震動記録の得られた地点のように2点間の地震動を相互に関連づけるという問題は、結局、ある地震動記録にどのように表層地盤の影響を加味もしくは削除するかという手続きの問題に帰着させられ、これは昨年

度の調査報告(1)に示した多重反射の計算法を用いることにより行なうことができる。本調査はこのような設計基盤として具備すべき条件を検討し、設計基盤面における地震動の算定とそれに基づく橋脚の地震応答の試算によって、このような考え方の流れを示すものである。本解析法を適用するモデルとしては、愛媛県宇和島市の板島橋橋脚(2)をとり挙げた。板島橋を対象とした理由は、橋脚天端およびその周辺の地盤で地震観測が行なわれており、現在までの観測結果では地表面上における最大加速度の値が150ガル以上の記録が多数得られており、本解析法の検証が可能であるからである。

6-3 基盤の具備すべき条件

基盤の設定は地盤の地質学的な条件をもとに定めたり、あるいは地盤の力学的な特性に基づいて定める事例が多いが、本質的にはそこで規定される地震動が具備する特性の問題としてとらえられるべきものであろう。その際に基盤地震動に求められる性質としては、他所における地震動との特性およびそのレベルを相互に比較することができるものであり、同時に地表上の構造物や地中に根入れされた構造物のいずれに対しても統一した考え方で地震動を取り扱えるものでなければならぬ。すなわち、前者の条件は基盤地震動に対する平面的な普遍性の要求であり、後者の条件は基盤地震動を基にした鉛直面内における地震動の取り扱いの柔軟性の要求である。このような考え方に従えば、表層地盤の影響の入っていない地震動が基盤地震動の条件であり、このような地震動を規定できる地盤であることが基盤の条件であるともいえよう。本節では以下に多重反射の計算法に基づいて地震応答解析の際に設定する基盤の条件について示す。

地震時の地盤の運動が地盤下方から上方に伝播するせん断波動によると仮定し、図6-3-1に示すように水平に堆積する2層から構成される地盤を考えると、その運動方程式は次式で表わされる。

$$G_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial x_j^2} = \rho_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial t^2} \quad (1)$$

ここで、

j : 地盤の層を表わすサフィックス

G_j : 第 j 層の地盤のせん断弾性係数

ρ_j : 第 j 層の地盤の密度

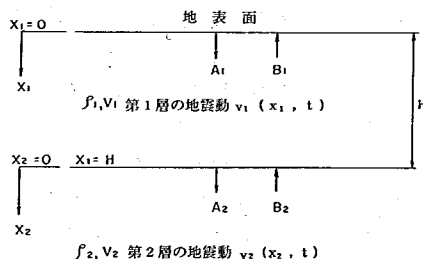


図6-3-1 多重反射の計算における地盤のモデル化

なお、上式では減衰の項を無視しているが、これは地盤の内部減衰が本節の目的である基盤の設定条件とは別の問題として取り扱うことができるため、取り扱いを簡単にするため式上で省略したものである。また、図6-3-1で、第1層が地表近くの地盤すなわち表層地盤、第2層が基盤、両者の境界面が基盤面であると想定して以下議論を進めていく。

(1)式にフーリエ変換を施し、周波数ごとの解を求められるようにすると次式ようになる。

$$V_j \frac{\partial^2 \bar{v}_j}{\partial x_j^2} = -\omega^2 \bar{v}_j \quad (2)$$

ここで

$$V_j = \sqrt{G_j / \rho_j} \quad (3)$$

であり、 $\bar{v}_j(x, \omega)$ は $v_j(x, \omega)$ のフーリエ変換表示であり、(1)式の周波数領域での解である。

(2)式の一般解は

$$\bar{v}_j = A_j e^{-i\omega \frac{x_j}{V_j}} + B_j e^{i\omega \frac{x_j}{V_j}} \quad (4)$$

と表わされる。ここで、 A_j は境界面 $x_j = 0$ での下降波（進行波）の振幅であり、 B_j は境界面 $x_j = 0$ での上昇波（後退波）の振幅である。せん断力は(4)式を微分することにより

$$\bar{\tau}_j = -i \frac{G_j}{V_j} \omega \left(A_j e^{-i\omega \frac{x_j}{V_j}} - B_j e^{i\omega \frac{x_j}{V_j}} \right) \quad (5)$$

で与えられる。図6-3-1に示した地盤構成では、地表面における境界条件と基盤面における連続条件から(4)式の未定定数 A_j 、 B_j は次のように決定される。

$$\left. \begin{aligned} A_1 = B_1 &= \frac{e^{-i\delta}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_1}}} \cdot B_2 \\ A_2 &= e^{-2i\delta} \cdot B_2 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \rho_1 V_1 / \rho_2 V_2 \\ \tan \delta &= \alpha \tan \frac{\omega H}{V_1} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

したがって、(4)および(6)式から第1層（表層地盤）の変位 $\bar{v}_1$ および第2層（基盤）の変位は

$$\bar{v}_1 = 2B_2 \frac{\cos \frac{\omega \chi_1}{V_1}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H_1}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H_1}{V_1}}} \cdot e^{-i\delta} \quad (8)$$

$$\bar{v}_2 = 2B_2 \cos \left(\frac{\omega \chi_2}{V_2} + \delta \right) e^{-i\delta} \quad (9)$$

となる。表層地盤と基盤の相互の振動特性を規定する量として両者の間の伝達関数に着目すれば、基準のとり方に応じて次の2種類の伝達関数を考えることができる。すなわち第2層の上昇波振幅 $B_2(x=0)$ を基準にとった場合の伝達関数 $H^{Q/B_2}(\omega) = Q(x, \omega) / B_2(x_2=0, \omega)$ は、

$$\left. \begin{aligned} \text{第1層} \quad H_{(\omega)}^{v_1/B_2} &= \frac{2 \cos \frac{\omega \chi_1}{V_1}}{\sqrt{\cos^2 \frac{\omega H}{V_1} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{V_1}}} \cdot e^{-i\delta} \\ \text{第2層} \quad H_{(\omega)}^{v_2/B_2} &= 2 \cos \left(\frac{\omega \chi_2}{V_2} + \delta \right) e^{-i\delta} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

となり、第1層と第2層の境界における地震動 $\bar{v}_1(x_1=H)$ ($=\bar{v}_2(x_2=0)$) を基準にとった場合の伝達関数 $H^{Q/V_{20}}(\omega) = Q(x, \omega)/\bar{v}_2(x_2=0)$ は、

$$\text{第1層} \quad H^{v_1/V_{20}}(\omega) = \frac{\cos \frac{\omega \chi_1}{v_1}}{\cos \frac{\omega H}{v_1}} \quad (11)$$

$$\text{第2層} \quad H^{I_2/I_{20}}(\omega) = \frac{\cos \left(\frac{\omega \chi_2}{v_2} + \delta \right)}{\cos \delta}$$

となる。(10)および(11)式で定義される伝達関数を α を変化させてまとめると表6-3-1のようになる。ここで、 $\alpha=1$ とは、表層地盤と基盤の剛さが同一の場合であり、 $\alpha=0$ とは、表層地盤に比較して基盤が無限に剛い場合を表わしている。この表より $\alpha=0$ の場合には、第2層の入射波動を基準にした場合でも第1層と2層の境界面の地震動を基準にした場合でも第2層における地震動は第1層の地盤の影響が全く入らないことがわかる。これは第1層の地盤の波動が境界面で完全反射するためであり、このような場合には第2層を基盤と考えることができよう。また、表6-3-1には表わされていないが、 $\alpha=0$ でなくても図6-3-1で第2層以下には性質を異にする地盤がないような場合には第2層内で波動の透過や反射が生じないため、境界面における入射波は純粋に第2層の性質だけで決まるものであるので、基盤地震動と見なすことができよう。すなわち、上下方向のせん断波動の伝播に基づく基盤の条件は以下の2つである。

(1) 表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

(2) 下方に一樣な性質で連続した地盤

ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ普遍性のある基盤地震動と見なすことができる。入射波を与えて地盤の応答を求めるためには多重反射の計算によらなければならないが、地震動を与えた場合には多重反射の計算によっても有限要素法等の離散系モデルによっても応答を求めることができる。しかしながら、現実には上に挙げたような地盤条件は厳密な意味で物理的に存在し得ないため、検討の項目や精度との関連において上記の条件を弾力的に運用して実際の設計に適用していかなければならない。すなわち、上記(1)の条件では、表層地盤に比較して基盤の剛性が充分高ければ、基盤の地震動もしくは入射波に対する表層地盤の影響は低いであろうし、また(2)の条件では、下方に連続して一樣でなくても地震動の継続時間に比較して地震動の伝播時間が長いと見なせる範囲内で下方に一樣連続な地盤であれば基盤として取り扱ってもよいであろう。前述したように、これらは基盤地震動に対する平面的な普遍性に対する要求と鉛直面内における地震動の取り扱いの柔軟性の要求のいずれに比重を置くかによっても変化してくるものであろう。

次に表6-3-1からわかるように境界面における地震動を基準にした場合の伝達関数は第1層の中では第2層の影響を受けていない。これはある深さから上の伝達関数はそれより下の地盤条件に左右されないということを意味しており、したがって、ある深さにおける地震動がわかっているならば、それより上の応答は下層部の波動伝達特性に関係なく算定することができる。したがってこのような場合には地震動が既知である面に境界を持つ地盤の力学モデルを設定することができ、多重

反射による計算だけでなく、有限要素法等の離散系モデルを使用して解析することもできる。この場合、離散系モデルの下部が見かけ上、剛な境界であっても境界における既知な地震動を入力する場合には、それより下の層への波動逸散効果はすでに含まれており、別に考慮する必要はないことに注意しなければならない。

表 6-3-1 2 層地盤からなるせん断振動による地盤の伝達関数

地 層	地盤位置	地盤の応答変位	第 2 層の入射波に対する伝達関数			第 2 層の地震動に対する伝達関数		
			α	$\alpha = 1$	$\alpha = 0$	α	$\alpha = 1$	$\alpha = 0$
第 1 層	地 表 面 ($x_1 = 0$)	$\frac{2e^{-i\delta}}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}} B_2$	$\frac{2e^{-i\delta}}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}}$	$2e^{-i\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{2}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$
	$x = x_1$	$\frac{2e^{-i\delta} \cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}} B_2$	$\frac{2e^{-i\delta} \cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}}$	$2e^{-i\frac{\omega H}{V_1} \cos \frac{\omega x_2}{V_1}}$	$\frac{2 \cos \frac{\omega_1 x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$
境 界 面	$x_1 = H$ $x_2 = 0$	$2e^{-i\delta} \cos \delta \cdot B_2$	$\frac{2e^{-i\delta} \cos \frac{\omega H}{V_1}}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}}$	$2e^{-i\frac{\omega H}{V_1} \cos \frac{\omega H}{V_1}}$	2	1	1	1
第 2 層	$x = x_2$	$2e^{-i\delta} \cos(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta) B_2$	$2e^{-i\delta} \cos(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta)$	$2e^{-i\frac{\omega H}{V_1} \cos \frac{\omega x_2}{V_1}}$	$2 \cos \frac{\omega x_2}{V_2}$	$\frac{\cos(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta)}{\cos \delta}$	$\frac{\cos \frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos \frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos \frac{\omega x_2}{V_2}}{\cos \frac{\omega H}{V_2}}$

$$\text{註 } C = \cos \frac{\omega H}{V_1}, \quad S = \sin \frac{\omega H}{V_1}, \quad \alpha = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}$$

$$\sin \delta = \frac{\alpha S}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}}, \quad \cos \delta = \frac{e}{\sqrt{C^2 + \alpha^2 S^2}}$$

6-4 基盤地振動の算定予測精度の検討

6-4-1 概 説

基盤地震動を算出するためにはある地震動記録に表層地盤の影響を加味もしくは削除する手続が必要となる。このような操作を多重反射に基づく計算によって行ない、計算により求められた地盤の伝達特性および地中地震動を実測記録と比較することにより基盤地震動算定の予想精度を検討した。対象としたのは地表および地中において同時地震観測の行なわれている川崎市浮島公園、川崎市観音崎および北海道静内橋の3カ所である(4)。この結果の詳細は参考文献(6)にゆずることとし、ここでは川崎市浮島公園の例について示すことにする。

6-4-2 地盤条件の概要および解析の対象とした地震動

浮島公園における地盤の構成は図6-4-1に示すように地表面から地下50m程度までがN値10以下の軟質なシルト層であり、それ以下はN値で60~100程度のよく締まった砂質地盤である(4)。今回の解析の対象として取り挙げた地震動は表6-4-1に示すA、B、Cの3種類で、それぞれに対して地盤の伝達特性に関する検討を行なった後、C地震動記録に対して地表面地震動をもとに地中地震動を計算し実測値との比較を行なった。3種の地震動に含まれる卓越周波数成分はパワースペクトルから地震動記録Aは4~7c/sの範囲にあるのに対して地震動記録BおよびCは0~1c/sの範囲にあり、互いにきわだって特徴のある関係にある。前者は比較的近い距離で発生した小規模な地震、後者は比較的遠方で発生した大規模な地震による記録である。

表6-4-1 解析の対象とした地中地震記録(神奈川県川崎市浮島(NS成分))

地震 記号	発生年月日	震 央				M	最 大 加 速 度(gal)				摘 要
		震 源 地	緯 度	経 度	深 度		地表面	-27m	-67m	-127m	
A	1970. 9. 30	神奈川県東部	35°29'	135°38'	40 ^{km}	4.8	11.8	10.7	5.5	4.3	
B	1972. 12. 4	八丈島東方沖	33°12'	141°5'	5.0	7.2	11.2	14.6	7.4	6.4	
C	1974. 5. 9	伊豆半島 南岸付近	34°34'	138°48'	10	6.9	12.2	9.2	5.0	5.9	

6-4-3 地盤の伝達特性の試算と実測値との比較

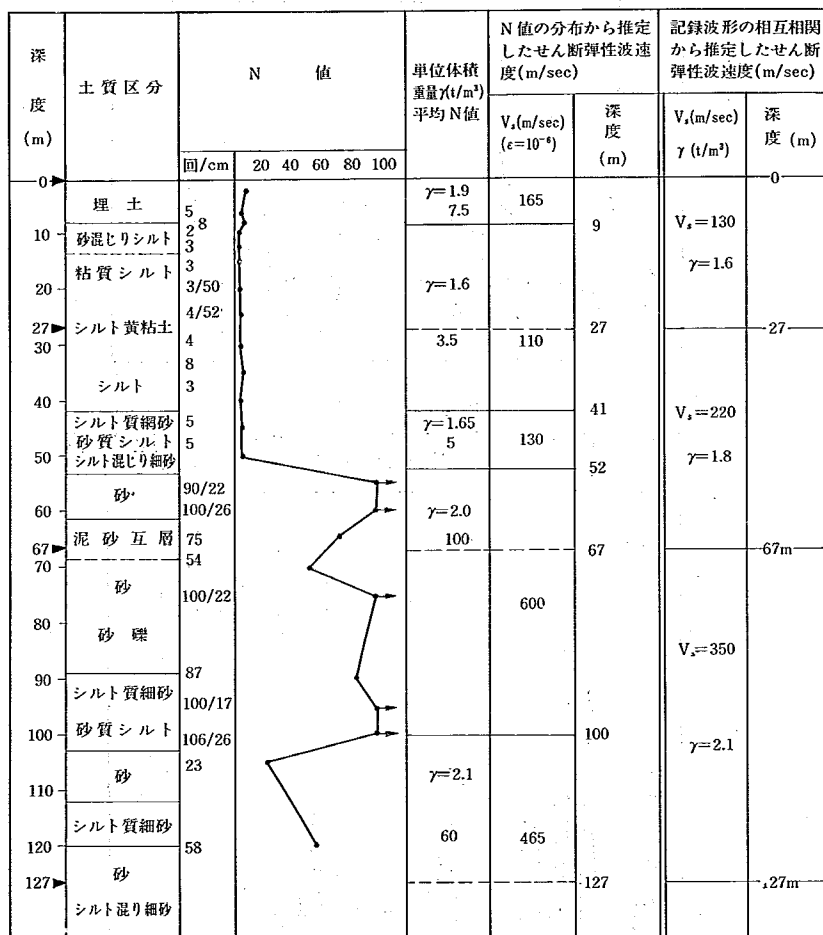
3種類の地震動記録(A, B, C)から計算した観測地点相互間の伝達関数(絶対値)を図6-4-2に示す。地震動に含まれる周波数成分は前述のように3種の地震記録で大きな違いがあるが、これから求められた地盤の伝達特性は同一地点間ではおおむね一定であることがわかる(5)。3種の地震動記録はいずれも地表面における最大加速度が1.5ガル未満の小さなものである。地盤の剛さは一般に地震時に生じるひずみのレベルに応じて著しく変わると言われており、今回の計算の結果で地盤の伝達関数が3種類の地震動に対しておおむね同じになったのは対象とした地震動が同程度の地盤変形を伴ったものであったためであろう。

次に、地盤の伝達関数を計算で求めるために、地盤の剛さをN値の分布をもとに図6-4-1の右側に示すように推定した。この地盤の剛性はひずみのレベルが 10^{-6} 程度の微小な場合に相当する値であり、今回の解析対象としている地震動記録に対してはこの程度のひずみレベルを考えておけばよいと判断した。このようにして計算した伝達関数が図6-4-2に示されている。ここで、計算上の減衰定数は0.02としている。これより0m/27mの間では応答のピークが生じている振動数は良く対応していること、1c/s付近にある応答のピークは計算値と実測値にレベルの差があるが、その他の3.5c/sおよび5.5c/s付近にある応答のピークはおおむね同レベルとなっていることがわかる。次に27m/67mの間では応答のピークが生じている振動数および増幅のレベルとも比較的良く計算によって再現されている。67m/127mの間では、1.5c/s付近の応答のピークは計算によって再現されているが、実測値にはない2c/s付近の応答のピークが計算値に表われているなど計算の精度は全般に27m/67mの場合に比較し劣るようである。伝達関数を求めている2点間の距離が60mと長くなっているため、より精度の高い地盤構成およびその剛さの評価が必要となるのであろう。しかしながら、全体としては計算によって求められた地盤の伝達関数は実測の結果を良く再現していると言って差しつかえないであろう。

6-4-4 地中地震動の試算と実測値との比較

上記の計算によって求められた地盤の伝達関数を用いてC地震動記録の地表面における波形をもとに地中の地震動波形を試算し、これを実測記録と比較した結果を図6-4-3に示す。図中で実線が計算値を、破線が実測値をそれぞれ表わしている。これより、応答の山谷の細部における食い違いを別にすれば、計算値は実測値の全体的な傾向をよく説明しているということができよう。両者の差異は主として短周期成分の波動の再現性にあり、これは解析モデルに地盤の局所的な剛さの変化が充分取り入れられていないことに起因すると考えられる。こうした点はさらに精度の高い地盤調査とそれに基づく地盤定数の設定を行なうことにより改良していくことが可能であろう。

上記の点から見て、多重反射に基づく計算法は基盤地震動を算定するための有効な手法であるといえる。しかし大きな地震動の場合にも等価線形な地盤の剛さの評価法が精度よく適用できるかどうかは今後の課題である。



▶ 印は強震計設置位置

図 6-4-1 土質柱状図の概略 (川崎市浮島公園)

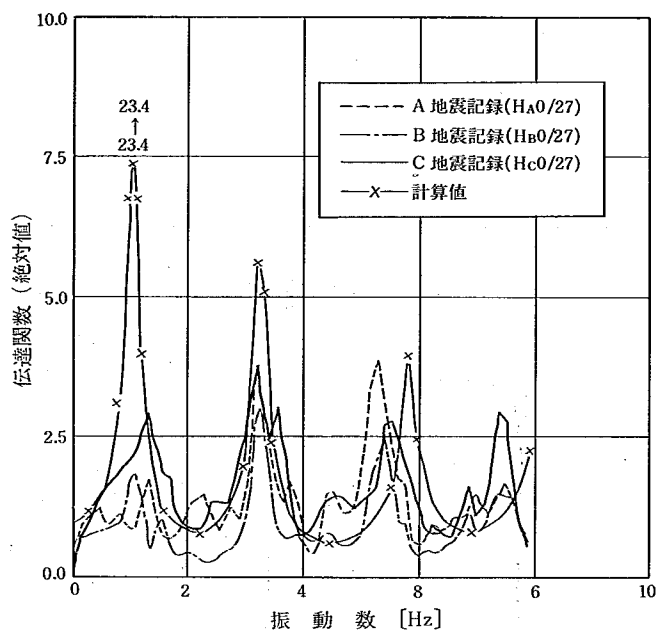


図 6-4-2 (1) 多重反射の計算法によって算定した地中地振動と実測結果の比較
(川崎市浮島公園, 地震動記録, NS成分) 0m/27m

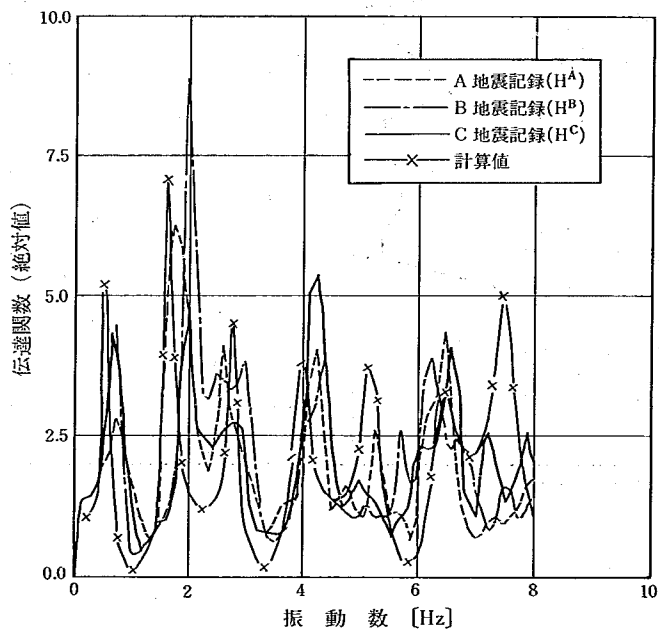


図 6-4-2 (2) 多重反射の計算法によって算定した地中地振動と実測結果の比較
(川崎市浮島公園, 地震動記録, NS成分) 27m/67m

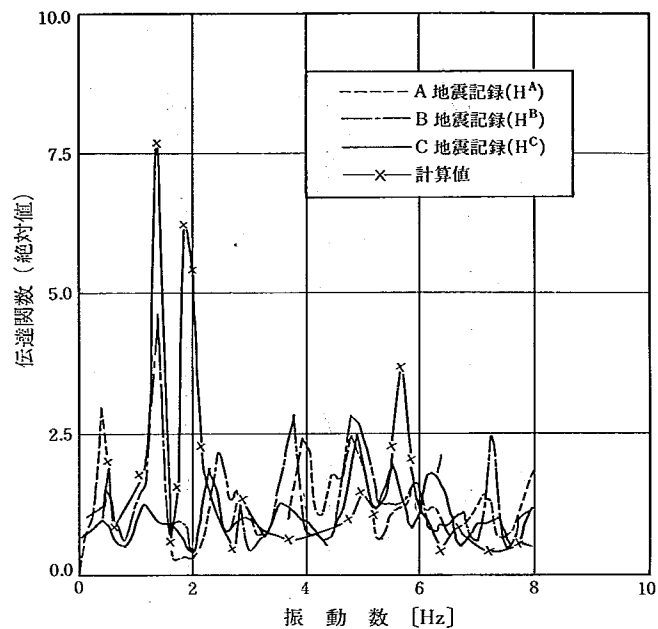


図6-4-2(3) 多重反射の計算法によって算定した地中地震動と実測結果の比較
(川崎市浮島公園, 地震動記録, NS成分) 67m/127m

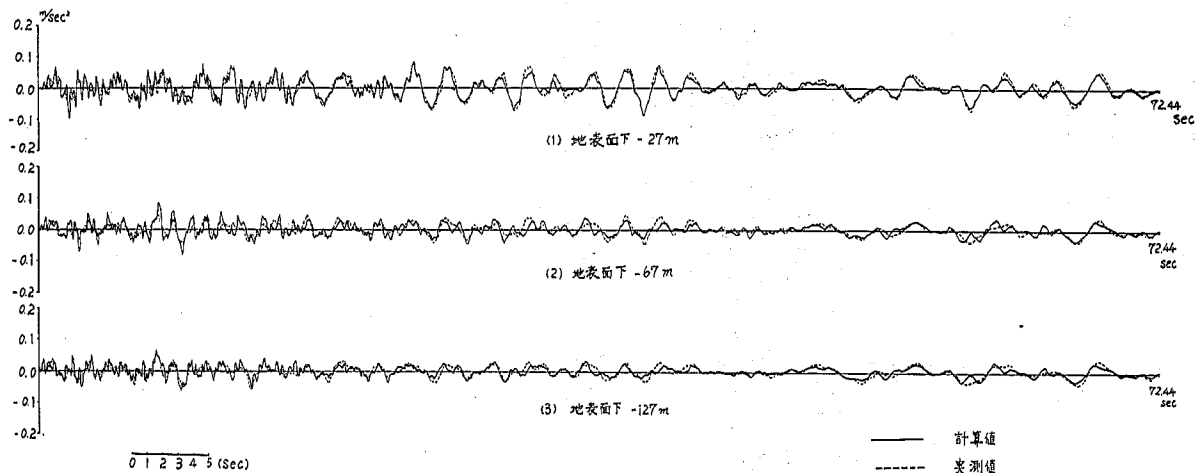


図 6 - 4 - 3 実測された地盤の伝達関数と計算値との比較

6-5 基盤地震動の算定とそれに基づく橋脚の地震 応答の試算

解析の対象とした板島橋は橋長125mの5スパン単純桁橋であり、右岸から2つ目の橋脚の天端に強震計が設置されている(2)。また、地盤上の強震計は高等学校の校庭に設置されており、両者の距離は約400mである。本調査でとり挙げたのは1968年4月1日に発生した日向灘沖地震($M=7.5$)による加速度記録⁽³⁾で、本観測地点までの震央距離はおおよそ100kmであった。地盤上で記録された加速度波形(橋軸に直交方向)およびこれを積分して求めた変位波形は図6-5-1に示すとおりであり、最大加速度は186ガル、継続時間は約4.0秒であった。この加速度波形に含まれる波動成分はパワースペクトルから1.5c/s付近で卓越しているのがわかった。

板島橋では建設時に3本のボーリングが実施され、N値を含む土質柱状図が得られている(2)。これによれば、今回着目している橋脚付近での概略の地盤構成は地表面下10m程度までが平均N値7程度の軟質なローム層であり、それ以深ではN値が約30以上のよく締まった礫層となっている。したがって、地表面下10m付近を境とした地盤の剛さの比は微小ひずみ時において約4倍である。しかしながら、地震時に生じるひずみのレベルは一般に軟質な地盤の方が堅い地盤よりも大きいいため、ひずみ依存性を考慮した強震時における両者の剛さの比はさらに大きくなるであろう。このような場合には地表面下10m以深の地盤における地震動に対する10m以浅の地盤の影響は小さいという理由により、橋脚位置における基盤面を地表面下10mに設定した。

地盤上強震計の設置されている校庭の地盤調査はまだ実施されていないが、板島橋との距離が400m足らずであることから、橋脚位置で地表面下10m付近に表われている礫層が本地点でもゆるやかに続いているものと考えた。この際、板島橋付近のボーリング資料から礫層は校庭の方向に少しずつ深くなっていると推察されたので、本地点における礫層の上面を地表面下20mに仮定しこの面をもって基盤面と見なすことにした。このようにして仮定した基盤面位置は本地点における常時微動の観測結果(地盤の一次卓越振動数が3~4c/sの範囲内にある)ともおおむね符合するものであった。本地点においては実測資料の不足から基盤の設定と表層地盤定数の設定は上記のようにあらい判断を交えたものとなったが、本節は基盤地震動計算の流れの一例を示すということで以下の議論を進めていく。地盤条件に関しては今後確認していくことが必要であろう。

多重反射の計算に従って地表面において実測された加速度波形より算定した基盤地震動は図6-5-2のようになった。図中には参考のために計算のもととなった地表面加速度波形と地表面下10m位置で計算された加速度波形も示してある。絶対加速度は基盤から地表面の間で183gal/134gal ≈ 1.4 倍の増幅度となっている。図6-5-3は基盤面における入射波(上昇波)と逸散波(下降波)を示したものである。入射波の最大加速度は85gal、逸散波の最大加速度は67galであり、入射波に対する逸散波の比をそれぞれの最大加速度で表わすと67gal/85gal ≈ 0.8 となっている。基盤地震動と地表面における地震動の特性の違いを両者の加速度応答スペクトル曲線($h=0.02$)によって比較すると図6-5-4のようになる。表層地盤の一次固有周期に対応する0.35秒付近で両者にはっきりした特性の違いが表われているのが認められる。

次に、前記のようにして算定された基盤地震動に基づいて橋脚の応答を以下のように試算した。

板島橋では基盤は第6-2章の設定条件(i)に従って決められているので、基盤における入射波および地震動の両者を基盤地震動として用いることができる。そこで、本節では後者を用いることにし、図6-5-5に示すような多自由度せん断柱振動モデルによる離散系の解析モデルを設定した。解析の対象とした橋脚は図6-5-6に示す通りであり、これに本橋脚に固定されている1スパン相当分の桁重量を質量に置換して設定したのが図6-5-5に示したモデルである。固有値計算の結果求められた地盤および橋脚の固有振動モードを図6-5-7に示す。なお、ここでは地盤と橋脚はそれぞれ独立した構造系として取扱っている。詳細は参考文献(1)を参照されたい。橋脚の一次固有周期は地盤の1次固有周期とおおむね一致しており、このような両者の基本周期の近接は橋脚に大きな応答を呼び起こすものとなろう。図6-5-6に示した基盤地震動を作用させた場合の地盤および橋脚の応答は図6-5-8に示す通りとなり、その最大値の分布は図6-5-9のように求められた。

6-6 結 論

以上に示した調査試験の結果から以下の結論とそれに基づく今後の問題点が得られた。

(1) 地盤内に表層地盤の影響を受けないかもしくはその度合いの少ない基盤面を想定し、平面的に普遍性のある入力地震動をこの面において規定するという考え方に基けば、2地点間における表層地盤の地震動特性を相互に合理的に比較することができ、同時に地表上の構造物や地中に根入された構造物のいずれに対しても統一した考え方で入力地震動を取扱うことができる。

(2) 基盤として具備すべき条件は以下の2つである。(i)表層地盤に比較して無限の剛性を下方に連続的に有する地盤。(ii)下方に一樣な性質で連続する地盤。ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ普遍性のある基盤地震動と見なすことができる。しかしながら、現実には厳密な意味で上に挙げたような地盤条件に相当する基盤は存在し得ないため、検討の項目や精度との関連において上記の条件をある程度緩和して実際の設計に適用していかなければならない。

(3) 基盤地震動を算出するためにある地震動記録から表層地盤の影響を削除したり、あるいは改めて付加する手続きを加えるためには多重反射に基づく計算法は有効であり、実測された地中地震記録を用いた予測精度に関する検討の結果でも良好な結果が得られた。

(4) 上記の考え方をを用いて板島橋橋脚の地震応答の試算に適用したが、地盤に関する実測資料の不足から基盤の設定と表層地盤定数の決定には今後検討の余地を残した。

(5) 基盤地震動に基づいて表層地層の地震動を算定し、これを作用させて地盤中に根入させている構造物の応答を計算する際には、地盤から構造物に入射されるエネルギーの効果と同時に一度構造物に入った振動エネルギーが再び地盤に逃げ出す効果を考慮する必要のあることがわかった。

参 考 文 献

- 1) 栗林・田崎・木本・市川；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，第6章 耐震性に関する調査試験，土木研究所資料第1088号，建設省土木研究所，昭和51年3月
- 2) 建設省土木研究所：強震計設置構造物概要図（その3），昭和47年3月
- 3) 栗林・岩崎・若月・高木：強震記録のデジタル数値改訂版（その1～その3），土木研究所資料第876号，建設省土木研究所，昭和48年12月
- 4) 岩崎・若林・堀内：地中地震動の観測結果（その1），（その2），土木研究所資料第1103号，建設省土木研究所，昭和51年3月
- 5) 川島・若月：地中地震動に基づく地盤の伝達特性，土木学会第29回年次学術講演会概要集（第1部），昭和49年10月
- 6) 栗林・川島：基盤の地震動に基づく新耐震設計法に関する研究（その1），土木研究所資料第1192号，建設省土木研究所，昭和52年2月
- 7) 栗林・岩崎・龍岡・堀内：土の動的変形特性，土木研究所資料第912号，建設省土木研究所，昭和49年10月
- 8) 栗林・川島・宮田：地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法，土木研究所資料第972号，建設省土木研究所，昭和49年10月
- 9) 栗林・川島・木本・宮田：基礎杭と地盤の動的相互作用に関する実験，土木研究所資料第1039号，建設省土木研究所，昭和50年4月

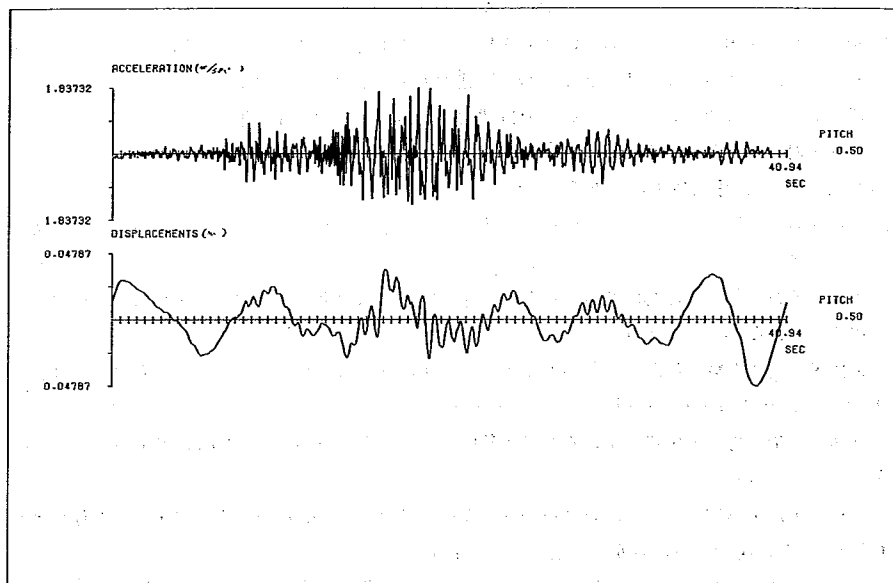


図 6 - 5 - 1 板島橋における地表面上の加速波形とそれより計算した変位波形

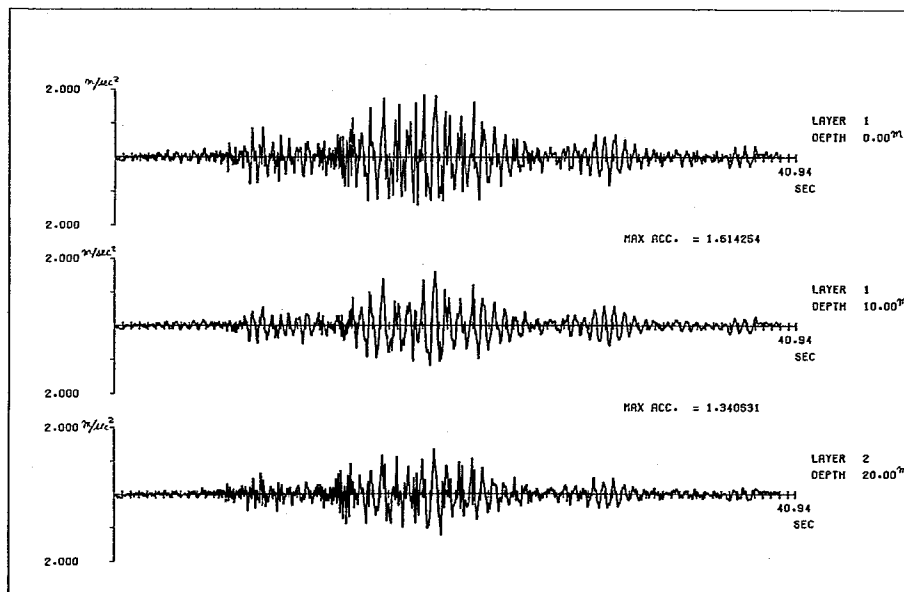


図 6 - 5 - 2 多重反射の計算によって求めた板島橋における基盤地震動

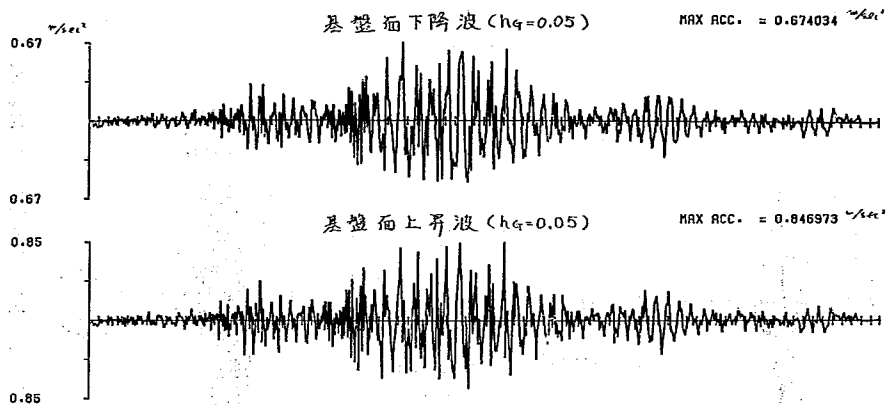


図6-5-3 多重反射の計算によって求めた板島橋の基盤における入射波および逸散波

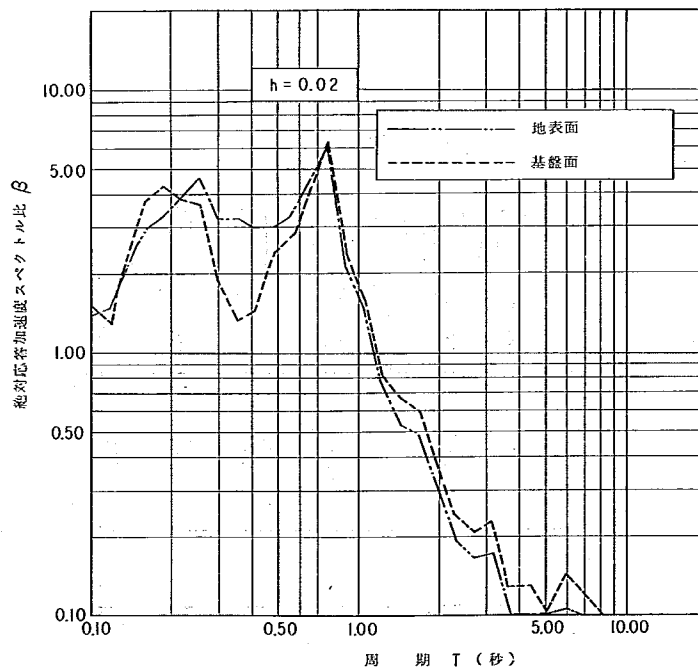


図6-5-4 板島橋における地表面およびそれより計算された基盤面の地震動記録の絶対応答スペクトル曲線の比較 (減衰定数 $h=0.02$ の場合)

[illegible]

図 6-5-6 解析の対象とした板島橋橋脚

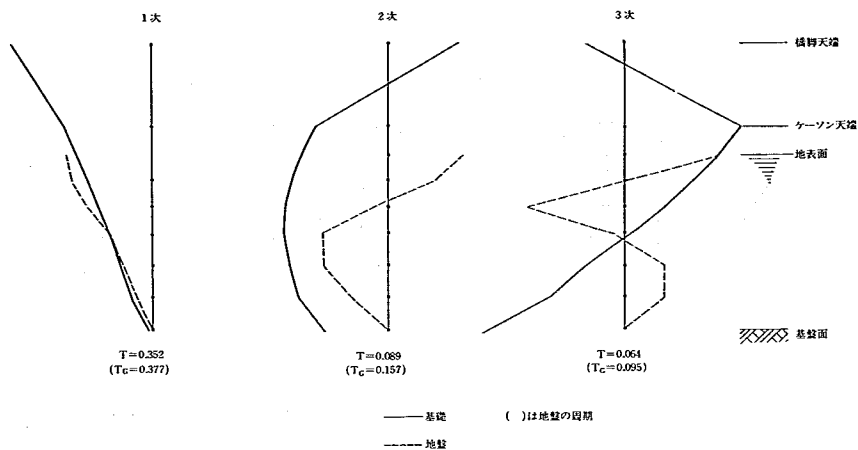


図6-5-7 振動モード図



図6-5-8 橋脚天端応答波形

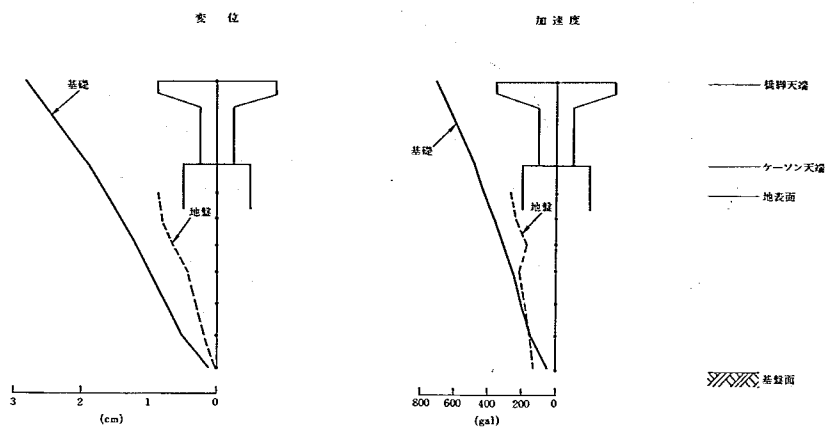


図 6-5-9 最大応答分布図

第7章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室

矢 作 枢

大 志 万 和 也

島 崎 一 男

渡 辺 一 郎

7-1 概 要

本州四国連絡橋の基礎の設計に関連して地盤の設計定数の検討のため、次の2点に関して調査・試験を行なった。

- (1) 神戸層の現位置大型載荷試験に伴う計器埋設用充填材試験
- (2) 剛体基礎のベネ定数に関する実験

7-2 計器埋設用充填材試験

7-2-1 実験の目的

本試験は、神戸市垂水区下畑町住友生命宅造成地内で行なわれた載荷試験に先立ち、荷重の応力状態を計測するための計器をボーリング孔内に埋込む際の充填材を決定するためのものである。したがって荷重が地盤に伝わるとそれに伴って地盤の変形が生じるが、その変形をいかに正確に土中ひずみ計に伝えるかが充填材のよし悪しを決定する。この為、充填材は現地盤の土性によっていろいろ使いわけが必要がある。

表7-2-1 充填材料とその配合比

本載荷試験の現地盤は神戸層と呼ばれる軟岩であり、その地層の構成は黄灰色の色調を呈している泥岩と、淡褐灰色と暗青灰色をした砂岩との2種類である。この軟岩の力学的諸性質の全てに充填材を一致させるのは困難であるので、岩の変形係数 E_{50} に着目して材料を選定した。軟岩のボーリングコアより求めた一軸圧縮試験での E_{50} は砂岩が $6,000\text{kg}/\text{cm}^2$ 、泥岩が $3,000\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。

充填材の材料は次に上げる3種類にしばって各種試験を行なった。

- ① アルミナセメント；珪藻土
- ② 石コウ；珪藻土
- ③ アルミナセメント；フライアッシュ

充 填 材	配 合 比	$E_{50}(\text{kg}/\text{cm}^2)$
石こう+ケイソウ土	1 : 0.2	5,000
	1 : 0.3	3,300
	1 : 0.43	2,000
アルミナセメント + フライアッシュ	1 : 5	5,000
	1 : 6	3,000
	1 : 7	2,000
アルミナセメント + ケイソウ土	1 : 2	5,000
	1 : 3	3,000
	1 : 4	2,000

7-2-2 試 験

まず、上記3材料について、所定の変形係数(E_{50})を得る配合比とワーカビリティを得るための水量の決定のために配合試験を行なった。それと同時に各配合比での力学的性質を調査するため一軸圧縮強度、破壊時のひずみ量を測定した。これらの結果によりその後の試験を行なう材料及び配合比を表7-2-1のように決定した。

表7-2-1に示すような充填材料を載荷試験予定地点から切り出した軟岩の円筒型及びブロックの供試体の中に流しこみ圧縮試験を行ない(図7-2-1)充填材の追従性の比較を行なった。

また、追従性と同時に軟岩と充填材の付着力を調べるために基礎研究室所有の単純セン断試験器でセン断試験を行なった。(図7-2-2)

その他、各種充填材の収縮性の判定のため収縮試験を行なった。

これら作業のフローチャートを図7-2-3に示す。なお、この中で現場試験の方は本州四国連絡橋公団第一建設局で実施された。

7-2-3 実 験 結 果

試験は、当初円筒形供試体とし、フープテンションの影響をできるだけ少なくするため、供試体

表7-2-2 各種ヒズミ計の検出ヒズミ比較一覧表

充填材	配合比 $E_{50}(kg/cm^2)$	埋 込 み/P.G		埋 込 み/D.G		備 考
		SS	Md	SS	Md	
AL +	1:5	0.34		0.23		両端部えん切り
		0.33		0.15		"
	5000	0.29		0.63		小型載荷板(初期値)
		—	—	0.19	—	両端部えん切り
F	1:6	0.27	—	0.11	—	"
		x		0.96		ブロック(両端充填)
	3000					
Se	1:0.2	0.31	—	0.22	—	両端部えん切り
		1.31	—	0.40	—	端部えん切り不完全
	5000	x		0.82		ブロック(両端充填)
+	1:0.3	0.77	—	0.18	—	両端部えん切
		3.1, 4.1	—	0.2, 0.5, 0.72	—	"
	3300	x		0.79, 1.2		ブロック(両端充填)
Ke	1:0.43	0.79, 1.9		0.50, 0.91		両 端 充 填
		1.3, 2.1	0.79, 1.2 0.74, 1.9 1.5	0.59, 1.1	0.15, 0.74 0.91, 1.3	
	2000					
AL	1:2	3.1		0.62		
		0.66		—		"
	5000	0.53		0.26		
+	1:3	1.9 and 1.5	1.2 and 3.9	0.49, 0.24	1.1	
		0.79 and 1.3		0.41	0.58	"
	3000	0.71, 1.0 and 0.33		0.24		
Ke	1:4		1.3, 2.5		0.28, 0.57, 1.0	
	2000		—		—	"

AL; アルミナセメント F; フライアッシュ Ke; 珪藻土 Se; 石こう 埋込み; 埋込み型ヒズミ計
P.G; ペーパーゲージ D.G; ダイアルゲージ SS; 砂岩 Md; 泥岩

の直径／高さ＝1：1とすると共に、応力が供試体→充填材→ひずみ計と伝播することを想定し、供試体上下1cm程度の部分は充填材を打設しなかった。

（アルミナセメント＋フライアッシュ）系、（石コウ＋珪藻土）系の一部について、この方法によったが、全材料とも、埋込みゲージの値はダイヤルゲージの値の50%以下大略20%程度と非常に追従性が悪い（表7-2-2参照）、又供試体と充填材の付着性にも問題があることが判った。この時点で検討した結果次のような問題点があることが判明した。

- ① 供試体の応力状態からみて供試体寸法に問題がある。
- ② フープテンションにより、供試体と充填材とが分離するような力が作用するが、現地地盤においては側圧効果により分離の傾向はおさえられる。
- ③ しかしながら、付着性については更に検討を要する。
- ④ “ひずみ”は供試体の端部で大きく中央付近部で小さくなるから、一般的にはダイヤルゲージひずみ>埋設ひずみ、となる。
- ⑤ 両端部の充填材を除去する必要性はない。

このような検討結果をもとに端部を充填するとともに大型ブロックの作成、供試体周辺部分の側圧効果を期待し、小載荷板を使用し試験を行なった。

これらの結果は表7-2-2に示されているが、円筒形供試体については、ダイヤルゲージと、埋込み型ヒズミ計の検出ヒズミの差は縮まったが、依然として追従性は良くない。

一方、大型ブロック供試体では、試験個数は少ないが埋込みゲージ／ダイヤルゲージ ≥ 0.75 と極めて追従性が良い（図7-2-4、図7-2-5、図7-2-6参照）

この結果から（アルミナセメント＋フライアッシュ）系が（石コウ＋珪藻土）系よりもやや追従性が良いのではなからうかと思えるが、試験個数が少ないため断定はできない。

次に単純セン断試験機を使用した付着力試験の結果について述べる。表7-2-3に示されるように、砂岩に対しては

（石コウ＋珪藻土）系>（アルミナセメント＋フライアッシュ）系>（アルミナセメント＋珪藻土）系

泥岩に対しても

（石コウ＋珪藻土）系 $\geq$ （アルミナセメント＋フライアッシュ）系>（アルミナセメント＋珪藻土）系

表7-2-3 付着力試験結果

E(kg/cm ²)	岩 種	Se+Ke	AL+F	AL+Ke
3000	砂 岩	7 8	4 9	
		7 4	7 2	
		6 8	4 6	
	泥 岩	4 8	4 8 *	
		6 0	4 9 *	
		4 9	4 8 *	
5000	砂 岩	9 0	5 7	4 8
		1 0 2	6 4	4 2
		8 1	—	—
	泥 岩	5 8	5 4	4 1
		4 7	4 9 *	3 4
		5 8	4 5 *	3 6

但し Se：石こう
Ke：ケイソウ土
AL：アルミナセメント
F：フライアッシュ

であり、(石コウ+珪藻土)系が(アルミナセメント+フライアッシュ)系よりもすぐれているといえよう。

また、収縮試験の結果からは両者には差はなく小さい。

一方、充填材自体の破壊ヒズミは、いずれの場合も岩自体($\epsilon_f \div 0.8\%$)よりも小さいが次のようになる。

(石コウ+珪藻土)系	0.4 ~ 0.5 %
(アルミナセメント+フライアッシュ)系	0.3 %前後
(アルミナセメント+珪藻土)系	0.26 %以下

以上の結果から、3種類の充填材の中で、(石コウ+珪藻土)系が最も適していると思われる。

従って、室内試験の結果からは次の配合比を提案する。

石コウ:珪藻土:水 = 1:0.3:1.2 (重量比)

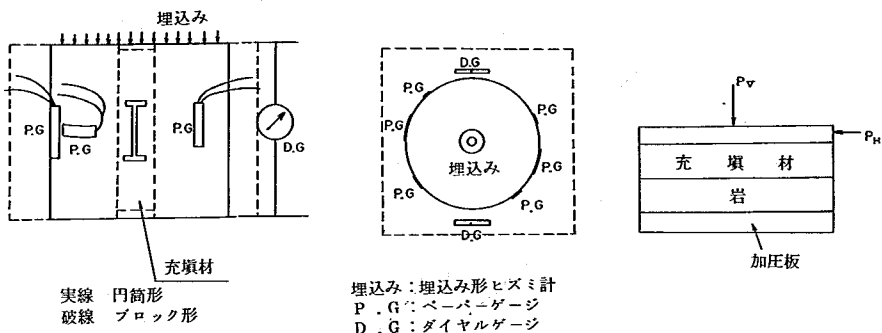


図 7-2-1 追従性比較試験

図 7-2-2 付着性試験

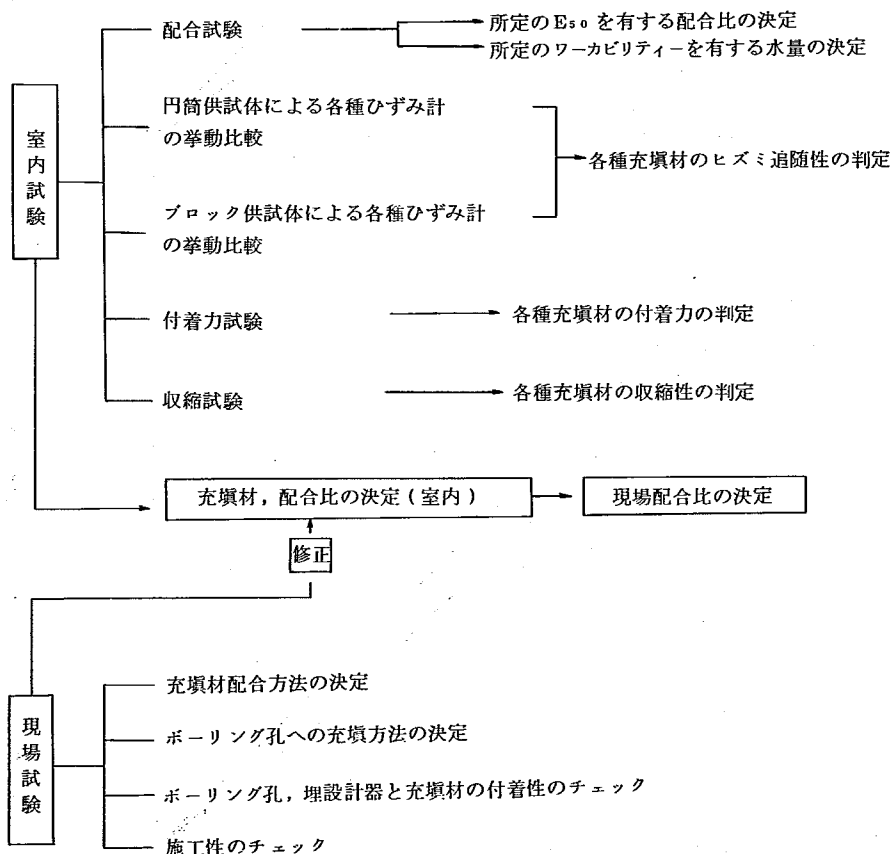


図 7-2-3 充填材試験フローチャート

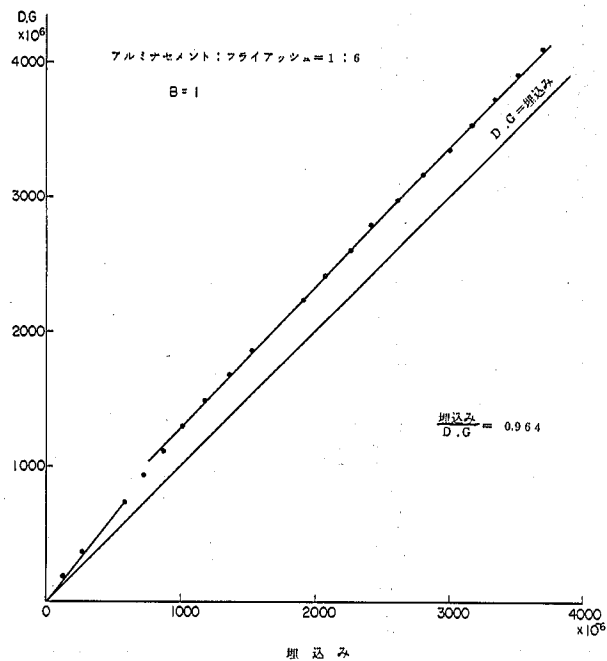


図 7-2-4 ダイヤルゲージ～埋込みヒズミ計

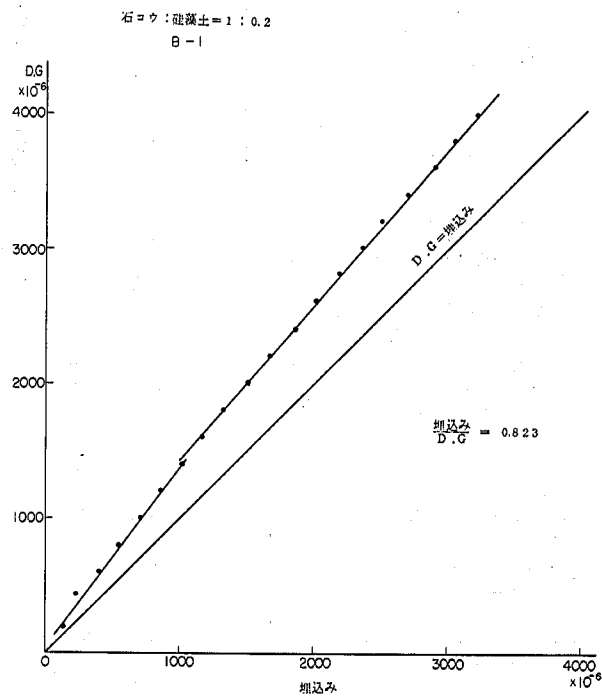


図 7-2-5 ダイヤルゲージ～埋込みヒズミ計

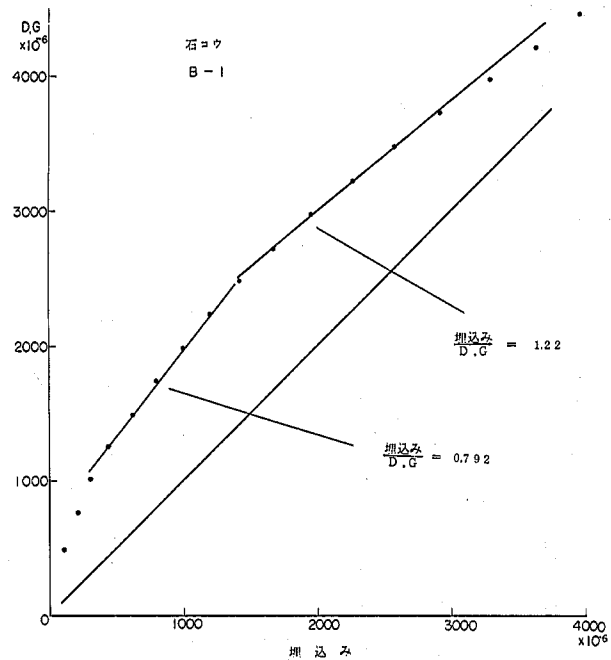


図 7 - 2 - 6 ダイヤルゲージ～埋込みヒズミ計

7-3 剛体基礎のバネ定数に関する実験

7-3-1 実験の目的

剛体基礎の種々のバネ定数（鉛直バネ、水平バネ、回転バネ、せん断バネ）を静的実験で求めるとともに、振動モデルの諸定数と突き合せを行ない振動実験で得られた結果を設計定数に組みこむことを目的として実験を行なったものである。本年度は図7-3-1に示すような種類の実験を行ない、荷重-変位関係を求めるとともに、その内の1ケースについて動的实验と静的定数との関係に着目し、動定的定数の評価の一助とした。

図7-3-1に示す実験A, B, Cの結果から直接的に水平バネ、回転バネ定数を算定すると共に実験D, Eによって別途得たデータ（K値）より、解析的にばね評価を行う。また、実験Fによって得られる共振曲線、位相曲線より、振動モデルの諸定数（動的ばね、減衰定数等）を算定し静的実験結果との関連を求める。

7-3-2 実験手法

実験は土木研究所基礎研究室のピット内に造成した砂地盤に、剛体基礎モデル（ $1m \times 1m \times 3m$ 、鋼製箱 重量 $W=2^{ton}$ ）をセットし、鉛直、水平の方向にそれぞれ単独に載荷する。計測はロードセル及びダイヤルゲージを用い載荷は弾性範囲内での繰返し方法による。鉛直及び水平載荷の方法はあらかじめ設定された最大荷重の範囲内で3回繰返した（図7-3-2）。鉛直方向の最大荷重の設定は砂地盤の地盤定数から弾性限度を推定し、一方、ジャッキとモデルの間の鋼管の耐力を計算し、この両者の最小値から10トンとした。最大水平荷重は地盤の弾性限界を考慮して1トンとした。

7-3-3 解析手法

各ダイヤルゲージごとの“荷重(p)-変位(δ)”グラフから、モデル全体としての“ $p - \delta_H, \delta_V, \delta_\theta$ ”グラフを作成し、モデルの水平バネ、回転バネを求める。

即ち

$$P = (K) \Delta$$

$$P = \begin{pmatrix} H \\ M \end{pmatrix}$$

$$\Delta = \begin{pmatrix} \delta_H \\ \delta_\theta \end{pmatrix}$$

これに対して資料の独立な種類は次の3種類である。

$$M_0 \rightarrow M_0 = V \cdot e \quad H_0 = 0$$

$$H_1, M_1 \rightarrow M_1 = H_1 h_1 \quad H_1 \neq 0$$

$$H_2, M_2 \rightarrow M_2 = H_2 h_2 \quad H_2 \neq 0$$

また、求めるバネ定数(K)は一般に $2 \times 2 = 4$ 次であり

$$(K) = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{pmatrix}$$

したがって独立な資料2組あれば求まる。資料は独立に3組あるのでKは3種類得られる。

その内の1例を具体的に例示すれば

$$\begin{Bmatrix} H_1 \\ M_1 \\ H_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & & \\ & K_{21} & K_{22} & 0 \\ & & & K_{33} & K_{34} \\ & 0 & & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{H_1} \\ \delta_{\theta_1} \\ \delta_{H_2} \\ \delta_{\theta_2} \end{Bmatrix} \quad \text{となる。}$$

各々の実験データより、地盤の水平、セン断、鉛直それぞれのK値を求め、それらの相関関係を検討する。

以上の静的荷重による検討結果を基にして、実験F（図7-3-1）の結果の照査検討を行なう。

振動実験Fからは、共振曲線、位相曲線を基にして

- $F(t) - \Delta(t)$ の関係
- バネ定数 $K(\omega)$ の算定
- 動的バネ定数と減衰定数の評価
- 動的バネと静的バネの関係

について以下検討する。

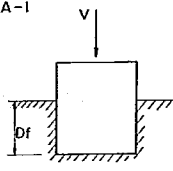
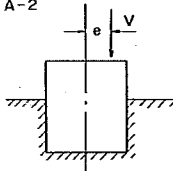
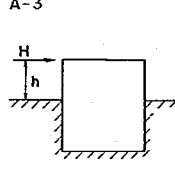
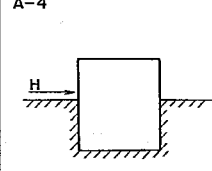
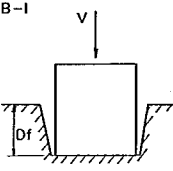
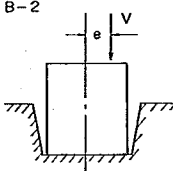
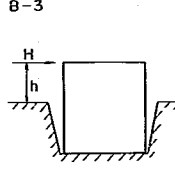
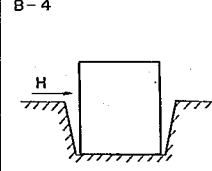
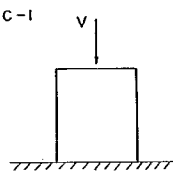
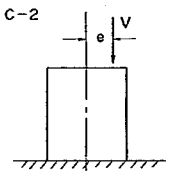
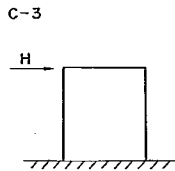
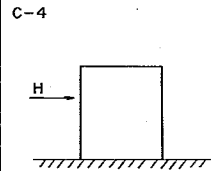
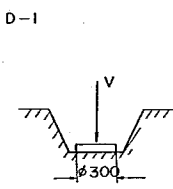
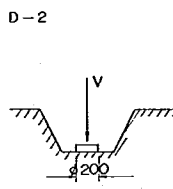
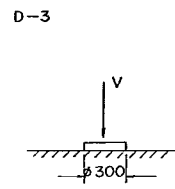
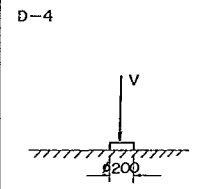
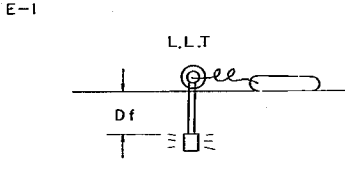
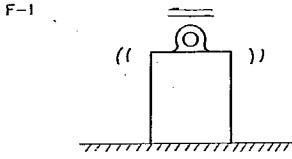
A	A-1 	A-2 	A-3 	A-4 
B	B-1 	B-2 	B-3 	B-4 
C	C-1 	C-2 	C-3 	C-4 
D	D-1 	D-2 	D-3 	D-4 
E	E-1 			
F	F-1 			

図7-3-1 実験の種類

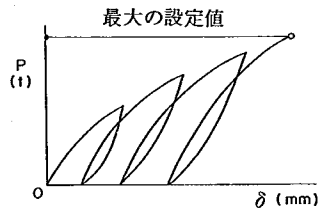


図7-3-2 載荷曲線図

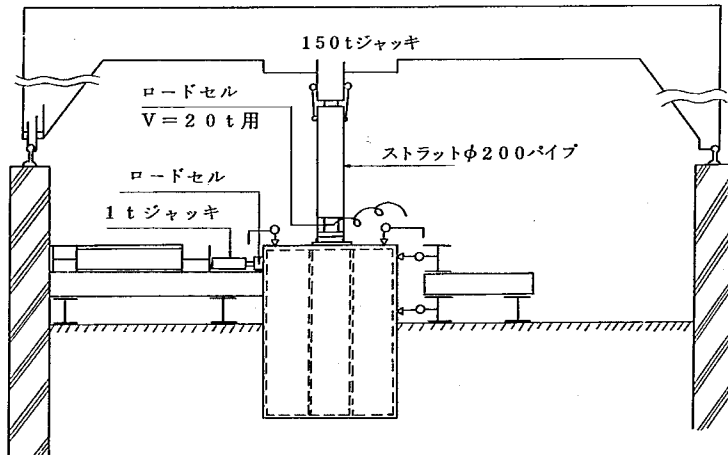


図7-3-3 実験装置概念図

第8章 交通騒音に関する調査試験

交通環境研究室

金 安 公 造

野 中 宏

川 名 万 寿 雄

8-1 概 説

「交通騒音に関する調査試験」では、昨年度に実施した「沿道騒音に対する意識調査と各種評価指標に対する住民意識との対応の解析」を継続して実施するとともに、本年度は、具体的に本四架橋Aルートの舞子地区の道路交通騒音の推定作業に着手した。

道路と新幹線鉄道との騒音評価については、昨年度の調査で得た騒音の各種評価量と騒音被害意識アンケート結果を用い、騒音レベル(1要因)、受音点環境(7要因)および受け手の個人要因(11要因)の合計19要因について、道路と新幹線鉄道併行区間および新幹線鉄道単独区間について、数量化理論Ⅰ類による検討を行った。

これらの検討の結果、騒音被害意識の説明要因としては騒音評価量のみでなく、前述の環境要因あるいは個人要因を考慮した方が、相関が良くなることが判った。

舞子地区の道路交通騒音推計に関しては、この地区全体の模型実験が、別途本四公団から(財)小林理学研究所に委託されており、1/40および1/100のスケールモデルによる音響伝搬特性の実験が行われている。現在までの結果によれば、防音対策はかなりの効果があることが明かにされている。

当研究室では、上記の模型実験では明らかにできない舞子陵地区に計画されているトンネルからの放射音の影響を検討するために、トンネル坑口からの放射音に関する基礎的実験を無響室において実施中である。すなわち、円形、半円形および矩形のスケールモデルを用いて、坑口からの距離減衰、放射指向特性等を調査するとともに、回折理論およびこれまでに発表されている近似式等との対比を試みた。

8-2 道路と新幹線鉄道との騒音評価

昨年度、道路と新幹線鉄道との併行区間、道路単独区間、新幹線単独区間の3区間において、騒音実測と被害意識アンケート調査とを行い、各種評価量と騒音被害意識の対応を求めたが、対象とした区間の立地条件、騒音レベルの求め方等幾つかの問題点があり、あまり良い回帰が得られなかった。したがって、今年度は昨年得た調査結果を用いて、このような条件では、騒音レベルも含めどのような要因が被害意識にどの程度寄与するのかということを求めるために、数量化理論Ⅰ類による検討を試みた。

要因としては、騒音源要因として、F1.各評価量で示された騒音レベル、受音点環境要因として、F2.住居構造、F3.建築年数、F4.航空写真から読み取った遮蔽物の状況（有無）、F5.住宅密集度、F6.住宅立地環境分類、F7.居室数、F8.防音設備の有無、また受け手の個人要因として、F9.年令、F10.健康状態、F11.老人同居、F12.幼児同居、F13.在宅時間、F14.居住年数、F15.地域開発に対しての意識、F16.交通問題に対する意識、F17.自治会町内会役員経験、F18.PTA役員経験およびF19.住民運動経験をあげた。

以上の要因により、地区別に数量化理論Ⅰ類による被害意識への寄与度を求めた。道路と新幹線鉄道併行区間についての結果を表8-2-1、新幹線鉄道単独区間の結果を表8-2-2に示す。

併行区間では、騒音レベルのウェイトが大きくなっているが、新幹線単独区間では、騒音レベルに加え、住宅立地環境分類のウェイトが高く、さらに、住宅密集度、建築年数等が比較的ウェイトがあり、これらの影響も無視し得ないことが判る。すなわち、この調査では、特に騒音レベルを屋外でのレベル測定で求めたことから（このような広地域、長時間を対象とする場合、屋内測定は困難である。）、各サンプルに与える騒音量の誤差が予想されるし、またその誤差への寄与および直接被害意識への寄与として前述の要因があげられる。

次に、同様の要因について、それらの組み合わせにより、被害意識の実測値と推定値との重相関係数がどのように変化するかを求めた。新幹線単独区間について、騒音評価量（F₁）としてL₅₀を用いたものが図8-2-1であり、NNIを用いたものが図8-2-2である。すなわち、全要因を用いることによって重相関係数が比較的高くなり、特にL₅₀の場合には騒音レベルの寄与度の少ないことが判る。

表 8-2-1 数量化Ⅰ類による被害意識の要因分析(併行区間)

説明要因	カテゴリー	ノーマライズ カテゴリー ウェイト	カテゴリー ウェイト	偏相関係数
騒音レベル	1. $\bar{x}+2d$ 以上	-0.30777	0.39559	0.450
	2. $\bar{x}+2d \sim \bar{x}+d$	-0.1458	0.5578	
	3. $\bar{x}+d \sim \bar{x}$	-0.1900	0.5136	
	4. $\bar{x} \sim \bar{x}-d$	0.1113	0.8149	
	5. $\bar{x}-d \sim \bar{x}-2d$	0.0740	0.7776	
	6. $\bar{x}-2d$ 以上	0.4309	1.1426	
住居構造	1. 木造	-0.0059	0.0	0.040
	2. 木造モルタル	0.1081	0.1140	
	3. 鉄筋	0.0574	0.0633	
建築年数	1. 昭和20年以前	0.0278	0.0	0.158
	2. 昭和21年～昭和38年	0.0700	0.0422	
	3. 昭和39年～昭和45年	-0.0526	-0.0804	
	4. 昭和46年以降	-0.1043	-0.1321	
遮蔽物の位置 (有無)	1. 完全遮蔽	-0.0398	0.0	0.068
	2. 不完全遮蔽	0.0570	0.0968	
	3. 遮蔽なし	0.0304	0.0093	
住宅密集度	1. レベル1.(密)	-0.0430	0.0	0.134
	2. レベル2.(普通)	0.0377	0.0806	
	3. レベル3.(疎)	-0.0034	0.0396	
住宅立地環境分類	1. 住宅地	0.0555	0.0	0.094
	2. 商業地・工業地	0.1008	0.0452	
	3. 農林地	-0.0459	-0.1014	
居室数	1. 1室	0.4567	3.0	0.237
	2. 2室	-0.0557	-0.5124	
	3. 3室	-0.0910	-0.5477	
	4. 4室	-0.1031	-0.5598	
	5. 5室	-0.1261	-0.5827	
	6. 6室	0.0104	-0.4463	
	7. 7室	-0.0190	-0.4757	
	8. 8室	-0.0750	-0.5317	
	9. 9室以上	0.1676	-0.2891	
	10. 無回答	-0.0062	-0.4629	
防音設備の有無	1. している	0.4645	0.0	0.162
	2. とくにしていない	-0.0128	-0.4773	
年令	1. 20才～29才	-0.0448	0.0	0.123
	2. 30才～39才	0.0550	0.0998	
	3. 40才～49才	0.0711	0.1160	
	4. 50才以上	-0.0359	0.0089	
健康状態	1. よい	-0.0400	0.0	0.137
	2. 普通	0.0023	0.0423	
	3. 悪い	0.2003	0.2402	
	4. 無回答	-0.1576	-0.1176	
老人同居	1. いる	0.0118	0.0	0.028
	2. いない	-0.0078	-0.0195	
幼児同居	1. いる	0.0354	0.0	0.009
	2. いない	-0.0117	-0.0471	
在宅時間	1. 10時間以下	0.1432	0.0	0.112
	2. 10～15時間	0.0428	-0.1004	
	3. 16～20時間	0.0513	-0.0918	
	4. 20時間以上	-0.0460	-0.1892	
居住年数	1. 昭和20年以前	-0.0131	0.0	0.141
	2. 昭和21年～30年	-0.0741	-0.0610	
	3. 昭和31年～35年	0.0017	0.0148	
	4. 昭和36年～40年	0.1039	0.1170	
	5. 昭和41年～45年	0.0333	0.0464	
	6. 昭和46年以降	0.0722	0.0853	
	7. 無回答	0.0824	0.0955	
地域開発に対しての 意識	1. 開発に重点をおく	-0.0799	0.0	0.102
	2. 自然保護に重点をおく	0.0500	0.1299	
	3. どちらともいえない	-0.0695	0.0102	
交通問題に対しての 意識	1. 自動車を規制する	0.0662	0.0	0.114
	2. 道路網の整備をする	-0.0349	-0.1010	
	3. どちらともいえない	-0.0192	-0.0854	
自治会町内会役員 経験	1. ない	-0.0175	0.0	0.114
	2. ある	0.1131	0.1306	
PTA役員経験	1. ない	-0.0052	0.0	0.045
	2. ある	0.0615	0.0667	
住民運動経験	1. ない	0.0032	0.0	0.007
	2. ある	-0.0645	0.0677	

表 8-2-2 数量化Ⅰ類による被害意識の要因分析（新幹線単独区間）

説明要因	カテゴリー	ノーマライズ カテゴリー ウェイト	カテゴリー ウェイト	偏相関係数
騒音レベル	1. ㊦+2d以上	0.2594	-0.1443	0.452
	2. ㊦+2d~㊦+d	0.2250	-0.1787	
	3. ㊦+d~㊦	-0.1203	-0.5239	
	4. ㊦~㊦-2d	-0.1980	-0.6017	
	5. ㊦-d~㊦-2d			
	6. ㊦-2d以上			
住居構造	1. 木造	-0.0130	0.0	0.125
	2. 木造モルタル	0.1046	0.1177	
	3. 鉄筋	-0.1446	-0.1315	
建築年数	1. 昭和20年以前	-0.1390	0.0	0.313
	2. 昭和21年~昭和38年	0.2004	0.3394	
	3. 昭和39年~昭和45年	-0.0939	0.0451	
	4. 昭和46年以降	0.1077	0.2467	
遮蔽物の位置 (有無)	1. 完全遮蔽	-0.0307	0.0	0.115
	2. 不完全遮蔽	-0.0824	-0.0517	
	3. 遮蔽なし	0.0366	0.0674	
住宅密集度	1. レベル1(密)	0.0945	0.0	0.237
	2. レベル2(普通)	0.0584	-0.0361	
	3. レベル3(疎)	-0.1454	-0.2399	
住宅立地環境分類	1. 住宅地	-0.1968	0.0	0.403
	2. 商業地・工業地	-0.1413	0.0555	
	3. 農用地	0.1523	0.3491	
居室数	1. 1室	-0.0116	0.0	0.310
	2. 2室	0.0792	0.0908	
	3. 3室	-0.1295	-0.1180	
	4. 4室	0.0864	0.0980	
	5. 5室	-0.0080	0.0036	
	6. 6室	-0.0453	-0.0337	
	7. 7室	0.2725	0.2841	
	8. 8室	0.1108	0.1224	
	9. 9室以上	-0.3822	-0.3706	
	10. 無回答			
防音設備の有無	1. している	0.2819	0.0	0.110
	2. とくにしていない	-0.0059	-0.2878	
年令	1. 20才~29才	-0.1668	0.0	0.275
	2. 30才~39才	-0.0561	0.1108	
	3. 40才~49才	0.0973	0.2641	
	4. 50才以上	0.1524	0.3192	
健康状態	1. よい	-0.0601	0.0	0.188
	2. 普通	-0.0008	0.0594	
	3. 悪い	0.1936	0.2537	
	4. 無回答			
老人同居	1. いる	-0.0830	0.0	0.166
	2. いない	0.0613	0.1443	
幼児同居	1. いる	0.0118	0.0	0.005
	2. いない	-0.0043	-0.0161	
在宅時間	1. 10時間以下	0.1212	0.0	0.247
	2. 10~15時間	-0.1293	-0.2506	
	3. 16~20時間	0.1439	0.0227	
	4. 20時間以上	0.0120	-0.1093	
居住年数	1. 昭和20年以前	0.0268	0.0	0.275
	2. 昭和21年~30年	0.1734	0.1466	
	3. 昭和31年~35年	-0.0591	-0.0860	
	4. 昭和36年~40年	-0.0724	-0.0993	
	5. 昭和41年~45年	0.0991	0.0722	
	6. 昭和46年以降	-0.1695	-0.1964	
	7. 無回答			
地域開発に対しての 意識	1. 開発に重点をおく	-0.1580	0.0	0.261
	2. 自然保護に重点をおく	0.1013	0.2593	
	3. どちらともいえない	-0.0287	0.1293	
交通問題に対しての 意識	1. 自動車規制する	0.0354	0.0	0.074
	2. 道路網の整備をする	0.0031	-0.0323	
	3. どちらともいえない	-0.0529	-0.0883	
自治会町内会役員 経験	1. ない	-0.0009	0.0	0.008
	2. ある	0.0032	0.0041	
PTA役員経験	1. ない	0.0114	0.0	0.082
	2. ある	-0.1000	-0.1114	
住民運動経験	1. ない	-0.0075	0.0	0.086
	2. ある	0.1480	0.1555	

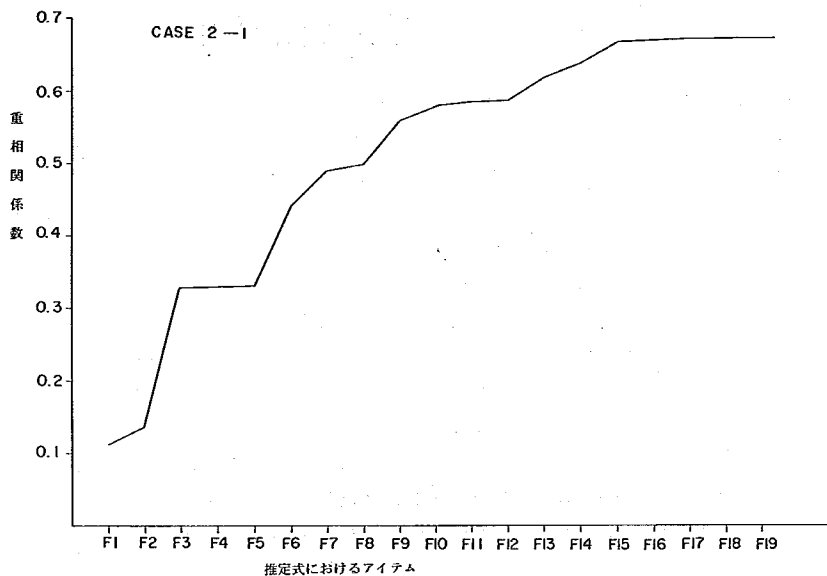


図8-2-1 騒音評価量(F1)としてL50を用いた時の各要因による重相関係数の変化

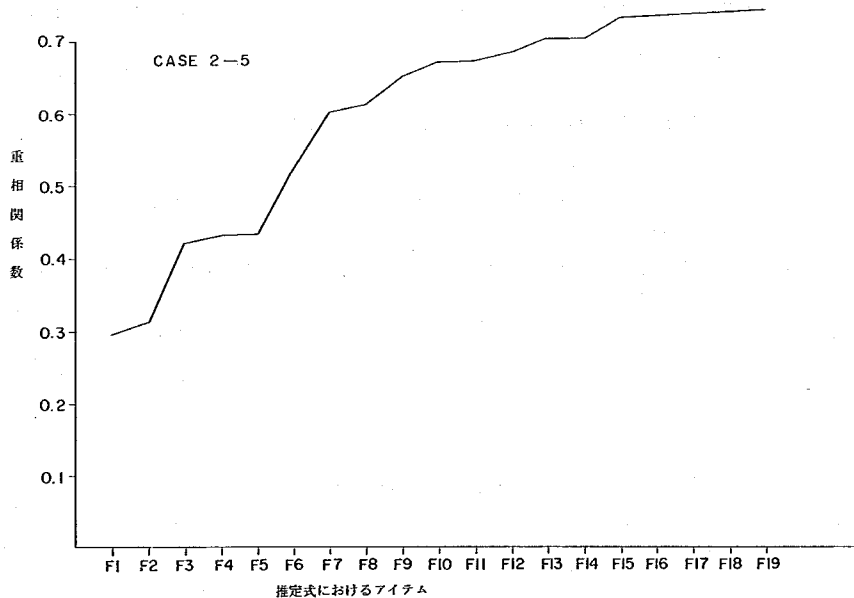


図8-2-2 騒音評価量(F1)としてNNIを用いた時の各要因による重相関係数の変化

8-3 舞子地区騒音推計

8-3-1 概 要

今年度の研究内容としては、本四架橋Aルート of 舞子地区の騒音推定がある。舞子地区全体の道路交通騒音の推定については、別途、本四公団から財団法人小林理学研究所に模型実験が委託されており、当研究室は、そのうち舞子陵地区のトンネル坑口からの放射騒音の推定を担当している。トンネル坑口からの騒音の推定については8-4で述べる。

道路交通騒音の予測に関しては、昭和50年2月、社団法人日本音響学会から一般的な予測計算方法が発表されており、道路関係において広く実用に供されている。しかし、この方法は交通条件あるいは道路周辺条件が比較的単純な場合に限定されており、地形の起伏が多いようなところでは適用が困難である。また、予測の範囲も道路からほぼ100m以内とされている。

舞子地区では、道路が地上約60mの高さに計画されており、したがって騒音の影響する範囲も広く、500~1,000m程度の範囲について推定する必要がある。また、この地区は地形の起伏がかなりあるので、前述の日本音響学会の推定計算方法をそのまま適用することはできない。したがって、以下に述べるようなスケールモデルによる模型実験による方法が採用されている。

8-3-2 模型実験の考え方の手順

模型実験の一般的な考え方の手順を表8-3-1に示す。

また、この手順に基づいた具体的な舞子地区の騒音推定の基本的手順は表8-3-2の通りである。

8-3-3 舞子地区の騒音推計に関する問題点

(1) 高架構造の反対側からの回折音

海上部で高いクリアランスを取るため、海岸に近い地点では地上高約60m程度の高架橋となる。これまでの予測計算方法で対象となっている高架橋は、10~15m程度であるが、この地点のように60mに近い高架橋の場合は、対象とする受音点の反対側からの音の廻り込みが考えられる。この問題は現在では、理論的な取扱いは困難な問題の一つとなっている。

(2) 遠方への騒音の伝搬

前述のように、高い高架橋のため遠方への騒音の伝搬が問題となり、100m以遠についても推定する必要がある。

(3) 地形の起伏

前述の日本音響学会で発表している予測計算方法は、受音点の地上高は地上1.2mの場合に限られている。受音点の地上高が高い場合には、予測計算方法で用いられている地上1.2mの時の補正值 α_i をそのまま用いることはできない。1.2mよりも高い場合の補正值 α_i について、社団法人日本道路協会が51年3月に提案した値は、実測値との対応が必ずしも充分ではないので、現在、日本音響学会で実測値との対応から検討中である。また舞子地区の場合、地上1.2mの受音点であって

も、音源の位置が高いので、日本音響学会の α_i をそのまま適用することができないし、また、地形の起伏があるので、音源から受音点までの伝達経路の特性に応じて、予測計算の補正係数 α_i を考慮する必要がある。

8-3-4 模型実験の概要

(1) 音源

非干渉性線状音源：自動車が無断なく走行する道路を線状音源に置き換える。この実験では、いくつかの仕切ったカーテンレールにパチンコ玉を入れて、前後に動かすことによって、非干渉性の線状音源としている。

(2) 音圧レベルの測定

道路交通騒音の平均的スペクトルを縮尺比に応じてシフトアップしたスペクトルの実験音（騒音レベル dB (A) に相当する。）を測定する。

(3) 騒音レベルの算出

基準点の音圧レベルを 0 dB として相対的レベル分布を測定し、一方与えられた交通条件（交通量、速度、車種構成）から計算される基準点の騒音レベルから、任意点の騒音レベル（dB (A)）を計算で求める。

例えば、交通条件から基準点の騒音レベルが 80 dB (A) と計算されれば、模型実験の結果、基準点に対する相対音圧レベルが -10 dB の地点は騒音レベルが 70 dB (A) であるとする。

(4) 実験

以下の 3 ケースについて、実験中である。

- a) 未対策の場合
- b) 遮音壁 4 m を設置した場合
- c) 遮音壁 5 m + 先おれ 3 m の場合

結果は、別添（省略）のとおりである。

表 8-3-1 模型実験の考え方の手順

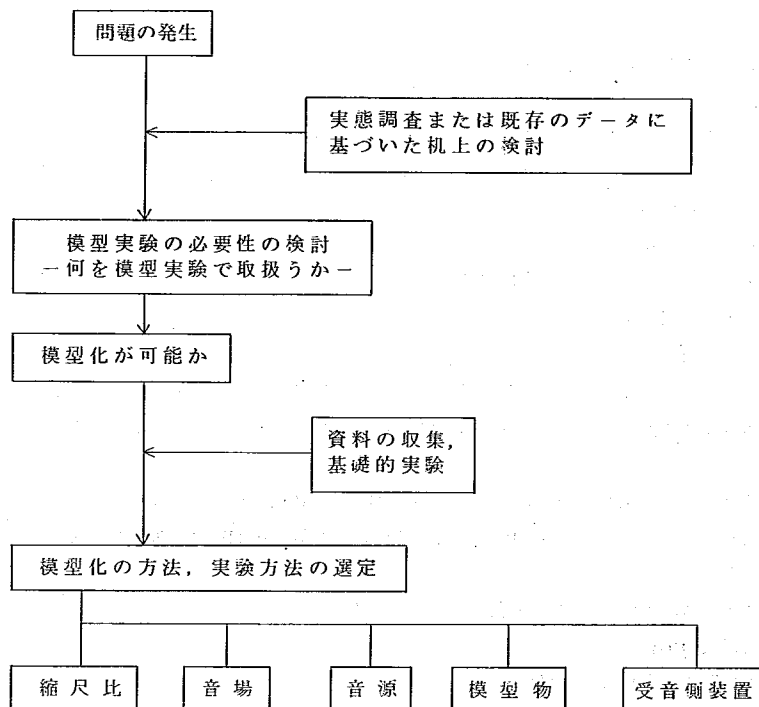
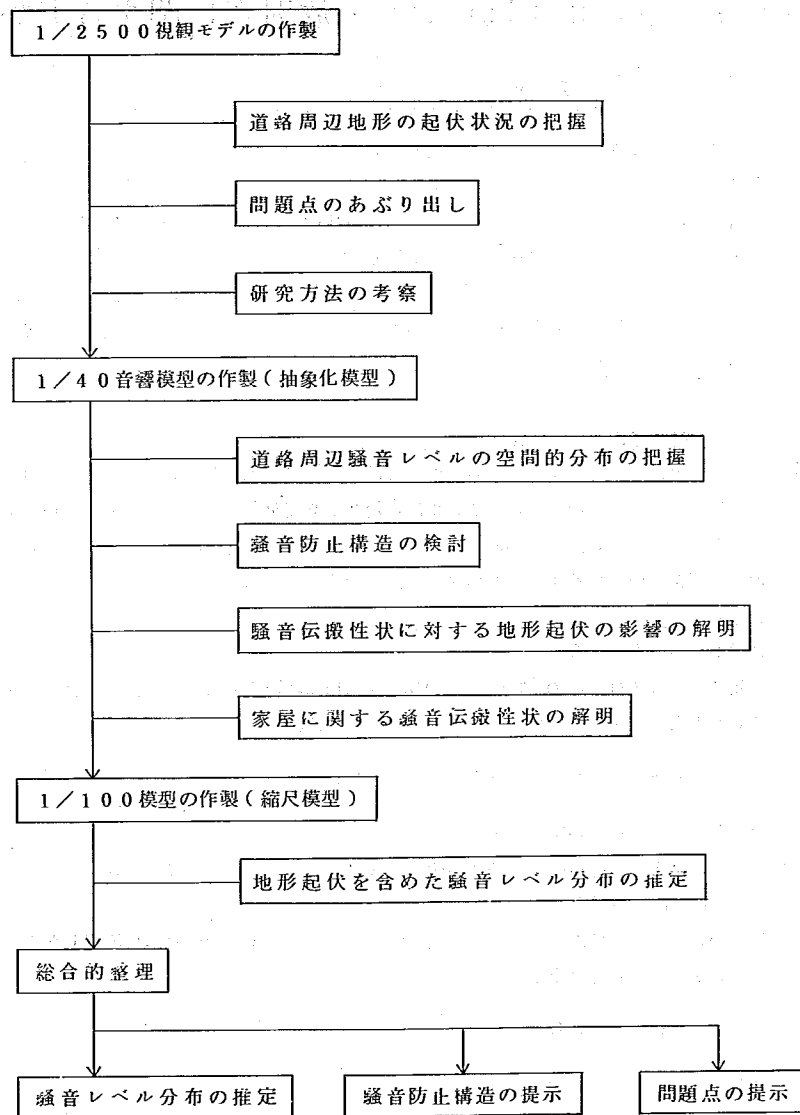


表 8-3-2 舞子地区騒音推定の基本的手順



8-4 トンネル坑口からの放射音に関する実験

8-4-1 実験概要

主として、トンネル坑口からの騒音放射特性を把握するために、無響室において、円形、半円形、矩形のトンネル縮尺模型を用い音響模型実験を行った。

音源として、ツイータをトンネル内に置き、トンネル軸方向および坑口から幾つかの距離で円周方向に、 $\frac{1}{4}$ インチコンデンサマイクロホンによって音圧の連続測定を行った。模型断面および実験ブロック図を図8-4-1および図8-4-2に示す。

得られたトンネル内およびトンネル坑口からの距離減衰性状、坑口からの放射指向特性およびそれらのトンネル断面形状、坑口背面擁壁による影響等について、幾つかの計算方法によるものと対比も含め、検討を行った。

8-4-2 計算解析

測定値の読み取りは、軸上音圧距離減衰についてはレベル変動に合せ、5, 10, 20 cm間隔に0.5 dB単位とし、円周方向のものについては、角度10度毎に、やはり0.5 dB単位で0~140度の間とした。なお、直接読み取ったものと、急激な変化分を目測によって平均化して読み取ったもの(以後推定値とする)との2種求め、以下の検討を行った。

(1) パワーレベルの算出

i) 音源が坑口にある場合

使用スピーカ(ONKYO TW-7S MKII)の指向特性より軸上50 cmにおける音圧レベルSPLから、(1)式によってパワーレベルPWLを求めた。

$$PWL = SPL + 20 \log_{10} r + 11 \dots\dots\dots (1)$$

ただし r : 音源からの距離(m)

すなわち、 $PWL(10KHz) = 90.5 \text{ dB}$, $PWL(20KHz) = 85.5 \text{ dB}$ である。

ii) 音源が坑内にある場合

音源が、トンネル坑内にある場合の開口面のパワーレベルは、開口面で測定した音圧レベルより、(2)式によって算出した¹⁾。

$$PWL = SPL + 10 \log_{10} S \dots\dots\dots (2)$$

ただし S : 開口面の面積

すなわち、音源が坑口より25 cm内部にある場合の開口面のパワーレベルは、

$PWL(10KHz) = 89.4 \text{ dB}$, $PWL(20KHz) = 85.9 \text{ dB}$ であり、50 cm内部にある場合には、 $PWL(10KHz) = 90.9 \text{ dB}$, $PWL(20KHz) = 81.4 \text{ dB}$ である。

(2) トンネル坑口周辺における騒音分布の近似式

トンネル坑口より放射される音の強度分布を、Fresnel-Kirchhoffの回折理論と残差

場の理論を適用し、坑口の放射指向特性とした、久野ら²⁾の近似式を用いて、坑口周辺の騒音分布を求めた。

すなわち、トンネル内の音場を残響的とし、坑口にさまざまな方向を有する不規則な波動が到達するものと仮定し、次式を求めている（図8-4-3参照）。

$$\langle I(r, \alpha) \rangle = \frac{\langle J \rangle}{4} \int_0^{2\pi} \rho d\varphi \int_0^{2\pi} \frac{1}{|r - \rho|^2} \left(\frac{1}{3} + \cos \theta + \cos^2 \theta \right) \dots \dots \dots (3)$$

ただし $|r - \rho|^2 = r^2 + \rho^2 - 2r\rho \sin \alpha \cos(\varphi - \chi)$, $\cos \theta = r \cos \alpha / |r - \rho|$ である。

この求積の結果を $\hat{\Delta} (= r/a)$ の逆数で展開すると(4)式が得られる。

$$\begin{aligned} \langle I(\hat{\Delta}, \alpha) \rangle = & \frac{\pi}{4} \langle J \rangle \left\{ \frac{1}{\hat{\Delta}^2} \left(\frac{1}{3} + \cos \alpha + \cos^2 \alpha \right) + \frac{1}{\hat{\Delta}^4} \left(\frac{1}{6} + \frac{3}{4} \cos \alpha + \cos^2 \alpha - \frac{1}{3} \sin^2 \alpha \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{15}{8} \cos \alpha \sin^2 \alpha - 3 \cos^2 \alpha \sin \alpha \right) + 0 \left(\frac{1}{\hat{\Delta}^6} \right) \right\} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

ここで $\langle J \rangle$ は、坑口での強度である。J は先に求めたパワーレベルより次式で得られる。

$$PWL = 10 \log_{10} \frac{J}{10^{-12}} \dots \dots \dots (5)$$

(3)式で得られた結果より、(6)、(7)式を用いて、各点の音圧レベルが求められる。

$$I = \frac{P_e^2}{\rho C} \dots \dots \dots (6)$$

$$SPL = 20 \log_{10} \frac{P_e}{2 \times 10^{-5}} \dots \dots \dots (7)$$

ただし、 P_e : 各点の音圧 (N/m^2), ρC : 固有音響抵抗 ($= 415 \text{ Kg/m}^2 \cdot \text{S}$)

(3) 回折減衰による推定

坑口付近に、微小な点音源が集した面音源があるものと仮定して、それぞれの微小部分から放射される音について、側壁での回折減衰を考慮して、各点の音圧レベルを求めた。各微小点のパワーレベル PWL_n は次式で求められる。

$$PWL_n = PWL_T - 10 \log_{10} M \dots \dots \dots (8)$$

ただし、 PWL_T : 面音源のパワーレベル, M : 分割微小点総数である。

この微小点音源よりの距離減衰および回折減衰を考慮しての各点における音圧レベル SPL_n は次式で求められる（図8-4-4参照）。

$$SPL_n = PWL_n - 11 - 20 \log_{10} (\overline{SR}) - \Delta L_d \dots \dots \dots (9)$$

ただし、回折減衰量 ΔL_d は次式を用いる。

$$\Delta L_d = 10 \log_{10} (0.2 + N) + 13 \dots\dots\dots 00$$

ただし、 $N = 2 (\overline{SO} + \overline{OR} - \overline{SR}) / \lambda$ 、 λ : 波長

求められた各微点音源よりの音圧レベル SPL_n を加算することにより、受音点での音圧レベル SPL_T が求まる。

8-4-3 実験結果

得られた結果のうち、基本的な円形断面のものについて、以下に要約する。

(1) 音源が坑口にある場合

トンネル軸方向における坑口からの距離減衰を、10 KHz および 20 KHz について示したものが図 8-4-5 であり、同様に、坑口中心軸より、受音角 60 度方向について距離減衰を求めたものが図 8-4-6 である。図中直線は、音源のパワーレベルをもとに描いた、点音源としての理論減衰（-6 dB / 倍距離）である。10 KHz、20 KHz とともに、これらの範囲では、音源スピーカの指向性を考慮したパワーレベルに対応した逆二乗則が成り立っている。すなわち、トンネル中心軸より、受音角が 0 ~ 80° 程度の範囲では、坑口に音源がある場合、これを点音源とみなし得るようである。

(2) 音源が坑内にある場合

音源が坑内にある場合の一例として、坑内 50 cm に音源がある場合の軸上音圧の距離減衰を示したのが図 8-4-7 であり、同様に、中心軸より受音角 50 度における距離減衰を示したものが図 8-4-8 である。また、10 度おきの受音角について、放射指向特性の形で求めたものが図 8-4-9 (1) および (2) である。距離減衰については、測定値および実測からの推定値（前述）と、久野らの近似式との対応を求めており、指向特性については、さらに回折減衰を考慮しての計算値との対応という形で表示している。

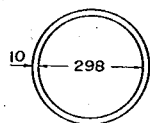
まず、軸方向の距離減衰は、坑口から 20 cm 以遠の減衰性状は、両者（測定値と計算値）がほぼ対応しているが、絶対レベルは、測定値が計算値より 3 dB 程小さくなっており、パワーレベルのとり方に問題があるようである。50 度方向の距離減衰については、10 KHz、20 KHz とともに、ほぼ計算値と推定値が対応している。

坑口からの放射指向特性についてみると、距離 40、60 cm では、受音角 60 度程度までは、測定値が、久野らの近似式と比較的良好に対応しているが、受音角が 60 度より大きくなった場合、および距離が 80、100 cm となった場合には、あまり良い近似が得られない。受音角が大きくなると計算値が大きくなる傾向を示している。

次に、微点音源について回折減衰を考慮して求めた計算値との対応を求めると、仮想面音源を坑口から 3.9 cm までの距離に設定した計算では、推定値に近い傾向が得られたが、更にトンネル奥に仮想面音源を設定すれば、より一致するものと思われる。

参 考 文 献

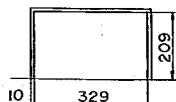
- 1) : 中野有朋 : 騒音源のパワーレベルの使用上の注意点, 日本音響学会誌, Vol 31, No 4, 1975
- 2) : 久野和宏, 池谷和夫 : 建造物開口部からの騒音伝搬について, 日本音響学会講演論文集, 1974. 10



(塩化ビニール)
(1) 円形断面



(アクリル)
(2) 半円形断面



(アクリル) 単位%
(3) 方形断面

図 8-4-1 模 型 断 面

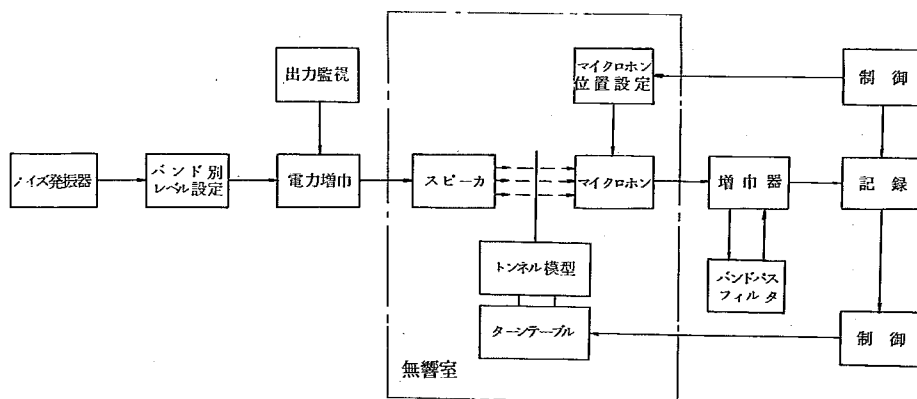


図 8-4-2 模型実験ブロック図

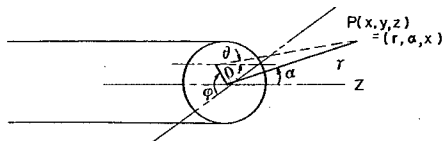


図 8-4-3 トンネル開口部の座標

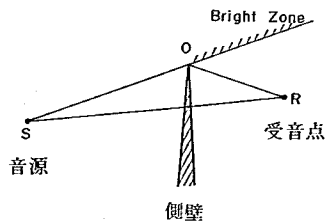


図 8-4-4 側壁の断面と騒音の伝搬

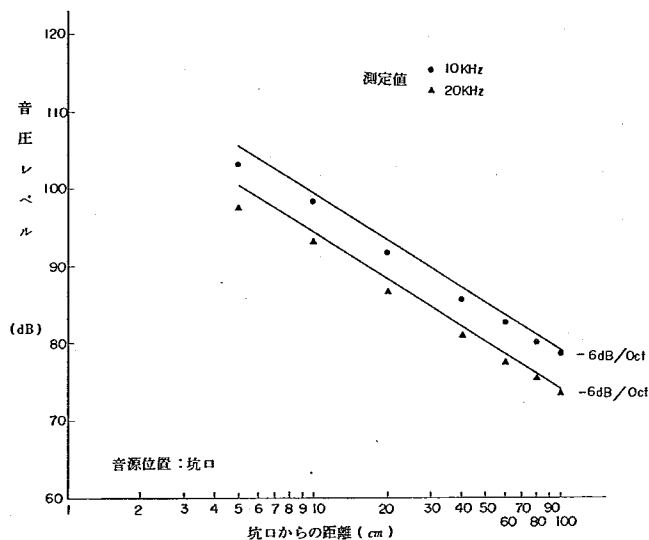


図 8 - 4 - 5 坑口からの軸上音圧の距離減衰(1)

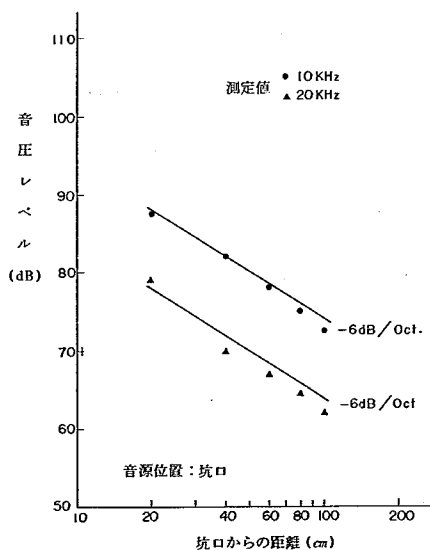


図 8 - 4 - 6 受音角 60 度における坑口からの距離減衰

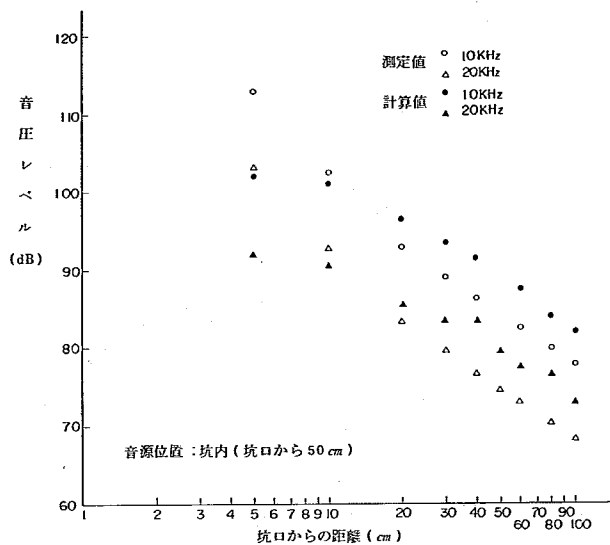


図 8-4-7 坑口からの軸上音圧の距離減衰(2)

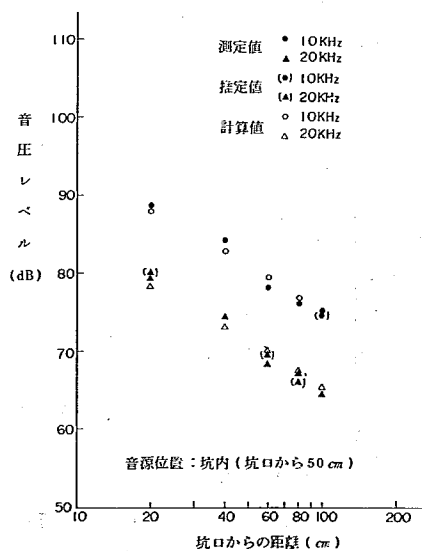


図 8-4-8 受音角 50 度における坑口からの距離減衰

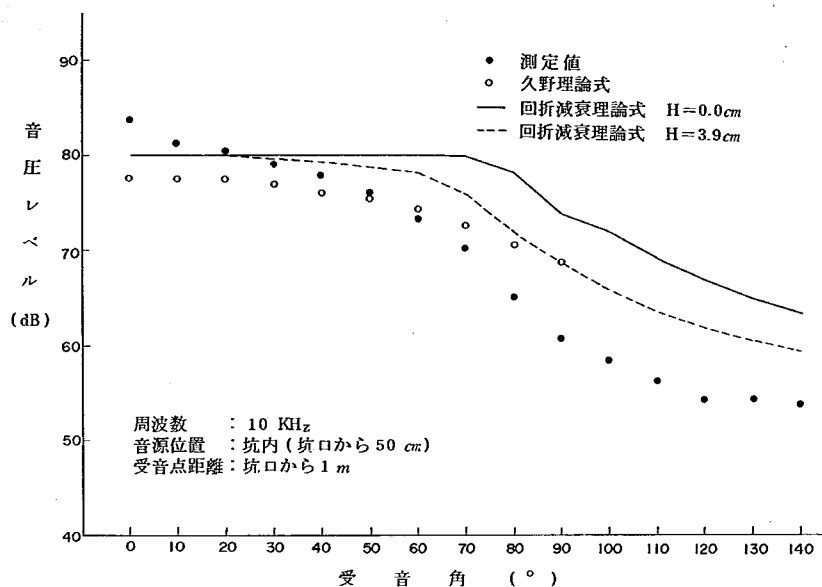


図 8-4-9 (1) 坑口からの放射音の指向特性(1) (H : 仮想面音源の坑口からの距離)

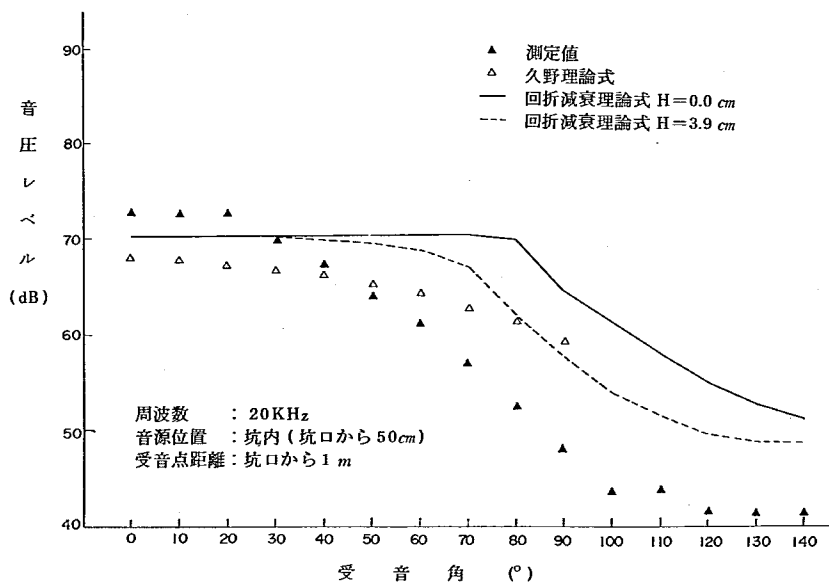


図 8-4-9 (2) 坑口からの放射音の指向特性(2) (H : 仮想面音源の坑口からの距離)

第9章 海中工事による汚濁に関する調査試験

海岸研究室

橋 本 宏

宇 多 高 明

9-1 ま え が き

本四架橋にともなう海中工事においては、海底掘削によって汚濁が発生し、拡散されることが予想される。海中工事による汚濁を予測するために49年度より調査を開始し、50年度においてはグラフによる汚濁発生量を模型実験によって調べ、また数値計算による汚濁解析についても検討した。この結果、模型実験によって汚濁発生量が総重量の数パーセントであることを明らかにした。しかしながら、付着量の評価や相似則などに問題が残されていた。

本年度においては、汚濁発生量について更に詳細な検討を加えるとともに、工事予定地点の備讃瀬戸海域における汚濁の拡がりについて数値モデルを用いた予測を行った。

9-2 模型実験による汚濁発生量の検討

模型実験は縮尺効果を調べるために寸法の異った模型（縮尺：1/100, 1/50, 1/20 の3種）を用いて行った。実験装置の形状や実験方法等の詳細な点は前報と同様であるのでここでは省略する。

9-2-1 付 着 量

引揚時及び投下時に発生する浮遊土砂量の最大値は、グラフ内外面に付着する量によって制限を受けるので、まず第一に付着実験を行って付着量を調べた。

最初にグラフの高さと体積・面積の関係を調べることによってグラフの掘削深(h)と掘削体積(V)及び接触面積(S)との関係を求めた。

一方、カオリンは海底面からの深さとともに付着力が変わる。これを調べるために鉄板を所定の深さまでカオリン中に差し込み、土を乱さぬように鉛直に引きぬいて鉄板に付着したカオリンを採取し、炉乾燥後の重量を秤量した。この一例を示したのが図9-2-1である。深さが増加するとともに単位面積当たり付着重量は増加している。

さて、まず1/50のグラフについて考察する。グラフ掘削深(h)と接触面積(S)の関係はすでに明らかであり、またhに対応する付着量が調べられているので、この両者より総付着量を計算することができる。計算を行なうとともに掘削深を変えた実験を行ない、計算値と実験値の比較を行ったが

図9-2-2である。図中、黒丸が実験値、白丸が計算値である。なお付着量を掘削深 h の関数ではなく、全掘削量(W_T)の関数として表示してある。計算値から W_T を求めるには掘削深 h ～掘削体積 V の関係から V を求め、これに 0.62 (gr/cc) を乗ずることとした。この 0.62 (gr/cc) という値は水底にあるカオリンを約 $50, 100, 130$ cc の大きさの容器に取り、中味を炉乾燥して求めた値である。図-2によれば、計算値と実験値はかなり良い一致をみていることがわかる。

次に $1/20$ グラフ(開放型)によってほぼ満杯となる掘削を行って整理したのが図9-2-3である。ただし、図中黒丸は実験値、白丸は鉄板付着実験値を生そのまま使用して得た計算値、□印は鉄板付着実験の平均曲線から求めた計算値である。掘削量の小さい場合も参考のため示してある。

この場合も $\times$ 計算値と実験値は良い一致を示している。

次に相似則について考察する。各縮尺のグラフのいずれによっても満杯となるような掘削を行うものとする。グラフの幾何学的スケールを S とすると、付着面積は S^2 に比列するから付着量 W_{ad} は $S^2 \times 0.62$ によって与えられる。したがって $S \propto W_T^{1/3}$ であるから、

$$W_{ad} \propto (\text{単位面積あたり付着量}) \times W_T^{2/3}$$

となると考えられる。図9-2-4の白丸は $1/20, 1/50, 1/100$ のグラフ模型を用いた付着実験の結果を示したものである。

ところで、カオリンの付着力は深さとともに変るから同じ満杯掘削量といっても各縮尺毎に異なるので、この点の修正をする必要がある。この修正は次のようにして行う。まず各縮尺ごとの掘削量の平均値をもとめ、これを 0.62 (gr/cc) で除すると掘削体積がわかるから各グラフの($h-V$) 曲線によって掘削深 h を逆算する。掘削深 h に対応する単位面積あたり付着量を考慮して図9-2-4の実験値の修正を行う。このようにして求めた付着量の平均値が図中の黒丸である。図よりカオリンの付着が深度によって異なることを考慮に入れるならば模型と原型の換算が容易にできることは明らかである。

更に、グラフの接触面積を用いた計算値も実験値と一致することがわかる。

以上のことから、付着量は対象土砂の深さによる付着力変化を知ることが最も重要であり、グラフに付着する量はグラフ形状をもとにして計算から求められることが結論される。

9-2-2 浮上時発生量

浮上時に発生する量を測定するため、水中においてグラフ内に砂またはカオリンを充填したのち、グラフ嚙合部からもれる土砂のないようテープによって封をして引揚げ、グラフ上部から流出する量を測定した。浮上時に発生する土砂の殆んどはグラフ内の土砂の表面を流下する水が洗うことによって生ずるので、開放型グラフの場合のみの実験を行った。いいかえれば、密閉型グラフの最大の利点は、浮上時の流出土砂を極めて減少せしめることにある。

観察によれば、土砂がカオリンの場合、極めて流出しやすく、グラフ上端より上にあるカオリンは浮上時に全て流出して、カオリン上面は水平面を呈することがわかった。これは引揚速度 $7, 20, 30$ cm/sec のいずれの場合にも認められた現象である。このことから、対象土砂が軟らかで流動しやすい場合には、掘削してグラフを閉鎖した時点でグラフ上端以上に盛り上った土砂の全

量をもって浮上時に発生する流出土砂量(W_{LS})とすれば良い。

グラブ操作方法が同一で、グラブの土中へ入り込む深さのグラブの寸法に対する比率が同じであるならば、グラブ上端以上に盛り上った土砂量の全掘削土量に対する比率は一定である。いいかえれば、 W_{LS} は W_T に比例するのである。

図9-2-5はカオリンの場合について1/20, 1/50, 1/100 の開放型グラブに満杯の掘削を行った結果である。 $W_{LS}=0.04W_T$ の関係が成立していると言えよう。

対象土砂が砂の場合、引揚速度が大きい場合、 W_{LS} と W_T は比例する傾向があるが、引揚速度が小さくなると必ずしもそうとは考えられない。この点を確かめるために1/20のグラブを用い、浮上前後の側面図を写真にとり、グラブ内土砂表面の形状の変化を観察、測定した。

グラブ内の土砂面の水平となす角度は浮上前後で表9-2-1のように変化した。ただし浮上時の角度はグラブ上端に近い部分のみから求めている。

したがって引揚速度が小さい程、グラブ内の土砂は静止状態での安息角に近い値をとることが明らかで、これが流出土砂の減少をもたらしている。

1/20グラブの場合の W_{LS}/W_T の引揚速度による変化を示したものが図9-2-6である。実線は平均値を、破線は最大値を結んでいる。平均的には引揚速度に比例して W_{LS} が増し、最大値は引揚速度が大きくなるにつれて頭打ちに近くなる。

表9-2-1 浮上前後の土砂面傾斜角

(1/20の場合)

	引揚速度7 cm/S	20 cm/S	30 cm/S
浮上前	28.4°	28.1°	27.7°
浮上後	21.9°	18.3°	17.4°

流出前後で表9-2-1のように土砂表面の形状が変化することから、流出水はまずグラブ下端に近い所を洗い流し、次いで上方への影響を拡げて行くと推定される。流速が小さければ、洗い出される率は小さく、したがって崩壊が完成しないままに終ることになる。引揚速度が大きいと流出量が大きく、崩壊は完全に近い形で生ずるので W_{LS} の値は頭打ちに近くなるのであろう。

完全な崩壊の形状の寸法に較べてグラブの寸法が小さければ、引揚速度の大小にかかわらずそのグラブ内での崩壊後の形は大きく変化しないことになるであろう。

この結果小さなグラブでは満杯掘削という条件下では W_{LS} の値は一定値に近くなり、大きなグラブでは引揚速度の大きいもの程 W_{LS} は大きくなる。ただし大グラブでの W_{LS} の最大値は引揚速度に関係しないことになる。

図9-2-7はこの推論を裏づけている。小さなグラブでは僅かの差はあるが引揚速度の効果はほとんどなく、グラブが大きくなる程この効果がきいていることがわかる。また最大値は土砂の崩壊形状から決まり、最大のものはグラブ上端付近での浮上後の角度をもつ直線で切取ったものに対応する。したがってこの崩壊面形状は模型縮尺によって殆んど変化しないから W_{LS}/W_T の比も模型縮尺によつては変化しない。図9-2-7より W_{LS} の最大値に対して、

$$W_{LS} = 0.075 W_T$$

として良いことがわかる。

9-2-3 水切り時発生量

グラフが空中で水を切っている状態での流出土砂を測定する実験は2種類行った。

実験(その1)は1/20, 1/50, 1/100の開放型グラフを用い、グラフ締切り方法は手で閉鎖する方法(方法-1)によった。引揚速度は水表面をグラフが横切る浮上時に流出土砂が観察では認められない程の低速とした。水切り時の流出はグラフの噛合せ部に生じている間隙から生ずる。

この結果を示したのが図9-2-8である。図中縦の点線は左より各々、1/100, 1/50, 1/20のグラフ上端すれすれまで砂が存在する時の重量を示している。

上端までの体積はそれぞれ10.5 cm³, 88 cm³, 1200 cm³であった。水底にある土砂の単位体積重量をカオリンの場合と同様に約50 cc, 100 cc, 130 cc 採取して炉乾燥ののち、1.6 gr/cm³と決定した。この値を用いると、上端までの体積に対応する砂の重量は、17 gr, 141 gr, 1920 grであってこれが図中の縦の点線に対応している。この点線より左側ではグラフが満杯となっていないことになる。たとえば、 $W_T=100\sim140\text{ gr}$ の付近に注目すると W_T が減少するば W_{LA} が増すように見える。すなわち、 W_{LA} 発生量は、グラフ内に存在する水量によって左右されている様な印象を受ける。この点を明らかにするため、グラフ内の水量(グラフ内土砂の上表面よりグラフ上端までの体積をしめる水量)を求め、これと W_{LA} との関係を調べた。この一例が図9-2-9に示す通りである。これは1/20グラフに対するものであるが、他の縮尺のものもほぼ同様な傾向を示し、全体としては W_{LA} は各縮尺毎にほぼ一定であるとなることができよう。

実験(その2)はバケット間隙からの流出量を流出完了後のバケット内土砂の表面形状との関連において調べたものである。表面形状は例えば図9-2-10のように噛合せ部に対応する所で極小値をとり、左右に行くにしたがって盛り上ったのち、傾斜して下っていく。またグラフ側面に直角な方向にはdのオーダーで表面の低下が生じている。したがって d^2h は水切り時に生じた流出量と比例していると考えられる。この関係の一例が図9-2-11である。 d^2h と W_{LA} が密接に結びついていることがわかる。また $2d/h$ は流出後に生じた斜面の勾配である。この平均値は表9-2-2の通りであった。

表9-2-2 1/50 模型での水切り時流出後の形状

	全 閉 型	開 放 型
締切方法1	$\bar{x} \pm \sigma$ 1.04 ± 0.36	0.72 ± 0.32
締切方法2	1.06 ± 0.25	0.31 ± 0.11

密閉型の模型に比較し、開放型の模型の噛合せは、締切り方法によって支配されることが大きかった。密閉型は構造が強固であるが、開放型は上部が開いているため力を加えるとグラフが変形して、その結果噛合せ部の間隙が狭くなるからである。

このため密閉型ではより強力な締切方法2を使用しても $2d/h$ の平均値は変わらず、バラツキが入る効果しかなかった。

これに反し、開放型ではより強力に締めつけるほど流出状態が影響を受けた。間隙が狭くなるため水平方向への影響が小さくなり d が減少する結果となったのである。このようなことから、水切り時において最も注意すべき点は如何にして締切り方法を再現するかという事につきてであろう。

さて、実験（その1）では、 $1/20$, $1/50$, $1/100$ の模型をすべて方法-1によって行った。したがって締切り力はすべて同一であった。このことは、このような方法での実験では締切り力に関しては相似則が成立しておらず、小さい模型ほど相対的に大きな力で締められ、間隙が小さくなったと考えられる。間隙が小さくなると流出の影響によってグラフ内の土砂表面が低下する範囲を示す d の値がまず大きく変化する。それ故、他の項の効果よりも水平的な拡り d^2 の影響を受けるから実験（その1）においては、

$$W_{LA} \propto d^2 \quad \text{と考えられる。}$$

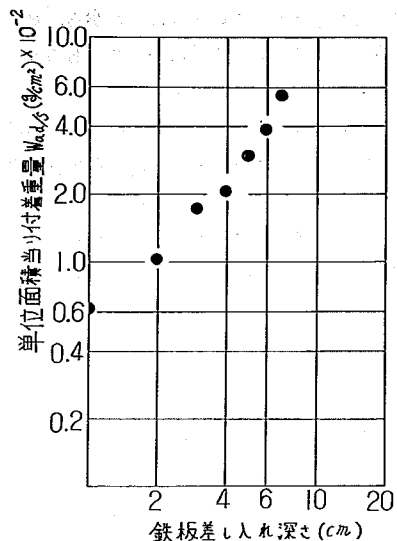


図9-2-1 付着重量の変化

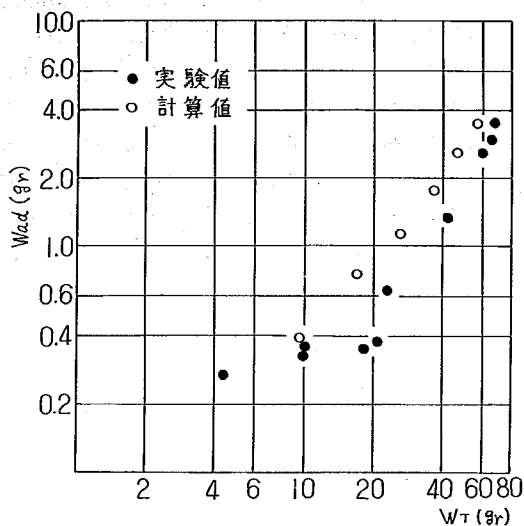


図9-2-2 付着量-実験値と計算値の比較(1/50グラフ)

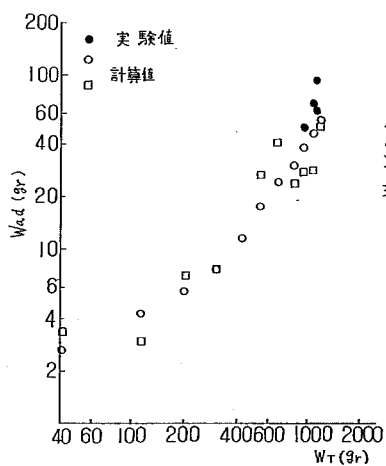


図9-2-3 付着量-実験値と計算値の比較(1/20グラフ)

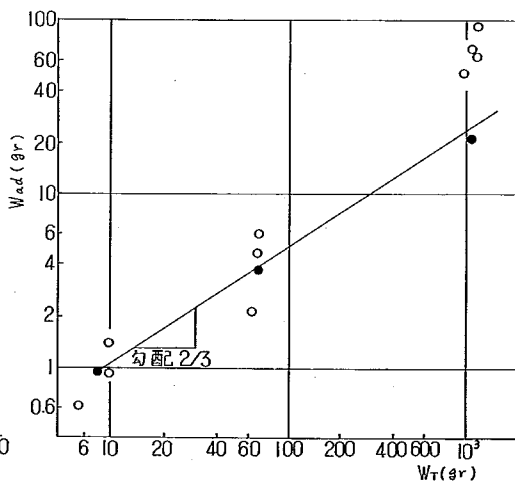


図9-2-4 付着量と総掘削量の関係

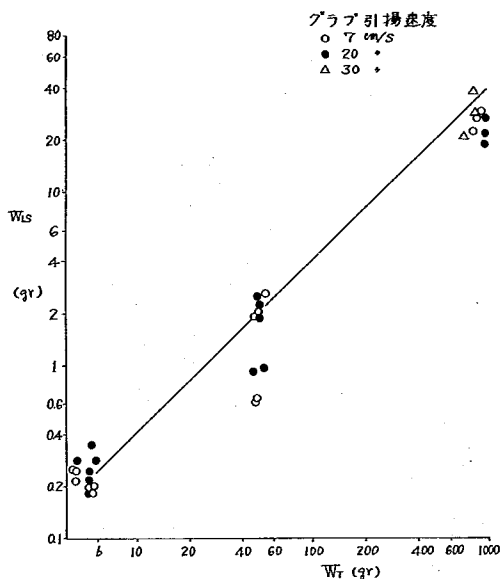


図9-2-5 浮上時発生量と総掘削量の関係(カオリン)

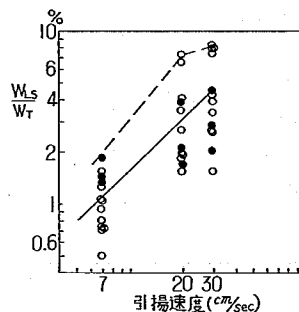


図9-2-6 浮上時発生量と引揚速度の関係

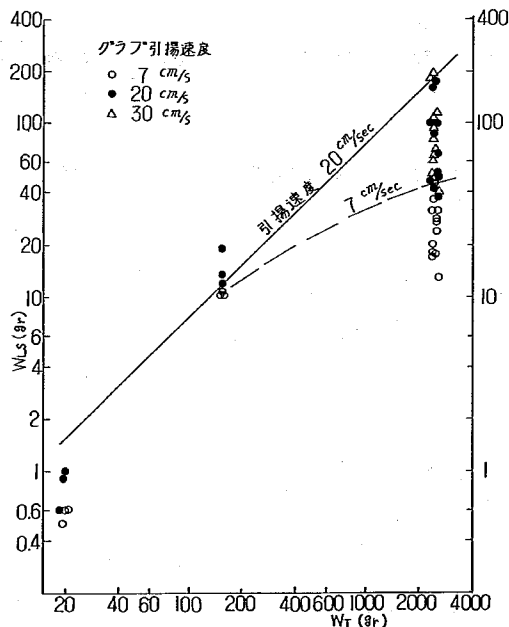


図9-2-7 浮上時発生量と総掘削量の関係(標準砂)

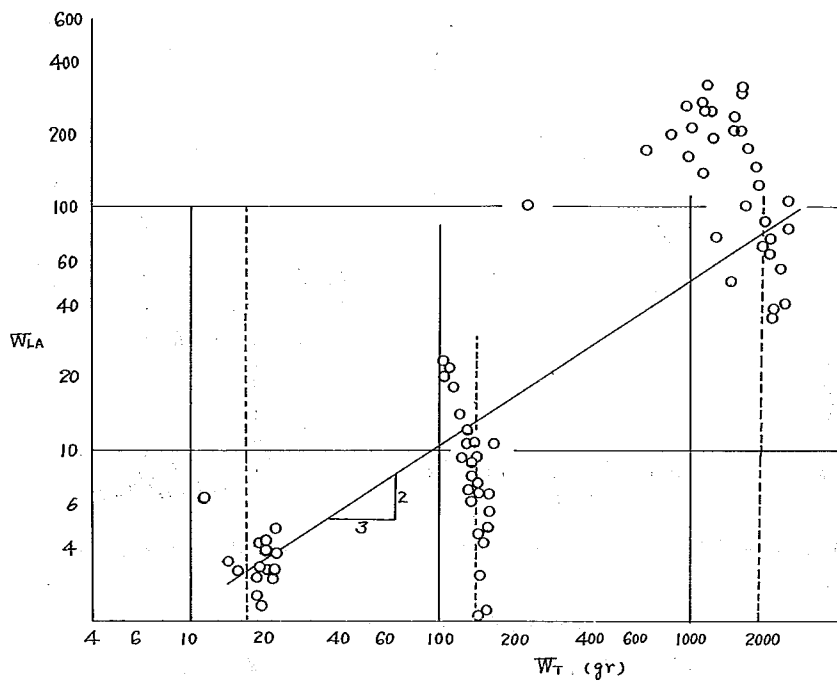


図 9-2-8 水切時発生量と総掘削量の関係

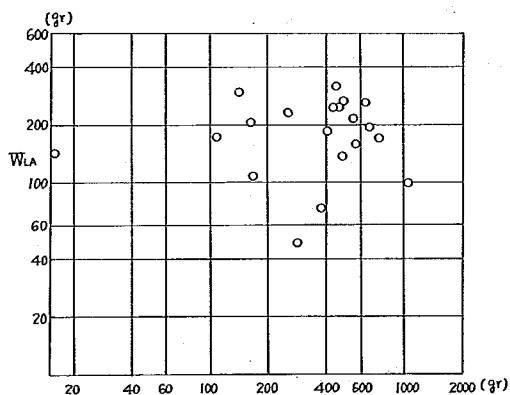


図9-2-9 水切時発生量とグラフ内残留水量の関係(1/20グラフ)

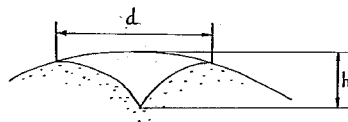


図 9-2-10 表面形状

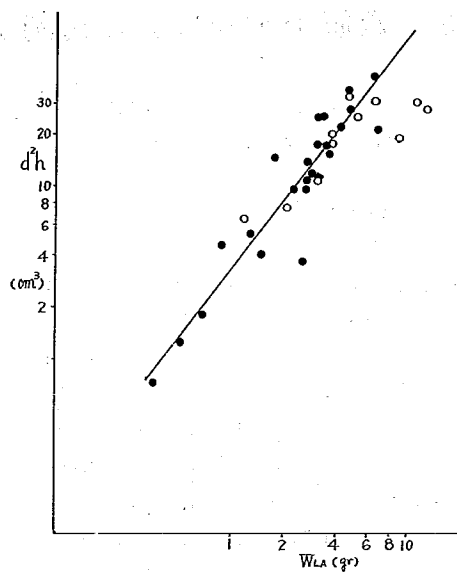


図 9-2-11 d^2h と水切時発生量

9-3 数値モデルによる汚濁予測

この節では差分法を用いた数値モデルによる汚濁の予測方法について述べる。従来の数値モデルと基本的に異なるのは土粒子の沈降速度を考慮した点である。

9-3-1 底質粒径と沈降速度

坂出における粒径加積曲線の代表例を示したのが図9-3-1であり、細粒の土砂は $d_1=0.1\text{ mm}$ 以下で約13%, $d_2=0.01\text{ mm}$ 以下で約4%程度含まれている。また底質粒径と沈降速度の関係を示したのが図9-3-2である。図9-3-2には水深30mを沈降するに要する時間(代表時間: T^*)の粒径による変化も示されている。底質粒径の代表として上記 d_1 , d_2 を考えたとき、 T^* は次の通りである。

$$d_1=0.1\text{ mm} \quad w_{01}=1.0 \times 10^{-2}\text{ m/s}, \quad T_1^*=3.0 \times 10^3\text{ (sec)}$$

$$d_2=0.01\text{ mm} \quad w_{02}=1.0 \times 10^{-4}\text{ m/s}, \quad T_2^*=3.0 \times 10^5\text{ (sec)}$$

一方、潮汐の代表的変化として半日周期をとれば、 $T_c=4.62 \times 10^4\text{ (sec)}$ となり、 T_c と T^* を比較すれば d_2 の粒子に対しては流れの時間的変化を考える必要があるが、 d_1 に対しては流れは定常として良いと考えられる。更にこの考慮を拡張すれば、 $d_1=dr$ とおいたとき沈降速度を w とすれば、 d と dr の相対的關係から、次のように分類が可能であり、各々に対応したモデルを作成する必要がある。

- i) $d \gg dr$, $w \approx 0$, 定常(モデルI)
- ii) $d \sim dr$, $w \approx 0$, 非定常(モデルII)
- iii) $d \ll dr$, $w \approx 0$, 非定常(モデルIII)

9-3-2 予測モデル

(I) モデルI ($d \gg dr$, $w \approx 0$, 定常)

この場合は主流方向に x 軸、水面より鉛直下方に z 軸、横方向に y 軸をとり、汚濁濃度を c 、沈降速度を w_0 とおけば、基礎式は(1)式で与えられる。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u_0 \frac{\partial c}{\partial x} + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに U_0 は主流々速であり、 k_x , k_y , k_z は拡散係数である。(1)式のままでは物理的意味が明確でないので無次元化を行なう。鉛直方向の代表長さを l_z とおけば、各変数は(2)式のように無次元化される。

$$t = \frac{\ell_z}{w_0} t^*, \quad x = \frac{u_0}{w_0} \ell_z x^*, \quad U = U_0 u^*, \quad Z = \ell_z z^*, \quad y = \ell_z y^*,$$

$$k_x = r \frac{U_0^2}{w_0} \ell_z, \quad k_y = \rho w_0 \ell_z, \quad k_z = \alpha w_0 \ell_z, \quad C = C_0 C^* \dots\dots\dots (2)$$

以上のようにして無次元化をすれば(1)式は(3)式となる。

$$\frac{\partial C^*}{\partial t^*} + u^* \frac{\partial C^*}{\partial x^*} + \frac{\partial C^*}{\partial z^*} = \frac{\partial}{\partial x^*} \left(r \frac{\partial C^*}{\partial x^*} \right) + \frac{\partial}{\partial y^*} \left(\rho \frac{\partial C^*}{\partial y^*} \right) + \frac{\partial}{\partial z^*} \left(\alpha \frac{\partial C^*}{\partial z^*} \right) \dots\dots\dots (3)$$

ここで計算を簡単にするために、濃度が y^* 方向に相似形な分布をすると仮定する。すなわち、

$$C^*(x^*, y^*, z^*, t^*) = c_1^*(x^*, z^*, t^*) \cdot F\left(\frac{y^*}{\sigma}\right) \dots\dots\dots (4)$$

とおく。(4)式を(1)式へ代入すると次式になる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_1^*}{\partial t^*} F + u^* \frac{\partial}{\partial x^*} (c_1^* F) + \frac{\partial c_1^*}{\partial z^*} F = & \frac{\partial}{\partial x^*} \left(r \frac{\partial}{\partial x^*} (c_1^* F) \right) + \frac{\partial}{\partial y^*} \left(\rho \frac{\partial F}{\partial y^*} \right) c_1^* \\ & + \frac{\partial}{\partial z^*} \left(\alpha \frac{\partial c_1^*}{\partial z^*} \right) F \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

(5)式を $-\infty \sim \infty$ まで y^* について積分する。(* 印は省略する)

$$\begin{aligned} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial c_1}{\partial t} F dy + \int_{-\infty}^{\infty} u \frac{\partial}{\partial x} (c_1 F) dy + \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial c_1}{\partial z} F dy = & \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial}{\partial x} \left(r \frac{\partial}{\partial x} (c_1 F) \right) dy \\ & + \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \frac{\partial F}{\partial y} \right) c_1 dy + \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial}{\partial z} \left(\alpha \frac{\partial c_1}{\partial z} \right) F dy \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

$$\text{ここで,} \quad \int_{-\infty}^{\infty} F\left(\frac{y}{\sigma}\right) dy = 1 \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{及び} \quad \rho \frac{\partial F}{\partial y} \Big|_{y=\pm\infty} = 0 \dots\dots\dots (8)$$

の関係を利用すると(6)式は、

$$\frac{\partial c_1}{\partial t} + u \frac{\partial c_1}{\partial x} + \frac{\partial c_1}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(r \frac{\partial c_1}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\alpha \frac{\partial c_1}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (9)$$

となる。ただし下が(7), (8)式を満足するには、Fには次のような正規分布を考える必要がある。

$$F = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}} \dots\dots\dots (10)$$

(9)式から $c_1(x, z, t)$ が求まれば、濃度 $c(x, y, z, t)$ は、

$$c(x, y, z, t) = \frac{c_1(x, z, t)}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}} \dots\dots\dots (11)$$

として求めることができる。ただし(11)式で σ は一般には z と x の関数と考えられる。主流流速が沈降速度より大きければ、 σ は y 方向の拡散係数を k_y とすれば、

$$\sigma^2 = \frac{2k_y x}{U_0} \dots\dots\dots (12)$$

あるいは無次元形にすれば

$$\sigma^{*2} = 2\beta x^* \dots\dots\dots (13)$$

と表わされる。以上の結果をまとめれば、濃度 $c^*(x, y, z, t)$ の計算は、まず

$$c^*(x, y, z, t) = \frac{c_1^*(x, z, t)}{\sqrt{2\pi}\sigma^*(x)} e^{-\frac{y^{*2}}{2\sigma^{*2}(x)}} \dots\dots\dots (14)$$

とおき、適当な境界・初期条件のもとに c_1^* を数値的に解く。次に(13)式の関係から σ^* の値を算出し、(14)式を使って断面の濃度分布を計算する。 y^* 方向には $\sigma^*(x)$ の分散を持った正規分布をすることになる。

(2) モデルⅡ ($d \sim d_r, w \neq 0$, 定常)

(A) モデルⅡ-A (水平拡散)

この場合も、座標系はモデルⅠの場合と同様に決めると、基礎式は次のようになる。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (15)$$

(15)式を水面から水底まで積分し、

$$\bar{c} = \frac{1}{h} \int_0^h c dz \dots\dots\dots (16)$$

とおけば、

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + u \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\bar{k}_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\bar{k}_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) - Q_{z=h} + Q_{z=0} \dots\dots (17)$$

となる。ここに $Q = \frac{1}{h} (-k_z \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c)$

であり、Qは生産または減少量を表わす。⑧式のQを評価するため次の仮定を設ける。

1. 沈降によって失われる量 $[-Qz=h]$ は沈降時間 T^* において瞬間的に生ずるものとする。
2. 生産は原点でのみ起こる。

以上の条件のもとで基本式は⑧式となる。ただし、平均を表わすバー印は省略し、またデルタ関数を $\delta(x)$ とする。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + q \delta(x) \delta(y) \quad (8)$$

ここで無次元化を行なう。 $u = U_0 \cos \omega t$ とおくとすれば、速度の代表スケールとして U_0 を選ぶことができる。

$$u = U_0 u^*, \quad x = \ell_x x^*, \quad y = \ell_y y^*, \quad t = \frac{\ell_x}{U_0} t^*, \quad k_x = \beta U_0 \ell_x, \quad k_y = \alpha U_0 \ell_y,$$

$$c = c_0 c^*, \quad q = \frac{u_0 c_0}{\ell_x} q^* \quad (9)$$

以上のように無次元化すれば、⑧式は、⑩式となる。

$$\frac{\partial c^*}{\partial t^*} + u^* \frac{\partial c^*}{\partial x^*} = \frac{\partial}{\partial x^*} \left(\beta \frac{\partial c^*}{\partial x^*} \right) + \frac{\partial}{\partial y^*} \left(\alpha \frac{\partial c^*}{\partial y^*} \right) + q^* \cdot \delta(x^*) \delta(y^*) \quad (10)$$

⑩式が数値計算のための基本式となる。濃度分布は周期性を持ち、その周期は T^* である。したがって位相を変化させて T^* 時間計算を実行すれば良い。

(B) モデルⅡ-B (鉛直拡散)

モデルⅡ-Aは濃度の鉛直分布を考慮しなかったが、モデルⅡ-Bでは鉛直分布を考慮する。基本式はモデルⅠと同様に③式で与えられる。しかしながら、モデルⅠで③式を解くに際して仮定した相似形分布はこの場合にはそのまま仮定できない。ただし、線型系を考慮すれば、重ね合わせが利用できることから、 $t = \tau$ に発生した濃度を T^* 時間追跡し、順次 Δt 時間だけ時間をずらして計算し、最後に重ね合わせを行うのであれば計算は可能である。

今、 $t = \tau$ に発生した汚濁に対して濃度分布が次の相似形を持つと仮定する。(* 印は省略する)

$$c(x, y, z, t) = c_1(x, y, z, t) \cdot F\left(\frac{y}{\sigma_\tau}\right) \quad (11)$$

この場合、③式はモデルⅠの場合と同様に単純化され、最終的には⑨式と同じになる。⑩式のFに関しては正規分布を仮定すれば、

$$F = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1} e^{-\frac{y^2}{2\sigma_\tau^2}} \quad (12)$$

である。ここで σ_τ は、汚濁発生後の経過時間を T とすれば、下記のように近似することができる。

$$\sigma_\tau^2 = 2k_y T = 2k_y(t - \tau) \quad (13)$$

$$\text{または、} \sigma_\tau^{*2} = 2\beta t^* \quad (14)$$

$t = \tau$ において汚濁が発生した場合、その後の時刻における値は、(9)式を用いて $c_1(x, z, t)$ を求め、次に(11)式と同様な式によって、分布形が決定される。 Δt ずつ時間をずらせて、 T^* まですべての時刻で上記計算をくり返し、重ね合せれば最終的な分布形が求まる。

(3) モデルⅢ ($d \ll dr$, $w=0$, 非定常)

モデルⅢでは、沈降速度が零と見なせるため、鉛直方向に平均した拡散式を解くことになる。ただし地形変化による流況を考慮する必要があり、汚濁計算を行う前に潮流計算を行わなければならない。基本式は、潮流と拡散各々に対して次のように書ける。

潮流計算

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{2M}{H} \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{N}{H} \frac{\partial M}{\partial y} + \frac{M}{H} \frac{\partial N}{\partial y} = -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial x} + L \nabla^2 M - \tau_{b,x} \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{M}{H} \frac{\partial N}{\partial x} + \frac{N}{H} \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{2N}{H} \frac{\partial N}{\partial y} = -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} + L \nabla^2 N - \tau_{b,y} \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (25)$$

拡散計算

$$\frac{\partial}{\partial t} (HC) + \frac{\partial}{\partial x} (MC) + \frac{\partial}{\partial y} (NC) = \frac{\partial}{\partial x} (K_x H \frac{\partial C}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y H \frac{\partial C}{\partial y}) \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここに、 M, N : x, y 方向流量、 ζ : 水位、 L : 渦動粘性係数、 τ_b : 底面摩擦力、 C : 汚濁濃度、 K_x, K_y : 拡散係数である。

9-3-3 数値計算例

9.3.3.1 モデルⅠ ($d \gg dr$, $w \approx 0$, 定常)

計算を行うには以下の諸条件を決定する必要がある。

- i) 無次元化をするのに必要な代表量 w_0, U_0, ℓ_z
- ii) 拡散係数 k_x, k_y, k_z
- iii) 汚濁発生量と汚濁の発生方法
- iv) 計算領域に対応させた $\Delta x^*, \Delta y^*, \Delta z^*$ の選択

まず最初に、i) の項目に関して、鉛直方向の代表長さ ℓ_z としては $\ell_z = 1m$ とおく。底質粒径の代表としては、 $d_1 = 0.1mm$ を考える。したがって沈降速度は図9-3-2によれば $w_0 = 1.0 \times 10^{-2} m/s$ となる。代表流速 u_0 は $u_0 = 1.0 m/s$ とおく。

次に項目 ii) の中で、 k_z は文献に²⁾ よれば、水深30m程度の海域では $1.0 \sim 10 cm^2/s$ 程度の値を持つことから、計算では $k_z = 2 cm^2/s$ 及び $10 cm^2/s$ とおくことにする。この場合無次元拡散係数 α は、 $\alpha = 0.02, 0.1$ となる。

次に k_y に関しては、長さのスケールを r とすれば

$$k_y = P r^{1/2} (cm^2/sec) \quad \dots\dots\dots (27)$$

の関係があることが知られている。樋口³⁾らの調査では、瀬戸内海の水島難で $P=0.02$ という値が

得られている。今備讃瀬戸海域でも同様な関係が成り立つとすれば、

$$k_y = 0.02 r^{4/3} \text{ (cm}^2/\text{sec)} \quad (30)$$

となる。ここに r は拡散の代表スケールであるが、その大きさは明らかではないので代表的な値について計算することにする。例えば、 $r = 100 \text{ m}$ とおけば、 $k_y = 0.43 \text{ (m}^2/\text{s)}$ 、また $r = 500 \text{ m}$ とおけば、 $k_y = 3.68 \text{ m}^2/\text{s}$ となる。無次元拡散係数 β を求めると、各々 $\beta = 43, 368$ となる。

k_x については k_y と同じ値を持つとする。無次元量 r は

$$r = 4.3 \times 10^{-3}, 3.68 \times 10^{-2} \text{ となる。}$$

さて、Ⅲ) の項目のうち、汚濁発生量は、汚濁の予測を行う場合、最も重要な要素であるが、模型実験結果¹⁾を考慮して次のように決める。

まず、グラブ掘削による土量は 20 m^3 のグラブを用い、含水比が 100% とすれば、その容積は $V_s = 5.47 \text{ m}^3$ となる。サイクルタイムが 3 分とし、またグラブから発生する漏れ量が全量の 5% 程度とする。更に 0.1 mm の粒径の土砂のしめる割合が 10% とすれば、単位時間当りの発生量は、

$$4.03 \times 10^{-4} \text{ ton/sec となる。したがって単位時間当りの汚濁発生量は、汚濁の拡がる深さを}$$

$$h_s, \text{ とすれば、} 4.03 \times 10^{-2} / (h_s \Delta x \Delta y) \text{ (PPm/sec) と決まる。}$$

次に汚濁の発注方法については、現地観測によれば、汚濁の発生は水面近くで最大の発生があり、底部での発生は極めて小さいと考えられる。したがって、ここでは h_s として 5 m を選択することとする。

最後にⅣ) の項目に関しては、 w_0, U_0, l_z が既知であるから、各変数の次元量と無次元量の比は、次のようになる。

$$t = 10^2 t^*, \quad x = 10^2 x^*, \quad z = z^* \quad (31)$$

計算領域としては、次の領域を選択する。

$$0 \leq z \leq 30 \text{ m}, \quad 0 \leq t \leq 3,000 \text{ sec}, \quad 0 \leq x \leq 3,000 \text{ m} \quad (32)$$

③式に②式を代入して整理すると x^*, t^*, z^* の変域が決まる。

これから、 $\Delta z^*, \Delta t^*, \Delta x^*$ としては、

$$\Delta z^* = 0.5, \quad \Delta t^* = 0.5, \quad \Delta x^* = 0.5$$

となる。これらの値と次元量との関係は、

$$\Delta z = 0.5 \text{ m}, \quad \Delta t = 50 \text{ sec}, \quad \Delta x = 50 \text{ m}$$

となっている。

以上の計算によってすべての条件が決定されたので、計算領域を格子に分割して差分方程式を解けば良い。この計算例が図 9-3-3 及び 4 である。図 9-3-3 は $k_z = 2 \text{ cm}^2/\text{s}$ に、図 9-3-4

は $kz=10\text{ cm}^2/\text{s}$ に対応しており、単位は p.p.m である。鉛直拡散係数の変化は濃度分布にはそれほど大きな影響は及ぼさない。濃度は流れ方向に急激に減衰し、断面で濃度が最大の深さは流下方向に次第に増加する。代表地点として $x^*=5.0$ をとれば、すなわち、 $x=500\text{ m}$ 地点での最大濃度は約 2 p.p.m となっている。

9.3.3.2 モデルⅡ ($d \sim dr$, $w \neq 0$, 定常流)

この場合の予測法には、モデル A と B があることはすでに述べたが、モデルⅡ-A の計算方法等についてはすでに前報¹⁾で述べたので、ここでは省略し、モデルⅡ-B についてのみ述べることにする。

実際の計算にあたっては 9.3.3.1 で述べたのと同様な条件 i) ~ iv) を決定しなければならない。

まず、 ℓz としては $\ell z=1\text{ m}$ とおく。底質粒径の代表としては、 $d_z=0.01\text{ mm}$ とする。したがって $w_0=1.0 \times 10^{-4}\text{ m/s}$ となる。更に u_0 は 1 m/s とする。

項目 ii) の拡散係数のうち kz については、モデル I の場合と同様な値をとると考えられる。ただし無次元拡散係数は、 $kz=2\text{ cm}^2/\text{s}$ に対して $\alpha=2.0$ 、 $kz=10\text{ cm}^2/\text{s}$ に対しては $\alpha=1.0$ となる。水平方向の拡散係数もモデル I と同様に考え、代表スケールが $r=100\text{ m}$ 、 $r=500\text{ m}$ とおけば、 $ky=0.43$ 、 $3.68\text{ m}^2/\text{s}$ となる。この場合も無次元量を求めると $\beta=4.3 \times 10^3$ 、 3.68×10^4 となる。更に kx は ky と同じ値を取るとすれば、無次元拡散係数として $r=4.3 \times 10^{-5}$ 、 3.68×10^{-4} が得られる。

項目 iii) の汚濁発生量については、グラフによる総掘削量を 5.47 m^3 とし、サイクルタイムが 3 分、またグラフから発生する漏れ量が全量の 5% とし、更に $d=0.01\text{ mm}$ の粒径のしめる割合が 5% とすれば、単位時間当りの発生量は、 $2.02 \times 10^{-4}\text{ ton/sec}$ となる。したがって単位時間単位体積当りの汚濁発生量は、

$$q = \frac{2.02}{hs \Delta s \Delta y} \times 10^2 \text{ (ppm/sec)} \quad \dots\dots\dots (33)$$

と計算されることになる。

最後に iv) の項目に対しては、 w_0 、 ℓz 、 U_0 が既知であるから、各変数の次元量と無次元量の比は次のようになる。

$$t=10^4 t^*, \quad x=10^4 x^*, \quad z=z^* \quad \dots\dots\dots (34)$$

計算領域としては次の領域を選択する。

$$0 \leq z \leq 30\text{ m}, \quad 0 \leq t \leq 3.0 \times 10^4\text{ sec}, \quad 0 \leq x \leq 16,000\text{ m} \quad \dots\dots\dots (35)$$

四式に 34 式を代入し整理すると x^* 、 t^* 、 z^* の変域が決まり、これから、 Δz^* 、 Δt^* 、 Δx^* に対して、

$$\Delta x^*=0.02, \quad \Delta t^*=0.02, \quad \Delta z^*=1.0$$

と決定される。これらの値と次元量の関係は、

$$\Delta x=200\text{ m}, \quad \Delta t=200\text{ sec}, \quad \Delta z=1\text{ m}$$

である。

以上のようにしてすべての条件の設定が終了したのであとは数値計算を行えば良い。この計算例を示したのが、図 9.3.5 ~ 9.3.8 である。図 9.3.5 ~ 9.3.8 は流速を $U = U_0 \cos \omega t$ と与えたときの $\omega t = 0, \frac{\pi}{4}, \frac{\pi}{2}, \frac{3}{4}\pi$ に対応した濃度分布を示している。

濃度分布は流れとともに移動し沈降しつつ拡散する。代表地点として $x^* = 0.1$ ($x = 10^3 m$) を選べば、代表濃度としては高々 0.5 ppm 程度になっている。

9.3.3.3 モデルⅢ [$d \ll dr$, $w = 0$, 非定常]

この場合は、実際の掘削地点周辺の海域の潮流を再現する必要がある、 $\Delta s = 1 km$ の格子間隔によって領域を分割し、図 9.3.9 に示すように計算領域を設定した。図 9.3.9 において○印は境界条件として水位を与えた点である。

水深は、海図より読み取って与えた。また水位については、和田⁵⁾や文献⁶⁾を参考にして決定した。すなわち東側と西側での位相差は高々数度であるため、位相差は 0 とした。また潮位は、番ノ洲の M_2 振幅が約 93 cm である⁷⁾ことを考慮し、また東西両境界の潮差が約 22 cm であることから、東側で 81 cm、西側で 104 cm と与えた。北部境界ではこれらの潮位を線型補間することによって与えた。

係数値としては、底面摩擦係数は 2.6×10^{-3} とし、渦動粘性係数は $10^5 cm^2/s$ とおいた。

以上の条件で計算した潮流の西流と東流の最強時の流速分布の一例を示すのが、図 9.3.10 と 9.3.11 である。番ノ洲付近の流速は最大で約 1 m/s に達する。

さて、流速分布が計算されると、これによって汚濁の拡がりの予測を行なうことができる。工事予定地点の 7A 地点 (図 9.3.9 参照) でモデルⅡと同様に式 (3) を与えられる負加量を与えた場合の濃度分布が図 9.3.12 に示されている。ただし図中の値は濃度としては、 10^{-2} を乗ずる必要がある。図 9.3.12 (a) は $k_x = k_y = 10^5 m/s$ の場合、(b) は $k_x = 10^6 cm^2/s$, $k_y = 10^5 cm^2/s$ の場合である。現象は y 方向の拡散によって強く支配されており、x 方向は移流に支配されている。濃度は西側により拡がる傾向があり、これは恒流によるものと考えられるが、この付近の恒流がはたして西流であるかどうかの点については、更に検討する必要がある。汚濁は X = 5 Km 地点で 10 日間で約 0.07 ppm の上昇である。ただし発生汚濁量、及び微粒の土砂の占める割合は更に大きくなるので、発生量と粒度分布について更に検討を加えた上で最大濃度の予測を行う必要がある。

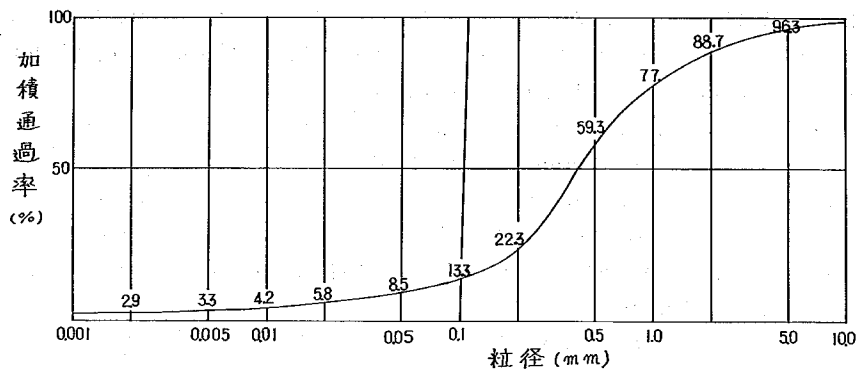


図 9 - 3 - 1 坂出における粒径加積曲線

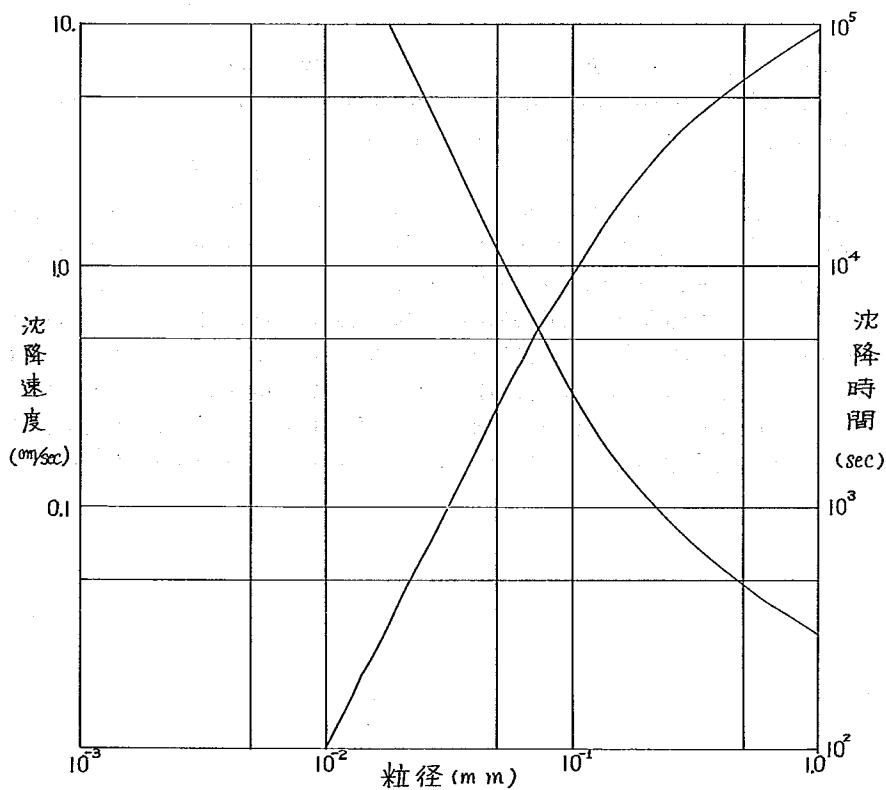


図 - 3 - 2 底質粒径と沉降速度

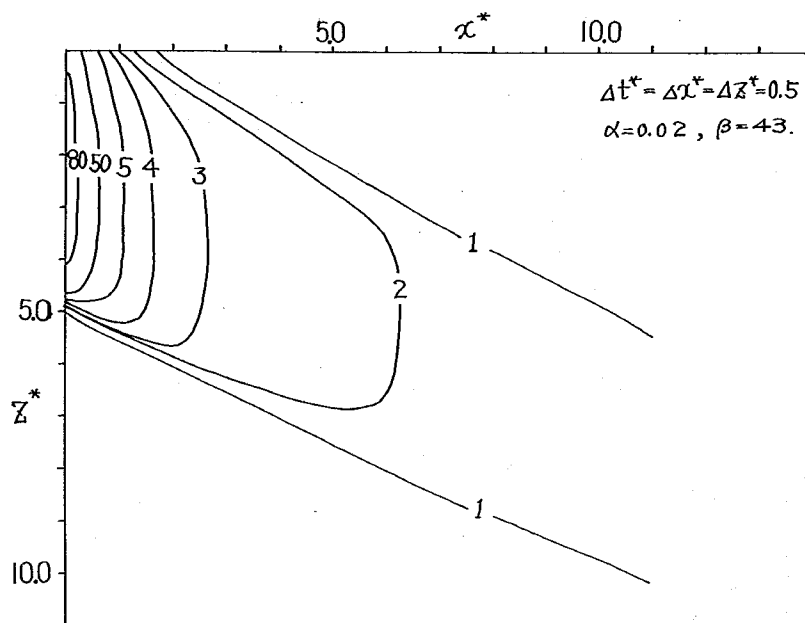


图 9-3-3 铅直扩散 (定常流)

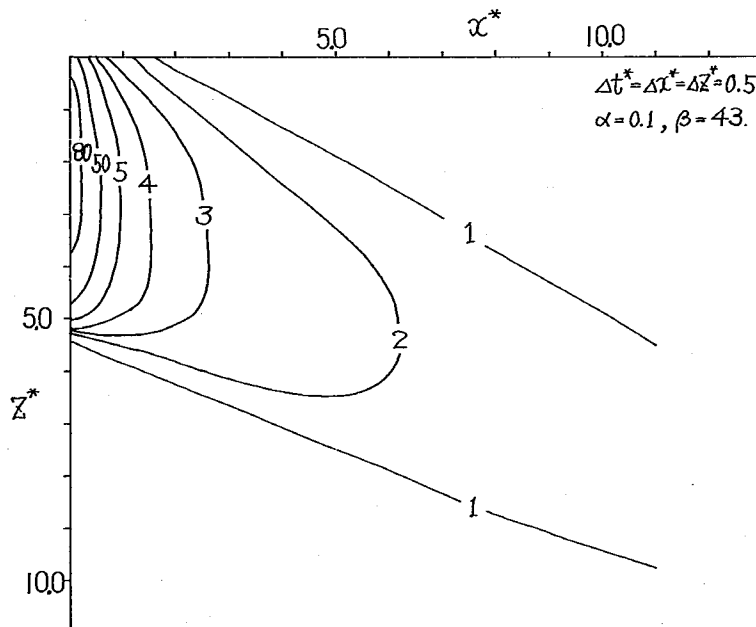


图 9-3-4 铅直扩散 (定常流)

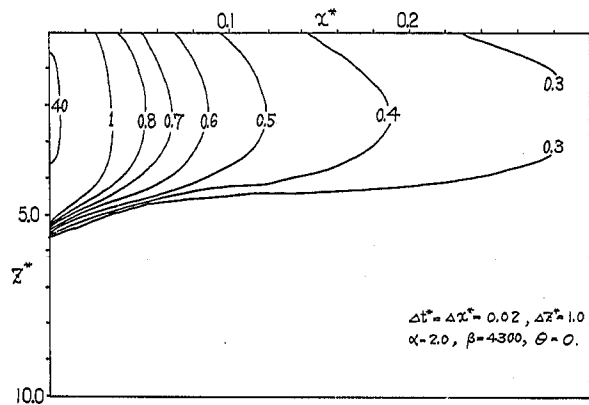


图 9-3-5 浓度分布 (1)

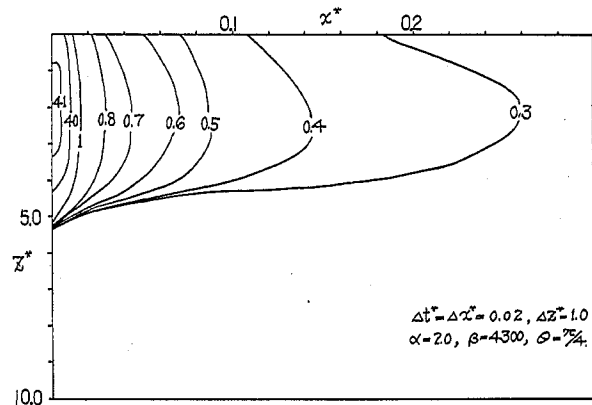


图 9-3-6 浓度分布 (2)

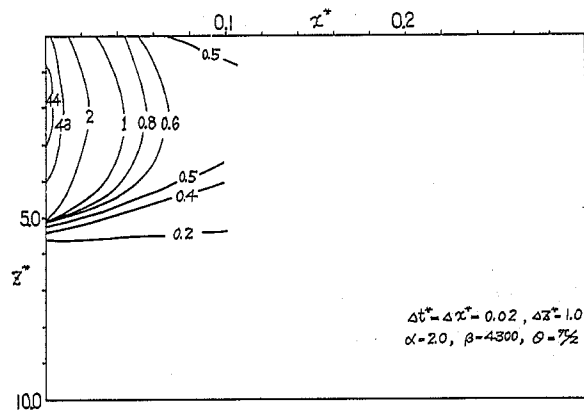


图 9-3-7 浓度分布 (3)

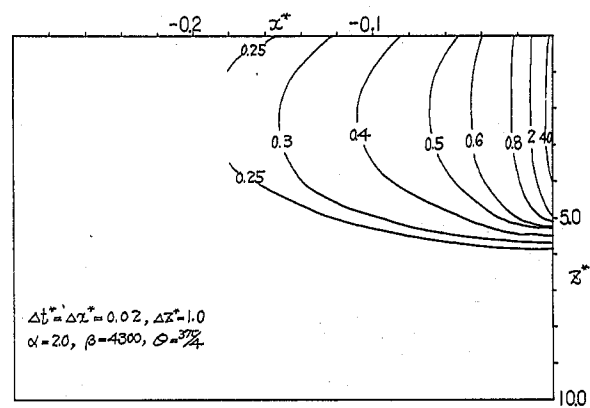


图 9-3-8 浓度分布 (4)

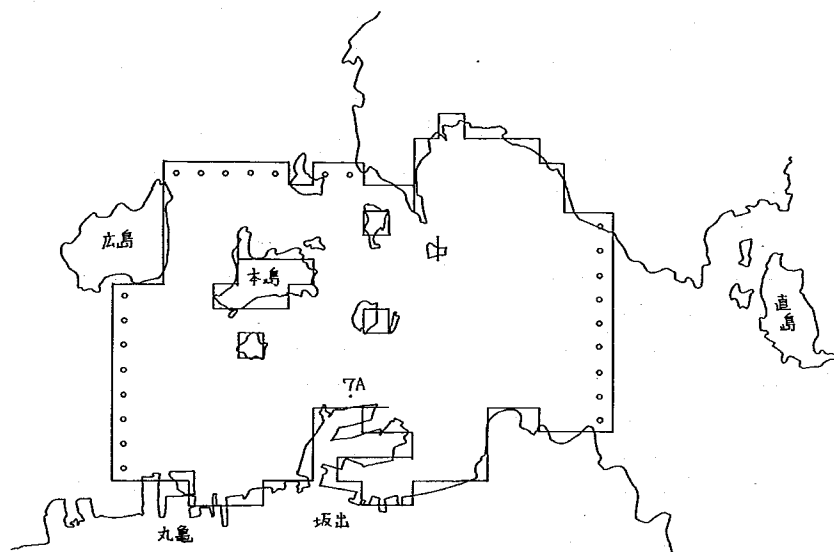


圖 9-3-9 計 算 領 域

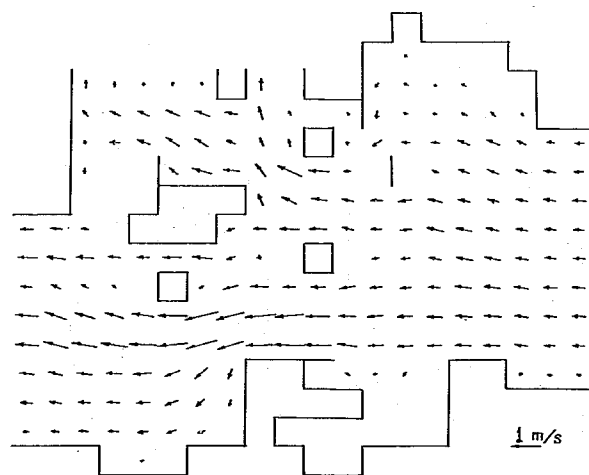


圖 9-3-10 潮 流 流 速 (西 流)

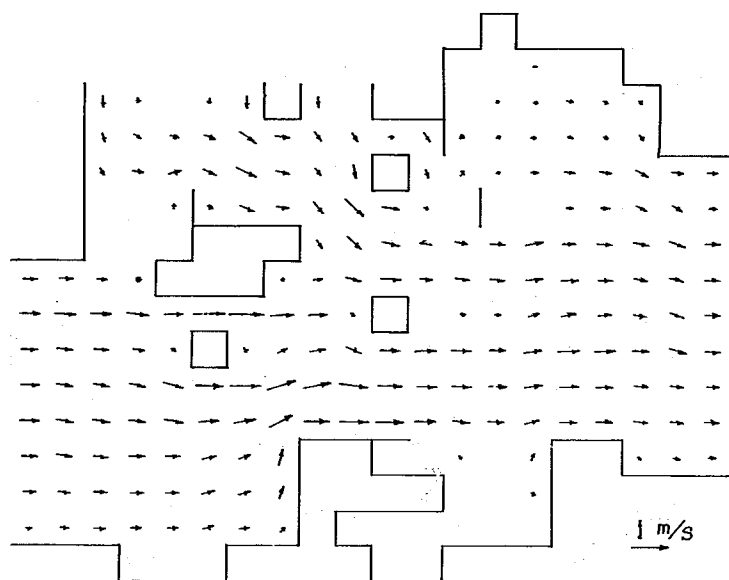


图9-3-11 潮流流速（東流）

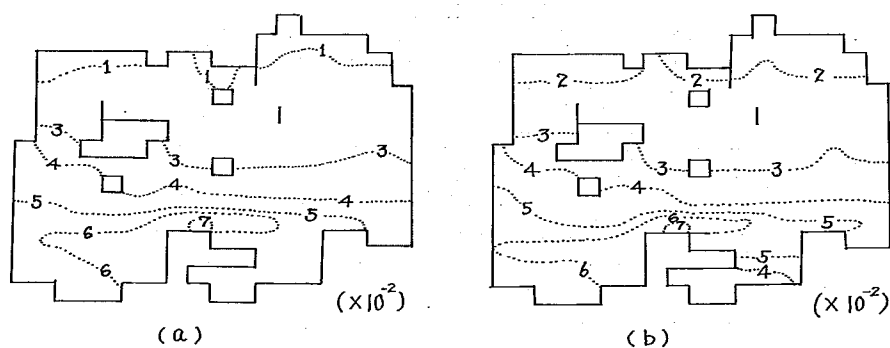


图9-3-12 汚濁波度分布（汚濁発生後10日）

9-4 結 論

(1) 付着量はグラブ掘削深に対応する土砂との接触面積を求め、これに土砂の単位面積当りの付着量を乗ずれば、総付着量を計算から求めることができる。

縮尺の異なるグラブを用いて満杯となる掘削深に対応するとき、付着量 w_{ad} と全掘削量 W_T 及び掘削深に対応する平均の単位面積当り付着量 w_{ad} との間には、

$$w_{ad}/w_{ad} \sim W_T^{2/3}$$

の関係が成立する。この関係によって現地の土砂、原型と相似な模型、現地と同じ掘削方法を使用した実験によって、原型での発生量の推定を行うことができる。

(2) 浮上時は、グラブ内の土砂が洗われて流出する。このため密閉型では発生汚濁量は激減する。

対象土砂がカオリンのように流動し易い土砂である場合、グラブ上端より上部にある土砂は引揚速度の如何にかかわらず全部流出する。したがってこの部分の土砂量の全掘削量に対する比率は、グラブ操作が同一ならば縮尺の異なる模型であっても、同一であると考えて良い。すなわち浮上時に流出する土砂 W_{LS} は全掘削量 W_T に比例する。カオリンを開放型グラブで満杯掘削の場合、 $W_{LS} = 0.04 W_T$ であることがわかった。

対象土砂が砂の場合、グラブ上端より上部に存在する土砂の流出は引揚速度の影響の下に生ずる。流速が大きければ崩壊は完全に進行する。またグラブの寸法が小さければ、そのグラブ内での崩壊は完了する。したがってグラブが小さければ引揚速度の効果は殆んど現れない。またグラブが大きくても W_{LS} の最大値はそのグラブ内での崩壊が完了したものに对应するので引揚速度の効果は現れない。最大の W_{LS} は水によって完全に洗い出されたあとの安息角によってグラブ内の土砂を切り取ったことに对应するから、この角度が同じでグラブ掘削方法が一定である限り、 $W_{LS}/W_T = \text{一定}$ という関係が成立する。実験では $W_{LS} = 0.075 W_T$ であった。

(3) 水切り時に発生する流出土砂量を最も大きく支配するものは、グラブ吻合部に生ずる間隙の大きさである。間隙が小さい程流出流速は小さく、それによって外部へ持たれる土砂の平面的拡りが最も大きく左右される。しめつける力を一定にして 1/20, 1/50, 1/100 の各グラブを操作した所、生ずる間隙は小縮尺のグラブ程小さくなってしまった。その結果、

$$W_{LS} \propto W_T^{2/3}$$

という関係が生じることとなった。ただしこの関係は、この模型実験に特有の方法で締めた場合のみ成立するものである。

(4) 数値計算による汚濁解析に関しては、代表的な沈降時間と潮汐の代表時間との相対的關係から三つの異ったモデルを作成する必要があることが明らかになり、各々のモデルを使って計算を行えば、混合粒径に対する汚濁の分布の計算が可能になる。

(5) 上記モデルを用いて計算を行った結果、20 m のグラブで掘削を行った場合、グラブから漏れる量を全量の 5 % 程度とし、更に 0.1 mm の粒径の占める割合が 10 % とすれば、下流 500 m 付近における最大濃度は約 2 ppm、1 km 付近では 1 ppm 程度になる。次に、0.01 mm 程度の粒径の土砂に対してはその割合が 5 % とすれば、汚濁濃度は時間的に変化するが、1 km 付近にお

る最大濃度は0.5 ppm程度である。

最後に、沈降速度がほとんど零にみなせるような微小な土砂に対しては、粒度組成に対する割合が同様に5%とすれば、5 km付近において、10日間で約0.07 ppm程度の濃度になる。

参 考 文 献

- (1) 土木研究所資料第1088号，昭和51年3月
- (2) 海洋物理 I，海洋科学基礎講座，pp. 372-373.
- (3) 樋口明生・杉本隆成：潮流による拡散の水理模型実験について（Ⅲ），京都大学防災研究所年報第12号-B，pp. 633-644, 1969.
- (4) 首藤伸夫，橋本宏，宇多高明，戸沢孝吉：グラブ浚渫にともなう浮遊土砂の生産について，海洋開発シンポジウム講演集，pp. 50-55, 1976.
- (5) 和田明，角湯正剛：瀬戸内海における流況の数値シミュレーション，第22回海岸工学講演会論文集，pp. 161-166, 1975.
- (6) 瀬戸内海環境保全に関する研究，通産省，中国工業技術研究所，環境保全研究成果集，昭和49年，環境庁企画調整局研究調整課編。
- (7) 番ノ洲の潮位予報，本州西国連絡橋公団第二建設局，財団法人日本気象協会関西本部，昭和49年3月。

第10章 コンクリートに関する調査試験

コンクリート研究室

太 田 実

小 林 茂 敏

森 浜 和 正

10-1 概 要

吊橋アンカレイジのコンクリートブロック打継目付近の構造細目の検討に供するために、コンクリート中に埋込まれた鉄筋の応力分布状態を調査するための供試体実験を行なった。

供試体は、断面が $50\text{cm} \times 90\text{cm}$ で長さが鉄筋径の50倍に等しいブロックを用い、鉄筋は横リブ付き異形鉄筋D16およびD25を対象とした。コンクリートの打設方向による影響を比較するため、打設方向が鉄筋に平行な場合と直角な場合をも組合わせて、供試体数は8体とした。

10-2 試 験 方 法

(1) 供 試 体

供試体は、表10-2-1に示す8体を用いた。形状寸法を図10-2-1に示す。

鉄筋のひずみを測定するため、鉄筋にはあらかじめ図10-2-1に示すような位置にワイヤストレーンゲージを貼付しておいた。

表10-2-1 供試体の種類

番 号	鉄 筋	コンクリートの打 設 方 向	鉄筋の埋込長さ	ブロック寸法 (cm)	供試体数
1	D25	鉄筋に平行	50φ	50×90×125	2
2	D25	鉄筋に直角	50φ	50×90×125	2
3	D16	鉄筋に平行	50φ	50×90×80	2
4	D16	鉄筋に直角	50φ	50×90×80	2
計					8

供試体に用いた各材料の品質は、つぎの通りである。

1) コンクリート

コンクリートの示方配合を表10-2-2に示す。セメントは早強ポルトランドセメントを、粗骨材は最大寸法 20mm の碎石、細骨材は川砂を用いた。骨材の物理的性質を、表10-2-3に示す。鉄筋埋込み供試体の載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度 ($\phi 15 \times 30\text{cm}$ 供試体による) は、表10-2-4のようであった。

表 10-2-2 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプの 範 囲 (cm)	空気量の 範 囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m³)				
					W	C	S	G	混 和 剤
20	8±2	3±1	5.5	4.7	160	290	870	1075	ボゾリス5L 0.725

表 10-2-3 骨材の物理的性質

種 別	比 重	吸水率 (%)	洗い試験に おける損失重量 (%)	単位容積重量 (kg/m³)	粗粒率	備 考
粗骨材	2.66	0.6	0.7	1560	6.80	砕 石
細骨材	2.58	1.9	1.9	1640	2.65	川 砂

表 10-2-4 コンクリートの圧縮強度

対応する供試体番号	圧縮強度 (kg/cm²)	対応する供試体番号	圧縮強度 (kg/cm²)
1-1	221	3-1	236
1-2	219	3-2	215
2-1	237	4-1	233
2-2	236	4-2	259

注) それぞれ3個の供試体の平均値

2) 鉄 筋

呼び径16mmおよび25mmの横リブ付き異形鉄筋(SD30)を用いた。引張試験結果は、表10-2-5のとおりである。

表 10-2-5 鉄筋の引張試験結果

種 別	降伏点 (kg/cm²)	引張強さ (kg/cm²)	伸 び (%)
SD30	D16	3740	21
	D25	3610	24

注) それぞれ4本の試験片の平均値

(2) 試験方法

鉄筋埋込供試体の鉄筋引張载荷は、図10-2-2に示すようにセンターホールジャッキを用いて行なった。载荷中は、適当な荷重増分ごとにあらかじめ鉄筋に貼付しておいたストレインゲージにより、鉄筋のひずみの測定を行なった。

10-3 試験結果および考察

各供試体について得られた鉄筋の引張応力度分布曲線と、これより計算した付着応力度の分布曲

線を、図10-3-1(1)～図10-3-1(8)に示す。曲線に付記した数値は、鉄筋引張力を表わす。

なお、全供試体について鉄筋の引張力と応力度との関係をまとめて示すと、図10-3-2のようである。図中の実線および点線は、同一種類の2個の供試体についての値を別個に示したものである。

これらの結果より、つぎのことがわかる。

1) 鉄筋の一端に鉄筋の降伏点相当までの引張力を与えたときの鉄筋の応力度分布は、一般に引張力を与えた端からの深さが大きくなるにつれて減少するが、有効付着長（実際に付着応力が存在する範囲の長さ）は引張力の増大につれて大きくなる。これと対応して、付着応力度は載荷端近傍（0～5φ程度の範囲）で急増したのち、深さが大きくなるにつれて減少する。

2) 鉄筋の応力度分布は、コンクリートの打設方向（鉄筋が水平か鉛直か）によってやや異なったパターンを示す。すなわち、鉄筋の有効付着長は、コンクリートを鉄筋に平行方向に打設した場合（すなわち鉄筋配置が鉛直の場合）には25～30φ程度であるのに対し、コンクリートを鉄筋に直角に打設した場合（すなわち鉄筋配置が水平の場合）には20φ程度に減少している。これは、コンクリート打設時のブリー징の影響による付着力の低下の影響によるものと考えられる。

その結果、付着応力度の分布は、コンクリートを鉄筋に平行に打設した場合は5φ付近で最大値に達しそれより深くなるにつれて急激に減少しているのに対し、コンクリートを鉄筋に直角に打設した場合には載荷端のごく近傍で急激な応力増加を示したのちそれ以深では比較的緩やかに減少する分布を示している。

3) 上記のような傾向は、鉄筋径の相違（D16およびD25）にかかわらずほぼ同様である。

以上のことから、コンクリート中に埋込まれた鉄筋が材端より荷重を受けた場合のコンクリートへの力の伝達は、ブリー징の影響で付着性がやや低下した場合を考慮しても、材端から鉄筋径の25～30倍程度の範囲において行なわれ、鉄筋応力度および付着応力度の急激な変化はこの範囲にとどまるものとみることができる。

今回の試験で得られた結果は、水野らの試験結果¹⁾、R. M. Mains の試験結果²⁾とも大局的にはば一致している。

10-4 結 論

コンクリート中に十分な長さ埋込まれた鉄筋が材端より荷重を受けた場合のコンクリートへの力の伝達は、直径16～25mmの異形鉄筋に関するかぎり、材端から鉄筋径の25～30倍程度以内の範囲において行なわれることが確かめられた。

参考文献

- 1) 水野高明・渡辺 明：丸瀾，異形丸瀾および異形ねじり鉄筋の付着に関する研究，土木学会論文集，第93号，昭和38年5月
- 2) R. M. Mains : Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars, Journal of the American Concrete Institute, November 1951.

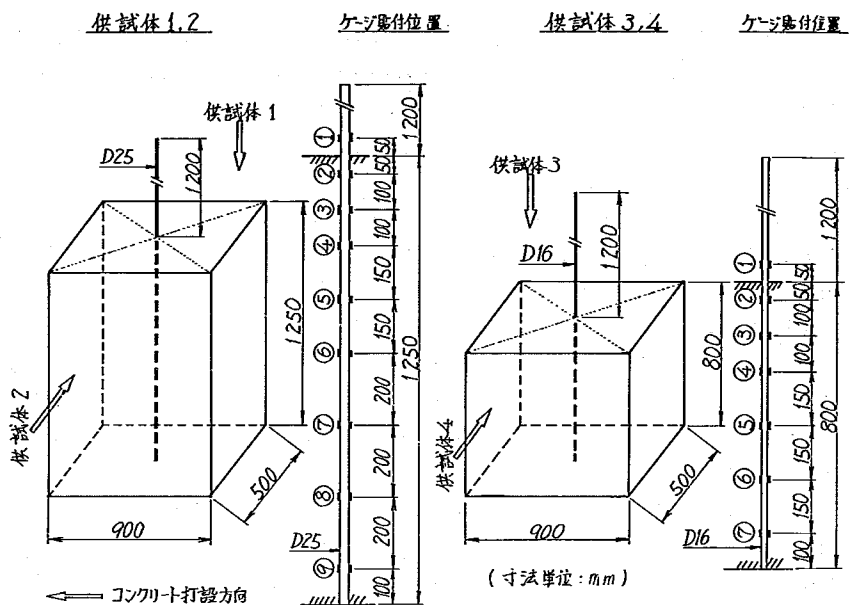
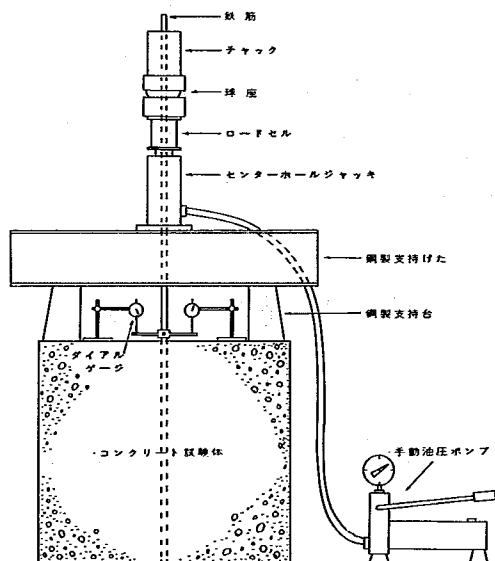


図 10-2-1 供 試 体



試験装置

図 10-2-2 載荷方法

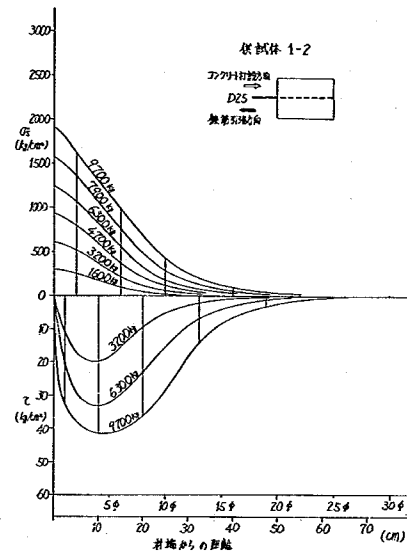
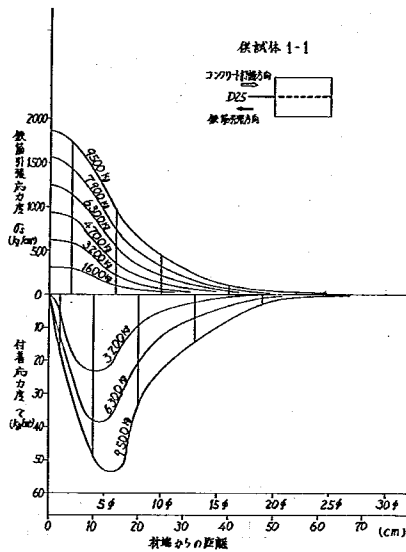


図 10-3-1(1) 鉄筋の応力分布(供試体1-1) 図 10-3-1(2) 鉄筋の応力分布(供試体1-2)

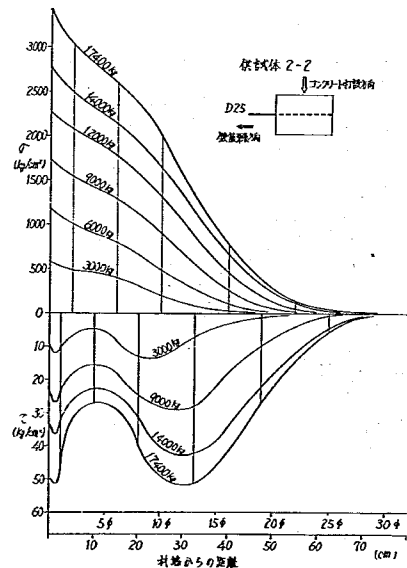
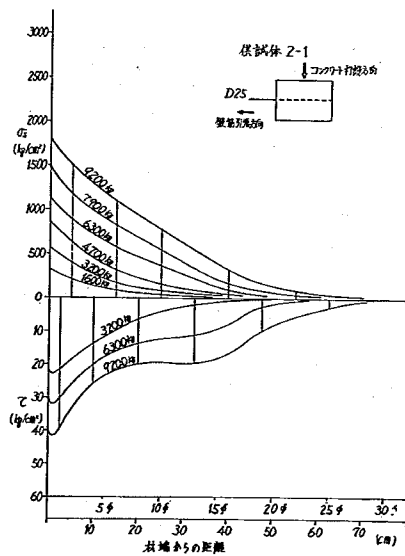


図 10-3-1(3) 鉄筋の応力分布(供試体2-1) 図 10-3-1(4) 鉄筋の応力分布(供試体2-2)

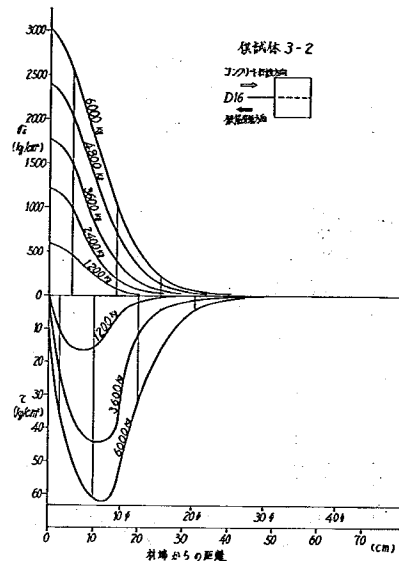
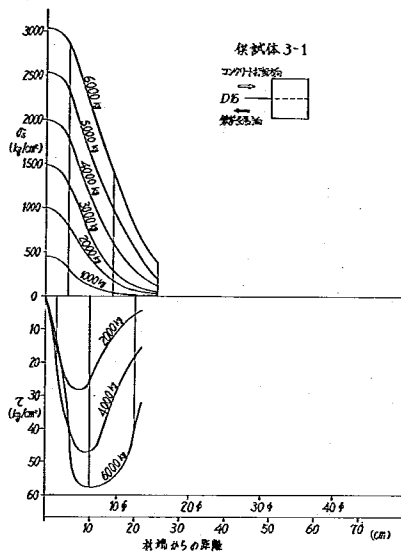


図 10-3-1(5) 鉄筋の応力分布 (供試体3-1)

図 10-3-1(6) 鉄筋の応力分布 (供試体3-2)

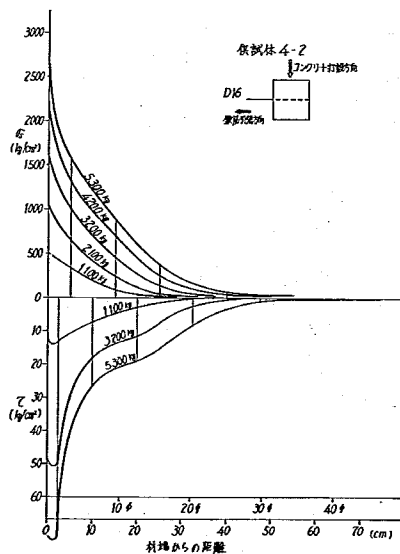
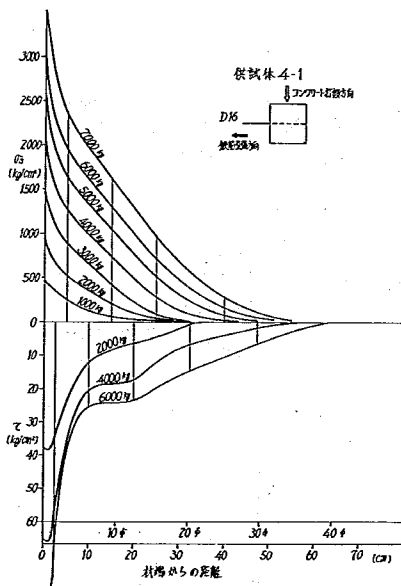


図 10-3-1(7) 鉄筋の応力分布 (供試体4-1)

図 10-3-1(8) 鉄筋の応力分布 (供試体4-2)

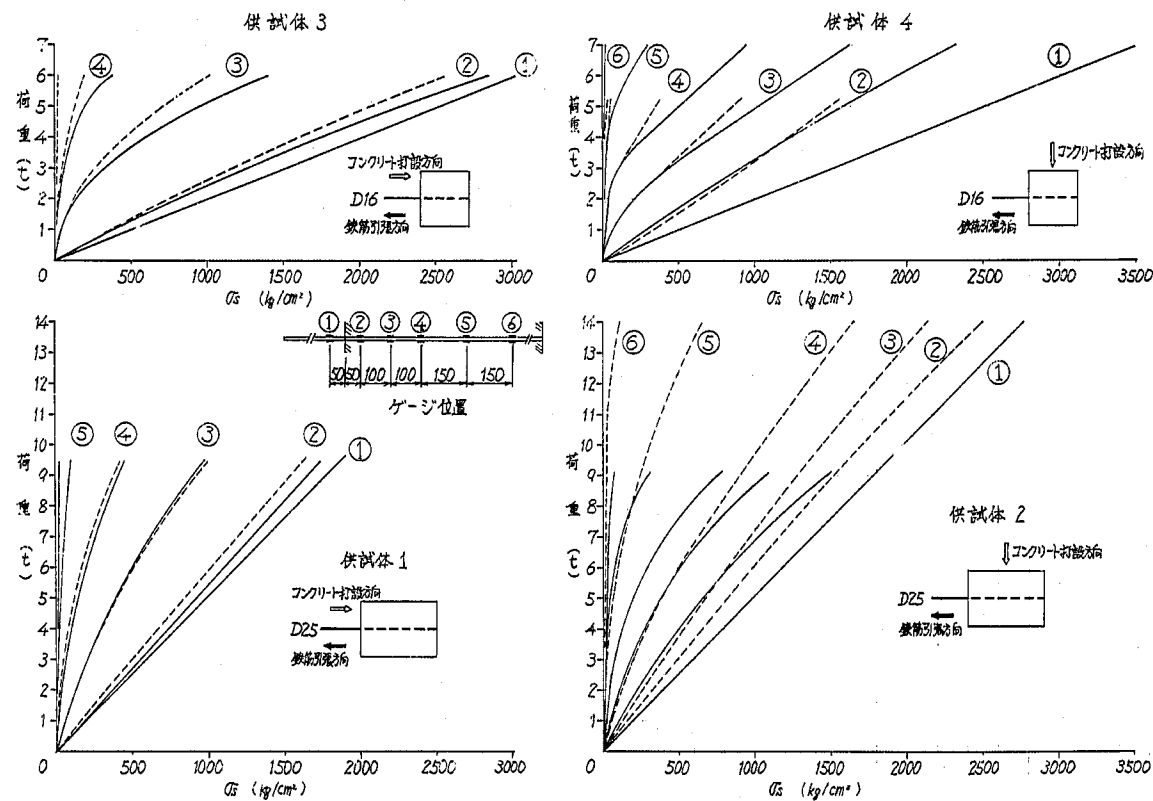


図 10-3-2 鉄筋の荷重～応力関係

「本州四国連絡橋に関する調査試験」に係る年度別、課題別契約金額一覧

(単位:円)

課 題 名	担当研究室	4 6 年度	4 7 年度	4 8 年度	4 9 年度	5 0 年度	5 1 年度	備 考
明石海峡の地質構造に関する調査試験	地 質	—	1,400,000	1,870,000	2,825,607	—	—	
本四橋用塗装に関する調査試験	化 学	—	—	—	2,189,095	1,798,813	—	
海中鉄鋼にかかる潮流に関する調査試験	河 川	1,858,000	2,750,000	—	—	—	—	
〃 波浪に関する調査試験	海 岸	1,500,000	3,200,000	—	—	—	—	
海水汚濁の拡散に関する調査試験	〃	—	—	—	3,238,387	3,998,718	4,842,000	
交通騒音に関する調査試験	交通環境	—	—	—	958,772	5,533,631	5,843,000	
舗装基準に関する調査試験	舗 装	—	—	—	5,156,858	5,951,327	6,343,000	
インサート形ローラビットによる硬岩掘削に関する調査試験	機 械	—	2,950,000	—	—	—	—	
和泉圏に対するローラビットの削孔性に関する調査試験	〃	—	—	3,000,000	—	—	—	
ビットの摩耗と削孔性に関する調査試験	〃	—	—	—	3,964,478	—	—	
土質に関する調査試験	土 質	—	—	—	1,742,918	2,459,014	—	
基礎工に関する調査試験	基 礎	1,500,000	3,000,000	3,000,000	2,960,005	4,009,444	6,973,000	
耐風性に関する調査試験	構 造	7,300,000	9,150,000	9,000,000	11,987,585	13,776,900	9,843,000	
材料構造に関する調査試験	橋 梁	1,500,000	1,850,000	1,850,000	5,028,240	4,670,470	3,343,000	
耐震に関する調査試験	振 動	7,352,000	5,000,000	8,070,644	7,188,055	—	—	
地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験	〃	—	—	—	—	3,041,338	2,842,000	
耐震性に関する調査試験	耐 震	—	—	—	—	4,260,345	3,637,000	
コンクリートに関する調査試験	コンクリート	—	—	—	—	—	1,000,000	
合 計		21,010,000 (21,502,480)	29,300,000 (19,996,612)	26,790,644 (24,668,119)	47,240,000 (28,113,824)	49,500,000 (33,200,911)	44,666,000 (34,026,787)	

※() 書きは旅費+直接経費である。