



本州四国連絡橋公団

受託研究報告 No. 4

43

土木研究所資料
第989号

本州四国連絡橋の設計施工に関する
研究報告

昭和50年3月

建設省土木研究所

本四公団受託

土木研究所資料第九八九号

本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告

昭和五十年三月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 論	1
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46~48年度)の研究結果の概要	3
1-3 昭和49年度における研究内容および研究体制	9
1-4 昭和49年度における研究成果の概要	10
第2章 材料構造に関する調査試験	15
2-1 鋼床版に関する調査	17
2-2 床部材の応力頻度	50
第3章 舗装に関する調査	57
3-1 材料試験	59
3-2 鋼床版装の現況調査(第5回)	72
第4章 耐風性に関する調査試験	101
4-1 調査の概要	103
4-2 因島大橋の耐風性	103
4-3 乱れた風により吊橋に作用する空気力(その一)	104
4-4 橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風安定性	106
第5章 耐震性に関する調査試験	125
5-1 概 説	127
5-2 高橋脚橋梁杭基礎、地盤系の模型振動実験	127
5-3 吊橋基礎・地盤系の模型振動実験	128
第6章 浅い大型基礎の支持力解析	143
6-1 概 要	145
6-2 根入れ効果に関する検討	145
6-3 平面寸法の影響に関する検討	145
6-4 その他の検討	145
第7章 土質調査試験	147
7-1 はじめに	149

7-2	試験方法	149
7-3	結果および考察	150
第8章 明石海峡の地質構造に関する調査		159
8-1	概 説	161
8-2	調査の概要	161
8-3	海底地形	161
8-4	地 質	162
8-5	断 層	164
8-6	各想定サイトの地質	166
8-7	明石海峡を含めた周縁地域の地質構造運動	167
第9章 塗料調査試験		175
9-1	調査目的	177
9-2	調査概要	177
9-3	調査方法	177
9-4	調査結果	178
9-5	今後の調査計画	179
第10章 交通騒音調査試験		187
10-1	概 説	189
10-2	収集した文献および資料	189
10-3	交通騒音の評価指標についての考察	189
10-4	沿道騒音の評価の考え方	192
10-5	今後の調査	193
第11章 海水汚濁の拡散に関する調査試験		195
11-1	汚濁物質の種類	197
11-2	発生の機構についての考察	198
11-3	Near Field における拡散	199
11-4	拡散の基本式	203
11-5	ま と め	207
第12章 ビットの摩耗と削孔性に関する調査		223
12-1	まえがき	225
12-2	試験目的	225

1 2 - 3	実験概要	2 2 5
1 2 - 4	試験結果	2 2 6
1 2 - 5	ま と め	2 2 9

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年の両年度、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年の両年度には東京湾等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4年度に当るものである。

1.2 前年度まで(昭和46～48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ない、この種の実験により兩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ュミ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

中央経間長 851m から 1,860 m 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な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迎角 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 $1,880\text{m}$ ）ならびに南備讃瀬戸大橋（中央径間長 $1,100\text{m}$ ）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な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橋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 $1,880\text{m}$ および $1,515\text{m}$ ）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 $1,880\text{m}$ 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 $1,515\text{m}$ 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 $39^\circ 10'$ 、 1.6 kg/cm^2 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/cm^2 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 $10^\circ \sim 20^\circ$ 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みて、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、対象地域に関係する地質の資料・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ー式リ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上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ろう。
- 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、10 cm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抗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。しかしシャーキーイ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うる。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) 絶対乾燥状態での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。

(8) 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す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図った。

(9) 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兩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。

(10) 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、ツース型カッタを用いた場合には所要トルクはインサート型カッタ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。

1.3 昭和49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）

鋼床版に関する試験および床版部材の応力頻度に関する調査

(2) 舗装基準に関する調査（舗装研究室）

橋面舗装材料の試験および既設橋の鋼床版舗装の耐久性に関する実地調査と要因分析

(3) 耐風に関する調査試験（構造研究室）

三径間吊橋の耐風安定性に関する実験および解析

(4) 耐震に関する調査試験（振動研究室）

高橋脚橋梁などの地震時の変形および吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析

(5) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）

明石層のせん断特性とクリープ特性に関する実験

(6) 土質に関する調査試験（土質研究室）

明石層の動的特性に関する試験

(7) 明石海峡の地質構造の調査（地質研究室）

既往資料に基づく明石海峡の地質構造に関する調査

(8) 塗料に関する調査試験（化学研究室）

防錆用塗料の塗膜性能に関する調査

(9) 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

(10) 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調査解析

(11) 削孔性に関する調査試験（機械研究室）

ツース型カッターの削孔性に関する試験

これらの受託研究を遂行するための経費総額は、約3,160万円となった。

また、受託研究の円満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49年度における研究成果の概要

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) 衝撃係数0.4を考慮した設計輪荷重の静的載荷により、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り、道路橋示方書の規定の妥当性を確認した。
- ii) 現場溶接による継手を有するデッキプレートおよび縦リブの供試体は、現場継手の仕上げの有無に関らず、設計輪荷重の200万回繰返し載荷による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) 風洞内に格子をおいて乱れを強制的に発生させた場合、乱れの分布は様であり、強度は8ないし12%になることを認めた。耐風実験橋の1/7.2の模型につき、格子の有無による空力3分力の変化を測定比較した。
- 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)が大きくなる程減小し、応力比2の場合は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 $21\sim 24^\circ$ 粘着力0、有効応力表示で、まさつ角 $31\sim 35^\circ$ 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方向の断層が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詳でない。
 - (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、両岸共、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澱した有機物、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 につきグラブ浚渫の場合の模型実験を行ない、中心軸上の濃度の逓減率、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り、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、非常に問題を残しているといえる。

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、残された諸課題の解決に今後も尽力してゆきたいと考えている。

構造橋梁部長 大久保 忠 良

第2章 材料構造に関する調査試験

橋梁研究室

国	広	哲	男
佐	伯	彰	一
藤	原	啓	稔
井	上	亘	一
武	田		弘
小	笠		保
福	原	孝	男
大	田	俊	雄
	塩		

2.1 鋼床版に関する調査

ま え が き

本州四国連絡橋計画においては、吊橋上の床版として鋼床版を用いることが計画されている。この計画では鋼床版の縦リブは逆台形の閉断面を有し、また鋼床版上の荷重は鋼床版から縦げたを介して吊橋の主横トラスに伝達される構造になっている。

鋼床版を吊橋上の床版として用いた場合には、自動車輪荷重を直接支持するいわゆる床作用のみを鋼床版に期待して、吊橋の補剛トラスの一部としての働きすなわち主構作用は鋼床版に受け持たせないために、鋼床版部材には自動車輪荷重の繰返し载荷によって許容応力度に近い応力度が大きな応力振幅で繰返して作用することになる。したがって鋼床版の設計には部材とくに溶接部の疲労の影響を考慮する必要がある。また、鋼床版上にはアスファルト舗装が施工されるが、通常の橋梁と異なり本州四国連絡架橋計画における吊橋上の鋼床版の舗装に対しては、架橋地点の特殊性による補修作業の困難さのために、寿命の長いことが要求される。しかし通常の鋼床版上のアスファルト舗装についてもこれまでに実態調査等が行われてはいるが、舗装上の自動車輪荷重の繰返し载荷がどのように舗装の寿命に影響を与えるのか十分に解明されてはいないのが現状である。

今回は自動車輪荷重が静的に载荷したときに鋼床版各部にどの程度の応力やひずみが生じ、この荷重が繰返して作用した場合に鋼床版部材の疲労強度は安全なものであるかどうかを確認するため、また自動車輪荷重の静的载荷によって舗装表面にどの程度のひずみが生ずるかを把握して今後舗装の寿命を検討してゆく場合の基礎的な資料とするために、アスファルト舗装を施した鋼床版の供試体を製作して静的および動的载荷実験を行なった。

2.1.1 目 的

今回の载荷実験の目的はつぎのとおりである。

(1) 鋼床版の静的挙動の把握

鋼床版は縦リブ、横リブおよびデッキプレートから構成され、その上に自動車輪荷重を直接に支持する床組構造としての作用を受け持つ。鋼床版の設計ではデッキプレートの最小板厚に関する規定にしたがう場合にはデッキプレートや縦リブの局所的な変形や応力は照査しなくてもよいことになっている。しかし、以下に述べる鋼床版部材の疲労強度やデッキプレート上の舗装の力学的挙動を検討する場合には、自動車輪荷重の载荷によってデッキプレートや縦リブにどの程度の局所的な変形や応力が生ずるかを把握しておくことが必要である。

(2) 鋼床版部材の疲労強度の確認

鋼床版の工場製作には溶接が多く用いられるが、場合によっては現場継手の施工にも溶接が用いられる可能性がある。鋼材の溶接部はその部材の疲労強度上の弱点となるが、とくに鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの隅肉溶接部およびデッキプレートや縦リブの現場継手部は疲労に対して十分考慮しておく必要がある。

(3) 鋼床版上のアスファルト舗装の力学的挙動の把握

前述したように本州四国連絡架橋計画における吊橋上の鋼床版の舗装には寿命の長いものが要求される。通常の道路におけるアスファルト舗装に関しては各種の調査研究が行なわれてきているようであるが、鋼床版上の舗装については実施例がそれほど多くないこともあって、舗装材料の選択や施工上の要点が必ずしも体系づけられているとはいえないのが現状である。道路上のアスファルト舗装と鋼床版上のアスファルト舗装の大きな違いは、前者が路床という比較的剛なものに支持されているのに対し、後者が鋼床版という可撓性のものに支持されていることであり、これまでのアスファルト舗装に関する知識を鋼床版上の舗装に対しても役立て、また検討してゆくには、このような舗装を支持するもののちがいをとくに力学的観点から把握しておく必要がある。このような見地から今回は静的荷重の載荷によって舗装表面にどの程度のひずみが生じこのひずみがデッキプレートに局所的な変形やひずみとどのような関係にあるかを知り、今後アスファルト舗装の適切な材料の選択および施工の検討をしてゆくうえで役立つ資料を得ることを目的の一つとした。

2.1.2 供試体

(1) 供試体の種類および形状寸法

版供試体として図-2.1に示すものを2体製作した。いずれも構造上の弱点となると思われる現場継手部を設けて、デッキプレートと縦リブを溶接接合しているが、2体のうち1体はこの現場溶接部をグラインダーで平滑に仕上げたものであり、他の1体は仕上げを行わずに溶接のままとしたものである。

この版供試体のほかにデッキプレートの局所的な変形と舗装表面のひずみとの関係を調べるために図-2.2に示すようなはり供試体を3体製作した。

これらの供試体の概要をまとめて表-2.1に示す。なお使用した鋼材はすべてSS41であり、デッキプレートに12mm厚、縦リブに6mm厚のものをそれぞれ用いた。これらの材料試験結果を表-2.2に示す。

(2) 版供試体の製作

図-2.1に示した版供試体は、現場継手の線で分割される2つのブロック($l=1.3\text{m}$ および $l=3.7\text{m}$)別にそれぞれ製作し、仮組立ての後に実際の現場における施工とできるだけ近い条件で現場継手部の溶接接合を行なった。各ブロックの製作順序はつぎのとおりである。

- (i) 縦リブはプレス加工で成形し、所要長さに切断後端部にダイアフラム、現場継手部に裏当材をそれぞれ手溶接する。
- (ii) 横リブはウェブに縦リブを貫通させるための切欠きをつけ、下フランジを自動溶接でとりつける。
- (iii) デッキプレート、縦リブおよび横リブの歪矯正を行なう。
- (iv) デッキプレートにまず縦リブ、つぎに横リブをそれぞれ仮付けする。
- (v) デッキプレートと縦リブ、デッキプレートと横リブ、および縦リブと横リブの本溶接を図-2.3に示した順序で手溶接で行なう。

(ⅴ) スチフナー、ソールプレート等の附属品の取付けを行なう。

ブロック相互の現場継手の施工順序はつぎのとおりである。

(i) 各ブロックの歪を矯正した後、各横リブの支点の位置に置いた6個のジャッキの上で仮組立てを行なう。

(ii) デッキプレートの溶接線の両端部にエンドタブをとりつけた後、デッキプレートの仮付けを30 cmピッチで行なう。

(iii) 縦リブと縦リブ接合材の仮付けを行なう。

(iv) デッキプレートの現場溶接を片面自動溶接(FAB法)で行なう。

(v) 縦リブの現場溶接を図-2.4に示す順序で上向きの手溶接で行なう。

(vi) 縦リブ接合材とデッキプレートの溶接を図-2.4に示す順序で立向き水平で手溶接で行なう。

(vii) デッキプレートのエンドタブを切り落とし、現場溶接部のグラインダー仕上げを行なう供試体については、デッキプレート上面および縦リブの現場溶接部のビードを平滑に仕上げる。

上述した各ブロックの製作および現場溶接における溶接方法および溶接条件はそれぞれつぎのとおりである。

(i) 仮 付 け

溶接棒：TB-24, 4~5mm ϕ ただしデッキプレートの自動溶接の仮付けに対してはJ-55

仮付けビード長さ：100 mm以上

(ii) ブロック製作の手溶接

日 時：昭. 49.1.10, 天候：晴, 気温：9°C, 湿度：24%

溶接棒：B-17, 4 mm ϕ , 6 mm ϕ

電 流：4 mm ϕ ：180A, 6 mm ϕ ：310A

電 圧：25V

(iii) デッキプレートの現場継手の自動溶接

日 時：昭. 49.1.22, 天候：晴, 気温：9.5°C, 湿度：55%

溶接法：サブマージドアーク溶接

溶接棒：US-36, フラックス：MF-38A

裏当材：FAB-1, 鉄粉：RR-2

電 流：830A

電 圧：36V(38V)

速 度：28 cm/min(30 cm/min) ()内は版供試体1-2に対する値

(iv) 縦リブの現場継手の手溶接

日 時：昭. 49.1.22, 天候：晴, 気温：9.5°C, 湿度：55%

溶接姿勢：上向き

溶接棒：B-17, 4 mm ϕ

電 流：130A

電 圧：25 V

各ブロックの製作時にはデッキプレートと縦リブおよび横リブの溶接を図-2.3に示した順序で2人の溶接工がほぼ対称に行なったことや仮付けの拘束があったことなどのために、縦リブや横リブに溶接歪がほとんど生じなかった。しかしデッキプレートには図-2.5に示すように端部に部分的に1~3 mm程度の歪が生じたので、線状加熱によって矯正した。

デッキプレートと縦リブの現場溶接によってブロック相互を接合した後においては、版供試体I-2では6個の支点上でのレベル差は5 mm以内となったが、版供試体I-1では図-2.6の実線のように最大12 mmのレベル差を生じた。これは主として仮組みのときの組立て誤差によるものと思われ、製作後最大12 mmのレベル差を生じている点の支承をとりはずして荷重をかけて矯正した結果、レベル差は図-2.6の破線のようにになった。

現場継手部の各施工段階において継手部の収縮量がどの程度になるかを知るために、図-2.7に示すようにデッキプレート上に標点を設定して、仮付け溶接前、仮付け溶接後、デッキプレート溶接後、縦リブ溶接後の各段階でノギス（最小読取り：0.05 mm）を用いて標点間距離を測定して収縮量を求めた。測定結果のうち標点間距離600 mmに対する収縮量の横断方向の平均値を各施工段階について表-2.3に示す。

(3) はり供試体の製作

図-2.2に示したはり供試体3体は前述した版供試体の工場におけるブロックと同じようにして製作を行なった。

(4) 防水工および舗装

防水層として図-2.8に示したものをを用いてつぎの順序で施工を行なった。

- (i) デッキプレート面の錆をサンドグラインダーで除去する。
- (ii) カチコートSを2層（1層目：0.4 ℓ/m^2 ，2層目：0.4 ℓ/m^2 ）に分けて塗布する。
- (iii) 溶融ガムファルトBを流しながら（1.5 kg/m^2 ），PMシートを貼付する。
- (iv) PMシート上に溶融ガムファルトBを塗布する（0.8 kg/m^2 ）

アスベスト入り修正トベカ（アスベスト量：2%）を2層（1層目：4.5 cm，2層目：3 cm）に分けて打設した。各層とも人力で均一に敷きならし、小型振動ローラーで転圧した。

2.1.3 版供試体の実験

(1) 実験の概要

図-2.1に示したI-1およびI-2の版供試体に対して図-2.9に示すような供試体の支持状態および荷荷状態で静的および動的荷荷試験を行なった。版供試体の荷荷状況を写真2.1に示す。

すなわち、供試体は3本の横リブの両端において合計6点で縦リブ方向に移動および回転が可能なようにローラーで支持した。また荷重は中央横リブに関して対称な位置で、ほぼ縦リブの支間中央附近に2点荷荷を行なった。それぞれの荷荷点においては自動車輪荷重のダブルタイヤの影響を考慮に入れるために、図-2.9に示したようにデッキプレートと縦リブの溶接線に対称に200 mm × 200 mmの荷荷面積を想定し、ネプレンゴムを介して荷荷を行なった。

載荷試験は表-2.4 に示した順序で行なった。すなわち、

- (i) 鋼床版上にアスファルト舗装がある状態で、2点載荷の両方の荷重(P)がそれぞれ11.2tになるまで2tおきに静的載荷を行ない、各荷重段階におけるひずみ、たわみ等を測定した。その後荷重を除荷して0点調整を行なったのちにふたたび同様な静的載荷および測定を行なった。なお最大荷重(P_{max})11.2tは設計軸荷重8tに衝撃の影響3.2t($i=0.4$)を加えて定めた。
- (ii) 鋼床版上にアスファルト舗装がある状態で(i)で述べた静的載荷試験を終了した後に同じ載荷位置で $P=2\sim 11.2$ tの範囲の繰返し荷重によって繰返し回数が200万回になるまで疲労試験を行なった。
- (iii) (ii)で述べた疲労試験終了後(i)と同じ要領で $P_{max}=11.2$ tまで2tおきに2回静的載荷を行ない、各荷重段階におけるひずみ、たわみ等を測定した。
- (iv) (iii)の静的載荷試験終了後鋼床版上のアスファルト舗装を除去し、(i)と同じ要領で静的載荷を行なった。ただし、2回目の載荷では $P=11.2$ tの測定終了後5tおきに $P_{max}=35$ tまで載荷した。

(2) 実験結果

(i) デッキプレートおよび縦リブの局部的変形およびひずみ

載荷点直下のデッキプレート下面および縦リブ外面の橋軸方向および橋軸直角方向のひずみ分布を図-2.10 および図-2.11 に示す。またデッキプレート下面のたわみを図-2.12, および図-2.13 に示す。

これらの結果から舗装がある場合よりも舗装のない場合の方が同じ荷重の大きさに対して、ひずみやたわみが大きいことがわかる。しかし、舗装の効果すなわち舗装とデッキプレートの合成効果あるいは舗装内での荷重の分散効果がそれぞれの程度影響しているかは、この実験結果のみからは明確ではない。

舗装がある場合において、 $P=11.2$ tの荷重直下のデッキプレートの下面では橋軸直角方向に最大 $\sigma_x=1800$ kg/cm²程度、橋軸方向に最大 $\sigma_y=1100$ kg/cm²程度の引張応力が生じている。

したがっていわゆる2軸応力状態となっているので、わが国の道路橋示方書や西ドイツのDIN 1073におけるのと同じような考え方でいわゆる相当応力(Vergleichsspannungen)を求めるとうづぎのようになる。

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \tau^2} = 1570 \text{ kg/cm}^2$$

デッキプレートと縦リブの隅肉溶接上のひずみは直接には測定していないが、図-2.10 および図-2.11 に示したように溶接部近傍の測点における値から溶接の位置での応力を推定すると、溶接線方向に最大700 kg/cm²程度の圧縮応力が生じており、また溶接線に直角方向にはデッキプレートに最大2000 kg/cm²程度の圧縮応力、縦リブには荷重の中心に近い方の溶接線で最大1600 kg/cm²程度の圧縮応力、荷重の中心から遠い方の溶接線で最大600 kg/cm²程度の引張応力がそれぞれ生じている。

縦リブの間でのデッキプレートの局部的なたわみは図-2.12 および図-2.13 からわかるようにほぼ縦リブ間隔の1/500 となっており、道路橋示方書のデッキプレートの最小板厚の規定のもと

となった値に一致している。

(ii) 鋼床版部材の疲労強度

版供試体 I-1 および I-2 にはいずれも現場での施工条件を考慮してデッキプレートと縦リブに現場溶接がなされている。この溶接部の疲労強度に着目して 2.1.3 (1) で述べたように静的載荷試験と同一の荷重位置で $P = 2 \sim 11.2$ t の繰返し荷重を載荷したが、200 万回の繰返しによってもこれら現場溶接部やその他の個所にも疲労によるクラックの発生はみられなかった。

すなわち、片面突合せ溶接で施工されたデッキプレートの現場溶接は、前述した静的載荷試験によると $P = 11.2$ t の荷重によってデッキプレート下面に溶接線方向（橋軸直角方向）に $\sigma_x = 1800$ kg/cm²、溶接線に直角方向（橋軸方向）に $\sigma_y = 1100$ kg/cm² の引張り応力を局部的に受ける。このような応力の 200 万回の繰返しに対して、デッキプレート上面の余盛を仕上げた版供試体 I-1 においても仕上げしていない版供試体 I-2 においても、デッキプレートの現場溶接部には疲労によるクラックは生じなかった。また縦リブの現場溶接は図-2.4 に示すように裏当て材を用いて横向きないしは上向きの姿勢で施されたものである。前述した静的載荷試験によると $P = 11.2$ t の荷重によって縦リブ下面近傍に最大 1100 kg/cm² 程度の引張り応力が橋軸方向に生じているが、縦リブ外面の余盛を仕上げた版供試体 I-1 においても仕上げしていない版供試体 I-2 においても、縦リブの側面および下面の現場溶接には疲労によるクラックは発生しなかった。

デッキプレートと縦リブとの橋軸方向の隅肉溶接は工場で施工されるほか、現場継手部は現地でも溶接が行なわれる。前述した静的載荷試験によると $P = 11.2$ t の荷重によってこの隅肉溶接には、溶接線方向に 700 kg/cm² 程度の圧縮応力、橋軸直角方向には荷重の中心に近い隅肉溶接の位置で最大 2000 kg/cm² 程度の圧縮応力、荷重の外側の隅肉溶接の位置で 600 kg/cm² 程度の引張り応力が生じている。200 万回の繰返し載荷試験においては工場溶接部および現場溶接部のいずれにも疲労によるクラックは生じなかった。

(iii) 舗装表面のひずみ

版供試体 I-1 については計測上の不備のために舗装表面のひずみは得られなかった。図-2.14 (1)~(3)には版供試体 I-1 のデッキプレートの上下面のひずみおよびたわみの橋軸直角方向の分布を示す。

図-2.15 (1)~(3)には版供試体 I-2 の舗装表面のひずみ、デッキプレートの上下面のひずみおよびたわみの橋軸直角方向の分布を示す。この結果によるとダブルタイヤを想定した 2 つの等分布荷重の間のデッキプレートと縦リブの溶接線上の舗装表面には 1200 μ 程度の引張りひずみが生じており、等分布荷重から少し離れた両側の舗装表面には 800 μ 程度の圧縮ひずみが生じている。等分布荷重の下面の舗装表面のひずみは今回は計測できなかったが相当大的な圧縮ひずみが生じるものと思われる。これらの舗装表面のひずみの状態やデッキプレートのひずみ、たわみなどから推測すると、 $P = 11.2$ t のダブルタイヤを想定した荷重の載荷によって鋼床版は橋軸直角方向に全体的なたわみ、デッキプレートおよび舗装はこの全体的なたわみの影響のほか、閉断面縦リブのねじりに対する抵抗および荷重が舗装表面に直接載荷されている影響を局部的に受けているように思われる。

舗装表面のひずみは鋼材と異なり相当ばらつきがあるようである。また、上述したように舗装表

面のひずみの傾向は一応得られたが、その値とデッキプレートのひずみやたわみとの定量的な関連は今回の実験では測点数が少ないことなどから得るまでには至らなかった。

2.1.4 はり供試体の実験

(1) 実験の概要

図-2.2に示したⅡ-1, Ⅱ-2およびⅡ-3のはり供試体の縦リブ内および縦リブ間のダイヤフラムをすべて除去した後に、図-2.16に示すような供試体の支持状態および載荷状態で静的載荷試験を行なった。はり供試体の載荷状況を写真-2.3に示す。

すなわちデッキプレートのたわみまたは曲率と舗装表面のひずみとの関係が得られるように供試体は剛な支承上に縦リブ下面をのせて縦リブが浮き上って回転しないように縦リブ下面の左右を剛な支承に固定した。荷重は図-2.16に示すように自動車輪荷重のダブルタイヤの影響を考慮に入れるためにデッキプレートと縦リブとの溶接線に対称に200mm幅の載荷板を用い、測定結果の考察において縦リブの長さ方向の荷重分配効果を考慮しなくてもよいように、この載荷板をはりの全幅にわたって設置して載荷した。はり供試体には閉断面縦リブが3本ついているので、左右の縦リブの溶接線上に注目してそれぞれ独立して載荷し、測定を行なった。

載荷試験は表-2.5に示した順序で行なった。すなわち、

(i) 鋼床版上にアスファルト舗装がある状態で荷重 P （2つの載荷板に作用する荷重の合計）が14tになるまで2tおきに静的載荷を行ない、各荷重段階におけるひずみ、たわみ等を測定した。その後荷重を除荷して0点調整を行なったのち、ふたたび同様な静的載荷および測定を行なった。その後同じはり供試体の他端の載荷点においても同様な載荷および測定を行なった。なお最大荷重 $P_{max} = 14t$ はデッキプレート下面の最大ひずみがほぼ 1000μ となるような荷重であり、鋼材が降伏するのをさけるためにこのように定めた。

(ii) (i)で述べた静的載荷試験終了後、鋼床版上のアスファルト舗装を除去し、(i)と同じ要領で静的載荷を行なった。

(2) 実験結果

この実験は舗装表面のひずみとデッキプレートの変形との関係を得るために行なった。はり供試体Ⅱ-1, Ⅱ-2, Ⅱ-3の舗装表面のひずみ、デッキプレートのひずみおよびたわみをそれぞれ図-2.17, 2.18, 2.19に示す。これらの図に示された舗装表面のひずみはばらつきの大きいことを考慮してはり供試体上面の50cm幅の中心線上および左右両端からそれぞれ10cm中心線によった線上において2回ずつ測定した平均値をそれぞれの測定線ごとに示した値である。またデッキプレートのたわみは縦リブの弾性変形量や支承条件の影響も含んだ値である。実験は2.1.4(1)で述べたようにはり供試体を剛支承上に置き、浮き上りを防ぐために各縦リブの下側の屈曲部近傍を万力で固定して行なったのであるが、デッキプレートのひずみやたわみの実験値を比較してみると、縦リブ下面での固定条件が載荷ケースによって多少異なっているようである。このことが実験結果全体に影響を及ぼしているようである。これらの理由から、ここでは実験値同志の細かい比較は行わずに、おおまかな傾向のみを述べることにする。

舗装表面のひずみには相当ばらつきがあるが、デッキプレート下面の最大ひずみが 1000μ 程度

のときに相当する $P=14\text{ t}$ の荷重による舗装表面の最大引張りひずみは $1000\text{ }\mu$ 程度から $3000\text{ }\mu$ 程度となっている。今回はダイヤルゲージによってデッキプレートのたわみを測定したので、デッキプレートと縦リブの交点におけるデッキプレートの曲率半径を精度よく求めることができなかったがたわみの実測値から曲率半径を求める最小 4 m のものもあるが、おおよそ 9 m から 20 m 程度である。

2.1.5 実験結果の考察および今後の検討事項

今回の実験は2.1.1で述べたように鋼床版の静的挙動の把握、鋼床版部材の疲労強度の確認および鋼床版上のアスファルト舗装の力学的挙動の把握を目的として行なった。以下に今回得られた結果について考察しあわせて今後検討すべき事項について言及する。

(1) デッキプレートおよび縦リブの局部的変形およびひずみ

鋼床版上に道路橋示方書で規定された設計自動車輪荷重 $P=11.2\text{ t}$ （後輪荷重 8 t に衝撃の影響 3.2 t を加えた値、 $i=0.4$ ）を静的に載荷したときにデッキプレートおよび縦リブに生ずる局部的な応力やたわみの状態を把握することができた。版供試体の実験結果によると輪荷重直下のデッキプレート下面に橋軸直角方向に $\sigma_x=1800\text{ kg/cm}^2$ 程度のSS41の許容応力度 $\sigma_a=1400\text{ kg/cm}^2$ をこえる引張り応力が生じ、橋軸方向には $\sigma_y=1100\text{ kg/cm}^2$ 程度の引張り応力が生ずる。このような2軸応力状態における相当応力（Vergleichsspannungen）は $\sigma_v=1570\text{ kg/cm}^2$ となり、この値はSS41の公称降伏点 $\sigma_y=2400\text{ kg/cm}^2$ を下まわっている。道路橋示方書においては鋼床版は静的荷重に対して大きな耐荷力があり、局部的な塑性域の生成は耐荷力にあまり影響を与えないという理由から、今回の実験で得られたような縦リブの間での変形を問題にしなければならないような局部的な応力度は照査する必要がないことになっている。ただしこの場合にはデッキプレートの最小板厚 $t\text{ (mm)}$ は $0.035b$ 以上でかつ 12 mm 以上であることと規定されている。ここに $b\text{ (mm)}$ は縦リブ間隔である。この規定は縦リブ間のデッキプレートのたわみを縦リブ間隔の $1/500$ 以下に制限することから定められたものである。今回の実験ではデッキプレートの厚さが 12 mm 、縦リブ間隔が 320 mm であり、 $P=11.2\text{ t}$ によるたわみの実測値は縦リブ間隔の $1/500$ の前後の値となっている。今回の実験では載荷装置の能力が小さいために2点載荷の両方の合計が 70 t すなわち1点あたり 35 t に至るまでしか載荷できず、終局耐荷力を得ることができなかった。設計輪荷重 $P=11.2\text{ t}$ の3倍強の 35 t の載荷によって、デッキプレートや縦リブに局部的には降伏域が生じたが、目で見えるような残留変形は認められなかった。

(2) 鋼床版部材の疲労強度

設計自動車輪荷重 11.2 t と 2 t の間で200万回の繰返し載荷を行なった結果、デッキプレートおよび縦リブの現場溶接部等には疲労によるクラックの発生は認められなかった。片面突合せ溶接で施工されたデッキプレートの現場溶接については、余盛の仕上げの効果を調べるために、デッキプレート上面の余盛りを仕上げたものと仕上げしないものの両方の疲労試験を行なったが、いずれも疲労クラックの発生がみられず、その疲労強度の差異は確認できなかった。鋼材の突合せ溶接部の疲労強度は余盛の仕上げの有無に大きく影響をうけ、仕上げることによって疲労強度は大幅

に向上する。しかし、デッキプレートの現場溶接の仕上げは工費および工期に影響を与えるので、溶接部に作用する応力の大きさと繰返し数を考慮して仕上げの是非を検討しなければならない。またデッキプレートの現場溶接部の下面の仕上げは施工上非常に困難である。したがってデッキプレートの現場溶接部の仕上げの是非は、閉先部の施工精度も考慮して引張り疲労試験等によって今後検討してゆく必要がある。

縦リブの現場溶接部についても今回の疲労試験ではクラックの発生はみられなかったが、裏当て材を用いた作業が横向きないしは上向きの姿勢で行なわれるのでデッキプレートの現場溶接以上に施工性を考慮して改善してゆくことが望まれる。

デッキプレートと縦リブの隅肉溶接の溶接線方向（橋軸方向）の応力については、今回は荷重の位置が固定されていたために圧縮域または引張り域における片振れの繰返し載荷となり、疲労によるクラックの発生はみとめられなかった。しかしデッキプレート上の車両の走行位置のばらつきを考慮するととくに橋軸に直角な面内でのデッキプレートの曲げやそれに伴う縦リブの断面変形によって、隅肉溶接に溶接線と直角方向に両振れの繰返しひずみが発生することが考えられる。今回の供試体ではデッキプレートと縦リブの間に 50° の開先をとって部分溶け込み溶接を行なっているが、この部分の詳細についても上述した両振れの繰返しひずみの発生を考慮して検討する必要がある。

(3) アスファルト舗装の力学的挙動

今回はとくに鋼床版上のアスファルト舗装のひびわれの発生原因をさぐるという立場から、設計自動車輪荷重によってデッキプレートと縦リブの交点上の舗装表面に生ずる引張りひずみに注目して実験を行なった。アスファルト舗装表面のひずみには非常にばらつきが多く、これは主として舗装材料の非均質性によるものと思われ、定量的な判断はしにくいがこの実験の結果、設計自動車輪荷重 $P=11.2t$ の静的載荷によって 1000μ 程度の引張り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も定量的な把握はしにくいだが、舗装厚 $75mm$ 、デッキプレート厚 $12mm$ のはり供試体においては舗装表面に $1000\mu\sim 3000\mu$ 程度の引張りひずみが生じたときのデッキプレートの縦リブの位置における曲率半径は $9m\sim 20m$ 程度であった。

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ひとつの構造体として働くいわゆる合成効果と舗装内での荷重の分散効果の2つが考えられる。今回の実験ではこれらの効果の傾向は得られたが、定量的な値は得ることができなかった。今後、舗装の合成効果や舗装表面のひずみとデッキプレートの曲率の関係を検討するには、舗装のついた鋼板に等曲げを加えるような単純な実験モデルを用いることが考えられる。また舗装内の荷重の分散効果は剛な平面上に舗装を施工し、輪荷重による舗装内の応力分布を測定することが考えられる。

鋼床版上のアスファルト舗装の構成材料を決定する際の力学的条件を設定するためには、もっとも基本的な事項として各舗装材料の応力とひずみの関係などの力学的材料特性を把握しておく必要がある。舗装材料の力学的特性は荷重の載荷時間や温度により大きく影響を受けるので、これらの影響を定量的に求めておくのが望ましい。また今回の実験はひびわれという舗装の破壊現象に注目して行なったが鋼床版上の舗装を検討してゆくためには、このほかわだちばれやくりなど舗装の

破壊現象を明確に整理して力学的な理由づけを行なう必要がある。なお今回は輪荷重を舗装上の一定の位置において200万回の繰返し載荷を行なったのであるが、荷重直下の舗装が沈下してしまったために舗装自体の疲労強度は得られなかった。今後は実際の輪荷重の挙動を再現できるような実験方法を考えてゆくことが望まれる。

あ と が き

今回は主として鋼床版の現場溶接部の疲労強度および舗装の力学的挙動に注目して実験を行なった。その結果は前述したとおりであるが、とくに鋼床版上のアスファルト舗装に関しては今回の実験はパイロットテスト的なものであり、実験の計画立案の際に細かい配慮が若干欠けていた点もあったため、問題点の提起のみに終わった感がある。今後鋼床版上の舗装の材料選定のための力学的条件を設定するためには前に述べたようにまず舗装材料の応力とひずみの関係などの力学的特性を荷重の載荷時間と温度の影響を考慮して求めておくことが必要である。このデータが得られれば実験結果を定量的に理由づけてゆくことが可能になるものと思われる。

表-2.1 供試体の概要

供 試 体	番 号	寸 法 (mm)	備 考
版 供 試 体	I - 1	2500 × 5,000	現場溶接部 仕上げ
	I - 2	"	" 非仕上げ
はり供試体	II - 1	500 × 1,630	-
	II - 2	"	-
	II - 3	"	-

表-2.2 鋼材の強度

試験片	厚 さ (mm)	鋼 種	降 伏 点 σ_y (kg/cm ²)	引張り強さ σ_u (kg/cm ²)	伸 び (%)
1 - 1	12	SS41	2,790	4,459	40
1 - 2			2,790	4,440	40
1 - 3			2,820	4,460	42
平 均			2,800	4,450	41
2 - 1	6		2,800	4,760	32
2 - 2			2,760	4,669	34
2 - 3			2,770	4,670	(19)
平 均			2,780	4,670	33
規 格				2,500	4,100~5,200

() は標点間外にて破断

表-2.3 現場溶接部の収縮量

供 試 体	版供試体 I - 1	版供試体 I - 2
仮 付 溶 接	0.77 mm (30%)	1.22 mm (45%)
デッキプレート実合せ溶接	1.41 mm (55%)	1.25 mm (46%)
縦 リ ブ 溶 接	0.38 mm (15%)	0.23 mm (9%)
合 計	2.55 mm (100%)	2.70 mm (100%)

表-2.4 版供試体の試験順序

順 序	試験の種類	試 験 の 内 容
1	静的試験	舗装あり, $P=11.2$ t まで 2 t おきに 2 回載荷
2	動的試験	" , $P=2\sim 11.2$ t の範囲で 200 万回繰返し
3	静的試験	" , $P=11.2$ t まで 2 t おきに 2 回載荷
4	静的試験	舗装なし, "

 $P=11.2$ t: 輪荷重 (8 t) + 衝撃 ($i=0.4$, 3.2 t)

表-2.5 はり供試体の試験順序

順 序	試験の種類	試 験 の 内 容
1	静的試験	舗装あり, $P=14$ t まで 2 t おきに 2 回載荷*
2	"	舗装なし, "

* 供試体の左側および右側の 2 ヶ所について実施。 $P=14$ t でデッキプレートのひずみがほぼ 1000 μ となる。

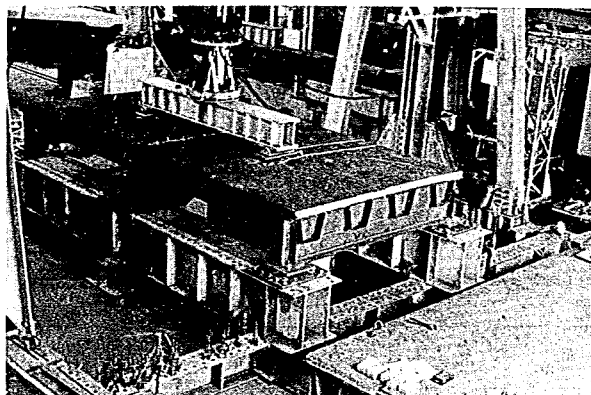


写真 2.1 版供試体の載荷状況

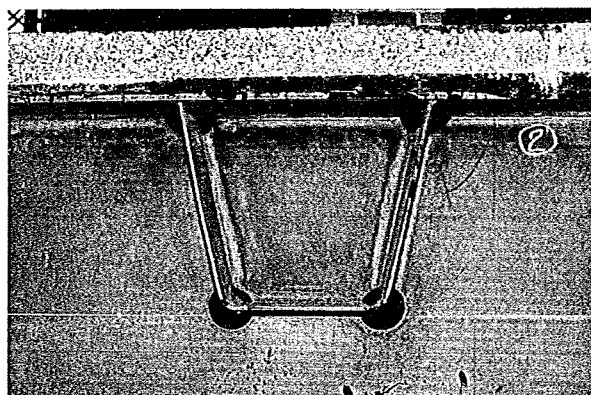


写真 2.2 縦リブの断面

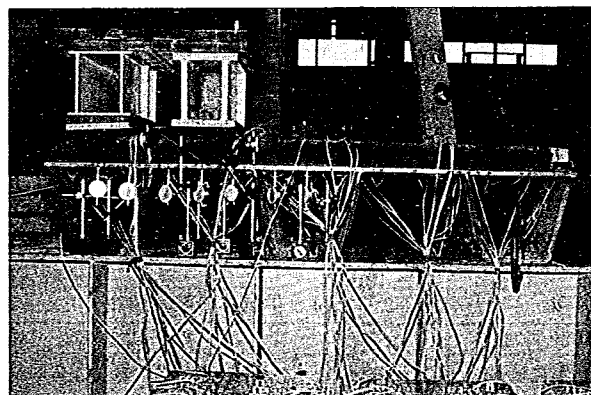
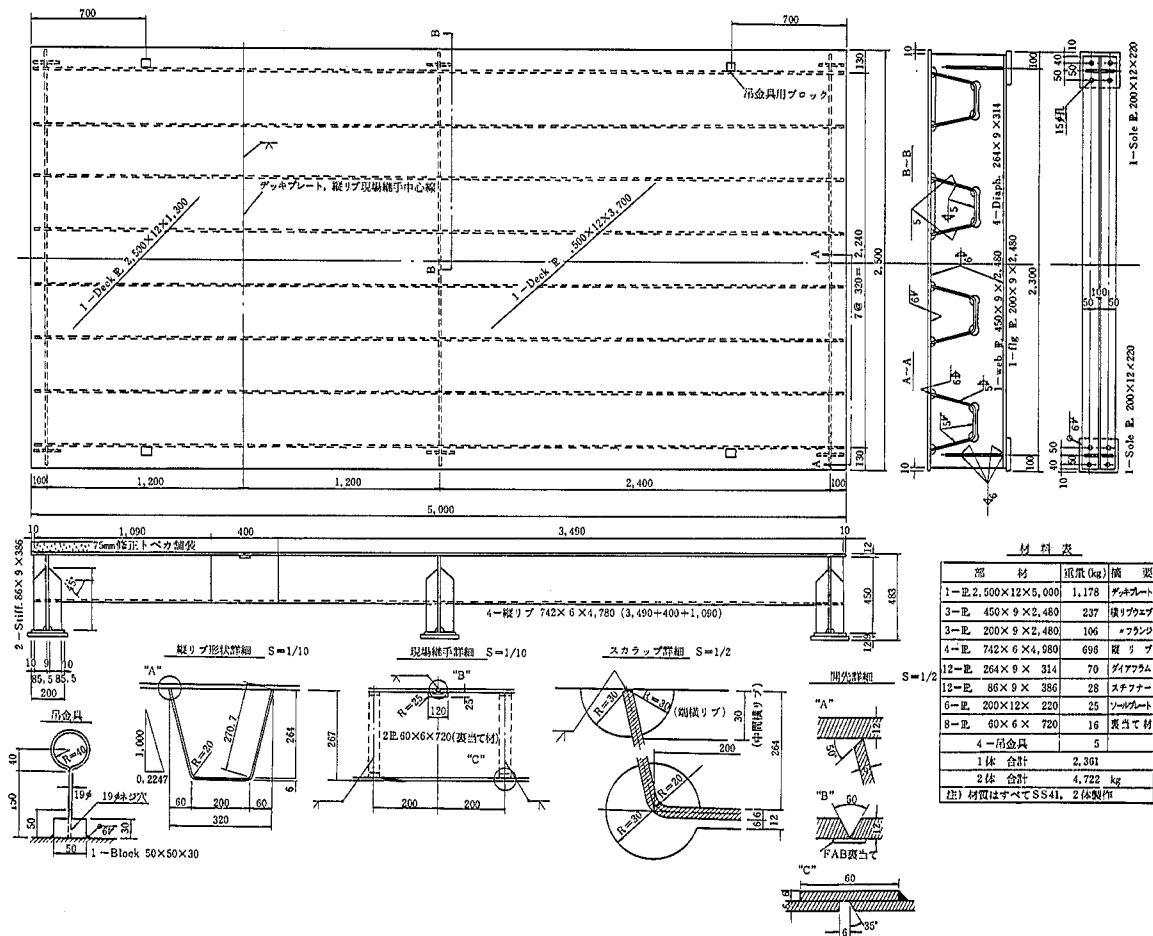


写真 2.3 はり供試体の載荷状況



图一 2.1 版 供 試 体

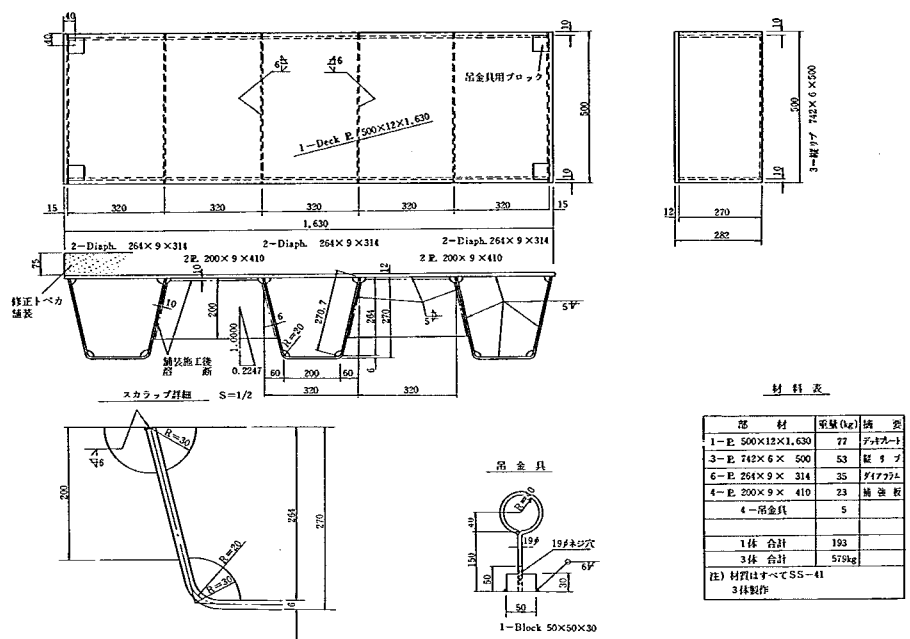


図-2.2 はり供試体

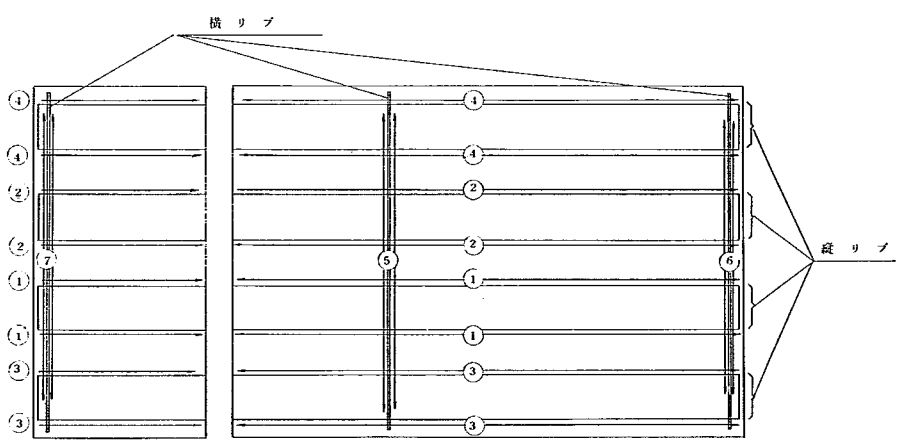
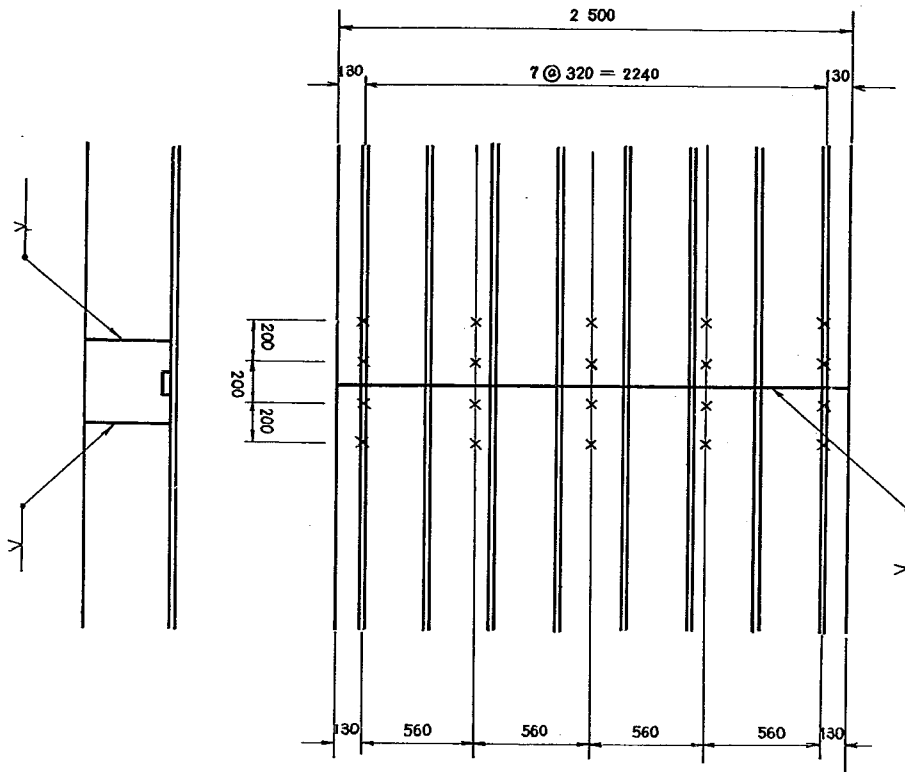


図-2.3 デッキプレートと縦リブおよび横リブの溶接順序

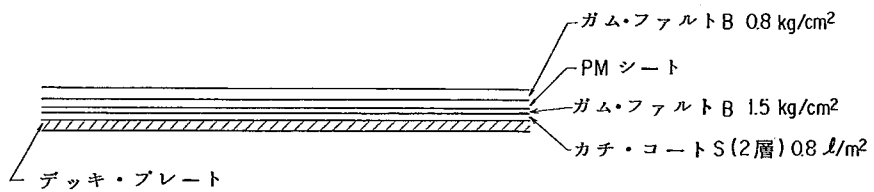


-

- 31 -



図一2.7 溶接による収縮量測定のための標点



図一2.8 防水層

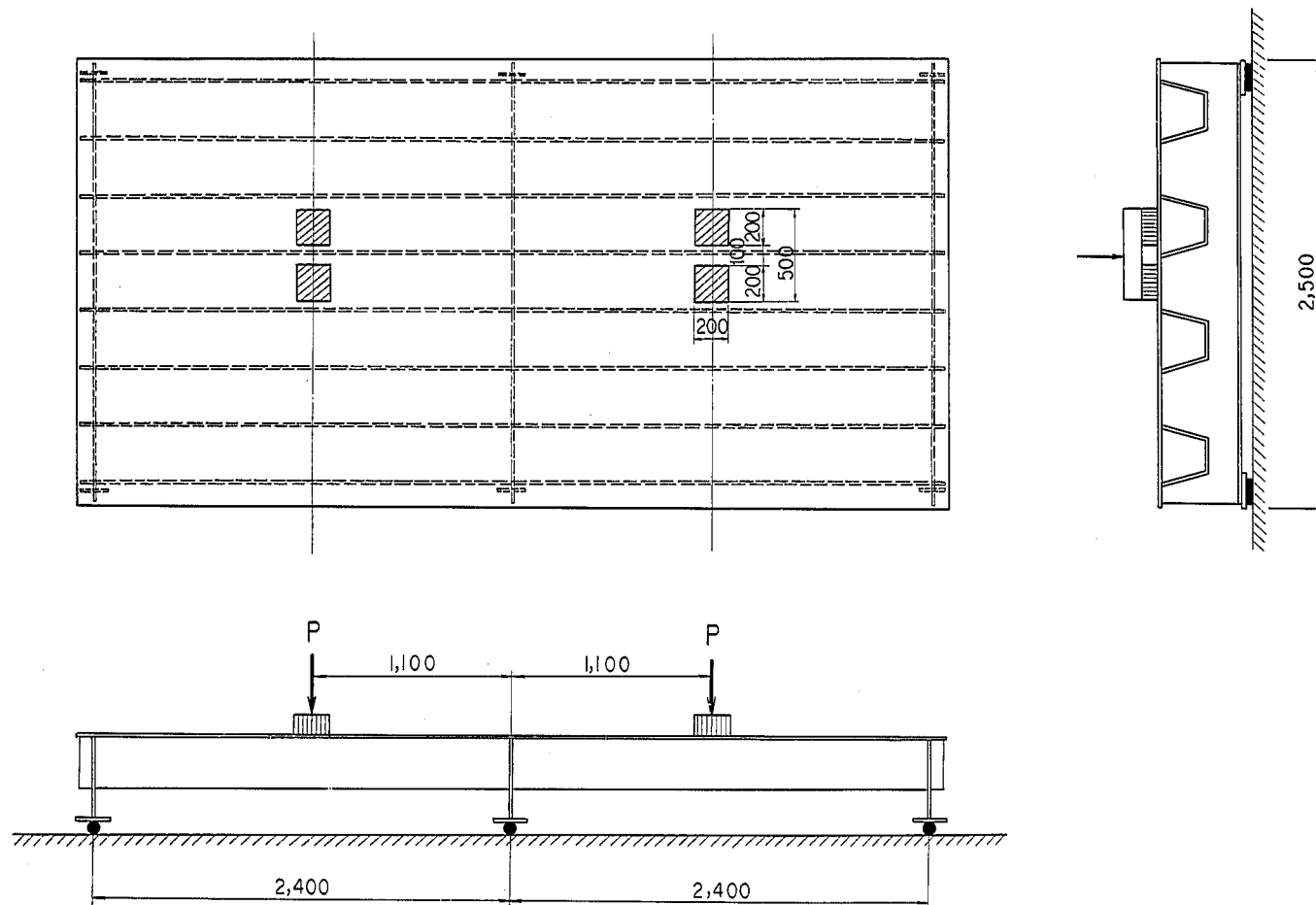
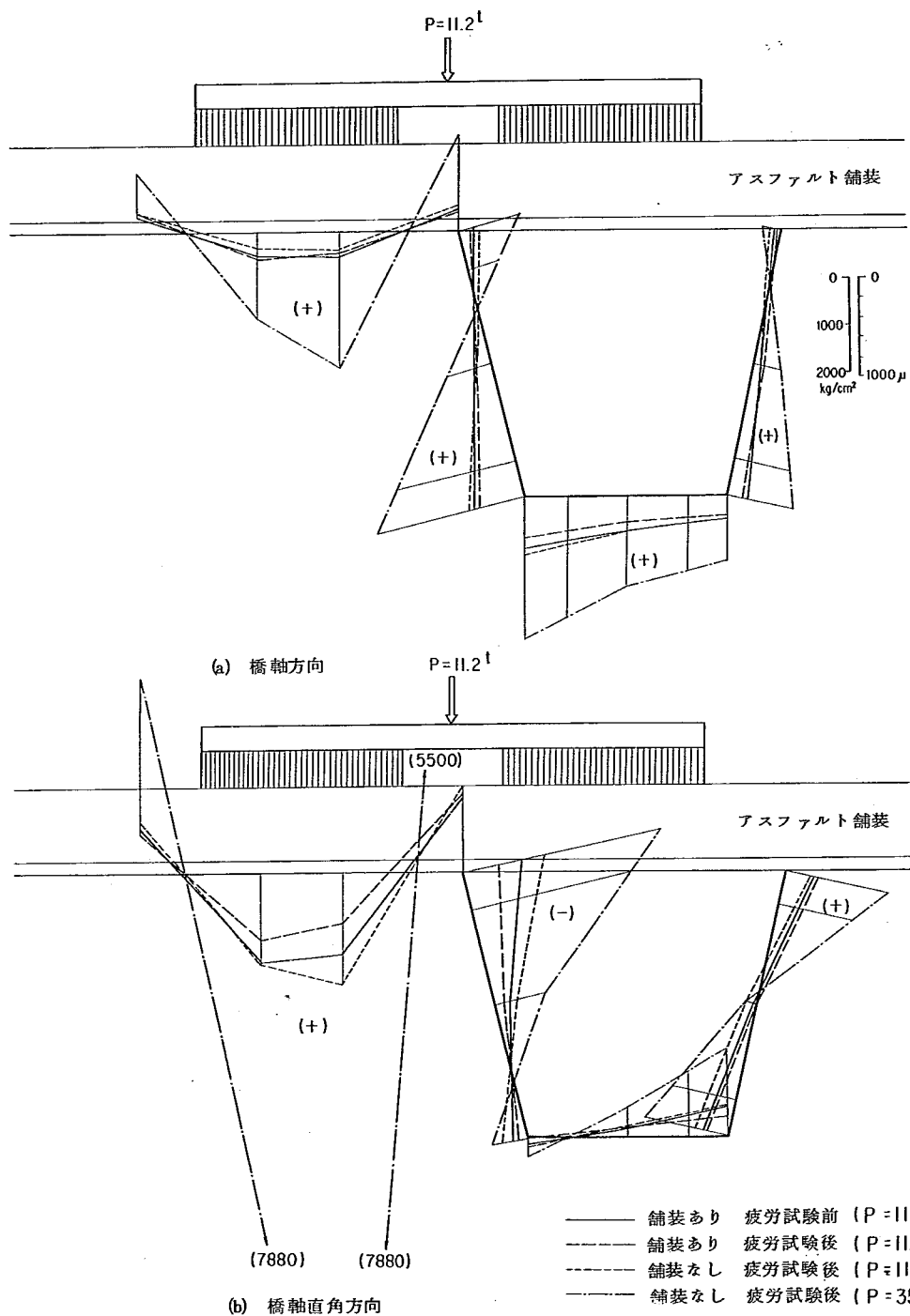
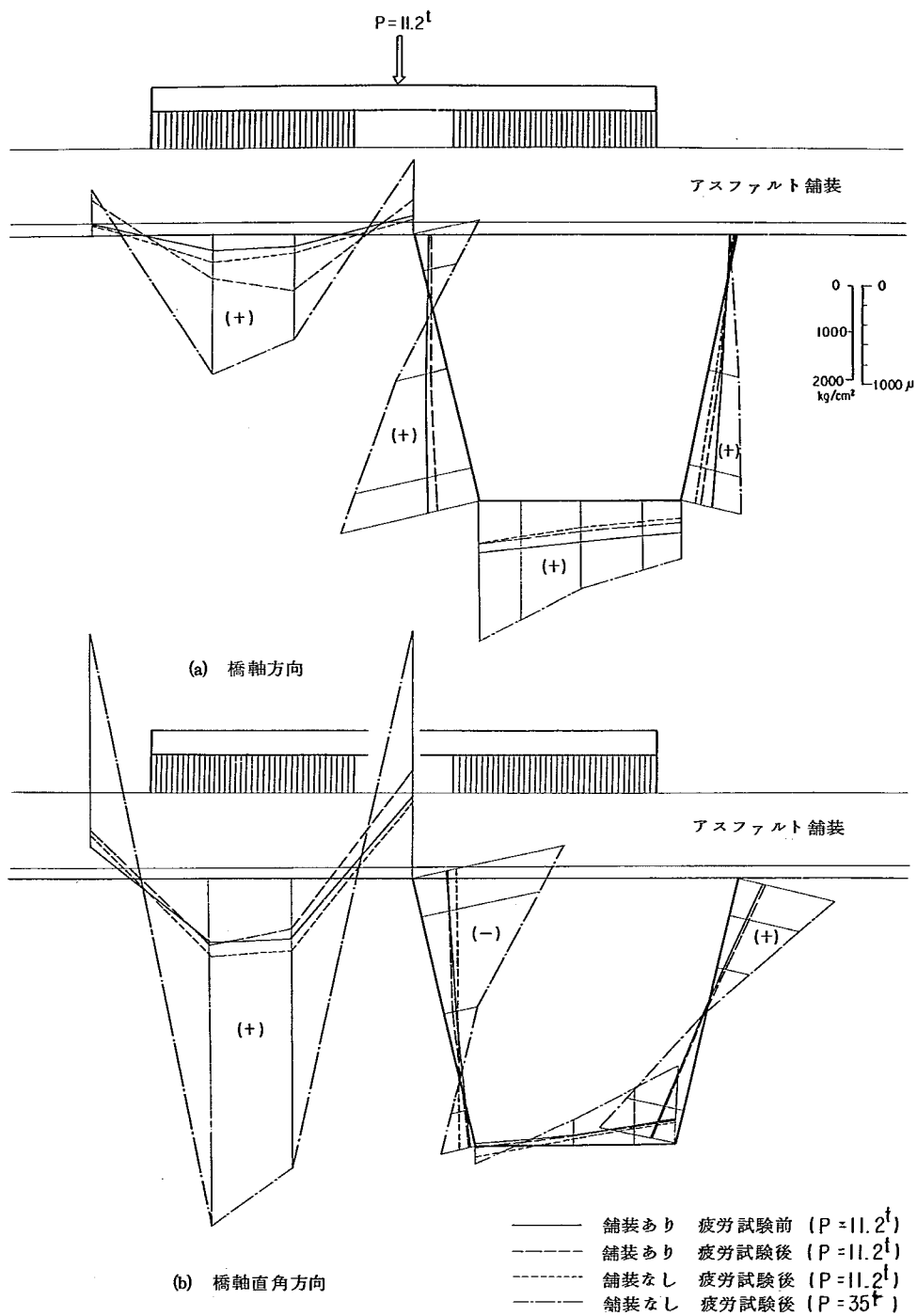


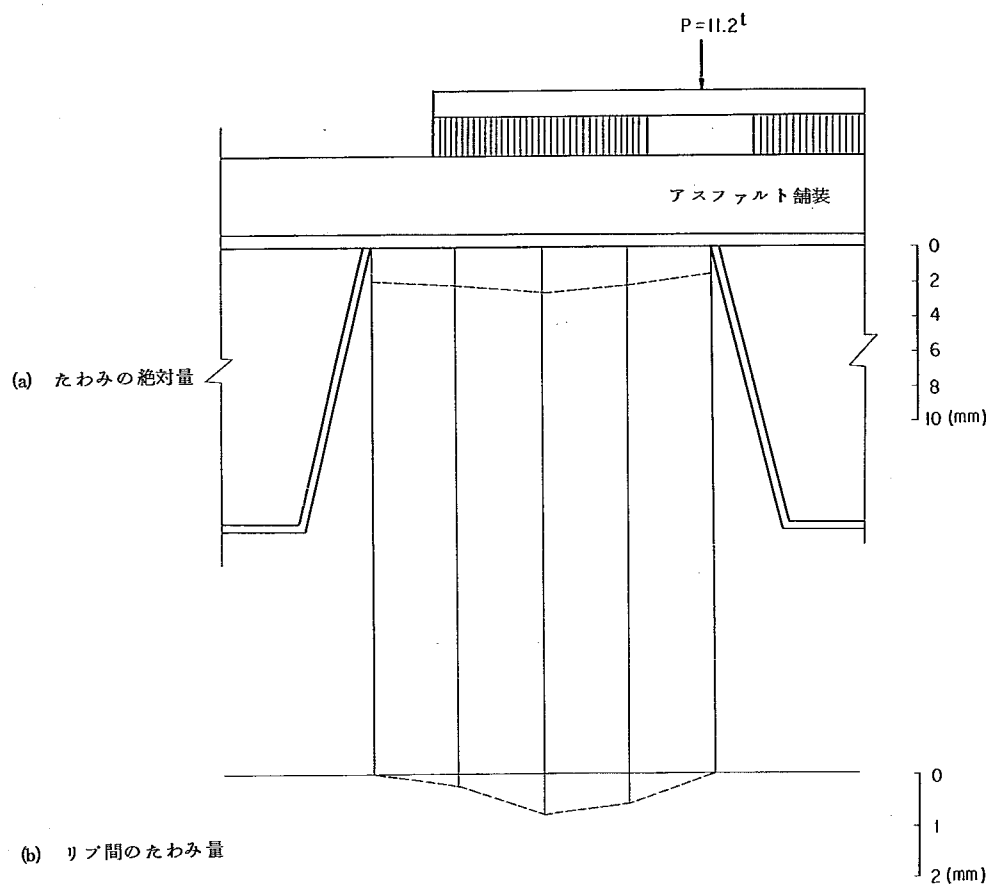
図-2.9 版供試体の載荷方法および支持状態



図一 2.10 静的載荷による鋼床版の載荷点直下のひずみ (供試体: I-1)

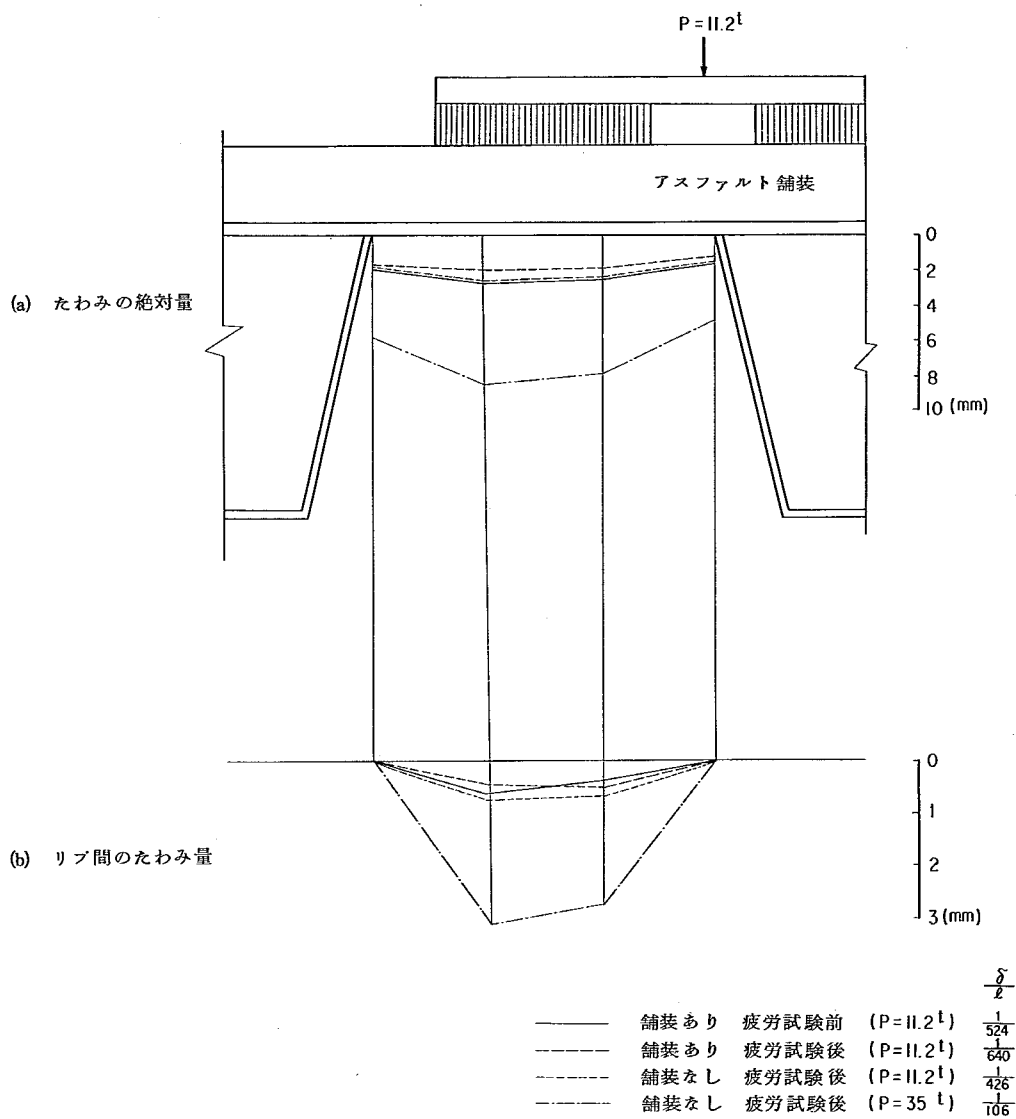


図一 2.11 静的載荷による鋼床版の載荷点直下のひずみ (供試体: I-2)

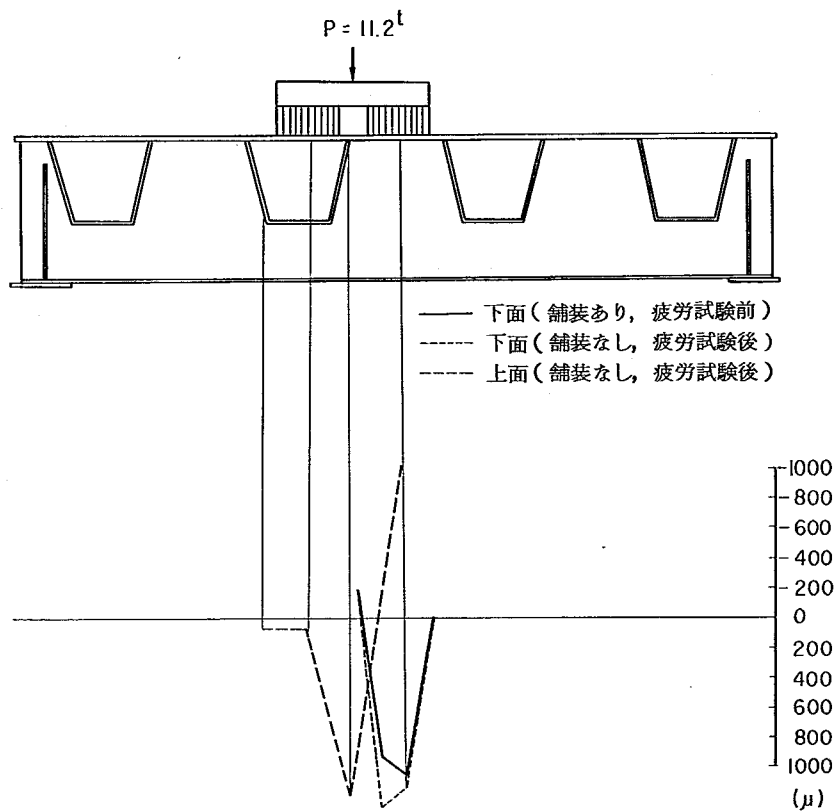


$$\frac{\delta}{\ell} = \frac{1}{444}$$

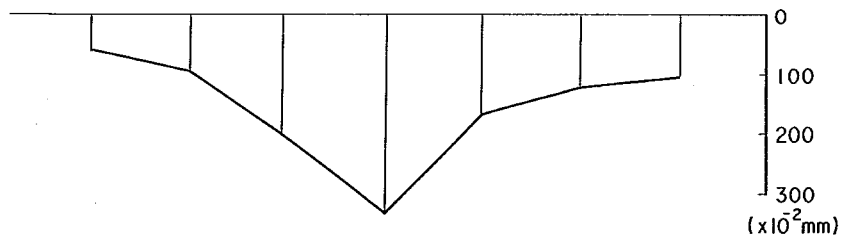
図一 2.12 静的載荷による鋼床版デッキプレートの局所的たわみ (供試体: I-1)



図一 2.13 静的載荷による鋼床版デッキプレートの局所的たわみ (供試体: 1-2)

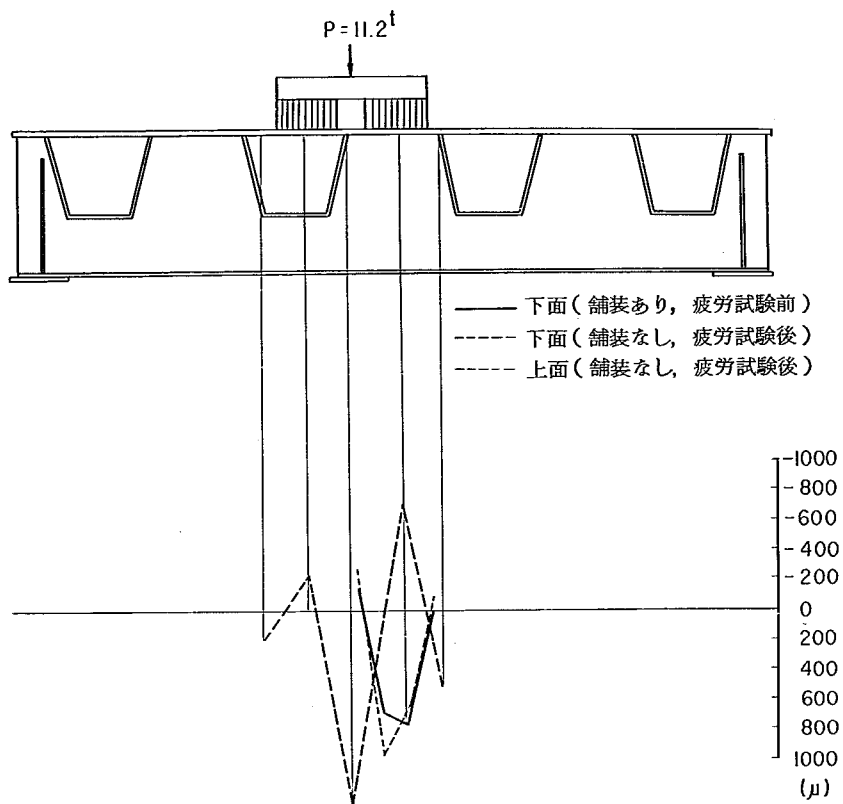


(a) デッキ・プレートのひずみ

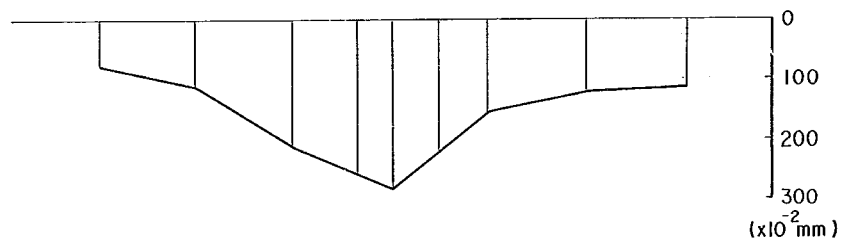


(b) デッキ・プレートのたわみ
(舗装あり，疲労試験前)

図-2.14 (1) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ（供試体：[-1, $P=11.2t$, A断面）

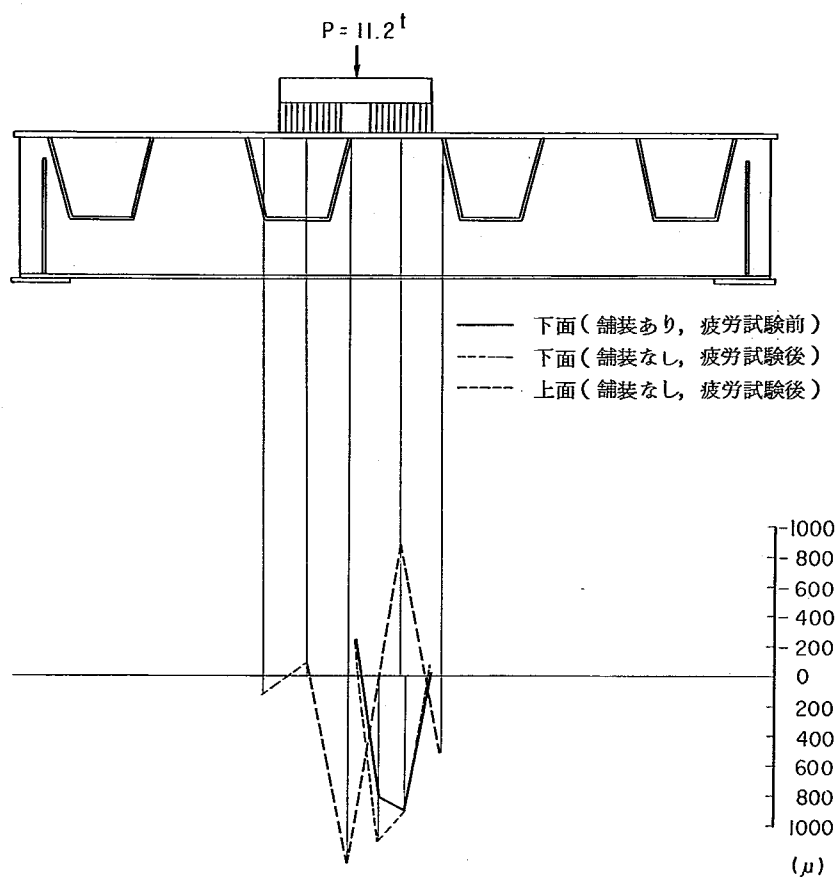


(a) デッキ・プレートのひずみ

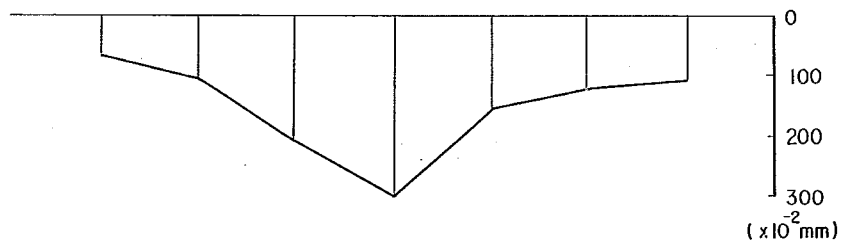


(b) デッキ・プレートのたわみ
(舗装あり，疲労試験前)

図一2.14(2) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ（供試体：I-1, $P=11.2t$, B断面）

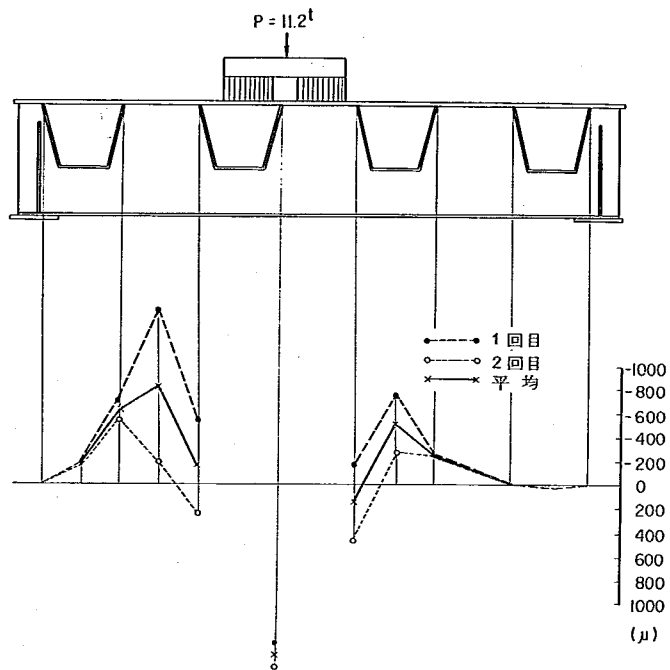


(a) デッキ・プレートのひずみ

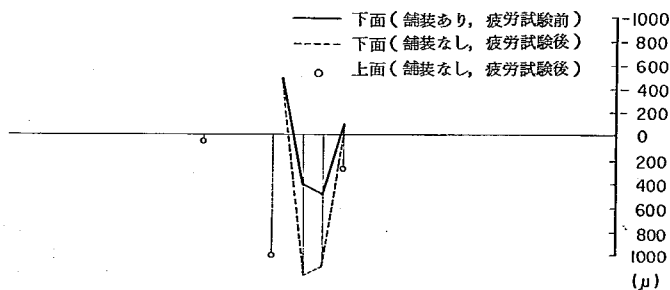


(b) デッキ・プレートのたわみ
(舗装あり，疲労試験前)

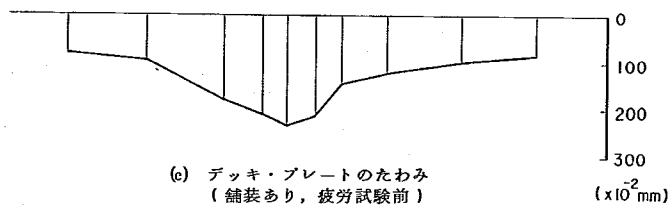
図-2.14(3) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ(供試体: [-1, $P = 11.2t$, AB断面の平均])



(a) 舗装表面のひずみ

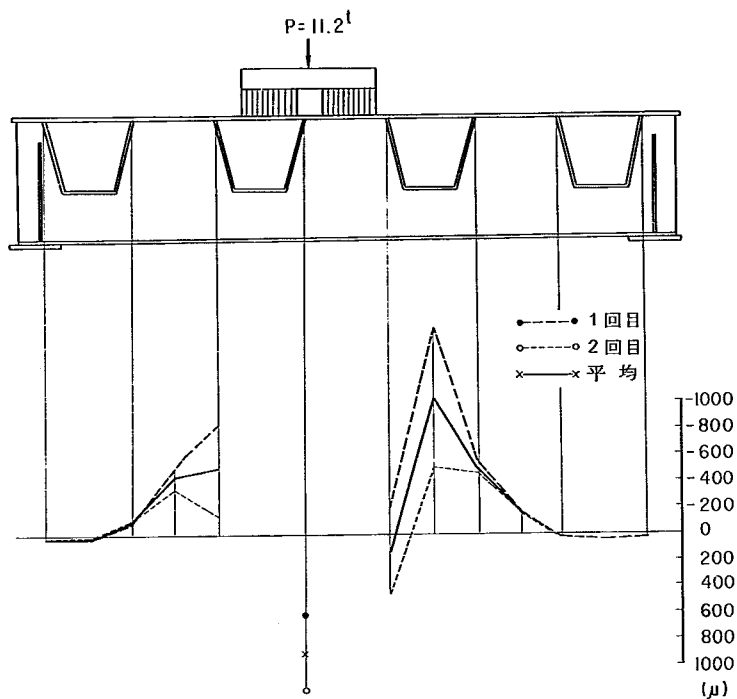


(b) デッキ・プレートのひずみ

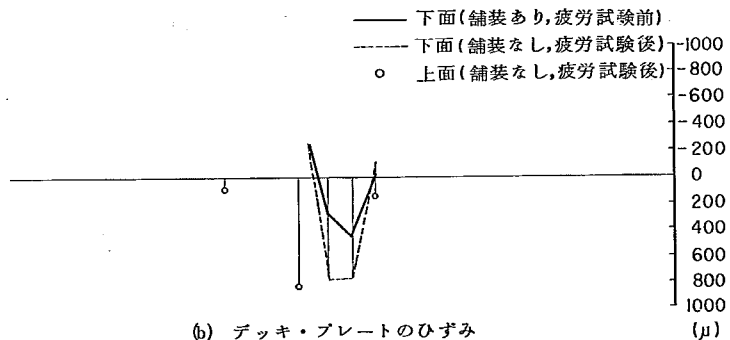


(c) デッキ・プレートのたわみ
(舗装あり, 疲労試験前)

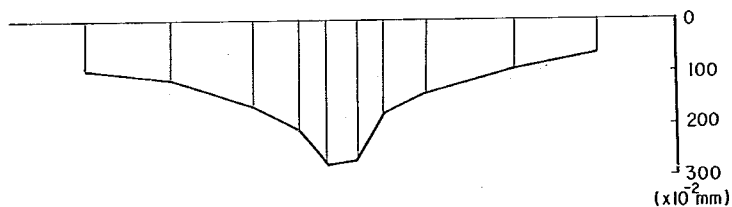
図-2.15(1) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ
(供試体: [-2, $P=11.2t$, A断面])



(a) 舗装表面のひずみ

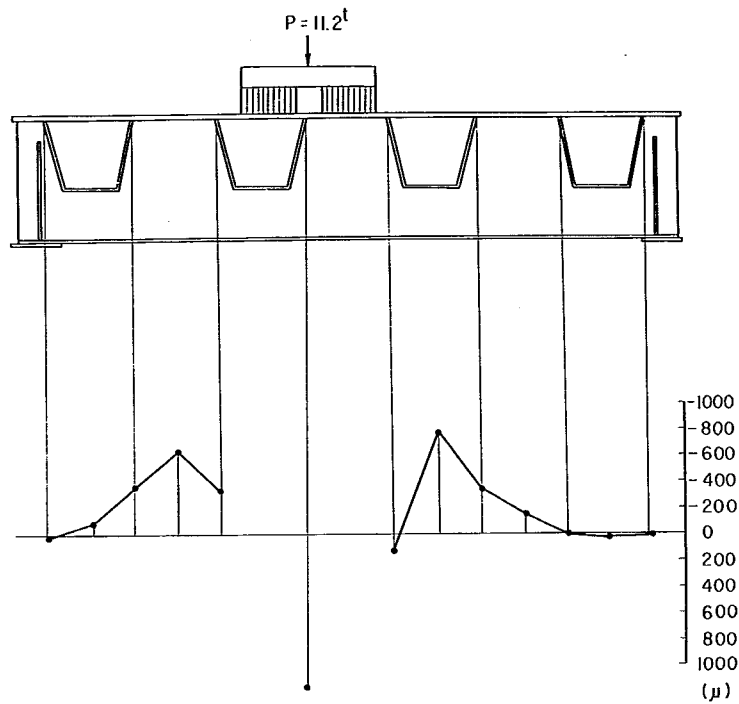


(b) デッキ・プレートのひずみ

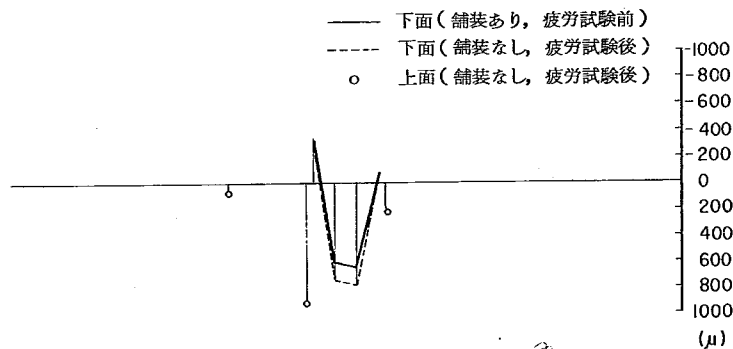


(c) デッキ・プレートのたわみ(舗装あり, 疲労試験前)

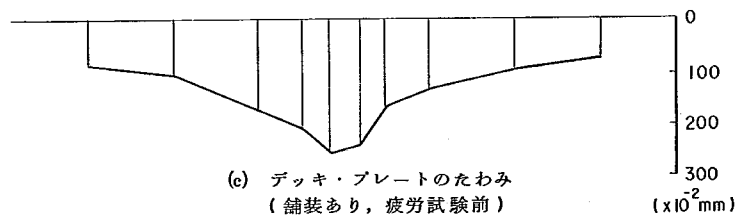
図-2.15(2) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ
(供試体:1-2, $P=11.2t$, B断面)



(a) 舗装表面のひずみ

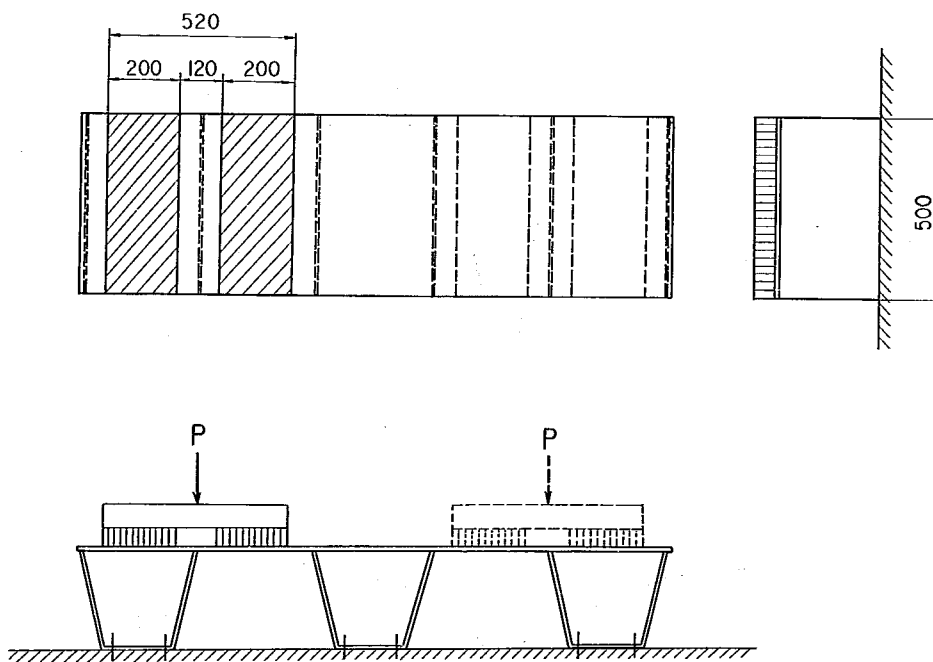


(b) デッキ・プレートのひずみ



(c) デッキ・プレートのたわみ
(舗装あり, 疲労試験前)

図-2.15(3) 版供試体の橋軸直角方向のひずみおよびたわみ
(供試体: I-2, $P=11.2t$, AB断面の平均)



図—2.16 はり供試体の荷重方法および支持状態

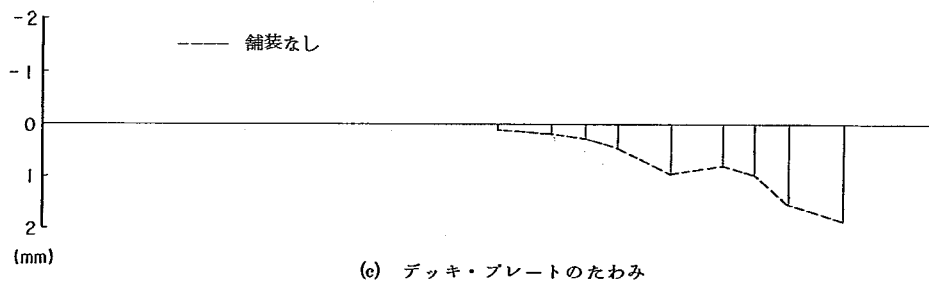
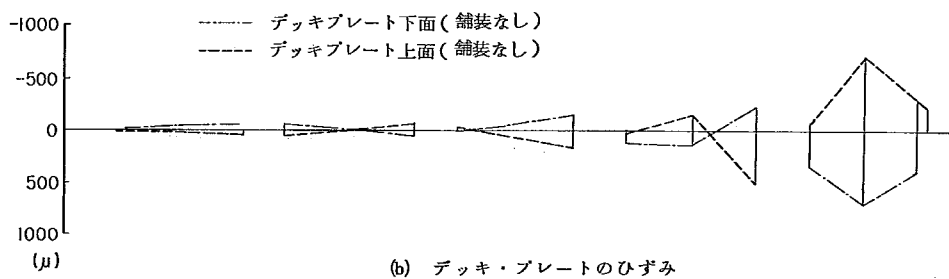
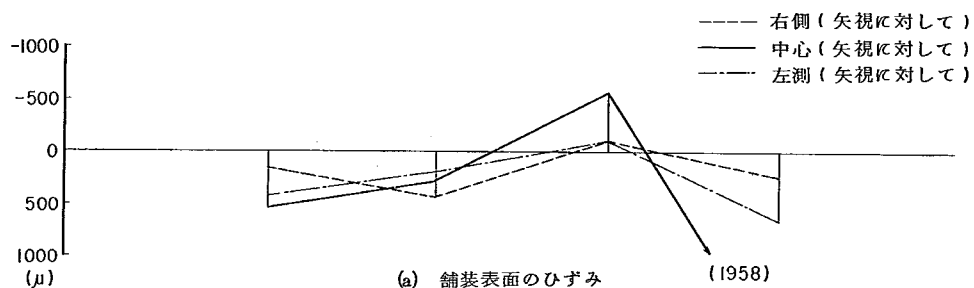
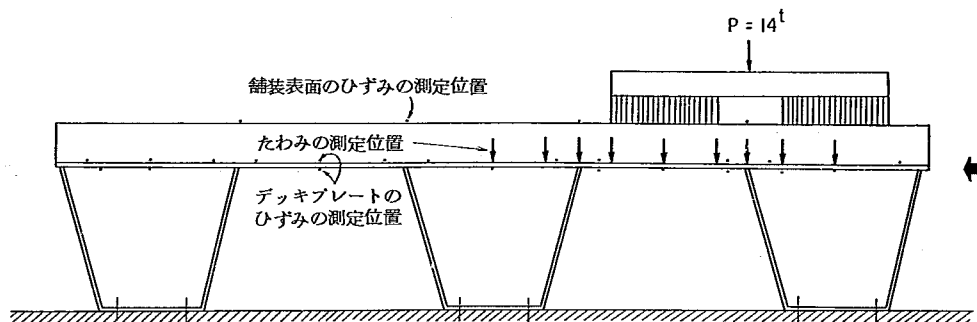
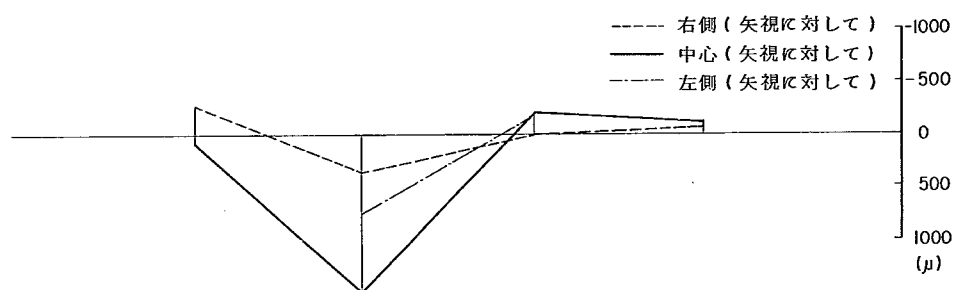
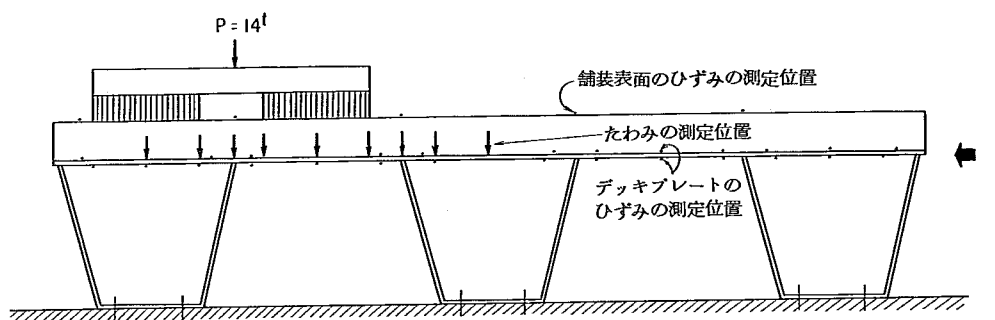
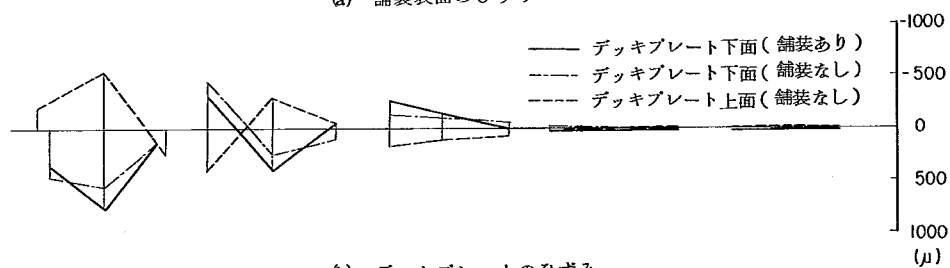


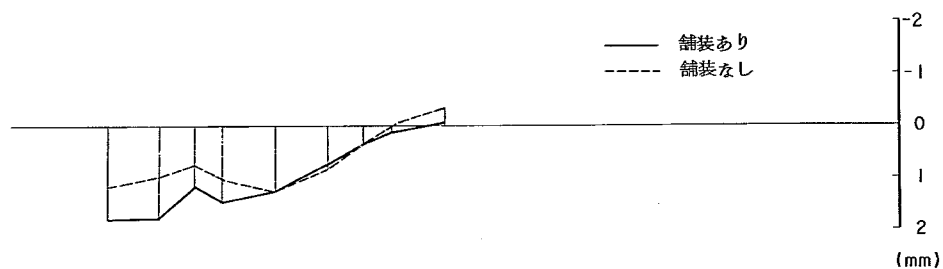
図-2.17 はり供試体(Ⅱ-1)のひずみおよびたわみ ($P=14t$)



(a) 舗装表面のひずみ



(b) デッキプレートのひずみ



(c) デッキ・プレートのたわみ

図-2.18 (1) はり供試体(Ⅱ-2)のひずみおよびたわみ ($P=14t$)

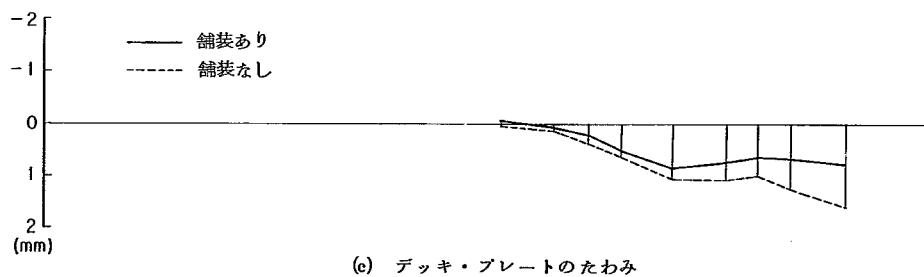
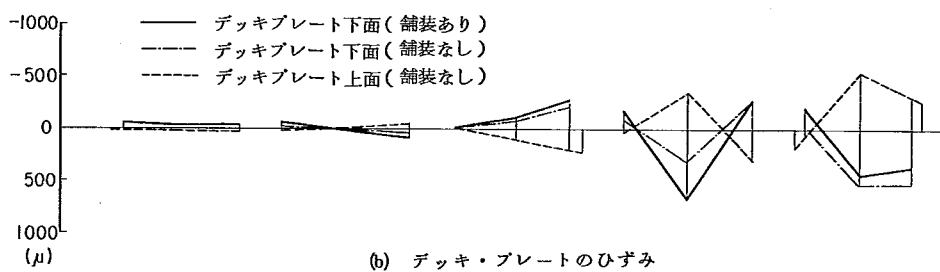
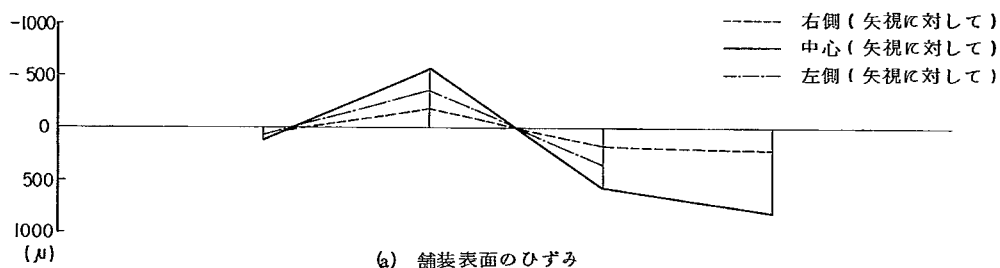
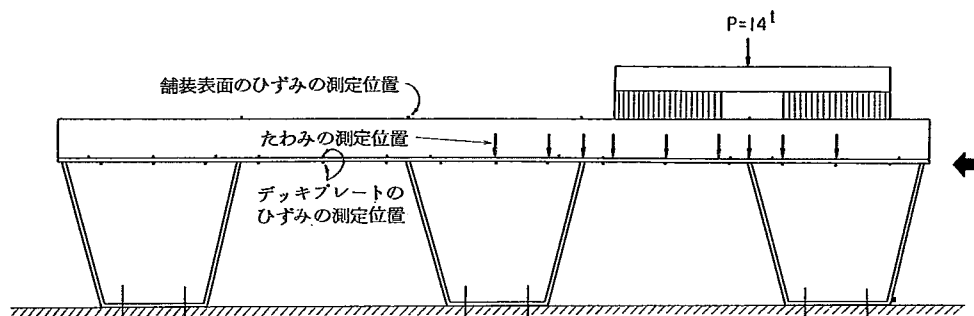


図-2.18 (2) はり供試体(Ⅱ-2)のひずみおよびたわみ ($P=14t$)

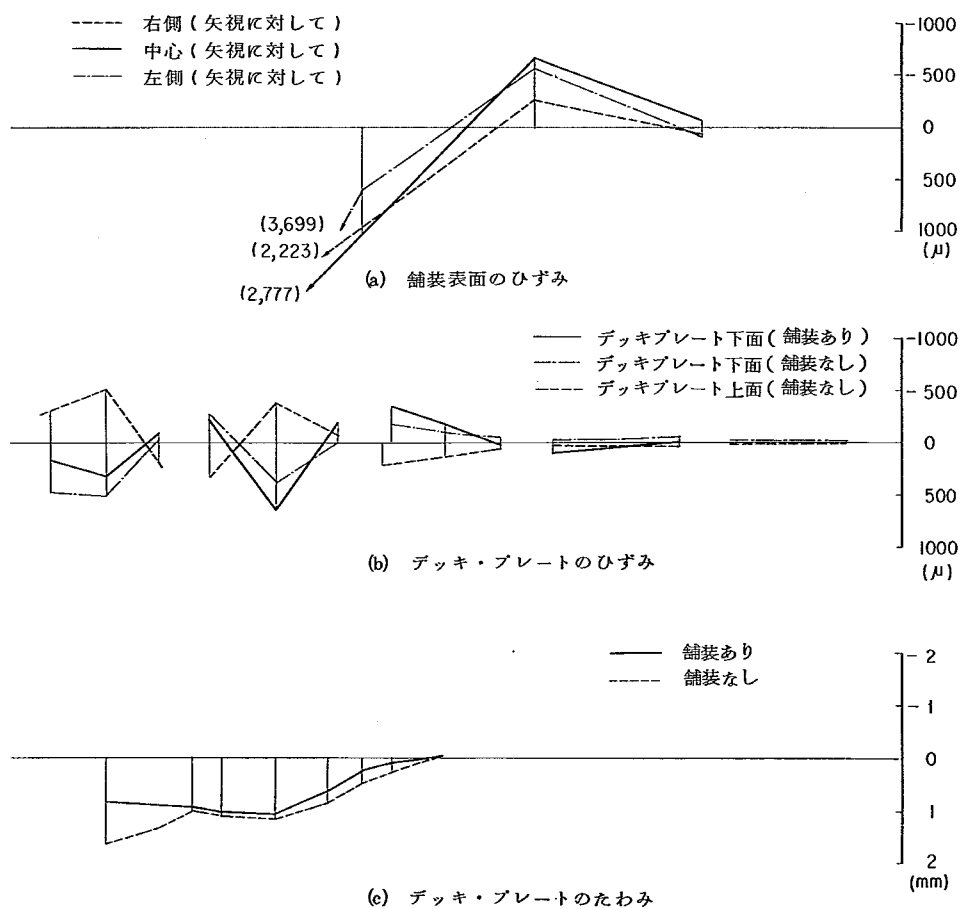
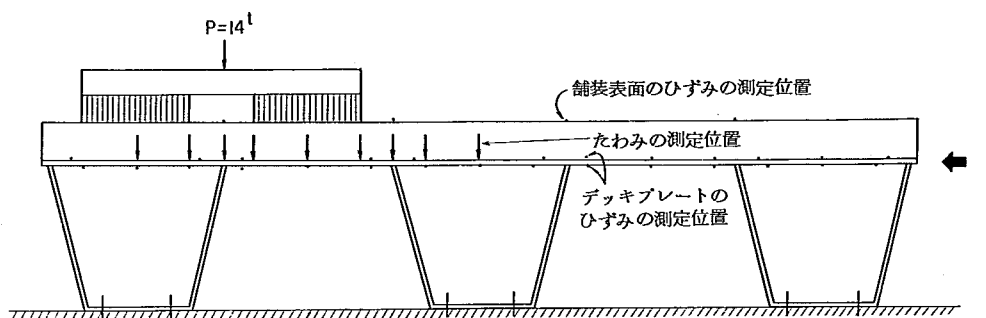


図-2.19(1) はり供試体(Ⅱ-3)のひずみおよびたわみ ($P=14t$)

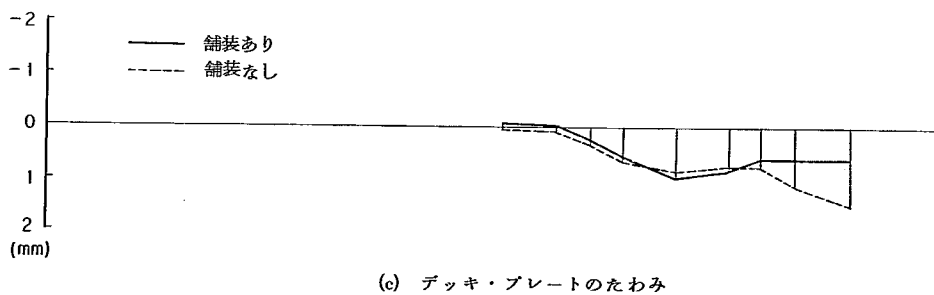
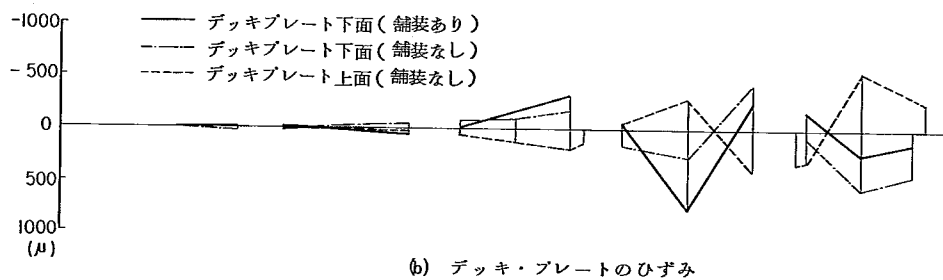
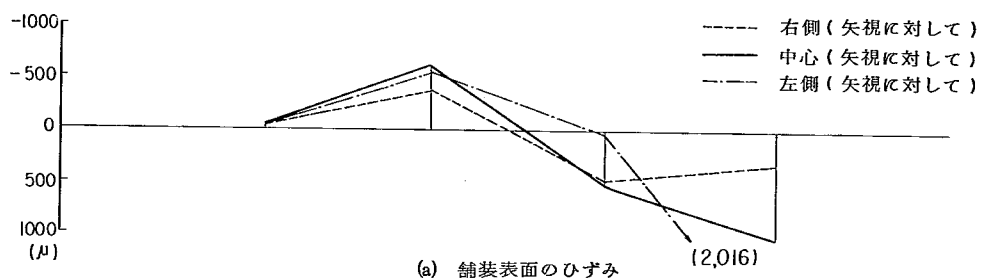
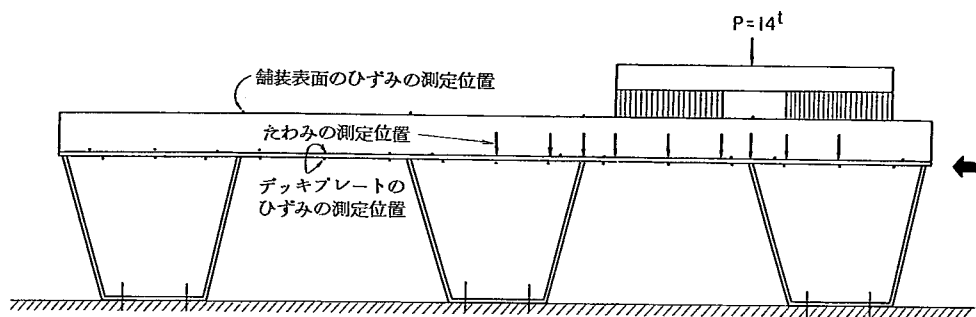


図-2.19(2) はり供試体(Ⅱ-3)のひずみおよびたわみ ($P=14\text{ t}$)

2.2 床部材の応力頻度

2.2.1 調査の目的

本州四国連絡橋の多くの橋は床版部材として鋼床版が用いられる予定となっている。床版部材は自動車の輪荷重を直接支持するので高い応力度の繰返し載荷をうけるため、道路橋部材の中で床版部材は特に疲労に対しても考慮を払わなければならない部材と考えられる。

本州四国連絡橋鋼床版の疲労を考慮した設計に役立てるため、千葉県袖ヶ浦町の国道16号線上に設けられた長浦試験橋において実交通下での鋼床版部材に生じている応力頻度の実態を調べた。なお、この結果の解析に必要な交通量調査も同時に行なった。また、吊橋床版部材としてよく用いられるコンクリート充てん鋼格子床版についても鋼床版と比較するため、応力頻度を測定した。

2.2.2 測定方法

長浦試験橋は実交通下での橋面舗装ならびに橋床構造に関する資料を得るため試験橋として、昭和46年3月に千葉県袖ヶ浦町の国道16号線上に作られたものである。

試験橋の構造は長さ24m、幅9m、深さ1.5mのテストピット上に、図-2.20に示すようなプレキャスト工法によったコンクリート充てん鋼格子床版および図-2.21に示すような開リブの鋼床版をそれぞれ12mずつ載せてあり、床版上には2cmの薄層舗装が施されている。

測定は上り車線側の床版を対象として、昭和50年2月4日から2月8日まで連続48時間測定を2回行なった。

また応力頻度測定と同時に同橋上を通過した交通量の調査も行なった。測定点は鋼床版については縦リブ支間中央および横リブに計7点、コンクリート充てん鋼格子版についてはコンクリート下面をはつり1ビームの下フランジに5点設けて抵抗線ひずみゲージを貼付し、図-2.22に示すような経路で記録および解析を行なった。なお記録に際しては長時間データレコーダーを使用し1日毎にテープの交換を行なった。

2.2.3 測定結果

鋼床版縦リブ、横げたおよびコンクリート充てん鋼格子床版の1ビームでの応力振巾の測定結果は、各々図-2.23、図-2.24のようになった。

これから見られるように、鋼床版縦リブ、横げたおよびコンクリート充てん鋼格子床版の1ビームとも最高応力振幅は 840 kg/cm^2 と従来からの計測結果よりかなり大きな値を示した。48時間集計の結果、応力頻度の最も大きい縦リブでは、 840 kg/cm^2 を超過する回数は約1450回であった。同様に、横げた支間中央フランジでは 840 kg/cm^2 を超過する回数21回、 500 kg/cm^2 を超過する回数約1300回であった。

一方、コンクリート充てん鋼格子床版の1ビームでは、最大応力振幅は 840 kg/cm^2 を超過する回数でもわずか25回であった。

このときの交通量の調査結果を表-2.6に示す。1車線当りの日交通量としては10,000台程度、重量車の混入率は約25%であった。

表-2.6 交通量調査結果

2/4(火)～2/6(木) 48時間

		小型車	バス	2軸トラック		多軸トラック		トレーラー および 特殊車	車輛合計
				空車	積載車	空車	積載車		
車 両 台 数	1日目 (台)	7,104	85	415	448	218	721	663	9,654
	2日目 (台)	7,051	92	389	355	222	561	470	9,140
	合計台数 (台)	14,155	177	804	803	440	1,282	1,133	18,794
混 入 率	1日目 (%)	73.6	0.9	4.3	4.6	2.3	7.5	6.9	—
	2日目 (%)	77.1	1.0	4.3	3.9	2.4	6.1	5.1	—
	合計 (%)	75.3	0.9	4.3	4.3	2.3	6.8	6.0	—

2/6(木)～2/8(土) 48時間

		小型車	バス	2軸トラック		多軸トラック		トレーラー および 特殊車	車輛合計
				空車	積載車	空車	積載車		
車 輛 台 数	3日目 (台)	7,549	124	562	393	244	836	500	10,208
	4日目 (台)	7,019	106	520	438	191	600	375	9,249
	合計台数 (台)	14,568	230	1,082	831	435	1,436	875	19,457
混 入 率	3日目 (%)	74.0	1.2	5.5	3.8	2.4	8.2	4.9	—
	4日目 (%)	75.9	1.1	5.6	4.7	2.1	6.5	4.1	—
	合計 (%)	74.9	1.2	5.6	4.3	2.2	7.4	4.5	—

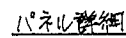
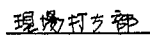


図-2.20 コンクリート充てん鋼格子床版

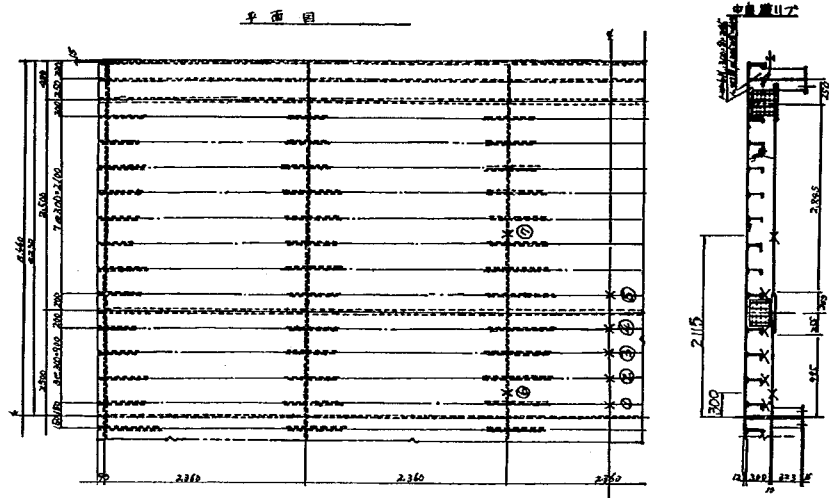
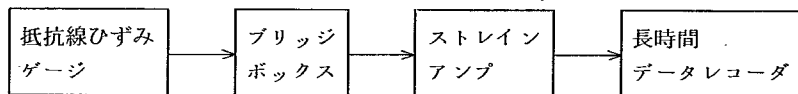


図-2.21 鋼床版

記 録



解 析

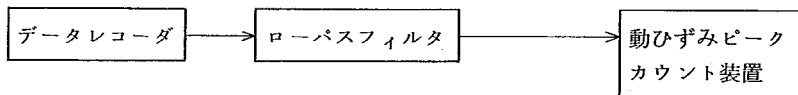


図-2.22 計測器の配置

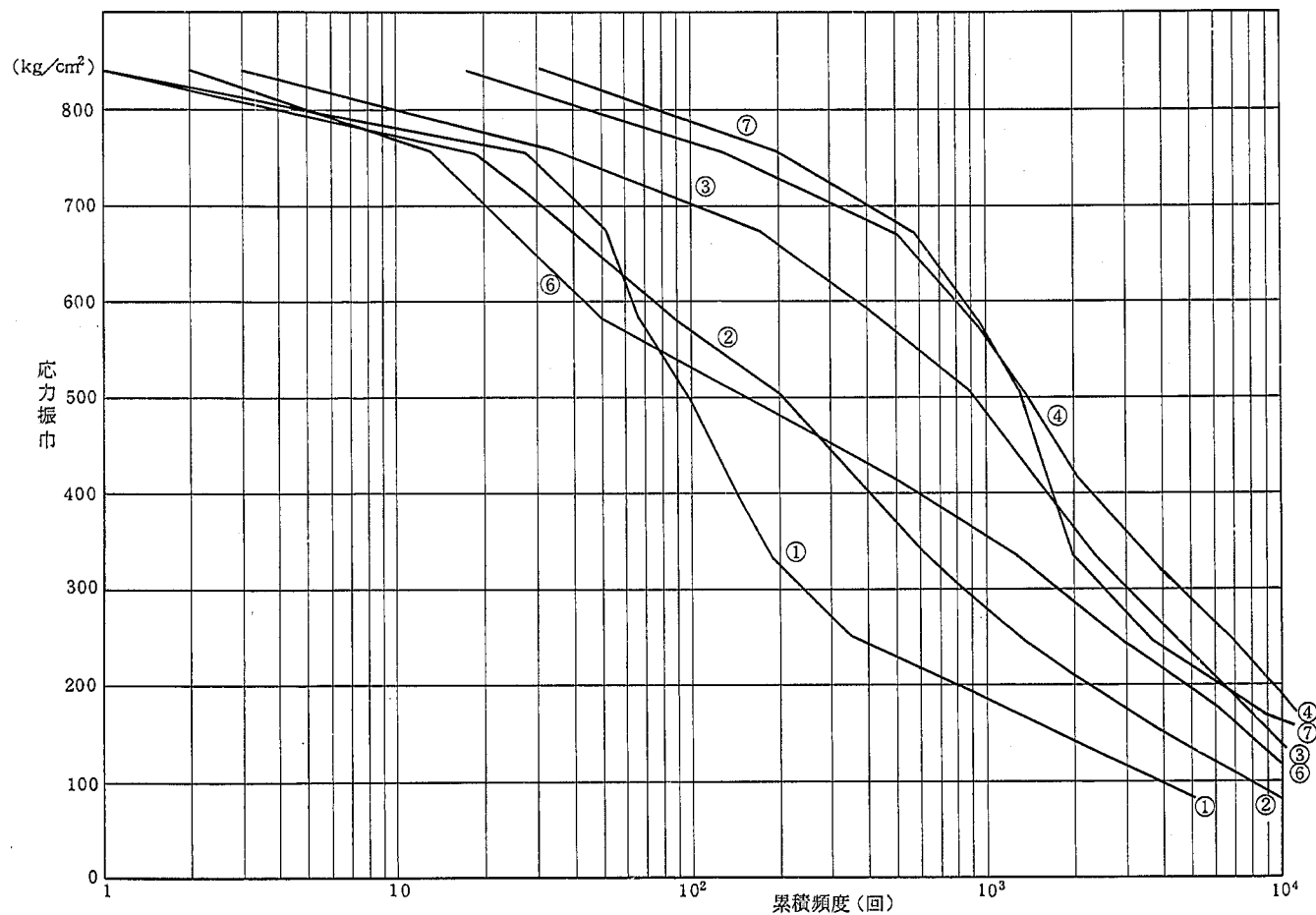


図-2.23 鋼床板に生ずる応力の振巾累積頻度図

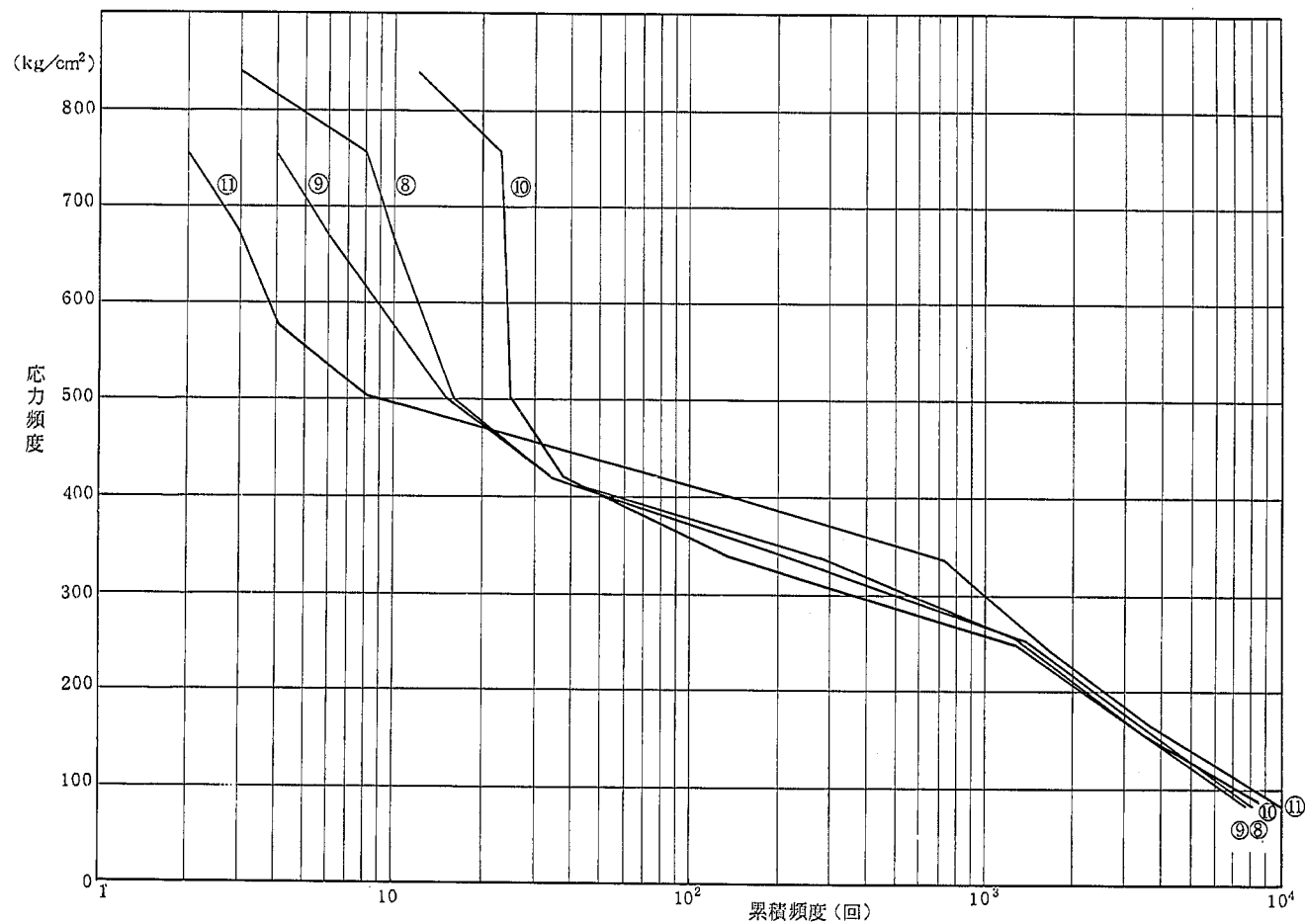


図-2.24 コンクリート充てん鋼格子床版に生ずる応力の振巾累積頻度図

第3章 舗装に関する調査

舗装研究室

南	雲	貞	夫
小	島	逸	平
古	関	堅	治
坪	内	昭	雄

概 要

昭和49年度の受託研究は以下に示す2つのテーマについて試験調査を実施することとし、一部は現在継続中である。

1) 材 料 試 験

橋面舗装の舗装モデルとして、耐まもう層、(2層仕上げ)、防水層、接着層の構成を考え、これら各層について新しい材料の開発を目的とした材料試験を実施する。

2) 床版舗装の現況調査(第5回)

48年度に実施した現況調査では、接着層に問題があって、舗装の破壊を早めているケースが認められた。しかし現行の舗装要綱では接着層、防水層の取扱いは極めて簡単な規定しかないので、本四橋においてこれらの設計基準をより高度に規定するために、舗装の接着力試験を中心とした現況調査を実施することとした。

3.1 材 料 試 験

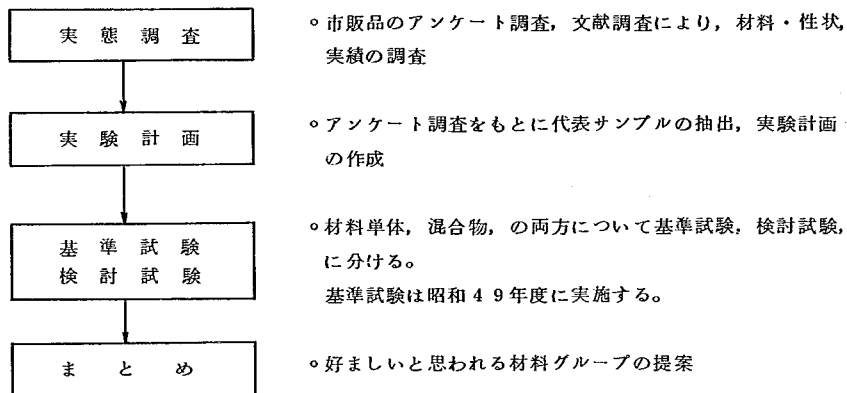
3.1.1 目 的

本州四国連絡橋の設計条件で計算すれば、縦リブの舗装表面に発生する歪は $6,500 \times 10^{-6}$ ~ $17,000 \times 10^{-6}$ 、たわみ量は 0.6 ~ 3 mm、曲率半径は 5 m となり舗装に対しては極めてきびしい荷重条件であることが想定される。また、前年度実施した鋼床版舗装の現況調査によれば、舗装の継クラックは大部分縦リブに対応した位置に発生している。これらの関係から縦リブ上クラックの発生頻度の高さは現在の舗装材料と舗装構成を採用している限り止むを得ないものと考えられる。

しかし、本四橋梁においては橋梁自身の寿命を 50 ~ 60 年と見込んでいるので、舗装の寿命も現在のレベルから大巾な改善が必要となる。この舗装技術の中には鋼床版自体の構造、舗装材料、舗装構成などに関する、総合的な対策が含まれるものと思われるが、今年度はこの中からまず、舗装材料の検討をおこなうこととした。

3.1.2 材料試験の概要

舗装の標準モデルを検討し、表層より順次耐摩耗層、表層、防水層、接着層の4層を舗装構成として選ぶ、そして、これら舗装構成各層についてそれぞれ下記の系統図に継がった試験調査を実施することとし一部継続中である。



図一 1 試験計画の系統図

耐まもう層，表層，防水層および接着層に対して実施する試験の項目および試料数は表1に示すとおりである。

3.1.3 基準試験

3.1.3.1 耐摩耗層

アンケート調査による17社の中から表2に示す5種類を耐摩耗層用バインダーとした。

A. バインダー

引張試験 (JISK-6911, ASTM D638)

バインダー

温 度 5水準 (ショーボンド，日本ポリマー，花王石鹼，シェル，ポリプラスチック社製品)

引張速度 2 " (0°, 25°C)

養生日数 1 " (0.5 cm/min)

供試体(各) 2 " (7日，30日屋内)

供試体計 100ヶ

B. 混 合 物

曲げ試験 (本四中間レポート p.72 他)

バインダー 5水準 (上記メーカーと同様)

温 度 2 " (0°, 40°C)

載荷速度 1 " (5 cm/min or 0.5 cm/min)

養生日数 2 " (7日，30日屋内)

供試体(各) 5ヶ

供試体計 100ヶ

注1) 混合物はエポキシモルタルであり，下記のような骨材粒度とする。

フルイ目	粒度範囲	中央粒度
5 mm	100 %	100 %
2.5	80 ~ 95	87.5
1.2	50 ~ 85	67.5
0.6	29 ~ 64	46.5
0.3	16 ~ 36	26
0.15	8 ~ 18	13
0.074	3 ~ 13	8

注2) 混合物のバインダー量は下記のようにする。ただし試験練りの結果により変更の可能性もある。

骨材量：バインダー量＝5：1（重量比）

$$\therefore \text{バインダー量} = \frac{1}{5+1} \times 100 = 16.7 \text{ \% (wt)}$$

3.1.3.2 表 層

アンケート調査による12社の中から表層用エポキアスファルトは表3に示す3種類を選定した。

A. 混合物

1) マーシャル試験（ASTM D-1559, 60°C×30 min）

バインダー 3水準（シェル、旭化成、日レキ化学製品、以下同じ）

養生日数 6"（0, 7, 30, 60, 90日及び硬化促進のもの）

供試体各 5"（屋外）

供試体計 80ヶ

2) 水浸マーシャル試験（ASTM D-1559, 60°C×48 hrs.）

バインダー 3水準

養生日数 2"（屋外7日及硬化促進のもの）

供試体各 5ヶ

供試体計 30ヶ

3) ホイールトラッキング試験（本四中間レポートp.72）

バインダー 3水準

養生日数 2"（屋外7日及硬化促進のもの）

温度 1"（60°C, 空中）

タイヤ接地圧 1"（6.4 kg/cm²）（ソリッド）

供試体各 2ヶ

供試体計 12ヶ

4) 曲げ試験（本四中間レポートp.72他）

バインダー 1水準

養生日数 2"（屋外7日及硬化促進のもの）

温度 4"（-10, -3, 3, 10°C）

載荷速度 1水準 (5 cm/min or 0.5 cm/min)

供試体各 4 "

供試体計 32 ケ

注1) 硬化促進は一般に養生期間の極端に長いものに対して適用され、室内の短時間養生で供用後数ヶ月の硬化100%の状態を得ることが出来る。

注2) 混合物はエポキシアスファルトコンクリートであり、下記のような骨材粒度とする。

フルイ目	粒度範囲	中央粒度
10 mm	100 %	100 %
5	75 ~ 95	85
2.5	55 ~ 75	65
1.2	40 ~ 60	50
0.6	30 ~ 49	39.5
0.3	23 ~ 40	31.5
0.15	12 ~ 25	18.5
0.074	7 ~ 14	10.5

注3) 混合物のバインダー量は6.5%比とする。

3.1.4 基準試験の試験法

3.1.4.1 引張試験 (耐摩耗層用バインダー)

試験機器 ○インストロン型引張試験機 (0.5cm/min の載荷が可能なもの)

○供試体つかみ治具 2 ケ

(ASTM D638 , JISK 6911 の供試体を引張り可能なもの)

○調温装置

0°C及び25°Cに調節可能なもので恒温室 (インストロン試験片を収容出来るもの) 又は恒温ボックス (試験箇所を密閉出来るもの)

注) 25°Cの場合は室温中でも可、以下同じ

○恒温槽

0°C及び25°Cに調節可能なもので供試体の養生用に用いる。

供試体作製用器具 ○シート成型用型枠

30 cm × 30 cm × 0.6 cm のシートが作成出来るものを標準とする。

○供試体打抜き用押型

○ハカリ

(直示、精度 0.1 g、容量 1000 g)

バインダーの作成
(600 g)

主剤 (エポキシ樹脂含有) と副剤 (硬化剤含有) とを所定の配合比で計量し、素早く手で攪拌する。このへき容器の内側および底をこするよう

	によく攪拌する。(原則として室温で行ない混合は3分間で終了するものとする。)
シートの作成	混合済みのバインダーをシート成型用型枠に素早く流し込む。その後室温中で放置する。(シート重量約550g)
供試体の切取り	一定時間経過後(1.5時間), 供試体打抜き用押型で供試体を採取する。不可能ならば押型の跡にそって加熱したナイフで切取る。
養生	シート型枠への流し込み時点から起算して7日及び30日間養生する。(屋内室温中),
寸法・マーキング	試験直前, 供試体中央部の断面積をノギスにてはかり記録する。供試体の治具でつかまれる部分を赤鉛筆でマークしておく。
試験温度養生	供試体を0°C(又は25°C)の恒温中に浸漬しその温度で30分~1時間養生する。
試験	恒温槽からとり出した供試体を手早くつかみ治具にセットし, 引張試験を開始する。このとき調温装置は正しく試験温度0°C(又は25°C)に保たれているものとする。載荷速度は0.5 cm/minである。
結果	次の条項を報告する。 試験温度(°C) 養生日数(日) 強度(破壊時応力)(kg/cm ²) 破壊時の伸び(%)

3.1.4.2 曲げ試験(耐摩耗層用エポキシモルタル)

試験機器	○インストロン型試験機 要容5t程度, 5.0or 0.5 cm/minの載荷が可能なもの ○曲げ試験載荷装置1式 3×4×23cmの供試体をスパン20cmで支持し, 中央部を巾4cmにわたって載荷するものを標準とする。 ○調温装置 0°Cおよび40°Cに調節可能なもので1)の引張試験用調温装置を参照のこと。 ○恒温槽 0°Cおよび40°Cに調節可能なもので供試体の養生用に用いる。
供試体作製用機器	○パッチミキサー ○プロペラミキサー(小型) 10kgの骨材混合物の混合が可能なもの(加熱できるものがよい) ○スラブ作製用モールド 50cm×50cm×5cmを標準とする。 ○転圧装置

上記スラブを締固めることが出来るもの

○切断機

スラブから供試体を切取り可能なもの。

○ハカリ

1) 精度 2 g,

2) 精度 0.1 g 容量 2 kg (水中重量測定も可能なもので切取供試体の密度測定に用いる)

使用骨材の準備	計量混合した骨材を準備する。 (加熱は原則として行なわない。重量約 9 kg)
バインダーの作成	プロペラミキサーで3分間以内(約 1.8 kg)
モルタルの混合	骨材とバインダーを所定の量、秤量し、パッチミキサーにて混合する。 (3分間)
スラブの作成	スラブ作製用モールドへ投入する。このときミキサー内の混合物は出来る かぎり全部モールドへ投入すること。コテ又はヘラでモルタルをある程度 平らにしてから転圧装置で 30×30×5 cm に仕上げる。
供試体の切取り	モールドからとり出せる硬さになったら脱型し、一昼夜放置後、切断機に て所定のサイズの供試体を切出す。
供試体の密度	各供試体の空中重量、水中重量を測定し見掛密度を算出する。 $\text{見掛密度} = \frac{A}{A-C} \cdot 1 (\text{g/cm}^3) \quad \begin{array}{l} A: \text{空中重量 (g)} \\ C: \text{水中重量 (g)} \end{array}$ 各バインダー毎に平均密度が等しくなるように供試体を配列する。(5ケ ×4グループ)
供試体の寸法	供試体中央部のタテ、ヨコをそれぞれノギスで 0.01 cm まで測定しておく。 (試験直前でもよい)
養生	モルタル混合の時点から起算して7日及び30日間養生する。(屋内室温中)
試験温度養生	供試体を 0℃ (又は 40℃) の恒温槽中に浸漬し、その温度で1時間養生 する。
試験	恒温槽からとり出した供試体をすばやく載荷装置にセットし、曲げ試験を 開始する。このとき調温装置は正しく試験温度に保たれているものとする。 載荷速度は 5.0 cm/min (又は 0.5 cm/min) である。
結果	次の事項を報告する。 供試体密度 (g/cm ³) " 空隙率 (%) 養生日数 (日) 試験温度 (℃) 曲げ強度 σ (kg/cm ²)

ひずみ (cm/cm)

スチフネス S (kg/cm²)

$$\text{(注)} \quad \sigma = \frac{3\ell}{2bh^2} \cdot W$$

$$\epsilon = \frac{6h}{\ell^2} \cdot \alpha$$

$$S = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

ここで b : 供試体の巾 (cm)

h : の厚さ (cm)

ℓ : 載荷時のスパン長 (cm)

W : 破壊時荷重 (kg)

α : 破壊時たわみ量 (cm)

3.1.4.3 マーシャル試験 (表層用エポキシアスコン供試体) - 含水浸マーシャル試験

試験機器 ○ 載荷装置

イ) 容量 15 t 以上の電動圧縮機, 5 cm/min の載荷が可能なもの

ロ) 従来のマーシャル試験機 (容量約 3 t, 5.0 cm/min)

○ 載荷ヘッド (1 対)

○ ヒズミリング

イ) 容量 3 t

ロ) 容量 15 t ~ 20 t

○ フロー計 2 ケ

○ 恒温水槽

60 ± 1 °C の調節が可能なもの

供試体作製用機器 ○ 供試体締固め装置

○ モールド

底板及びカラー 2 組, モールド 20 ケ以上

○ ガスコンロ

○ 骨材加熱炉

200 °C まで可能なもの

骨材の準備

計量混合した骨材を準備する。

1150g × 40 ケ

骨材の加熱

骨材入りのバットを加熱する。(130 °C)

バインダーの準備

主剤および副剤を別々に夫々加熱する(130 °C)

バインダーの混合

主剤および副剤を加熱炉より取り出し, 計量して混合しバインダー 100g を得る。130~120 °C を維持しつつ手でよく混合する。この時容量の内側

骨材との混合	および底をへらでよくこするようにする。混合時間1分間 バインダーの混合がすんだら素早く加熱骨材を炉内より取出し計量し混合する。混合は手練りで行ない3分間で仕上げる。 温度は130~120°Cを維持する。
供試体の成型	モールドへ投入し、120±5°Cで片面50回、計100回突いて仕上げる。
供試体の脱型	室温になったら脱型する。
供試体の厚さ	ノギス0.1 cmまで測定(6.22~6.48 cmのこと)
供試体の密度	見掛密度を測定し、平均密度が等しくなるように供試体を配列する。 (5ヶ×9グループ)
供試体の養生	供試体の成型時点から起算して次の日数を養生する。 0日(厳密には約4日), 7日, 30日, 60日, 90日 および硬化促進(120°C×4 hrs)の6条件 ※このうち7日~90日のものは屋外で養生
試験温度養生	60°Cで30~60分回養生する。 水浸マーシャル試験の場合だけ60°C×48 hrsとする。
試験	養生0日のものは在来の載荷装置(容量3 t)で載荷し、他の条件のものは容量15 t以上の圧縮機にて試験する。
結果	下記の事項を報告する。 マーシャル安定度 δ (kg) フロー値 f (1/100 cm) 安定度・フロー値比 δ/f (10^2 kg/cm) 残留安定度 (%)—水浸マーシャルの場合 $\text{残留安定度 (\%)} = \frac{\text{対応する養生条件の } 60^\circ\text{C} \times 48 \text{ hrs 安定度}}{60^\circ\text{C} \times 30 \text{ min 安定度}} \times 100$ 供試体厚さ (cm) ” 密度 (g/cm^3) ” 空隙率 (%) 養生条件

3.1.4.4 ホイールトラッキング試験(装層用エポキシアスコン供試体)

試験機器	○ホイールトラッキング試験機 60°C, タイヤ接地圧6.45 kg/cm²が可能なもの
供試体作製用機器	○バッチミキサー, プロペラミキサー(小型) ○スラブ作製用モールド, 転圧装置 ○加熱炉, ガスコンロ ○ハカリ 精度2 g, 容量20 kg

骨 材 の 準 備	計量混合した骨材を準備する。 (約) 10 kg × 4 ケ
骨 材 の 加 熱	骨材入りのバットを加熱する。(130 °C)
バインダーの準備	主剤および副剤を別々に夫々加熱する。(130 °C)
バインダーの混合	主剤および副剤を加熱炉より取出し計量して混合しバインダー (約) 1000 g を得る。前述の注意をよく守りながらプロペラミキサーで3分以内に混合する。温度は130~120 °C
骨材との混合	バインダーの混合がすんだら素早く、加熱骨材を炉内より取出し計量して、パッチミキサーにより130~120 °Cを維持しつつ、3分間混合する。
供試体の成型	モールドへ投入し、120±5 °Cで転圧して30×30×5 cmのスラブ (供試体) を得る。
供試体の脱型	室温になったら脱型する。
〃 〃 の密度	(場合により測定する)
〃 〃 の養生	供試体の成型時点から起算して次の日数で養生する。 7日 (厳密には約8日) - 屋外 及び硬化促進 (120 °C × 4 hrs) の2条件
試験温度養生	60 °Cにて24 hrs . 養生する。
試 験	60 °C, 6.45 kg/cm ² にて50分間走行させる。
結 果	次の事項を報告する。 R.D. (Rate of Drformation) (mm/min) D.S. (Dynamic Sfability) (pas/min) 温 度 (°C) 走行条件 (タイヤ接地圧, 往復回数他) (供試体密度, 空隙率) 養生条件

3.1.4.5 曲げ試験 (表層用エポキシアスコン)

試 験 機 器	○インストロン型試験機 容量5 t 程度, 5 又は 0.5 cm/min の載荷が可能なもの ○曲げ試験載荷装置 ○調温装置 (-10~+10 °C) p.4 参照 ○恒温槽 (-10, -3, 3, 10 °C の調節が可能なもの)
供試体作製用機器	○パッチミキサー ○プロペラミキサー (小型) ○スラブ作製用モールド ○転圧装置

○切 断 機

○加熱炉(200℃まで可能なもの)

スラブの脱型	スラブの脱型までは 4) ホールトラッキング試験の場合と同様である。
供試体の切断	3×4×3 cmのサイズを標準とする。
供試体の寸法	中央部のタテ、ヨコをノギスで0.01 cmまで測定する。
〃 〃 の密度	密度を測定し、平均密度が等しくなるようにグループ分けする。(5ヶ×12グループ)
〃 〃 の養生	スラブの成型時点から起算して次の日数を養生する。 7日(厳密には約13日)一屋外 及び硬化促進(120℃×4 hrs)の2条件
試験温度養生	-10℃(-3, 3, 10℃)で1時間養生する。
試 験	p.5 参照
試 果	p.5～p.6 参照

3.1.4.6 耐摩耗層用樹脂バインダー

(1) 引張試験

0℃ および 25℃での引張強度の結果は図2.3に、伸び率は同様に図4.5に示した。

これより、0℃のように材料が弾性的性状を示す領域では引張強度 σ (kg/cm²)は80～440となり樹脂の性状(種類)によって大きな差があることがわかる。伸び率は3～28%の範囲にある。アメリカシカゴ市における橋面舗装に対するエポキシモルタルのオーバーレイ用の示様などを参考に前記の値を評価すると、B社のもの以外は一応満足されるようである。養生日数との関係では引張強度が大きい樹脂(D)は養生効果はまったく認められない、これは樹脂の硬化時間の短かいことに依存しているもので、養生7日までに、100%硬化が進んでいるといえる。樹脂Cは30日養生後においても完全硬化にいたらず、冬期の低温履歴を受けるような状況では利用がむずかしい樹脂であることがわかる。

引張強度と温度の関係(図6参照)から温度が0から25℃までの範囲ではエポキシ樹脂でも粘弾性的な領域に移ることもありうるようである。

引張試験時の破断強度と伸びから変形係数を推定すると図8に示す関係を得た。これより、25℃では $0.6 \times 10^2 \sim 30 \times 10^2$ kg/cm²の範囲にあり非常に可とう性に富んだ性状であることがわかる。B社の樹脂は変形係数の温度依存性が小さい塑性域の少ない材料といえる。

2. 表層用エポキシアスファルト

(1) マーシャル試験(水浸マーシャルも含む)

マーシャル試験用の混合物粒度はアスファルト舗装要綱の密粒の標準粒度を用いた。またアスファルト量は6.5%に統一した。

安定度と養生日数の関係から図9の関係を得た。これよりB、C社のエポキシアスファルトは通常のマーシャル値はストレートアスファルトなどと同等かあるいはそれよりも低い関係である。しかし、養生日数とともにB社のものは安定度の上昇があり、60日ぐらいで完全硬化の60%近く

に達する関係がわかる。しかし、C社は同じ時期でも完全硬化の30%近くにしか安定度の上昇が望めない関係にある。

フロー値をもとに、エポキシアスファルトの回復率をもとめると図9のようになる。これより、A社のものは70~80%を期待することができ、非常に弾性的な材料といえる。しかし、C社は20%と小さい関係である。

S/F ではC社は20~40 ($\text{kg}/\text{cm} \times 10^{-2}$)であり、ストレートアスファルトに類似している。他のA、Bの材料100~400であり、弾塑性体に富み、粘性の少ない材料といえる。

マーシャルの水浸、非水浸の関係から図12の関係を得た。これより、いずれの材料もアスファルトなどで評価している残留安定度は100%を上回り、エポキシアスファルトにおいては残留安定度という評価値は適当でないようである。硬化促進したものの水浸、非水浸を比較するとA社のものは水浸による安定性の低下が著しい関係がある。

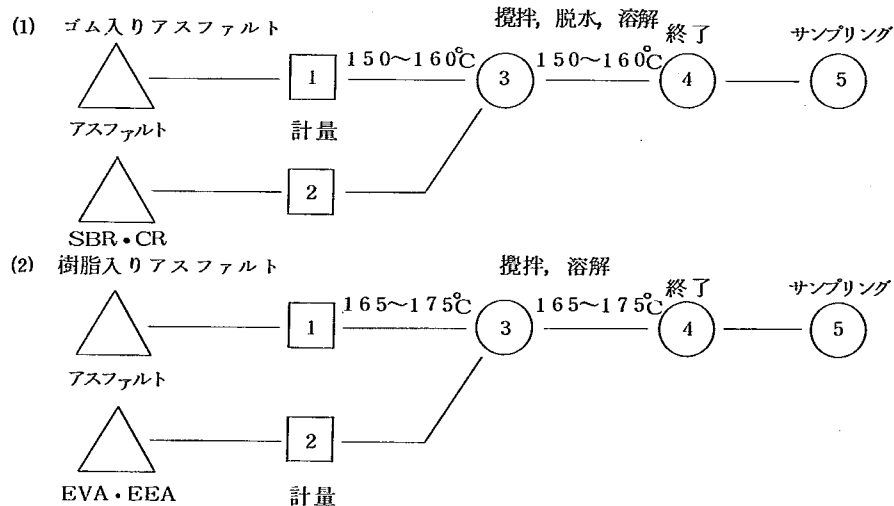
3.1.5 表層用試作バインダーの製造法

表層用バインダーとしてストレートアスファルトをベースにして、これにSBR, CR, EVA, EEAおよびこれらの組合せによる改質アスファルトを試作することとした。

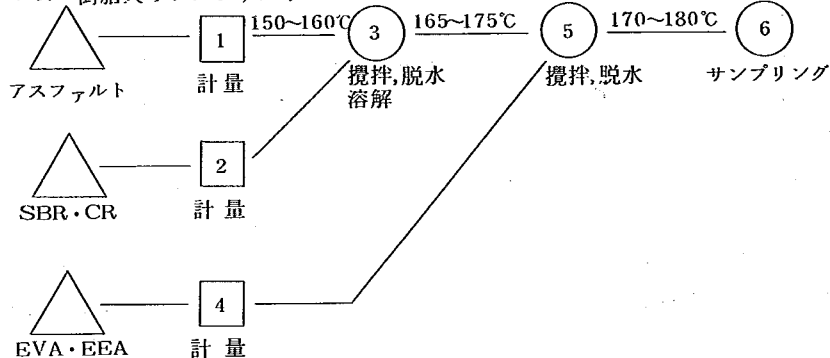
3.1.5.1 使用材料

- (イ) ストレート・アスファルト 80/100, 60/80,
- (ロ) ストレート・アスファルト 150/200
- (ハ) SBR ラテックス 50%
- (ニ) CR ラテックス 33%
- (ホ) エチレン-酢ビコポリマー (EVA) 100% (ペレット状)
- (ヘ) エチレン-エチルアクリレート (EEA) 100% ()
- (ト) ストレートアスファルト 60/80

3.1.5.2 改質アスファルト製造工程図 (図2参照)



(3) ゴム・樹脂入りアスファルト



(4) 改質アスファルト製造方法

改質アスファルトを製造する手順を製造工程図にしたがって下記に示す。

- ① 使用アスファルトを加熱溶解し，石油缶（18ℓ）に10 kg 正確に量り取る。
- ② ①において採取したアスファルトをガスコンロの上にのせ，コンロの炎を調整し，150～160℃（樹脂入りアスファルトの場合は165～175℃）に調節する。
- ③ 攪拌機はアスファルト面より約5 cm下に羽根がくる様な高さに調節し，回転数約250 rpmで回転させる。
- ④ 別の缶にゴム（樹脂入りアスファルトの場合は樹脂）を配合量正確に量り，150～160℃（165～175℃）に調節されたアスファルト中に除々に加える。
- ⑤ ゴム（樹脂）の混入が終了したら150～160℃（165～175℃）の温度にアスファルトを保ち，ゴム（樹脂）がアスファルト中に均一に溶解した事を確認した後，攪拌機を停止し，0.5ℓ缶に2ヶ試験試料に採取する。
- ⑥ ゴム，樹脂入りアスファルトは，①～③に従ってゴムを投入した後，樹脂を投入する。

3.1.5.3 改質アスファルトの配合

試作改質アスファルトの配合は表15に示すとおりである。

3.1.5.1 改質アスファルトの性状

試作改質アスファルトの物性は次に示すとおりである。

- (1) ベースアスファルトの性状
- (2) SBRの添加効果
- (3) CRの添加効果
- (4) EVAの添加効果
- (5) EEAの "
- (6) SBR+CRの "
- (7) SBR+EVAの "
- (8) SBR+EEAの "

(9) CR + EVAの添加効果

(10) CR + EEAの "

(1) SBRの添加効果

ストアスにSBRを3~10%の範囲で添加混合すると、針入度は5~10高くなり、軟化点も5~10℃高くなる。さらにテナンティはストアスで平均10であるものが、ゴムの添加により、20~30 kg・cmとなり粘結力が改善される。粘度ではゴム量が10%になると200℃で500 cstという規準を上回るので実用的なゴム量は7%が限度である。

(2) CRの添加効果

SBRと同様にCR(クロロブレンラバー)をストアスに添加すると、針入度は4~8、軟化点で5~12℃、それぞれ上昇する。テナンティはストアスに対して9~12倍の90~140 kg・cmになり、強じん性を高める効果があり、複合材として適当であることがわかる。しかも粘度は10%添加してでも200℃で500 cstを上回らないので良好と思われる。しかし、伸度特性がいずれも低下し、タフネス試験時に弾性破壊を示すのでCRのみの添加はそのままでは利用が困難なようである。

ベースアスファルトは60/80のものの方がCRの効果を高めるようである。

(3) EVAの添加効果

EVAは三井ポリケミカルの子260のものを使用した。

ベースアスに5~10%の範囲でEVAを添加すると針入度は1/2~1/3に低下し、ブリットルな材料に改質される。さらに伸度も小さくなり、テナンティの効果も期待できないようである。したがってベースアスファルトはPen 100/150を選ぶ方が効果が良好であることが認められる。

(4) EEAの添加効果

EEAは日本ユニカーのDPDJ-6169を使用した。

EVAと同様EEAも針入度の低下の効果があり、軟化点の上昇効果はEVAより大きいようである。タフネス試験では弾性破壊を示すものが多く把握力の改善は期待できないようである。

(5) 複合効果(SBR, CR, EVA, EEAのうち2種類を組合わせたもの)

○ SBR+CRはSBRの感湿性の低下、CRの強じん性を高める、これら2つの効果が相乗された改質バインダーを期待できる。ただし、高湿粘度は200℃で500 cstという規準を上まわるようであるので現実には施工性に問題が残る。

○ SBR+EVA

EVA配合は伸度特性に劣るのでこの改善をSBR添加で期待したが結果は良効ではなかった。

○ SBR+EEAの組合わせも、EVAと同様、伸度、低温脆性の改善をSBRに期待したわけであるがその効果は薄い。さらにSBRとEEAの配合比率が1:2以上になるとそれぞれが単独である場合よりも物性が劣るので、好ましい配合はSBR/EEA=1/1.2程度が良好である。

○ CR+EVAの効果はEVA単独の場合で指摘したようにベースのストアスをPen 100/150に選んだ方が良好で、これにCRの強じん性の付加が可能となり、複合材としては良好なものができる可能性がある。

○ CR+EEAの効果は、タフネス試験で評価する限りEEAの効果が強く、ぬれ特性に劣りは
がれるケースが多いので、好ましい材料にはならないようである。

○ 以上の結果をもとに混合物の基準試験には次に示すような選択基準で合計8種のバインダー
を選定した。

- 1) 粘度: $500 \text{ cst} / 200^\circ\text{C}$ (これ以下であれば現行の施工機械が適用できる)
- 2) 針入度は60/80を中心として同時に軟化点が 50°C 以上のもの
- 3) 伸度(15°C) 100tで同時にフラス脆化点が -10°C 以下
- 4) タフネス・テナンティでヘッドが抜け出すものは除く。

このようにして、No.3, 21, 33, 35, 36, 37, 39, 41を選定した。

3.2 鋼床版舗装の現況調査 (第5回)

3.2.1 目的

鋼床版舗装の現況調査(第4回)結果によれば、舗装の破壊タイプは、舗装構成によって相違し、
(グース+グース)タイプは流動(継ながれ、わだち堀れ)、(アスコン+アスコン)タイプでは
ひびわれ、(グース+アスコン)タイプでは流動(継ながれ)、ひびわれが顕著にあらわれている。
さらに、ひびわれの発生する位置は大部分が縦リブに対応している様子である。この、流動、ひび
われ、破壊の原因としては、重交通である、停止交通荷重の頻度が大きい、舗装面の引張歪が大き
い、などの直接的な原因の他に、舗装とデッキプレートとの接着性にも問題がありそうである。

このような橋面舗装の接着性に関する問題は古くから議論されながら、客観的なデーターによる
検討は少ない、今回の鋼床版舗装の現況調査(第5回)では、このような問題点を取りあげ、耐久性
にすぐれた舗装とするために現状の接着層の取扱いが適当であるかどうかを検討することとした。

3.2.2 調査概要

昭和48年度に実施した現況調査(第4回)結果より舗装タイプ、経年、累計交通量、破壊性状、
を主要因子として、良履歴、不良履歴から代表橋梁(表-3-16 参照)を選定した。この代表橋梁に
ついて、現地で以下の(1)~(4)の調査を実施することとし、現在調査中である。

- (1) 床版との接着力試験
- (2) クラックの発生状況
- (3) 路面性状(わだち堀れ量、たて流れ率、ひびわれ率)
- (4) 路面性状(視察調査表による5点評価)

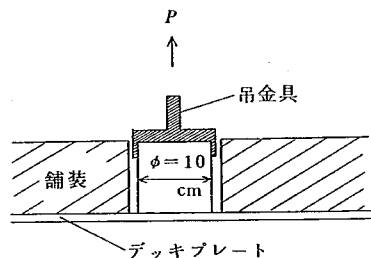
3.2.3 調査方法

- (1) 床版との接着力試験

○ 右図のように床版に達するまで $\phi=10 \text{ cm}$
のコアーカットをする。

○ コアーカット頂部に吊金具を接着剤(ポ
リエステル系)で固定させる。

○ 吊金具を接着力試験機で引抜き引張力(P)



を測定する。この場合、サーミスターにて舗装表面の温度を測定する。さらに引き上げたコア底面および床版面の観察（はく離の発生状況、浸透水のまわり具合）と撮影を行なう。

○ 接着力試験中コアが中間のタック材不良などで2分割された場合は下層についても接着力試験を実施する。

○ 1橋あたり良好部3点、不良部3点の合計6点の接着力試験を実施する。

(2) クラックの発生状況は流動の発生状況

○ コアカットに先立ち、水溶性顔料をクラックに浸透させる

○ 引き上げたコアサンプルのクラックの進行状況を顔料の浸透深さで観察計測し撮映する。

○ 流動箇所からコアサンプリングした試料よりアスファルトのブリージング、フラッシュ状態、骨材の粗細の配列状況などを観察撮映する。

○ コアサンプルは、現地の状況見取図を添えて土木研究所舗装研究室に搬入する。

○ 1橋あたり不良部3点について実施する。

(3) 路面状況（わだち掘水量、たて流れ率、ひびわれ率）

○ 路面の破壊状況を測定しわだち掘水量、わだち掘れ率、たて流れ率、ひびわれ率の各値を測定する。

(4) 路面性状（視察評価）

○ 舗装の現況を視察による評価で調査する。

表-3.1

構成	耐まもう層	表 層	防 水 層	接 着 層
基準試験	水 準 5	4 1	6	49年度に実施する 鋼床版舗装の現況調査 (第5回)の結果, 接 着層に問題ありという 結果ができれば50年度 に実施することとした。
	項目 (アンケート調査) (1) 比重(25°C) (2) 引火点(°C) (3) 粘度(25°C) (4) エポキシ当量, 酸価, (5) 水分含有量 (6) ゲルタイム (1) 引張試験	(ゴム, 樹脂系)(SBR, CR, EVA) EEA, 組合せ (1) 針入度(25°C, 100g, 5 sec) (2) 軟 化 点 (3) 伸度(10°C) (4) フラース脆化点(°C) (5) 粘度(120, 140, 160, 180°C) (6) タフネス, テナシテイ試験 (7) 薄膜加熱(180°C, 2.5 hr) (エポキシアスファルト系) (1) 耐まもう層用の基準試験と同じ	(浸透用アスファルト) (1) 針入度(0, 25°C) (2) 軟 化 点 (3) 伸 度(25°C) (4) 粘 度(150, 175, 200°C) (被覆アスファルト) (1) 浸透用アスファルトと同一 (2) フラース脆化点 (3) だれ長さ(70°C) (防水シート) (1) 厚 さ(mm) (2) 単位重量	
検討試験	水 準 5	1 0		
	項目 混合物(モルタル)について (1) ホイルトラッキングテスト (2) 曲げ試験(-10,-3,3,10°C)	(ゴム, 樹脂系), (エポキシアス) とも (1) マーシャル試験, 水浸マーシャル (2) ホイルトラッキング (3) 曲げ試験 * 密粒度配合	(2) 単位重量 (3) 引張強さ(長手方向) 10mm巾(巾方向) (4) 最大荷重時(長手方向) の伸び % (巾方向)	

表-3.2 耐摩耗層用エポキシバインダー

用途 試験 試験規格 メーカー名 商品名			耐 摩 耗 層				
			ショーボンド N S R	エポマ ロードE100	花王マッ ト S P	シェ ル グ リ ッ プ	E P I - T o p 1 0 0
			ショーボ ンド K.K	日本ポリ マー K.K	花王石 鹼 K.K	シェ ル 石 油 K.K	ポリブ ラス チック K.K
(主剤 エポキシ樹脂含有)	外観・色相	ASTMD1475 D92 D445 D1652 D1744	淡黄色透明液体	灰白色液体	淡黄色透明液体	半透明：水色	茶褐色液体
	比重 (25°C)			1.74		1.129	1.09~1.10
	引火点 (°C)			—	1.153		149
	粘度 (25°C)		3500cp(20±1°C)	3500 CP	150	5900cst	800~1200
	エポキシ当量			200	5000 CP		240~270
幅剤 (硬化剤含有)	外観・色相	ASTMD1475 D92 Brookfield ASTMD662 D95	黒色液体	黒色液体	黄色透明液体 (冬期凝固)	黒色 1.015	黄褐色液体
	比重 (25°C)			1.16			0.98~0.99
	引火点 (°C)			—	0.856		146
	粘度 (100°C)		2800cp (20±1°C)	2100 CP	105 15CP	(50°C)	500~900cp (25°C)
	酸価			—	(アミン価) 188	300cst	100~200cp (44°C)
配合比	水分含有量			0.1 以下	0.12 SP(A)	(B)	(アミン価) 500~550mg (B)
	主剤 / 副剤 (重量比)		1/1	2/1	57/43	50/50	10~35°Cの 割合で混合 79.4/20.6 (100/26)
	混合条件		常温混合	常温配合	主剤、幅剤は 温湯にて加熱 (40~60°C) 主剤は白濁し ていては不可	常温混合	常温混合
	硬化条件		粒度 1000 cp (20±1°C) 200g, 20±1°C で可使時間 15 min 速硬化性 30°C以上の場 合 パワーミキサー ふつう 20°Cで 1~7 d	常温混合 常温で 7 日 100g 20°C 約 50mm	300g(24°C) 55 min max 93°Cまで 110 min	18 min(25°C) 600 14 "(25°C) 100 10 "(25°C) 300	ゲルタイム 25°C 60 min(100g) 完全硬化 25°C 12~18
	完全硬化 促進条件		80°C×5hrs			—	25°C 24hrs 60°C 72hrs
バ イ ン ド 重			1,194	1,514	1,036	1,694	1,115
備 考			硬化物の比重 1.29 引張 (JISK6301) 28.9 kg/cm ² 63.4 %				15°C以下で温合 する場合Bの量を 28に増やすと 硬化時間は 10~15%短縮 できる。

表-3.3 表層用エポキシバインダー(密粒アスコン用)

試験項目		用途	表 層		
		商品名 メーカー名	エポキシアスファルト	A E R	エポキシアスファルト
			シェル石油	旭化成	日 瀝 化 学
主剤 (エポキシ樹脂含)	外観 色相		透明こはく色液体	褐色粘稠液体	黒色・常温で液体
	比重 (25°C)		1.170	1.11	1.04
	引火点 (°C)		256	170	
	粘 度(25°C)		9,000	2,500 cp (25°C)	187(60°C)
	エポキシ当量		189	270	290(アミン価)
	水分含有量		—	< 0.1 %	
			(A)	(A)	
副剤 (硬化剤含)	外観 色相		黒色半個体	黒色粘稠液体	無色透明・常温で液体
	比重		1.042	1.03	1.13
	引火点		266	148	
	粘 度		1,200	9,200cp(25°C)	306~323(エポキシ当量)
	酸 価		46.4	(アミン価)	
	水分含有量		—	< 0.1%	
			(B)	(B)	
配合比	(重量比) 主剤/副剤		15.7/84.3	1 : 1	1 : 1
混合条件			加熱混合 (120°C) ± 10°C 0日時 1000	常温混合 (25°C以上が望ましい) 0日, 17t +	加熱混合 (120~180°C)
硬化条件			120°Cにて混合液 屋外放置1~4ヶ月	ゲルタイム 129分 (最高発熱温度35°C)) 60°C × 3 hrsで硬化 又は常温 × 7 days	
	完全硬化促進条件		120°C × 4 hrs	60°C × 3 hrs	
バインダー比 重	硬化物		1.069	1.071	1.072
備考			・骨材 含水比0.1以下のものを使用,	実際には40°C位にバインダー, 骨材の温度を上げてやらないと混合物の作製は無理	

表-3.4 表層用エポキシアスファルト・コンクリート
マ ー シ ャ ル 試 験 結 果

バインダー (メーカー)			A. E. R	エポキシ アスファルト	エポキシ アスファルト
特 性 値	発生日数		(旭化成)	(日産化学)	(シェル石油)
安定度 S (kg)	標準	0日	5090	484	774
		7 "	6760	1850	977
		30 "	9940	6850	1203
		60 "	14030	8360	1620
		90 "		1	
	完全硬化	20 t以上測定不能	15570	5250	
	水浸	7日	10100	6530	4230
		完全硬化	12840	15750	5630
フロー値 f (1/100cm)	標準	0日	27.0	38.4	31.5
		7 "	28.3	53.9	40.1
		30 "	42.5	38.1	46.5
		60 "	39.2	38.9	43.0
		90 "			
	完全硬化	—	43.2	38.3	
	水浸	7日	36.0	48.7	36.9
		完全硬化	34.7	42.7	38.5
回復率 R (%)	標準	0日	72.8	0	0
		7 "	74.8	10.1	0
		30 "	87.6	70.8	7.7
		60 "	87.2	84.9	20.0
		90 "			
	完全硬化	—	69.5	88.0	
	水浸	7日	71.7	21.2	44.0
		完全硬化	59.1	63.1	86.7
S/f (kg/cm×10 ²)	標準	0日	189	126	24.6
		7 "	177	134	24.4
		30 "	234	180	25.9
		60 "	358	215	37.8
		90 "			
	完全硬化	—	360	137	
	水浸	7日	281	134	115
		完全硬化	370	368	146

注1) 試験は建設省土木研究所舗装研究室内で実施した。

注2) 供試体の養生は12月から2月にかけて屋外に放置して行なわれた。

注3) 回復率は試験直後の供試体垂直方向直径をd (cm)として

$$R = \frac{f - 100(10.15 - d)}{f} \times 100 (\%) \text{ としてあらわされる。}$$

表-3.5 配合一覧表

実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
針入度グレード	80/100	80/100	80/100	80/100	80/100	80/100	80/100	80/100	150/200	80/100	80/100	150/200
アスファルト	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
SBR	5	7	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CR	-	-	-	5	7	10	-	-	-	-	-	-
EVA#260	-	-	-	-	-	-	5	10	15	-	-	-
EEA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	10	15

混合物

表層 7

グース 2

実験番号	13	14	15	16	17	18	19	20
針入度グレード	80/100	150/200	80/100	150/200	80/100	150/200	80/100	150/200
アスファルト量	100	100	100	100	100	100	100	100
SBR	3	3	3	3	4	4	4	4
CR	-	-	-	-	-	-	-	-
EVA#260	5	10	-	-	5	10	-	-
EEA	-	-	5	10	-	-	5	10

実験番号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
針入度グレード	80/100	150/200	80/100	150/200	80/100	150/200	80/100	150/200	80/100	80/100
アスファルト量	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
SBR	-	-	-	-	-	-	-	-	3	4
CR	5	5	5	5	7	7	7	7	-	-
EVA#260	5	10	-	-	5	10	-	-	-	-
EEA	-	-	5	10	-	-	5	5	-	-

実験番号	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
針入度グレード	150/200	150/200	150/200	150/200	150/200	150/200	150/200	80/100	80/100	80/100	60/80
アスファルト量	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
SBR	3	4	-	-	4	-	-	-	3	3	-
CR	-	-	-	-	-	7	7	15	5	7	7
EVA#260	-	-	10	-	-	5	-	-	-	-	-
EEA	10	10	-	5	5	-	5	-	-	-	-

表-3.6 ベースアスファルト性状表

ベースアスファルト性状表					
実 験 番 号					市販ゴムアス
粗 成	ベースアス (60/80)	100			
	ベースアス (80/100)		100		
	ベースアス (150/200)			100	
	SBR				
	CR				
	EVA				
	EEA				
針入度	250°C×100g×5 sec	6.3	88	177	83
	" ×30 sec	136	207	429	181
軟化点	R&B (°C)	50.5	47.0	41.0	49.5
伸 度	10°C (cm)	44.5	150+	150+	150+
フラス破壊点 (°C)		-14	-13	-18	-18
粘 度 S F S (sec)	120°C				
	140°C				275
	160°C	71.7	64.1	46.9	136
	200°C	23.7	22.1	19.4	
タフネス 25°C (kg-cm)		45.8	34.0	12.4	147*2
テナシティー 25°C (kg-cm)		7.2	9.5	5.0	114
薄膜加熱試験 180×2.5 hr	減 量 (%)		0.01	0.01	0.08
	残留針入度(%)		64.8	62.7	72
混 合 状 態					
備 考 CR 昭和ネオブレン ネオブレン#736					

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表 3.7 SBRの添加効果

SBRの添加効果						
実 験 番 号		29	30	1	2	3
組 成	ベースアス(60/80)					
	ベースアス(80/100)	100	100	100	100	100
	ベースアス(150/200)					
	SBR	3	4	5	7	10
	CR					
	EVA					
	EEA					
針入度	25°C×100°C×5 sec	77	67	72	67	63
	" × 30 sec	159	143	134	128	111
軟 化 点 R&B (°C)		52.0	54.0	57.0	61.5	66.5
伸 度 10°C (cm)		150+	150+	150+	150+	150+
フラス破壊点 (°C)		-12	-12	-11	-12	-28~-35 無数のクラック発生
粘 度 SFS (sec)	120°C					
	140°C	280	467	590	>1000	>1000
	160°C					
	200°C	48.0	70.9	84.8	123	231
タフネス 25°C (kg-cm)		42.7	49.9	56.2	55.2	67.9
デナシティ 25°C (kg-cm)		16.7	20.8	23.0	22.6	33.5
薄膜加熱試験	減 量(%)	-0.110	-0.101	-0.149	-0.174	-0.190
180°C×2.5hr	残留針入度(%)	89	92	97	105	106
混 合 状 態		良	良	良	良	良
備 考 JSR ローデックス						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状 (数本の糸状になってきれる)。

表-3.8 CRの添加効果

C R の 添 加 効 果						
実 験 番 号		4	5	6	38	41
組 成	ベースアス (60/80)					
	ベースアス (80/100)	100	100	100	100	100
	ベースアス (150/200)					
	SBR					
	CR	5	7	10	15	7
	EVA					
	EEA					
針入度	250°C × 100g × 5sec	90	91	97	96	67
	× 30sec	193	196	198	180	129
軟 化 点 R&B (°C)		52.0	56.0	60.0	70.0	62.5
伸 度		82	95	112	118	85
フ ラ ーズ 破 壊 点 (°C)		-14	-16	-18		
粘 度 SFS (sec)	120°C					
	140°C	385	662	>1000		
	160°C				832	387
	200°C	85.6	130	162	°357	133.4
タフネス 250°C (kg-cm)		111.2 *2	148.7*2	160.1*2	175.2 *2	179.5 *2
テナシティー 25°C (kg-cm)		91.9	126.3	139.9	151.0	143.1
薄膜加熱試験	減 量(%)	-0.131	-0.118	-0.124	-0.151	-0.130
180°C × 2.5 hr	残留針入度	78	68	74	76	78
混 合 状 態		良	良	良	良	良
備 考 強じん性を高める効果が有り、複合材としても適当である。						

(注) *1 … 抜け *2 … 切断 *3 … すだれ状

表-3.9 EVAの添加効果

実 験 番 号		7	8	3 3	9	
組 成	ベースアス(60/80)					
	ベースアス(80/100)	100	100			
	ベースアス(150/200)			100	100	
	SBR					
	CR					
	EVA	5	10	10	15	
	EEA					
針入度	25°C×100g×5 sec	58	46	60	48	・針入度低下 が大きい
	" ×30 sec	100	68	93	70	
軟 化 点 R & B (°C)		58.5	68.0	65.5	70.5	
伸 度 10 °C (cm)		21.5	13	11	7	伸度が劣る
フラーズ破壊点 (°C)		-14	-16	-20	-20	
粘 度 S F S (sec)	120°C					
	140°C	428	>1000		>1000	
	160°C			489		
	200°C	54.5	15.9	141.8	340	
タフネス 25°C(kg-cm)		32.4 * ₂	30.7 * ₂	27.9 * ₂	45.8 * ₂	切断する場合が多い
デナシティー 25°C(kg-cm)		6.9	3.8	-0.102	3.5	
薄膜加熱試験	減 量 (%)	-0.057	-0.078		-0.062	
	180°C×2.5hr 残留針入度(%)	87	115	932	113	
混 合 状 態		良	良	良	良	
備 考 三井ポリケミカル # 2 6 0						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表-3.10 EEAの添加効果

実 験 番 号		10	11	34	12	
組 成	ベースアス (60/80)					
	ベースアス (80/100)	100	100			
	ベースアス (150/200)			100	100	
	SBR					
	CR					
	EVA					
	EEA	5	10	5	15	
針入度	25°C × 100g × 5sec	48	36	74	36	EVAより硬くなる
	" × 30 sec	80	56	141	51	
軟 化 点 R & B (°C)		69.0	85.5	68.5	87.0	
伸 度 10 °C (cm)		10.5	18	13	9	
フ ラ ース 破 壊 点 (°C)		-10	-12	-18	-19	
粘 度 S F S (sec)	120 °C					
	140 °C	453	>1000		>1000	
	160 °C			180.4		
	200 °C	53.6	16.8	56.2	332	
タフネス 25°C (kg-cm)		36.5*2	19.9*1	12.0	8.9*1	付着力(ぬれ)の 性状が劣る
テナシティー 25°C (kg-cm)		8.9	0.0	3.6	0.0	
薄膜加熱試験 180°C × 2.5hr	減 量 (%)	-0.045	-0.06%	-0.063	-0.059	
	残留針入度(%)	106	116	82	126	
混 合 状 態		良	良	良	良	
備 考 日本エニカー (KK) DPD J-6169						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表-3.11 CBR+CRの添加効果

実 験 番 号		3 9	4 0	
組 成	ベースアス (60/80)			
	ベースアス (80/100)	1 0 0	1 0 0	
	ベースアス(150/200)			SBR感湿性低下 } 両方の効果をねらう CR 強じん
	SBR	3	3	
	CR	5	7	
	EVA			
	EEA			
針入度	25°C×100g×5sec	7 5	8 0	
	" ×30sec	1 4 7	1 5 6	
軟 化 点 R & B (°C)		55.5	55.5	
伸 度 1 0 °C (cm)		7 7	9 4	
フ ラ ース 破 壊 点 (°C)				
粘 度 S F S (sec)	1 2 0 °C			
	1 4 0 °C			
	1 6 0 °C	4 2 6	4 1 9	
	2 0 0 °C	142.5	138.3	200°C, 500cp 以下で満足されるが高粘度になる。
タ フ ネ ス 25°C (kg-cm)		161.5 *2	167.4 *2	
デ ナ シ テ ィ ー 25°C (kg-cm)		131.1	138.6	
薄膜加熱試験 180°C×2. hr	減 量 (%)	-0.132 %	-0.132	
	残留針入度(%)	7 2	7 2	
混 合 状 態		良	良	
備 考				

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表-3.12 SBR+EVAの添加効果

実 験 番 号		1 3	1 7	1 4	1 8	
組 成	ベースアス(60/80)					
	ベースアス(80/100)	100	100			
	ベースアス(150/200)			100	100	
	SBR	3	4	3	4	
	CR					
	EVA	5	5	10	10	
	EEA					
針入度	25°C×100g×5 sec	51	51	56	60	
	" × 30 sec	85	85	79	85	
軟 化 点 R&B (°C)		65.0	65.5	68.5	69.0	
伸 度 10°C (cm)		33.5	23	11	8	伸度の改良をSBRが ねらったがその効果な し
フ ラ ース 破 壊 点 (°C)		-12	-12	-20	-19	
粘 度 S F S (sec)	120 °C					
	140 °C	>1000	>1000	>1000	>1000	
	160 °C					
	200 °C	152	16.9	391	430	
タ フ ネ ス 25°C (kg-cm)		80.6	64.6	70.9*2	59.9 *2	EVAの硬さをSBR が少し改良している。
テ ナ シ テ ィ ー 25°C (kg-cm)		31.8	24.2	30.7	6.8	
薄膜加熱試験 180°C ×2.5hr	減量 (%)	-0.137	-0.081	-0.168	-0.107	
	残留針入度(%)	88	99	95	106	
混 合 状 態		良	良	良	良	
備 考						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表-3.13 SBR+E EAの添加効果

実 験 番 号		15	19	16	31	35	20	32
組 成	ベースアス (60/80)							
	ベースアス (80/100)	100	100					
	ベースアス (150/200)			100	100	100	100	100
	SBR	3	4	3	3	4	4	4
	CR							
	EVA							
	EEA	5	5	10	10	5	10	10
針入度	25°C×100g×5sec	51	49	49	45	68	48	44
	" ×30 sec	87	82	74	66	117	73	69
軟 化 点 R & B (°C)		74.5	73.0	85.5	84.5	74.5	85.0	85.0
伸 度 10°C (cm)		16	8	4.5	6	49.5	6	6
フ ラ ーズ 破 壊 点 (°C)		-15	-12	-17	-22	-17	-21	-14
粘 度 S F S (sec)	120 °C							
	140 °C	>1000	>1000	>1000			>1000	
	160 °C				918	438		>1000
	200 °C	137	326	303	287	154	192	385
タフネス 25°C(kg-cm)		68.5 ^{*3}	70.4	10.2 ^{*1}	10.9 ^{*1}	34.2 ^{*3}	5.7 ^{*1}	7.9 ^{*1}
デナシティー 25°C(kg-cm)		21.2	26.7	0.0	0.0	13.2	0.0	0.0
薄膜加熱試験	減 量(%)	-0.079	-0.098	-0.157	-0.107	-0.098	-0.106	-0.122
	180°C×2.5hr 残留針入度(%)	87	78	114	108	83	100	95
混 合 状 態		良	良	良	良	良	少し不均一	良
備 考 SBRの効果は、EVAの場合よりさらに小さくなる。 ∴ SBRとEEAの比率が重要である。								

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

表一 3.14 CR+EVAの添加効果

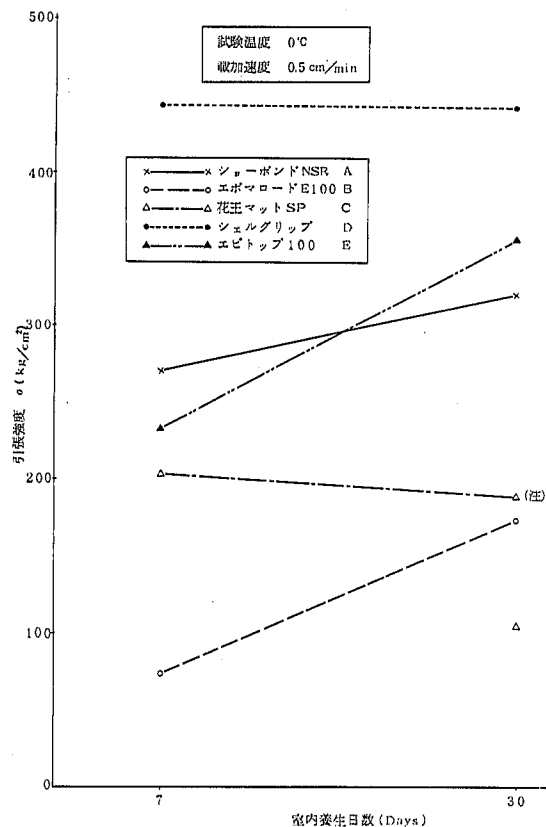
実 験 番 号		2 1	2 5	2 2	3 6	2 6
組 成	ベースアス (60/80)					
	ベースアス (80/100)	1 0 0	1 0 0			
	ベースアス (150/200)			1 0 0	1 0 0	1 0 0
	S B R					
	C R	5	7	5	7	7
	E V A	5	5	1 0	5	1 0
	E E A					
針入度	25°C×100g×5 sec	5 9	6 8	6 4	8 6	6 0
	" ×30 sec	9 9	1 0 0	9 5	1 4 4	8 7
軟 化 点 R & B (°C)		65.0	68.5	68.5	67.5	69.5
伸 度 1 0°C (cm)		4 1	63.5	2 5	7 8	33.5
フ ラ ーズ 破 壊 点 (°C)		-14	-18	-19	-19	-17
粘 度 S F S (sec)	1 2 0 °C					
	1 4 0 °C	>1000	>1000	>1000		>1000
	1 6 0 °C				6 3 9	
	2 0 0 °C	1 6 1	3 1 2	3 4 3	2 1 5	3 8 9
タ フ ネ ス 25°C(kg-cm)		75.0 *2	99.8 *2	24.4 *2	48.9 *2	30.5 *2
テ ナ シ テ ィ ー 25°C(kg-cm)		36.5	62.3	2.6	25.4	5.0
薄膜加熱試験 180°C×2.5hr	減 量(%)	-0.086	-0.091	-0.105	-0.133%	-0.107
	残留針入度(%)	7 9	9 0	1 1 1	7 6	9 9
混 合 状 態		良	良	良	少し不均一	良
備 考 CRとEVA 単独の場合の中間 的な性状になる 粘度でオーバーするもの多い。						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれ状

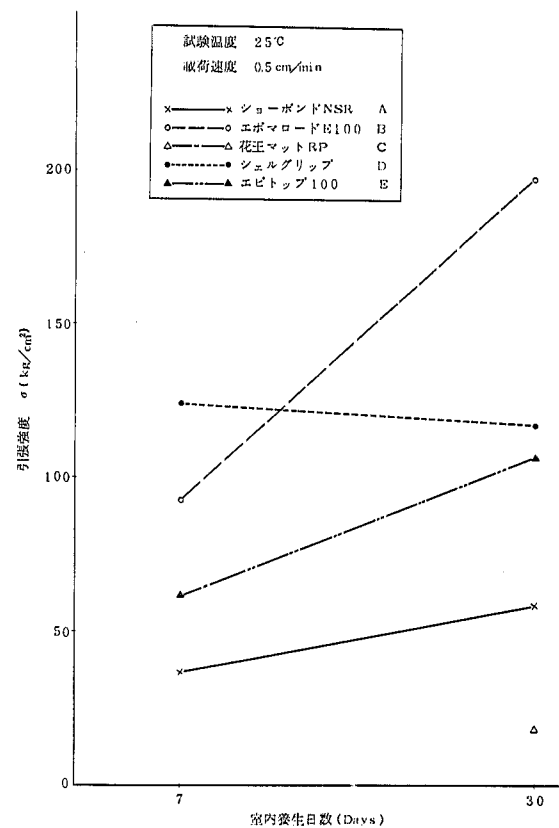
表-3.15 CRとEEAの添加効果

実 験 番 号		2 3	2 7	2 4	3 7	2 8
組 成	ベースアス (60/80)					
	ベースアス (80/100)	100	100			
	ベースアス (150/200)			100	100	100
	SBR					
	CR	5	7	5	7	7
	EVA					
	EEA	5	5	10	5	10
針入度	25°C×100g×5sec	52	53	52	80	50
	" ×30sec	85	92	75	134	79
軟 化 点 R & B (°C)		73.5	75.5	85.0	79.0	87.0
伸 度 10°C (cm)		42.5	67	13	104	37.5
フ ラ ース 破 壊 点 (°C)		-12	-15	-18	-20	-17
粘 度 S F S (sec)	120 °C					
	140 °C	>1000	>1000	>1000		>1000
	160 °C				641	
	200 °C	223	32.8	300	212	474
タ フ ネ ス 25°C(kg-cm)		58.3 *2	90.4 *2	6.2 *1	12.0 *1 73.4 *2	8.6 *1
テ ナ シ テ ィ ー 25°C(kg-cm)		23.3	50.7	0.0	1.2 48.7	0.0
薄 膜 加 熱 試 験	減 量 (%)	-0.087	-0.076	-0.101	-0.129	-0.095
	180°C×2.5hr 残留針入度例	148	96	120	80	126
混 合 状 態		良	良	良	少し不均一	良
備 考 タフネス-EEAの性状がで てはがれるケースが多い。						

(注) *1…抜け *2…切断 *3…すだれば



図一3.2 引張強度と養生日数との関係



図一3.3 引張強度と養生日数との関係

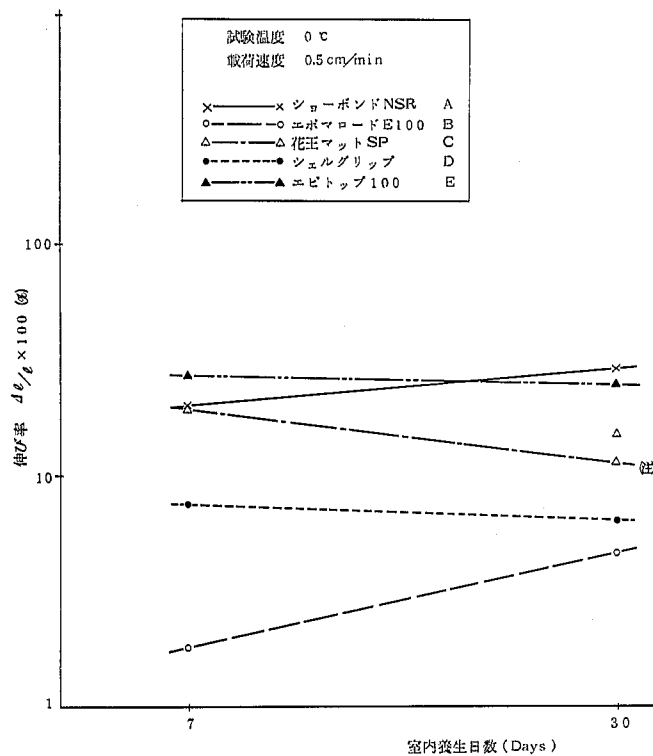
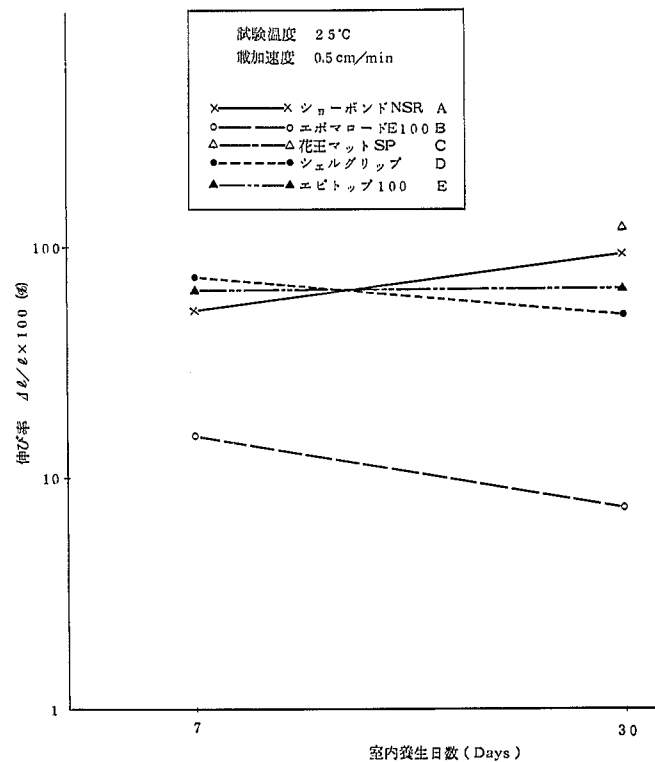
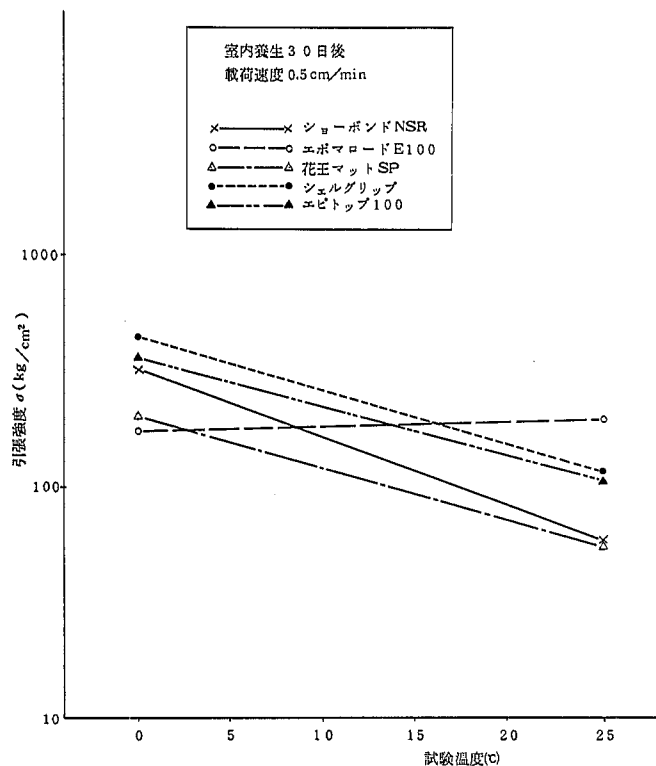


図 硬化しにくいため、成型1日後、60℃×4daysの予備養生を行なったもの。

図一 3.4 伸び率と養生日数との関係

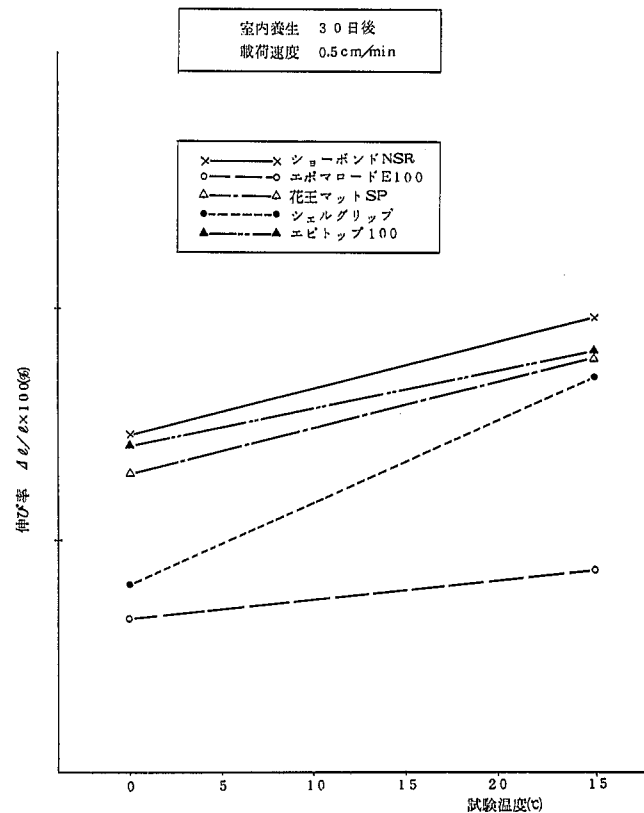


図一 3.5 伸び率と養生日数との関係



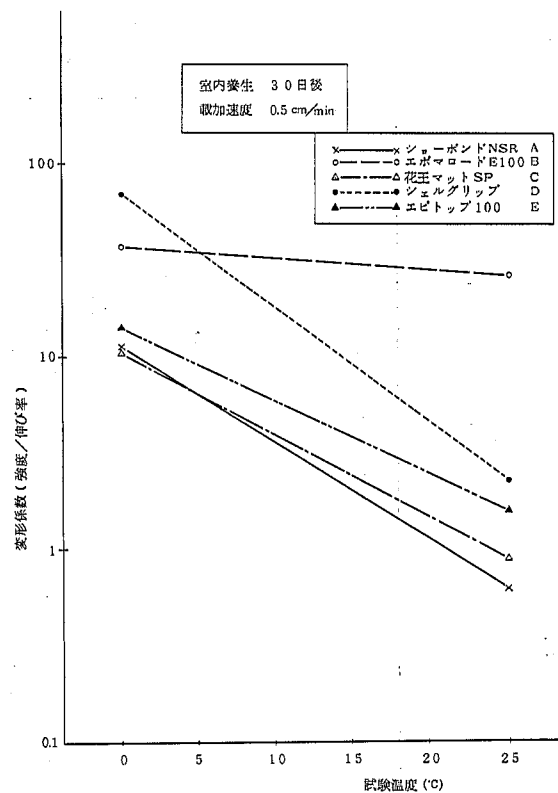
註 花王マットSP (△印)のみは硬化促進(成型1日後60℃×4 Days+2日室内養生)を行なったものの値である。

図一3.6 引張強度と温度との関係



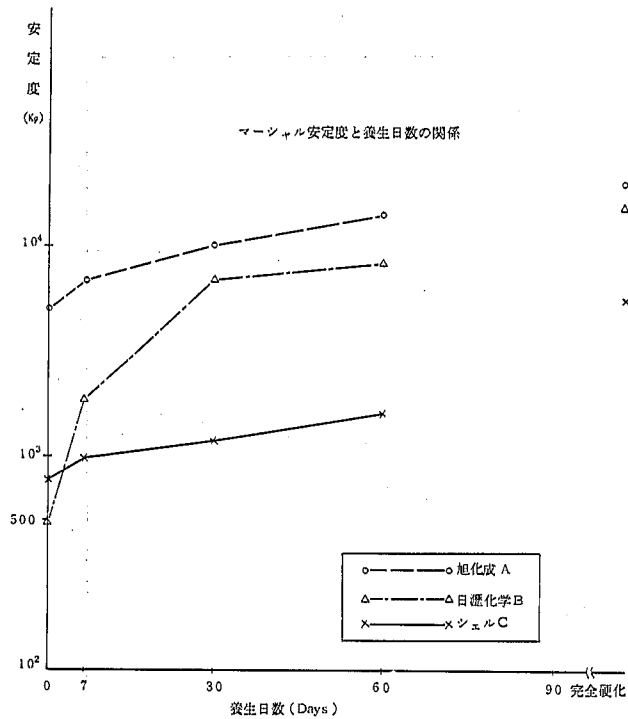
註 花王マットSPのみは硬化促進(前述)を行なったものの値である。

図一3.7 伸び率と温度との関係



(注) 花王マットSP (△印)のみは硬化促進 (前述) を行なったものの値である。

図一3.8 変形係数 (強度 / 伸び率) と温度との関係



注1 養生は屋外に放置して行なった。(建設省土木研究所千葉支所構内)
 注2 養生期間は12月から2月の間であり、平均温度が低いために硬化反応はきわめて遅い。

図-3.9 表層用エポキシアスファルトコンクリート

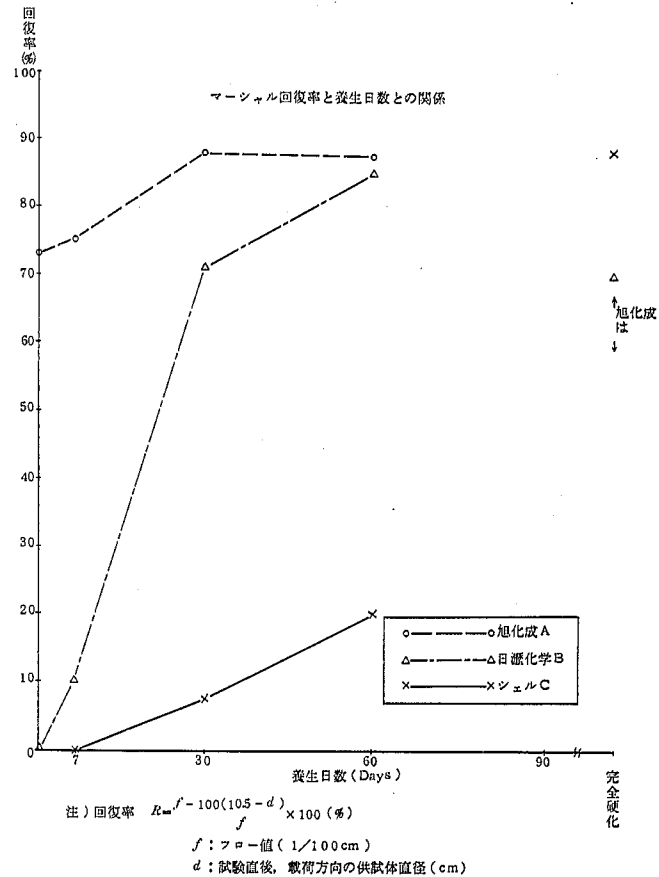


図-3.10 表層用エポキシアスファルトコンクリート

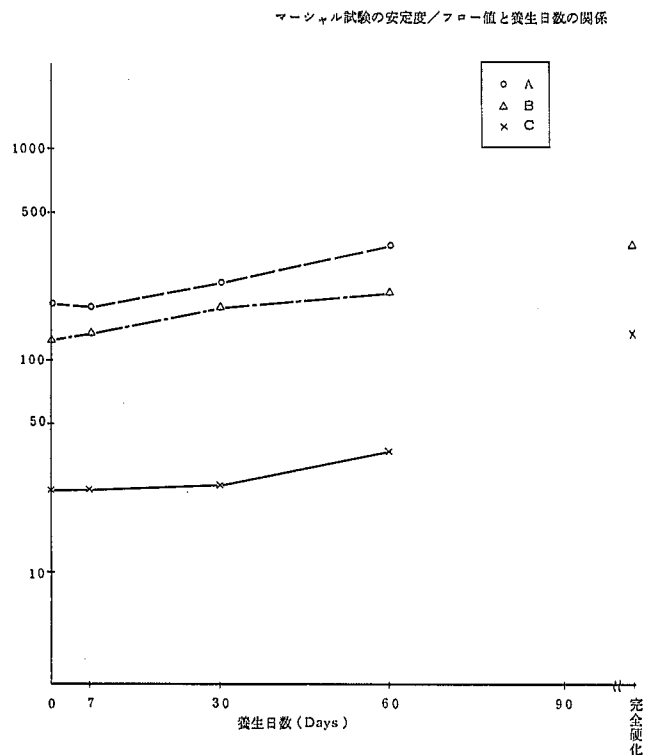


図-3.11 表層用エポキシアスファルトコンクリート

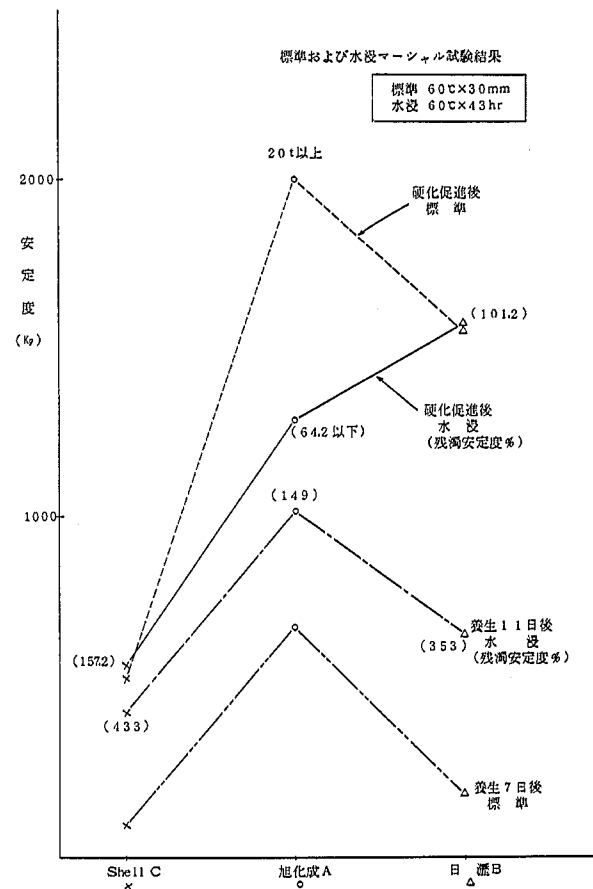


図-3.12 表層用エポキシアスファルトコンクリート

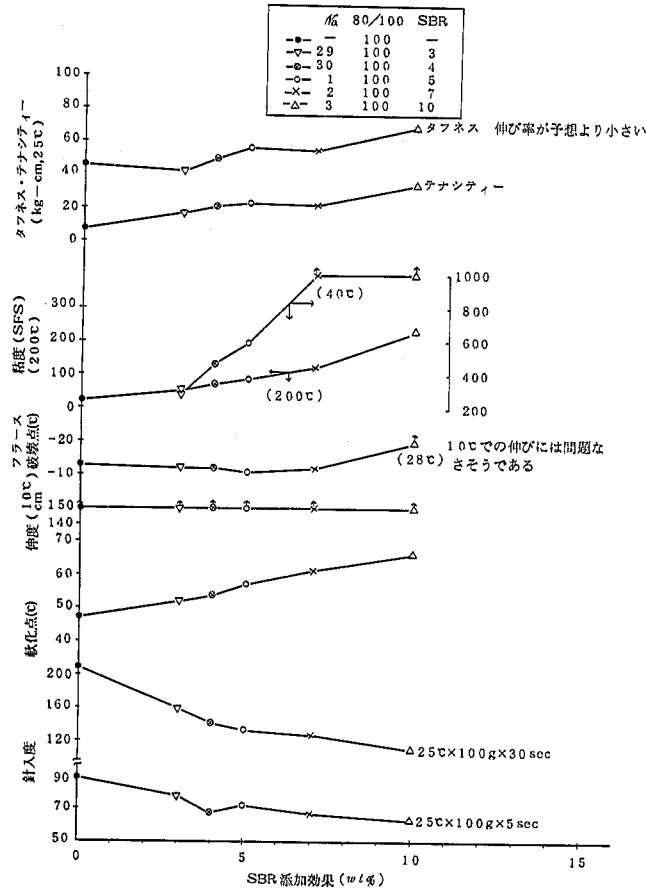


図-3.13 SBR添加効果

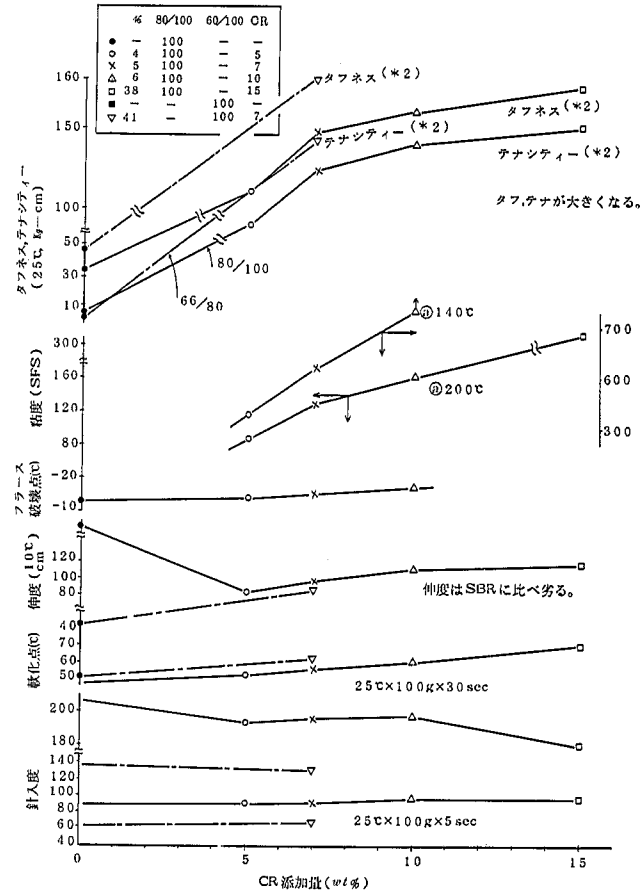


図-3.14 CR添加効果

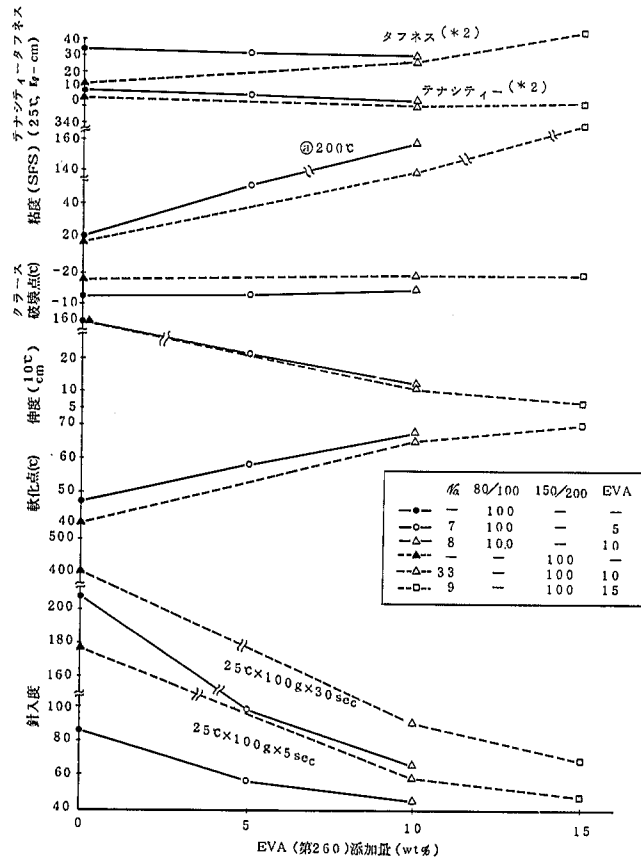


図-3.15 EVA 添加効果

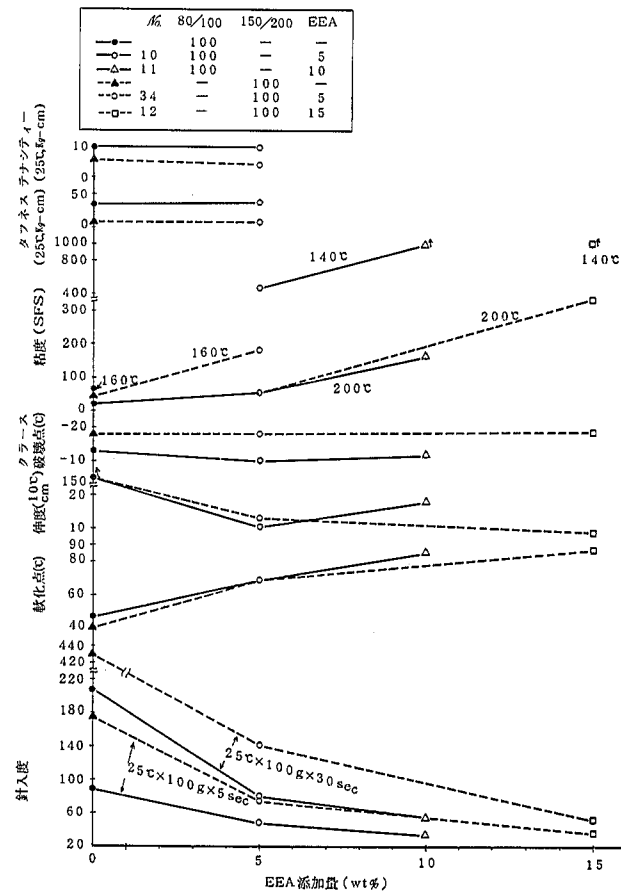


図-3.16 EEA 添加効果

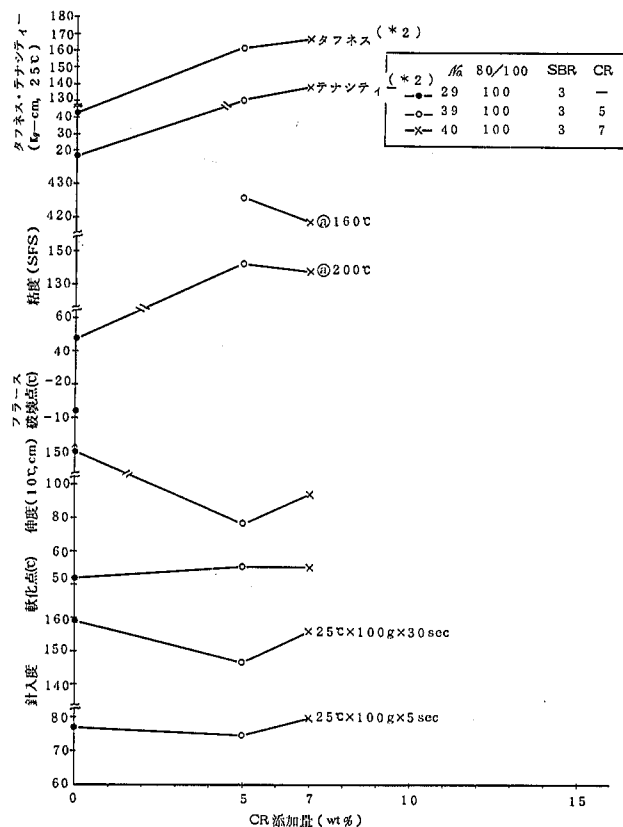


図-3.17 SBR+CR添加効果

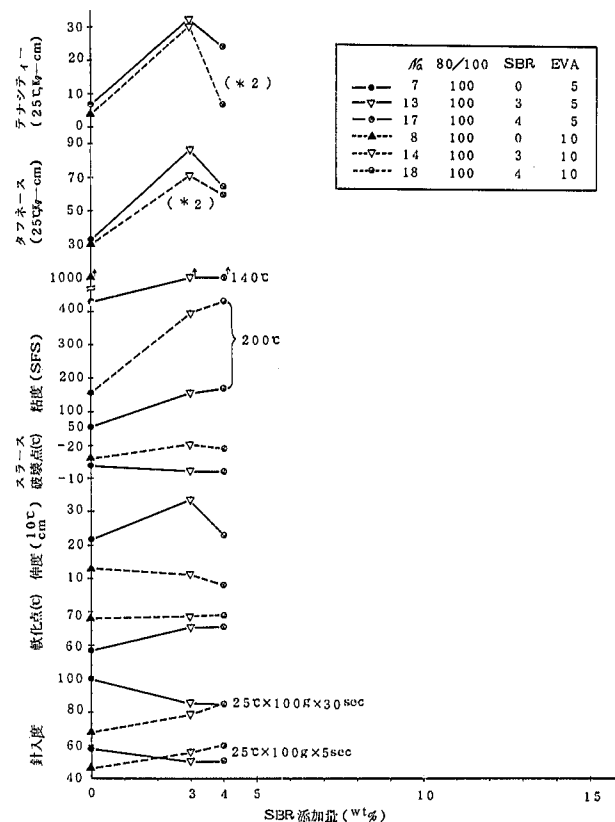


図-3.18 CBR+EVA添加効果

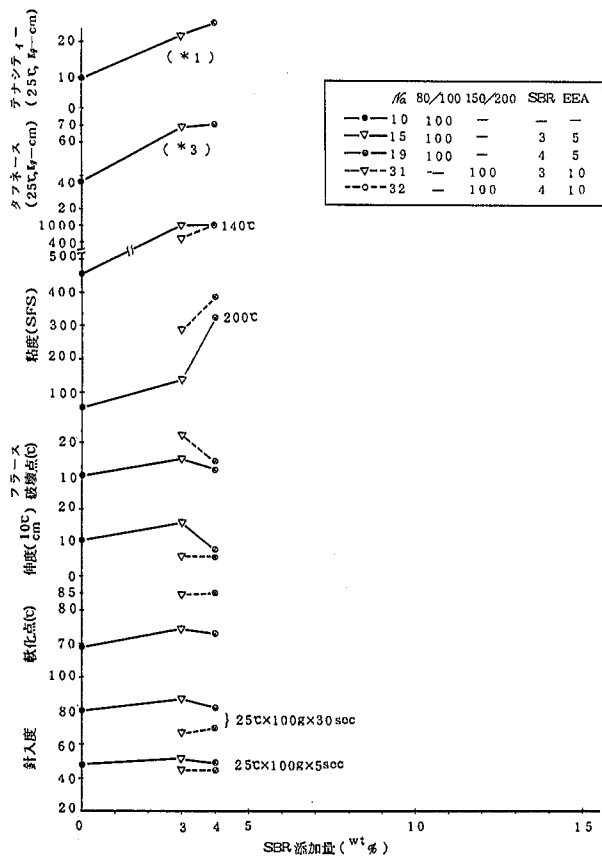


図-3.19 SBR + EEA 添加効果

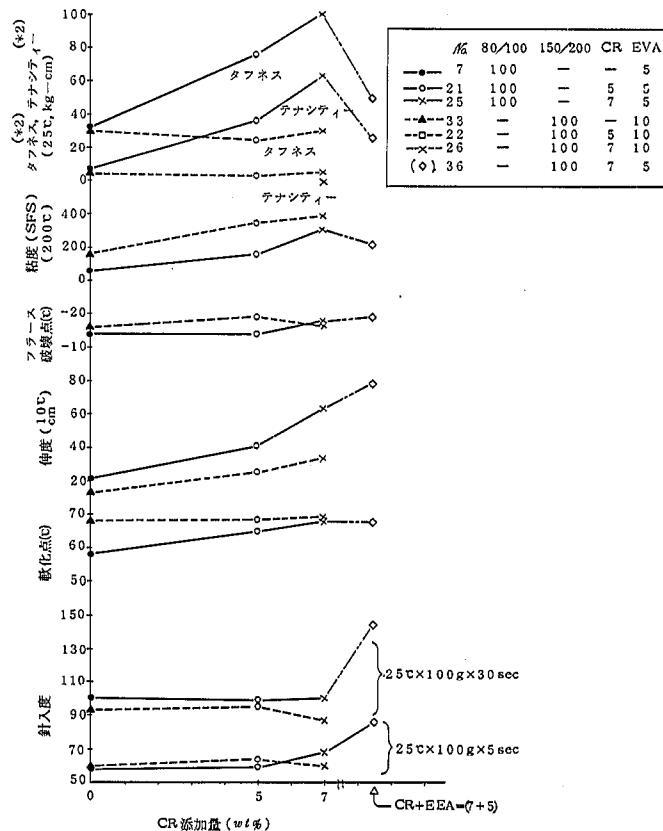


図-3.20 CR + EVA 添加効果

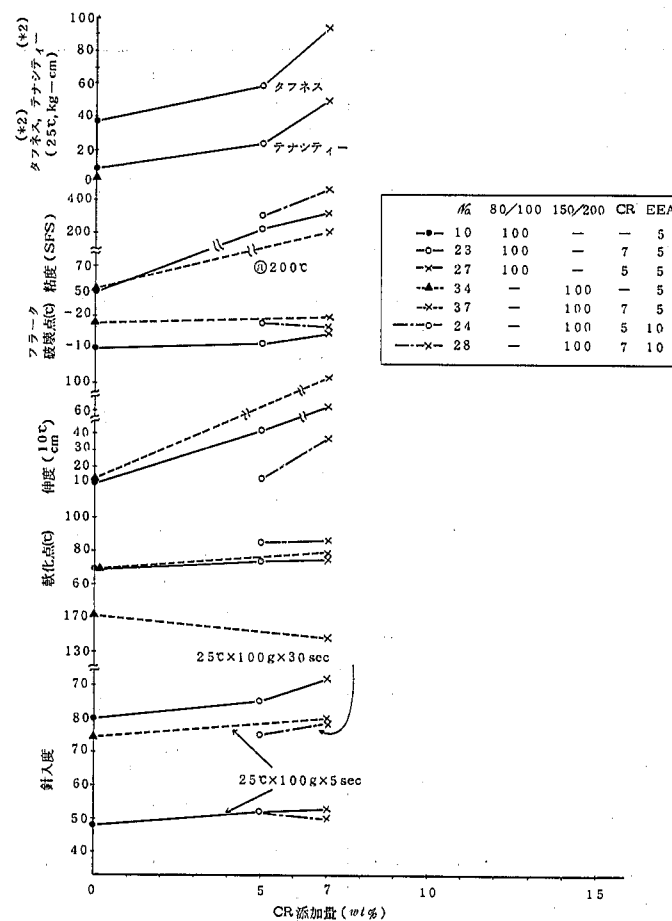


図-3.21 CR + EEA 添加効果

図-3.16 橋梁リスト

	No	橋梁名	所在地	完成年月	線形	継勾	配% 横	型式	橋長 支間m	巾易	縦リブ	版厚 継手	舗装厚 防水層
1	26	是政橋	東京都府中市	47.3	直	0.33	1.5	ゲルバー	396.3 (3)	6.5	333	12 溶接	55 PMシート 1 a
2	28	立川橋	立川市	47.3	斜	5.0	2.0	連続工桁	68 (2)	13.0	330	12 ボルト	80 PM 1 a
3	13	西新井橋	足立区	36.3	直		1.8	ゲルバー	1812 (3)	11.0	250	12 リベット	70 3層式 1 b
4	16	佃大橋	中央区	39.8	"	0.5	1.0	連続	220 (3)	21.0	320	12 リベット	70 3層式 1 b
5	39	思曾川橋	神奈川 厚木市	45.3	"	4.4	1.5	単純鋼桁	203 (1)	8.1	600	12 溶接	60 アトアス 3
6	102	谷町跨道橋	大阪市 東区	45.3	"		1.5	単純箱桁	650 (1)	7.5×2	330	12 ボルト	80 タール ラバー 3
7	61	穂積大橋	岐阜 岐阜市	40.9	"	0.4	1.5	連続箱桁	4423 (6)	13.5	300	12 リベット	80 ラバー ファルト 4 a
8	119	桃山立体交叉橋	京都市 伏見区	45.12	曲	6.0	3.3	単純箱桁	740 (2)	15.0	300	10 リベット	70 アトアス 4 a
9	159	西御所大橋	広島 尾道市	43.3	R=304	7.0	2.0	単純工桁	140 (1)	9.5	320	10 リベット	60 タール ラバー 4 b
10	191	室ノ木跨線橋	山口 岩国市	39.5	斜	1.8	1.5	"	178 (1)	11.0	350	12 リベット	60 ガム ファルト 4 b
11	24	みのわ陸橋	東京都 練馬区	47.1	R=304	6.0	1.5	連続箱桁	250 (5)	7.0	300	13 リベット	80 PM 1 a
12	22	小松橋	葛飾区	45.3	直		1.5	単純箱桁	1276 (2)	11.0	310	14 ボルト	70 3層 1 b
13	73	土佐堀橋	大阪 北区	44.3	"	2.0	2.0	連続鋼桁	585 (3)	17.0	300	12 溶接	60 タール 3
14	37	稻生跨線橋	神奈川 川崎市	43.3	斜	2.4	2.0	"	105 (3)	13.5	320	12 リベット	80 タール 4 a
15	36	上野川橋	神奈川 川崎市	41.3	"	6.0	1.5	単純工桁	279 (1)	10.	300	12 溶接	70 4 b

注 舗装タイプ 1 a 密粒+粗粒 3 グース+グース 4 b 修トベ+グース
1 b 修トベ+粗粒 4 a 密粒+グース

第4章 耐風性に関する調査試験

構造研究室

成	田	信	之
横	山	功	一
桂	樹	正	隆
宮	沢		宏
河	野	良	次

4.1 調査の概要

今年度は次のような項目に対して調査を実施した。

(i) 因島大橋の耐風性の検証

昭和47年度に当研究所で因島大橋原設計案の耐風性について風洞実験を行ない、充分な耐風安定性を有するという結論を得たが、今年度は原案に若干の断面変更（中央分離帯、グレーチング幅、横断勾配）を行ない、さらに公共添加物を付加した最終案についてパネ支持実験を実施した。実験は迎角 -5° ～ $+5^{\circ}$ の範囲で 1° きざみで、計11ケース行ない、その結果を $V-A-\delta$ 曲線、 $V-\delta$ 曲線に示した。これらの結果から、因島大橋最終案は $V-\delta$ 曲線に関しては原設計案とかなり異なった様子を示すが、各迎角とも自励振動の発生はなく耐風安定性は満足のゆくものであることが明らかになった。

(ii) 乱れた風により吊橋に作用する空気力（その1）

風洞内に3種類の格子を設置し、乱れを含んだ風を発生させた。風速測定から乱れの特性を調べたが、(i)乱れは測定部で空間的にほぼ一様であること、(ii)乱れ強さは約7～12%程度であることなど、実験に使用するに充分な特性を備えていることが確認された。このような乱れを含んだ風により、耐風実験橋に用いられた模型の $\frac{1}{7.2}$ 縮尺模型を用いた三分力試験を実施し、抗力・揚力・空力モーメントを求め、格子を置かないほぼ乱れない風の場合と比較した。

(iii) 橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風性

現在、設計が進められている北備讃瀬戸大橋では通行車輛による騒音防止のためにN装置と呼ばれる防音板を吊橋側径間部にのみ取り付けることを検討している。架設時または橋軸方向に断面形状が変化する吊橋の耐風性を調査するには二次元模型を用いた風洞実験では不十分で、三次元的な振動モード、空気力の変化などを考慮しなければならないと考えられる。方法としては、(i)全橋模型を用いた三次元実験、(ii)二次元模型による非定常空気力を測定し、この結果から計算により吊橋全体の応答を求める方法が考えられるが、今回は(ii)の方法によることとし、計算方法の検討とプログラムの作成を行った。ひきつづき実験を行なうことを計画中である。

4.2 因島大橋の耐風性

4.2.1 前年度までの調査（原設計案の耐風性）

昭和47年度に因島大橋原設計案と、それに自転車道を併設した場合に対する三分力実験とパネ支持実験が当研究室で実施された。また、実験による検証結果の定量的比較を目的として、同一模型を用いた実験が民間に委託して行なわれたが、これらの結果のうちパネ支持実験に関するものを

以下にとりまとめる。

- i 原設計案の自励振動に対する限界風速は「指針」の示す限界値を充分上まわっているものと思われる。
- ii 原設計断面の下横構上に自転車道を併設することによって耐風性はそこなわれない。
- iii 民間で行なわれた実験と土木研究所での実験結果を比較すると、バネ支持実験結果はかなりよい一致を示している。

4.2.2 今回の実験に使用した模型と実験条件

原設計案が十分な耐風性を有していたので、その後大きな断面変更は行なわれなかったが、詳細設計と若干の断面変更が進み、上部工実施設計（その2）が完成した。今年度のバネ支持実験（模型名：HS-74-E）はこの最終案について行なわれたものであるが、原設計案との相違点は次の通りである。

- i 中央分離帯：地覆上に1本のガードレール（原設計案は2本のガードレールのみ）
 - ii 路面横断勾配：1.5%を2.0%に変更
 - iii 公共添加物：自転車道、上水道管、電々ケーブル等あり（原設計案は一部の模型に自転車道のみあり）
 - iv グレーチング幅：分離帯側は1m→0.7mに、外側は1.75m→1.5mにそれぞれ変更
- 模型縮尺は $\frac{1}{62.6}$ で長さは1.6mである。その概略を写真4.1に、またバネ支持実験に対して相似側から要求される実験条件と実際に採用された実験条件を表4.1に示す。なお、実験手法と使用した風洞については47年度の報告書¹⁾に詳しいので、ここでは省略する。

4.2.3 実験結果

実験は、迎角 $\alpha = -5^\circ \sim +5^\circ$ の範囲で 1° きざみで、計11ケース行なった。その結果を図4.1に $V-A-\delta$ 曲線で示した。また47年度の実験結果（模型名：HS-72-EA10）と比較するために、 $V-\delta$ 曲線を図4.2に示す。

これらの実験結果をとりまとめると、

- i 因島大橋最終案は、各迎角とも自励振動は起こらず、耐風安定性は充分であると思われる。
- ii しかしながら、各迎角での $V-\delta$ 曲線は、原設計案と最終案とではかなり異なった様子を示しており、若干の断面変更と添加物の有無で耐風性が大きく変化する可能性があることを示唆しているものと思われる。

4.3 乱れた風により吊橋に作用する空気力（その1）

4.3.1 はじめに

現在設計に用いられる風荷重は、乱れの無い一様流中で風洞実験をして求められた空気力を元にしておき、定められている。しかし自然の風は時間的にも空間的にも変動しており、この影響を求め設計に

取り入れる必要があると考えられる。

昭和47年度より、本州四国連絡橋公団の手により大型部分模型の自然風による応答を観測する耐風実験橋のプロジェクトが進められている。このプロジェクトでは、風洞実験結果と自然風による応答との対比を目的として、風速、抗力、たわみおよびねじれ振動の変位と加速度などが測定されている。図4.3に抗力係数の測定結果が示されているが、²⁾ 事前に行なわれた風洞実験結果とは相様を異にしている。その原因については未だ明らかではない。

今回の実験では、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を用いて、乱れた風により模型の受ける空気力を測定し、乱れの影響について調査することにした。

4.3.2 格子乱流の特性

風洞内に乱れを含んだ風を発生させるために、今回は風洞測定部の風上側の集合胴と縮流胴の境界付近に格子を置いた。その概略は図4.4に示される通りである。格子の種類は3通りで、その格子幅は200, 300, 400となっている。

格子乱流の特性を調べるために、熱線風速計を用い測定部で風速測定を行った。風速測定は図4.5に示されている箇所で、風速計を固定またはトラバースして行った。写真4.3に熱線風速計とトラバース装置が示されている。風速計を風洞軸直角水平方向にトラバースして、風速の空間的分布の一樣性について調べた結果が図4.6である。この結果から格子により発生された風の乱れは測定部では一樣であると考えられる。

また風速のパワースペクトルを、風速の流れ方向、流れ直角水平方向、流れ直角鉛直方向の三方向に対して計算した。その一例を図4.7に示す。この結果は、自然風のパワースペクトルとよい対応を示している。また乱れ強さは格子および風速により異なるが7~12%程度であった。

4.3.3 吊橋に作用する空気力

一樣流中および乱流中で、吊橋模型に作用する空気力の測定を行なった。実験に使用した模型は耐風実験橋の $\frac{1}{7.5}$ 縮尺の模型で、前年度に一樣流中での空気力測定が行なわれている。³⁾ 空気力の測定には、写真4.4に示されるような歪ゲージを用いた空気力検出装置を使用した。実験は、格子を300, 400, なしの3通りに、また迎角を 0° , $\pm 3^\circ$, $\pm 5^\circ$ に、そして風速を変化させて行なった。今回の実験は、単に流れに乱れが存在することが模型に作用する空気力に及ぼす影響について調査することを目的としているので、自然風の相似については全く考えていない。

平均空気力係数は次式のような表現を用いて与えられている。

$$\text{平均抗力係数} \quad C_D = \bar{D} / \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2 A_n L$$

$$\text{平均揚力係数} \quad C_L = \bar{L} / \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2 B L$$

$$\text{平均空力モーメント係数} \quad C_M = \bar{M} / \frac{1}{2} \rho \bar{V}^2 B^2 L$$

ここで、 $\bar{D}$, $\bar{L}$, $\bar{M}$: 抗力, 揚力, 空力モーメントの平均値

$\bar{V}$: 流れ方向風速の平均値

A_n : 単位長さ当り曝露面積 ($1195.5 \text{ cm}^2 / \text{model}$)

B : トラス主構幅 (41.1 cm)

L : 模型長さ (1.6 m)

実験結果は、図 4.8 に抗力のパワースペクトルが、図 4.9 に空気力係数と平均風速との関係が示されている。実験では風速の測定および低風速域での空気力の測定などの精度が問題となるので、定量的な検討は難しいが、次のような傾向が見られた。

- (1) 空気力係数は、橋梁のように角ばった部材で構成される構造物の場合、風速の影響を受けないと言われており、一様流中での三分力試験でも異なった風速に対する空気力係数の差は非常に小さく実験誤差程度と考えられる。しかし、今回の実験結果では、空気力係数は風速がある値を越えた場合には一定に収斂するようであるが、低風速域では風速とともに変化する傾向が表われている。
- (2) 抗力係数は、乱れがある場合 (格子 300, 400) はない場合よりもやや小さな値となっている。しかも、その値は風速が高くなっても一致していない。
- (3) 揚力係数、空力モーメント係数は迎角により値に差があり、乱れの影響は一定ではない。今回の実験では風速の測定、空気力の測定精度について更に精密に行なう必要が明らかになったので、再実験を行なう予定にしている。

4.4 橋軸方向に断面形状の変化する吊橋の耐風安定性

4.4.1 はじめに

吊橋は橋軸方向に細長い構造物であり、耐風性に関係する補剛桁の断面形状の変化も極く僅かである。耐風安定性を検討する時の振動モードの影響も小さいので、設計案の耐風性の検証には二次元模型を用いた風洞実験によるのが一般的である。しかし、架設途中や橋軸方向に断面形状が変化する吊橋では、作用する風荷重および構造特性が橋軸方向に変化するため二次元模型風洞実験をそのまま適用することはできない。この場合には(i)、全橋模型を用いた三次元実験による方法、(ii)、二次元模型実験により非定常空気力を求め、この結果から計算により吊橋の応答を求める方法、(iii)、架設時のような特殊な場合であるが、三次元模型を二次元模型に置換してその動特性を求め、この条件で二次元模型実験を行ない三次元的応答を類推する方法などが考えられる。

ところで、本州四国連絡橋は多くの島々を橋で結ぶ計画である。従って橋梁は海上部ばかりでなく住宅に近い陸上部にも建設されることとなり、北備讃瀬戸大橋では通行車輛による騒音の発生防止のためにN装置と呼ばれる防音板を吊橋側径間部に取り付けることを検討している。吊橋の耐風性という観点からは、吊橋補剛桁を充実な防音板で覆うことは好ましいことではない。そこで防音板を取りつけた場合の耐風安定性について風洞実験により調査することになった。

今回は上記3方法のうち(ii)の方法によることとし、必要な計算プログラムを作成した。

4.4.2 計算方法

この計算では、実験により求められた各断面の非定常空気力および構造特性を入力して、吊橋の

フラッター限界風速を求める。次に計算方法を示す。

フラッター時の変位を、鉛直曲げ変位 h 、ねじれ角 α で表わせるものとし、また h 、 α を次式のように、有限個の一次結合で近似する。

$$h = \sum_i q_i(t) \phi_i(t) \quad (1)$$

$$\alpha = \sum_i p_i(t) \psi_i(t) \quad (2)$$

ここに、 q および p は鉛直曲げおよびねじれ振動の基準関数であり、時間の関数である。また ϕ および ψ は鉛直曲げおよびねじれ振動を同時に正規化した固有関数である。

対象としては、多径間の吊橋とし、外力は補剛ゲタのみに作用するが、振動には、ケーブルも含める。

橋軸方向の質量分布を $m(x)$ 、極慣性モーメント分布を $I_p(x)$ とすると、

$$\text{運動エネルギー} ; T = \frac{1}{2} \sum_i \{ M_i \dot{q}_i^2 + I_i \dot{p}_i^2 \} \quad (3)$$

$$\text{ポテンシャルエネルギー} ; U = \frac{1}{2} \sum_i \{ M_i \omega_{hi}^2 q_i^2 + I_i \omega_{\alpha i}^2 p_i^2 \} \quad (4)$$

$$\text{消散エネルギー} ; D = \frac{1}{2} \sum_i \left\{ \frac{M_i \epsilon_{hi} \omega_{hi}^2}{\omega} \dot{q}_i^2 + \frac{I_i \epsilon_{\alpha i} \omega_{\alpha i}^2}{\omega} \dot{p}_i^2 \right\} \quad (5)$$

$$\text{ここに、} \begin{cases} M_i = \int_{\ell} m(x) \phi_i^2(x) dx \\ I_i = \int_{\ell} I_p(x) \psi_i^2(x) dx \end{cases} \quad (6)$$

ϵ_h : 曲げ振動減衰定数, ϵ_{α} : ねじれ振動減衰定数

ω_h : " 数 ω_{α} : " 数

ω : 振動数

いま、 q_i, p_i の仮想変位 $\delta q_i, \delta p_i$ を考えると、仮想仕事は次式のように表わせる。

$$\delta W_i = Q_{hi} \delta q_i + Q_{\alpha i} \delta p_i \quad (7)$$

一方、単位長さ当りの補剛ゲタに作用する空気力の鉛直曲げ、およびねじれ成分を L, M で表わすと、

$$\delta W_i = \int_{\ell} (L \phi_i \delta q_i + M \psi_i \delta p_i) dx \quad (8)$$

よって、吊橋に作用する空気力は次のように表わされる。

$$Q_{hi} = \int_{\ell} L \phi_i dx \quad (9)$$

$$Q_{\alpha i} = \int_{\ell} M \psi_i dx \quad (10)$$

(3), (4), (5), (9), (10)式より, ラグランジュ運動方程式は次式のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) + \frac{\partial U}{\partial q_i} + \frac{\partial D}{\partial \dot{q}_i} &= Q_{hi} \\ \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{p}_i} \right) + \frac{\partial U}{\partial p_i} + \frac{\partial D}{\partial \dot{p}_i} &= Q_{di} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

(11)に(3), (4), (5)を代入

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} (M_i \dot{q}_i) + M_i \omega_{hi}^2 q_i + \frac{M_i \epsilon_{hi} \omega_{hi}^2}{\omega} \dot{q}_i &= Q_{hi} \\ \frac{d}{dt} (I_i \dot{p}_i) + I_i \omega_{di}^2 p_i + \frac{I_i \epsilon_{di} \omega_{di}^2}{\omega} \dot{p}_i &= Q_{di} \end{aligned} \quad (12)$$

フラッター運動は正弦運動であるとして

$$q_i = q_{oi} e^{j\omega t}, \quad p_i = p_{oi} e^{j\omega t}$$

とおく。すると, (12)式は,

$$\left. \begin{aligned} -\omega^2 M_i q_i + M_i \omega_{hi}^2 q_i + j M_i \epsilon_{hi} \omega_{hi}^2 q_i \\ = \omega^2 M_i q_i \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{hi}}{\omega} \right)^2 (1 + j \epsilon_{hi}) \right\} &= Q_{hi} \\ -\omega^2 I_i p_i + I_i \omega_{di}^2 p_i + j I_i \epsilon_{di} \omega_{di}^2 p_i \\ = \omega^2 I_i p_i \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{di}}{\omega} \right)^2 (1 + j \epsilon_{di}) \right\} &= Q_{di} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

一方, 一般に空気力は非定常空気力係数を用いて次のように表示される。

$$L = L_h + L_a = \frac{C_{Lh}}{k^2} \pi \rho b^2 \omega^2 h(x, t) + \frac{C_{La}}{k^2} \pi \rho b^3 \omega^2 a(x, t)$$

$$M = M_h + M_a = \frac{C_{Mh}}{k^2} \pi \rho b^3 \omega^2 h(x, t) + \frac{C_{Ma}}{k^2} \pi \rho b^4 \omega^2 a(x, t)$$

これを(9), (10)式に代入して,

$$\begin{aligned} Q_{hi} &= \int_{\ell} L \phi_i dx \\ &= \frac{C_{Lh}}{k^2} \pi \rho b^2 \omega^2 \int_{\ell} \phi_i \sum_j q_j \phi_j dx + \frac{C_{La}}{k^2} \pi \rho b^3 \omega^2 \int_{\ell} \phi_i \sum_j r_j \psi_j dx \\ &= \pi \rho b^3 \omega^2 \ell \left[\frac{C_{Lh}}{k^2} \sum_j \bar{q}_j \int_{\ell} \phi_i \phi_j d\bar{x} + \frac{C_{La}}{k^2} \sum_j \bar{p}_j \int_{\ell} \phi_i \psi_j d\bar{x} \right] \\ &\quad \left[\text{ただし } \bar{q}_j = \frac{q_j}{b}, \bar{x} = \frac{x}{\ell} \right] \end{aligned}$$

$$= \pi \rho b^3 \omega^2 \ell \left[\sum_j q_j P_{ij} + \sum_j p_j Q_{ij} \right]$$

$$\text{ただし} \quad \begin{cases} P_{ij} = \frac{C_{La}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i \phi_j d\bar{x} \\ Q_{ij} = \frac{C_{Ma}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i \psi_j d\bar{x} \end{cases}$$

$$Q_{ai} = \pi \rho b^4 \omega^2 l \left[\sum_j \bar{q}_j Q_{ji} + \sum_j p_j R_{ji} \right]$$

$$\text{ただし} \quad R_{ji} = \int_{\ell} \psi_i \psi_j d\bar{x} \quad (14)$$

(13), (14)より, q_{oi} , p_{oi} が同時に 0 でない条件から次式のフラッター行列式を得る。

$$\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} & \cdots & B_{11} & B_{12} & \cdots \\ A_{21} & A_{22} & \cdots & B_{21} & B_{22} & \cdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \\ C_{11} & C_{12} & \cdots & D_{11} & D_{12} & \cdots \\ C_{21} & C_{22} & \cdots & D_{21} & D_{22} & \cdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \end{vmatrix} = 0 \quad (15)$$

ここに,

$$A_{ii} = \frac{M_i}{\pi \rho b^2} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{ai}}{\omega} \right)^2 (1 + j \varepsilon_{hi}) \right\} - \frac{C_{Lh}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i^2 dx$$

$$B_{ii} = -\frac{C_{Lab}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i \psi_i dx$$

$$C_{ii} = -\frac{C_{Mh}}{k^2} \int_{\ell} \psi_i \phi_i dx$$

$$D_{ii} = -\frac{I_i}{\pi \rho b^3} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{ai}}{\omega} \right) (1 + j \varepsilon_{ai}) \right\} - \frac{C_{Mab}}{k^2} \int_{\ell} \psi_i^2 dx$$

$$A_{ij} = -\frac{C_{Lh}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i \phi_j dx$$

$$B_{ij} = -\frac{C_{Lab}}{k^2} \int_{\ell} \phi_i \psi_j dx$$

$$C_{ij} = -\frac{C_{Mh}}{k^2} \int_{\ell} \psi_i \phi_j dx$$

$$D_{ij} = -\frac{C_{Mab}}{k^2} \int_{\ell} \psi_i \psi_j dx$$

実際に(15)式を解くには, この行列の要素が複素数になることから, 実部と虚部とに分け, 更に未知数が V と ω とであるから, 次のような

$$k = V / \omega b$$

$$X = \left(\frac{\omega a_i}{\omega} \right)^2$$

2 変数を未知数として解く。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所“本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告書”土木研究所資料No 816
昭和48年3月
- 2) 土木学会本州四国連絡橋耐風研究小委員会第24回提出資料, 昭和49年12月
- 3) 建設省土木研究所“本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告書, 吊橋の耐風性”土木研究所資料No 911 昭和49年11月

表 4.1 HS-74-E 実験条件

		実 橋	所 要 値	実 験 値	
縮 尺			1 / 62.6	1 / 62.6	
重 量		21.183 t/m	8648.9 $g/model$	8527.2 $g/model$	
極慣性モーメント		229.4 $t \cdot m \cdot sec^2/m$	2390.1 $g \cdot cm \cdot sec^2/model$	2332.8 $g \cdot cm \cdot sec^2/model$	
振動数	撓み振動	0.176 c/s	1.86 c/s	1.87 c/s	
	振り振動	0.384 c/s	4.05 c/s	4.10 c/s	
振 動 数 比		2.18	2.18	2.19	
構 造 減 衰			0.03	≒ 0.03	
風 速 倍 率			5.93	撓 み	5.89
				振 り	5.86

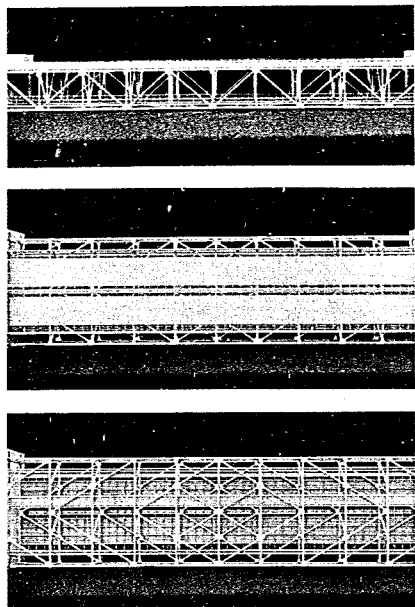


写真 4.1 因島大橋風洞模型

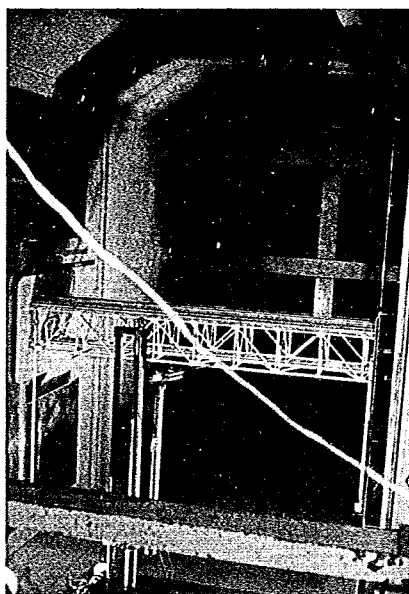


写真 4.2 乱流格子と模型

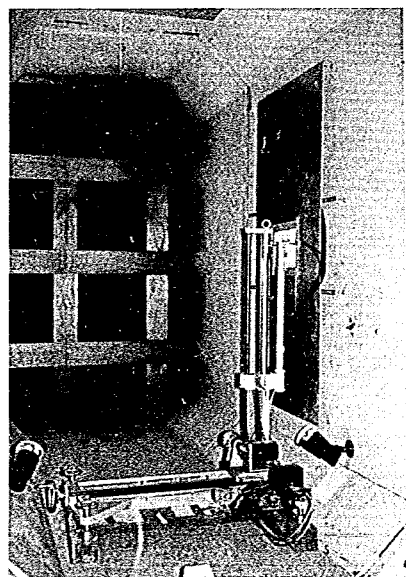


写真 4.3 風速測定

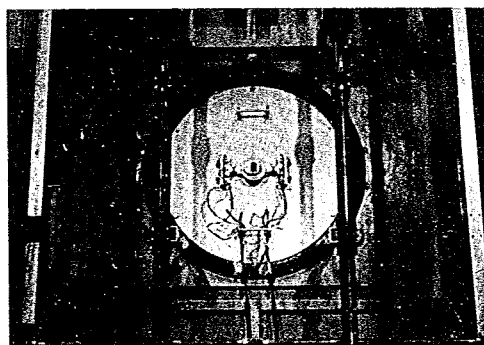


写真 4.4 三分力検出装置

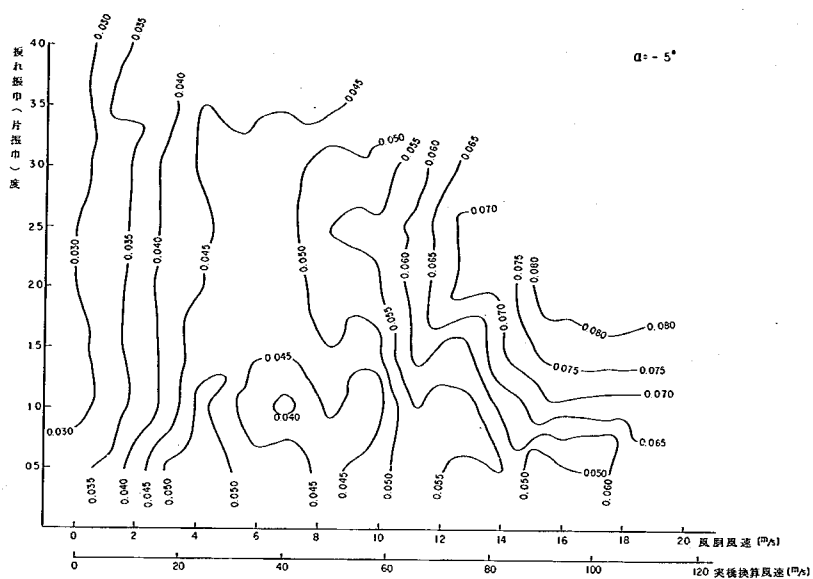


図4.1 (1) HS-74-E V-A- δ 曲線

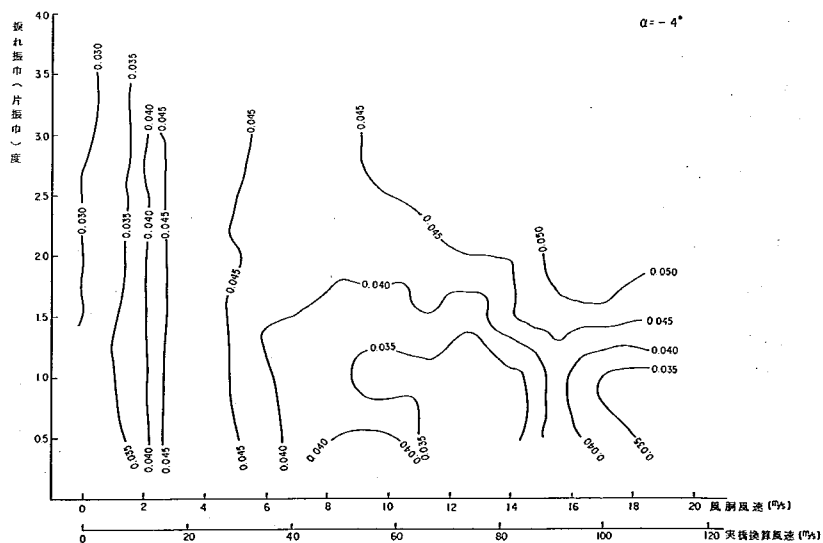


図4.1 (2) HS-74-E V-A- δ 曲線

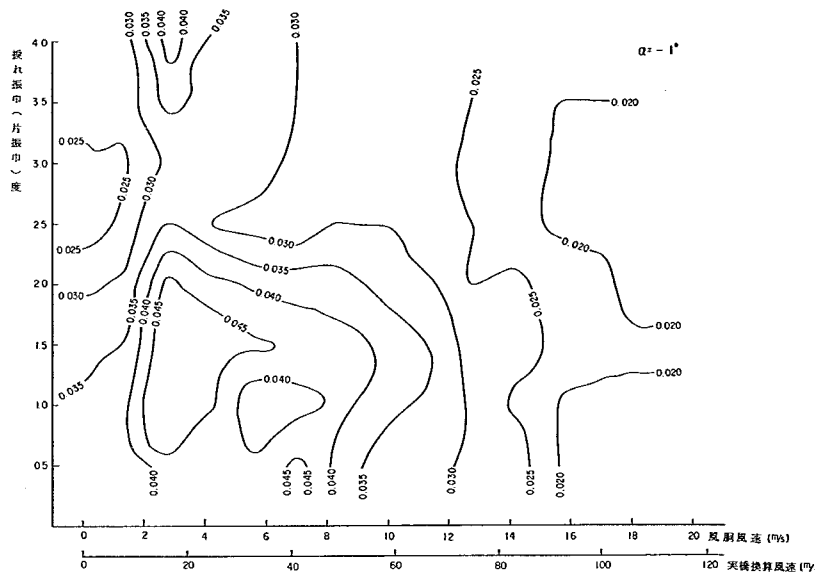


図4.1 (5) HS-74-E V-A- δ 曲線

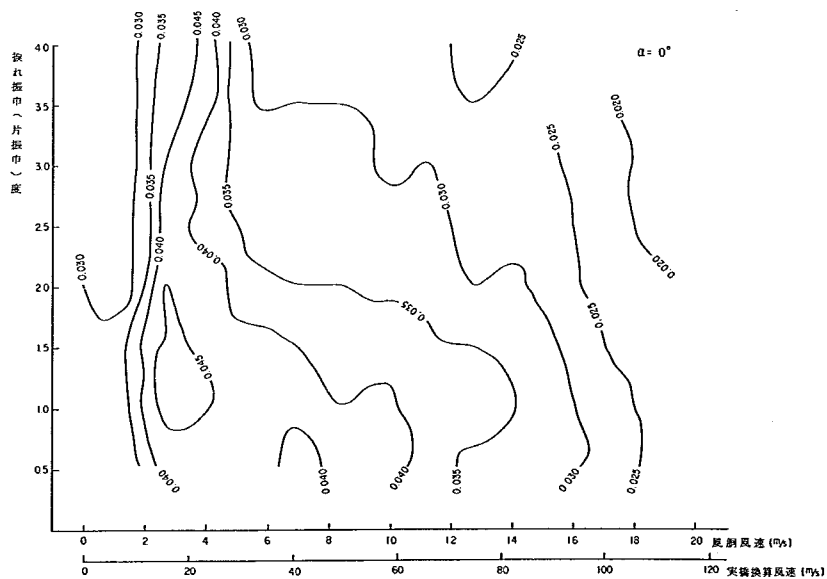


図4.1 (6) HS-74-E V-A- δ 曲線

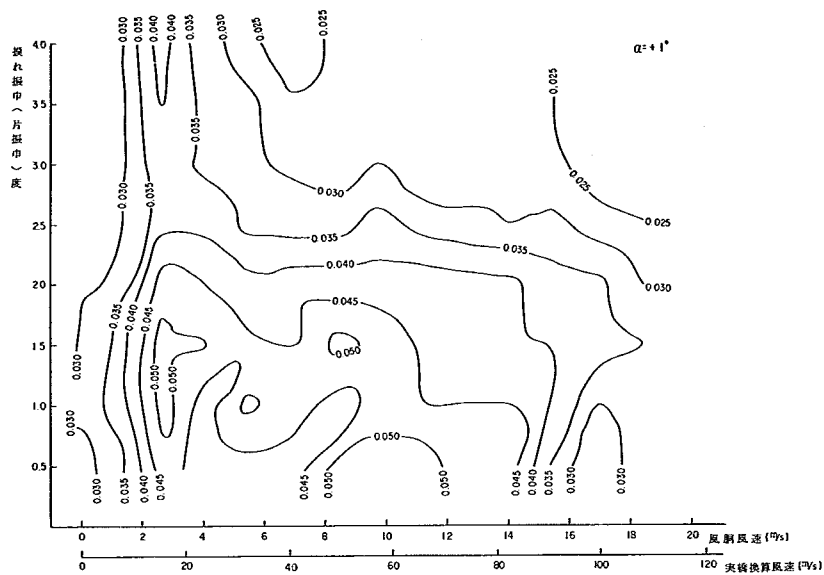


図4.1 (7) HS-74-E V-A- δ 曲線

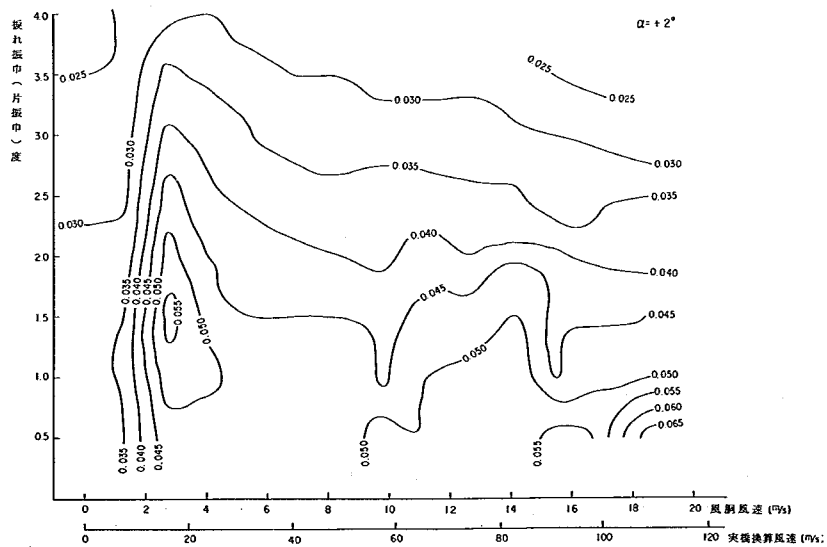


図4.1 (8) HS-74-E V-A- δ 曲線

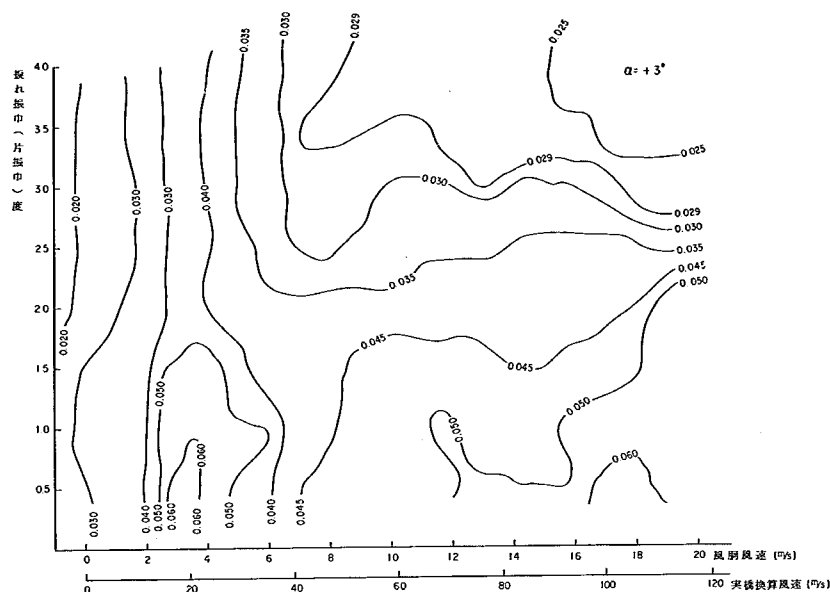


图4.1 (9) HS-74-E V-A- δ 曲线

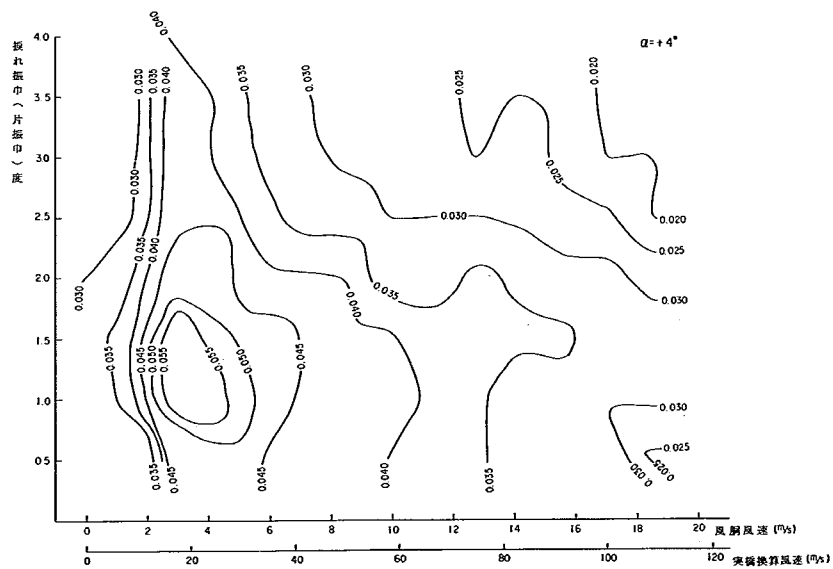


图4.1 (10) HS-74-E V-A- δ 曲线

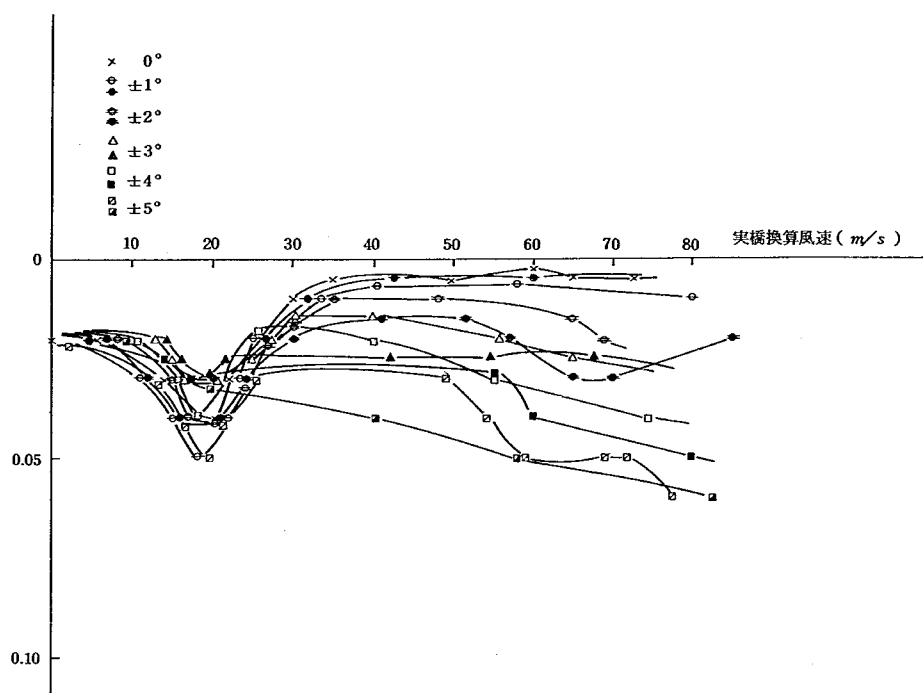


図4.2 (2) HS-72-EA10 $V-\delta$ 曲線

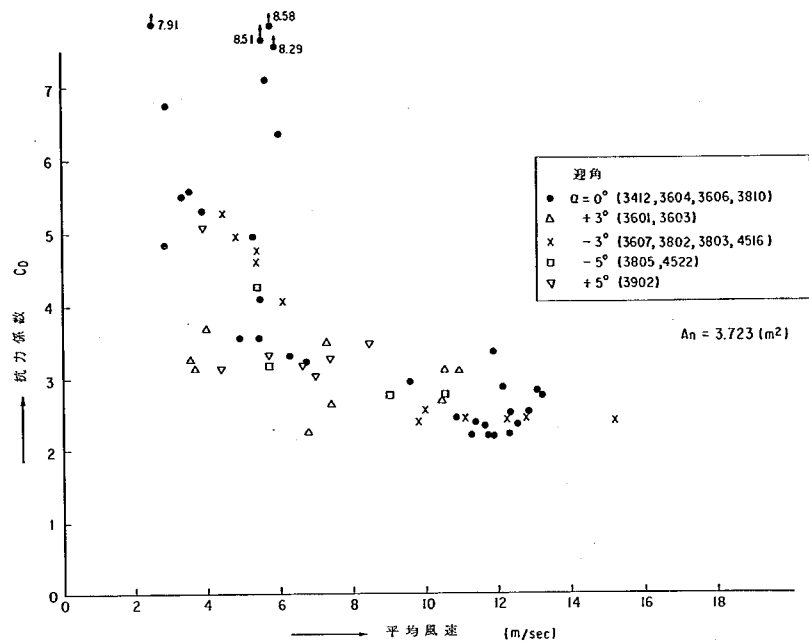


図4.3 耐風実験橋 抗力係数

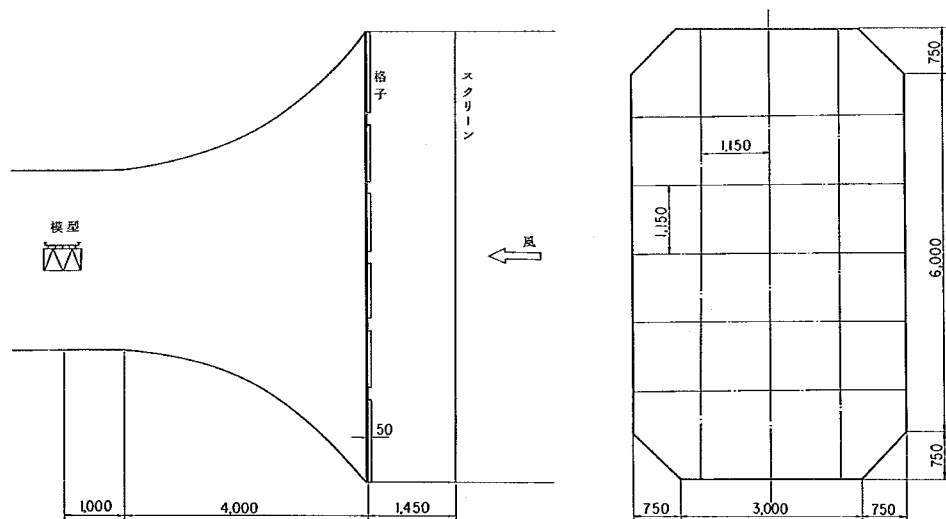


図4.4 乱流格子

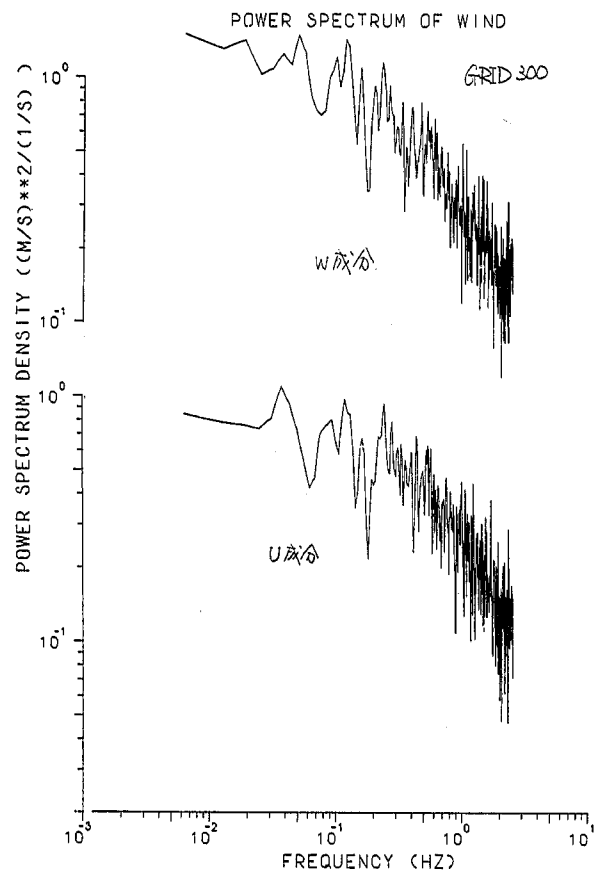


図 4.7 風速のパワースペクトル

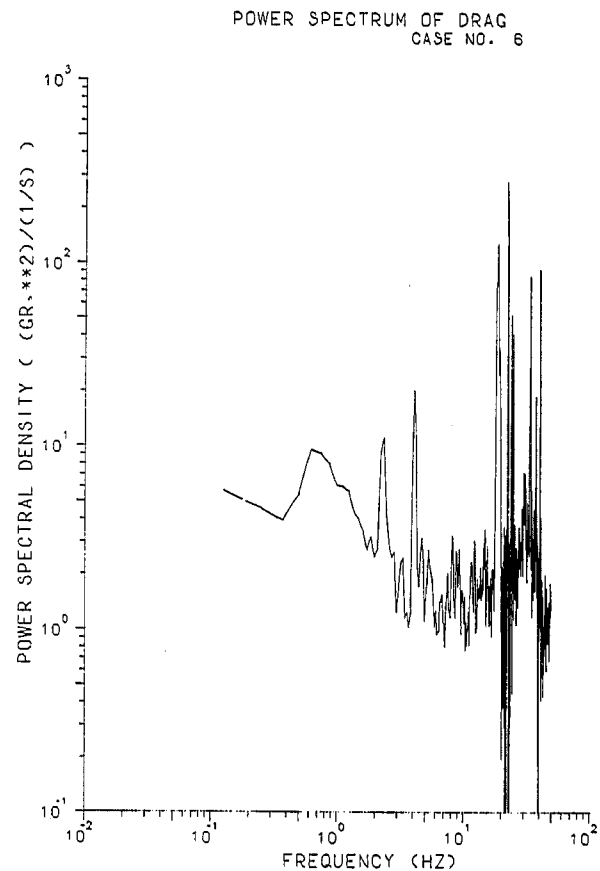


図 4.8 抗力のパワースペクトル

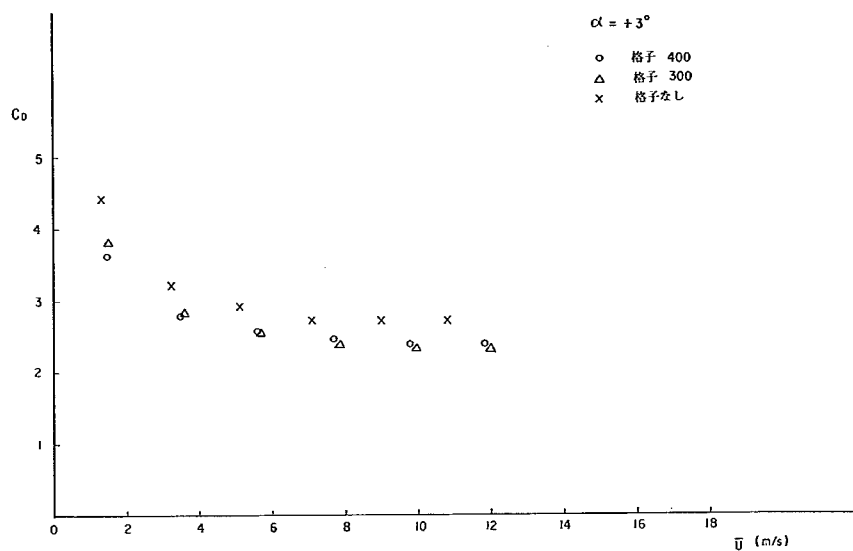


図4.9 (1) 抗力係数～風速

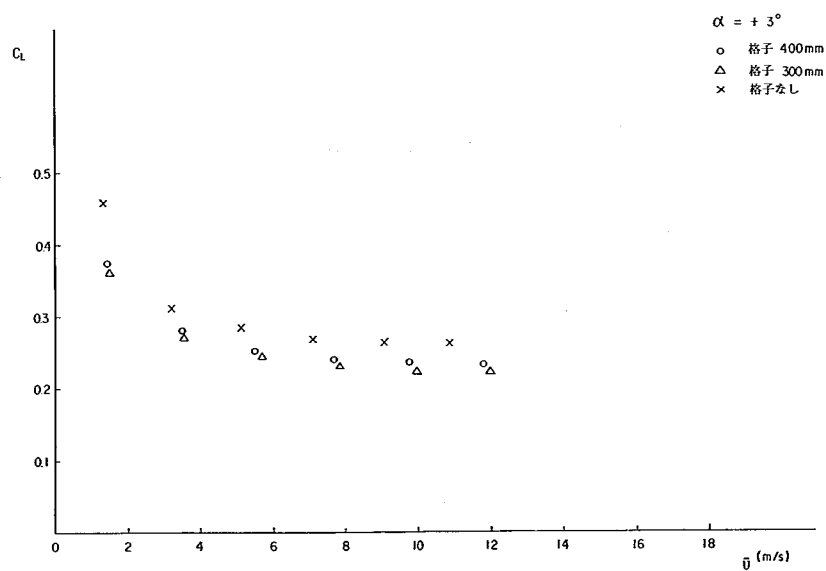


図4.9 (2) 揚力係数～風速

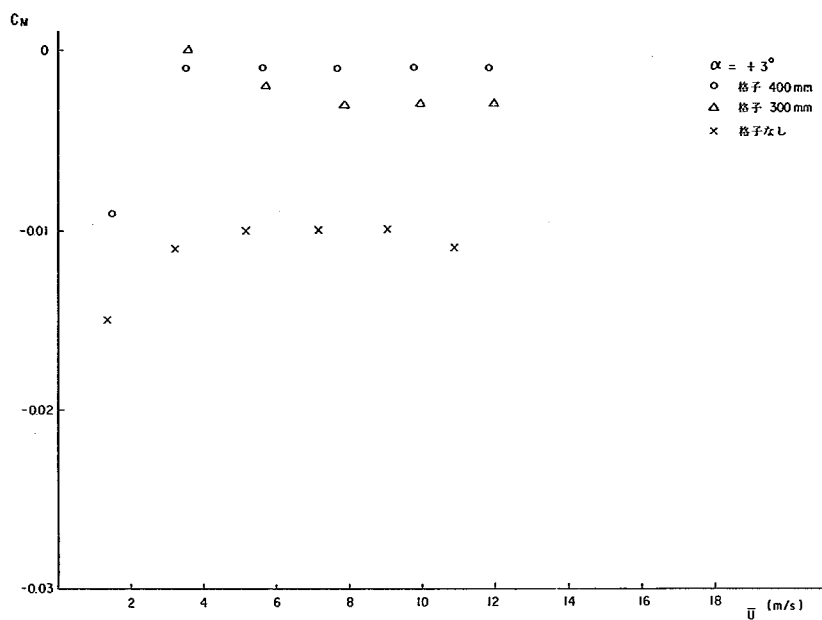


図 4.9 (3) 空力モーメント係数～風速

第 5 章 耐震性に関する調査試験

振 動 研 究 室

栗	林	栄	一
飯	田	文	裕
龍	岡	一	夫
川	島	正	彦
木	本	秀	則
市	川	精	樹
吉	田	忠	一
宮	田		明

5.1 概 説

49年度は、高橋脚橋梁などの地震時の変形および吊橋下部構造の耐震性に関する実験および解析に関して調査試験を実施した。

まず、高橋脚橋梁などの地震時の変形については解析上の検討事項である杭基礎と地盤の相互作用に着目して模型振動実験を実施した。

また、吊橋下部構造の耐震性に関しては、明石海峡大橋の橋脚、橋台と地盤に着目して国立防災科学技術センターの振動台を用いて実施された基礎と地盤の模型振動実験の計画立案、測定、データ処理を分担すると共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た。

以下高橋脚橋梁の杭基礎と地盤に着目して実施した模型振動実験および利根川砂の動的変形特性試験の結果についてその概要を報告する。

5.2 高橋脚橋梁杭基礎・地盤系の模型振動実験

5.2.1 実験の目的

高橋脚橋梁など杭基礎で支持される橋梁の地震時の変形の解析においては基礎構造のモデル化が重要である。杭基礎橋梁においては静的変形計算から杭基礎をばねに置換し、橋梁をばねに支持された構造系とみなして解析することができる。しかしながらこの方法は、杭と地盤の相互作用のモデルとしては必ずしも十分なものではない。そこで前年度は地震時における地盤の変形を考慮するため2次元有限要素モデルにより杭基礎・地盤系の応答解析を実施し、地表面フーチング位置における応答を求め、それをフーチング入力として、杭基礎に支持される構造系の解析を実施した。今年度は前年度のモデルの妥当性を検討するとともに、より合理的なモデルを得るため杭基礎・地盤系の模型振動実験を実施した。

5.2.2 模 型

模型は、杭基礎としての特性が、実験計測上明確に表われることに重点を置き、入手材料、加振台の性能などを考慮して模型諸元を定めた。そのため特定の実橋を原型とする模型とはなっていない。

地盤模型は90cm四方厚さ30cmの一様地盤とし、弾性係数 1.7kg/cm^2 および 4.0kg/cm^2 の2種類とした。地盤材料には、アクリド・アマイド系地盤注入剤を用い、配合により目標とする上記の弾性係数を得た。

杭模型は直径3cm、長さ30、40、45cmの3種類とし、硬度40°のゴムを用いた。地盤への根入れは30cmとしたので地上部への突出長はそれぞれ0、10、15cmとなる。この突出長により杭の地表位置に曲げモーメントを加えることが可能となる。またこれらの各ケースに対して杭頭部の付加重量を0、91、157gと3段階に変化させた。ゴムの弾性係数は歪の大きさ

に依存して変化するがこの実験においてはほぼ 40 kg/cm^2 と見なすことができる。杭模型の先端は回転に対する拘束をできるだけ小さくするため半球状に仕上げた。模型一覧表を表-5.1, 模型一般図を図-5.1, 杭模型一般図を図-5.2に示す。

5.2.3 実験

実験は模型の状態に対応して計18ケースとなるが、それぞれのケースに対して静的載荷試験、自由振動実験および加振台による振動実験を実施した。実験ケースを表-5.2に示す。静的載荷試験では杭の地表位置および杭頭に165, 330, 495 gの水平力を加えた。自由振動実験では、杭に与えた水平力を瞬時に除荷することにより自由減衰振動を発生させた。加振台による振動実験では正弦波およびランダム波で加振した。正弦波の振動数は3.5~18 Hzとし、加振台加速度は20~30 gal程度とした。

測定は地盤中における杭の曲げ歪に重点を置いた。すなわち杭の曲げ歪については地中部5点、地表部1点計5~6点における歪を測定した。加速度は加振台および地表面各1点計2点、変位は加振台、地表面、杭の地表面部および杭頭部各1点計3~4点において測定した。変位の測定には磷青銅板(7mm × 0.5mm × 100mm)の片持梁の固定端に歪ゲージを貼付し自由端を模型に接触させ歪を測定することにより模型の変位を測定する歪変換型の変位計を試作し使用した。

また、地盤、杭それぞれの弾性係数などを得るため個別に材料試験を実施した。地盤については直径5.2 cm 高さ4.8 cm の円柱供試体に重さ1255 g, 直径20 cm のアルミニウム円板を載せねじり自由振動の周期を測定することにより、せん断弾性係数を求めた。また杭については杭模型単体の引張試験および地盤と同様なねじり自由振動実験を行なうことにより弾性係数を求めた。

5.2.4 実験結果

実験結果の一例を図-5.3に示す。これはケースI-2-W1の結果であり、地盤の1次共振点5.2 Hz 2次共振点15.9 Hz, 杭突出部の共振点13.3 Hz が得られている。鋼等に比較してゴムの弾性係数は非常に低いため、歪ゲージが杭の歪に追従せず杭自体の歪を求めるには、測定結果の補正が必要である。概略測定値の10倍程度の歪が杭に発生していると考えられるが、歪の分布形状は理論的に推定される形状と類似したものとなっている。¹⁾

5.3 吊橋基礎・地盤系の模型振動実験

5.3.1 実験の目的

明石海峡大橋の本州側基礎の支持地盤としては明石層が想定されている。明石層はいわゆる岩盤ではなく飽和砂礫層であり、地震時における基礎および地盤の挙動に関してはなお、検討すべき事項が少なくない。そこで49年度は地震時における間隙水圧の変動および支持地盤の非線型性がケーソン基礎の耐震性に及ぼす影響を検討するため模型振動実験を実施した。またこの実験に関して解析的なシミュレーションを行なう際に必要となる地盤模型材料の動的変形特性を求めるための試

験を実施した。

5.3.2 実験の概要

実験には科学技術庁国立防災科学技術センターの振動台を用いた。振動台上に長さ9 m, 奥行き4 m, 高さ1.5 mの砂箱を設置し, 砂箱の中に高さ1.3 mの利根川砂による地盤模型を作成し, 地盤中央に70 cm × 70 cm × 90 cmの基礎模型を設置した。模型と実物の相似関係は二次的な問題と考え模型は小型の実物と見なして模型の設計を行なった。模型の規模の縮尺率としては, 長さ1/100, 時間1/20, 密度1/1 となっている。

実験はまず間隙水圧の変動をみるため, ゆる詰め状態で加振を行ない, 砂層が締め固った後, 共振試験を主目的とした振動実験を実施した。実験のケースを表-5.3, 模型一般図を図-5.4に示す。また, 地盤材料の動的変形特性試験には, 共振法土質試験機を用い, $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ なる応力状態で実施した。この試験機は, 内径6 cm, 外径10 cm, 高さ25 cmの中空円筒供試体にねじり振動を与えることにより動的変形特性を求めるものである。詳細については文献²⁾を参照されたい。

5.3.3 実験結果

基礎・地盤系の模型振動実験ではケーソン基礎の浮き上りを併なったロッキング振動が観察された。以下実験結果の一例として利根川砂の動的変形特性試験の結果について概述する。

1) 利根川砂の物性

$$G_s = 2.71$$

粒度分布 (図-5.5 参照)

$$D_{10} = 0.135 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0.37 \text{ mm}$$

$$U_c = 2.74$$

$$e_{max} = 1.026$$

$$e_{min} = 0.697$$

e_{max} , e_{min} については吉見, 陶野の方法³⁾によった。

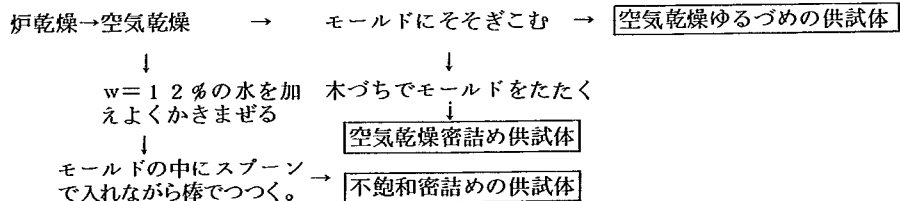
○ 内径6 cm, 内部高さ5.3 cmの鋼製のモールド使用

○ 空気乾燥状態の砂

○ e_{max} は一気にそそぎこむ方法

○ e_{min} はモールドを木づちで一定数たたく方法

2) 供試体の作り方



3) 結果

実験は、空気乾燥 2 本 ($e = 0.72$, $e = 0.92$) 不飽和 2 本 (含水比 $w = 12\%$, $e = 0.63$, $e = 0.72$) 計 4 本の供試体について行なった。

図-5.6 は空気乾燥 $e = 0.72$ でのせん断変形係数 G のデータである。これから、 $r = 10^{-5}$, $r = 10^{-4}$ での G の値を読みとり、 $G / \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$ と p の値との関係を示したのが図-5.8, 5.9 である。他の実験のデータも同時に示してある。図-5.7 は、空気乾燥、 $e = 0.72$ での履歴減衰係数 $\eta = \Delta t / 2\pi$ (Δt は系の対数減衰率) のデータである。これから、 $r = 10^{-5}$, $r = 10^{-4}$ での η の値をよみとり、 p との関係を示したのが図-5.10 である。他の実験のデータも同時に示してある。

4) まとめ

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

	$A(r)$	$m(r)$
$r = 10^{-6}$	900	0.38
$r = 10^{-5}$	830	0.44
$r = 10^{-4}$	700	0.50

$$\eta = \eta_0 + \Delta \eta \quad (2)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{10} r^{0.2} p^{-0.5} \quad (3)$$

として、利根川砂の場合、平均値で下表のようになる。

	$A(r) \cdot B$		B		$\Delta \eta$	
	$r = 10^{-5}$	$r = 10^{-4}$	$r = 10^{-5}$	$r = 10^{-4}$	$r = 10^{-5}$	$r = 10^{-4}$
空気乾燥	660	590	0.80	0.84	0.003	0.004
不飽和	390	300	0.47	0.43	0.005	0.011

この値を用いて、(1), (2)式から $r = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ での G , η の値を推定できる。

5.4 結 論

- 1) 高橋脚橋梁などを支持する杭基礎は地震時に地盤に発生するせん断変形により変位を強制される。
- 2) 深い軟弱層に根入れされた単杭においては地表面位置における杭の変位と地盤の変位はほぼ同一である。
- 3) 地震時における上部構造の変位は地震時における地盤の卓越周期とフーチングより上面の構造系の固有周期の近接によって著しく増大する。
- 4) 地盤の変形特性に関する資料の蓄積により高橋脚橋梁などの地震時における変形予測の精

度の向上が期待される。

- 5) 吊橋基礎・地盤系の模型振動実験においてはケーソン基礎の浮き上りを併なったロッキング振動が観察されたが実橋においてこの現象が生ずる可能性は低いものと判断される。
- 6) 基礎と地盤の模型振動実験の地盤材料として使用された利根川砂の歪振幅 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ における動的せん断弾性係数および履歴減衰係数の値を求めた。

参 考 文 献

- 1) 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” 土研資料 972号 1974, 10
- 2) 栗林, 岩崎, 龍岡, 堀内, “土の動的変形特性” 土研資料 912号 1974. 5
) Yoshimi, Y. and I. Torno, “Statistical Significance of the Relative Density,” ASTM, STP 523, 1973
- 4) Kuribayashi, E., T. Iwasaki and F. Tatsuoka, “Effects of Particle Characteristics on Dynamic Deformational Properties of Soils,” The Fifth Asian Regional Conference, India, 1975. (in press)

表-5.1 杭基礎・地盤系模型一覧表

種 別	項 目	摘 要		
地 盤 模 型	材 料	アクリル・アマイド系地盤注入剤 (商品名 日東SS) 主剤, 促進剤, 開始剤の配合によりヤング係数, 硬化時間を調節する。		
	配 合	日東SS-30R	20%	30%
		促進剤-D	0.3%	0.3%
		開始剤-KP	0.5%	0.5%
		補強剤 (ベントナイト)	5%	5%
	ヤング係数		1.7 kg/cm ²	4.0 kg/cm ²
	比 重	1.06		
杭 模 型	ポアソン比	約0.5		
	寸 法	90 cm × 90 cm × 30 cm		
	材 料	ゴム (硬度40°)		
	ヤング係数	40 kg/cm ²		
	比 重	1.64		
	種 類	φ3 cm × 30 cm φ3 cm × 40 cm φ3 cm × 45 cm		
	付 加 重 量	W ₁ = 0 g, W ₂ = 91 g, W ₃ = 157 g		

表-5.2 杭基礎・地盤系実験ケース一覧表

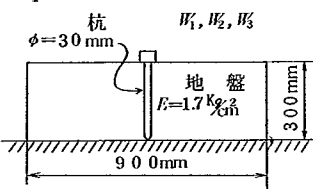
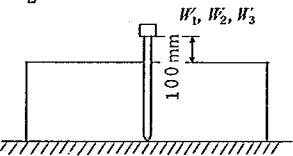
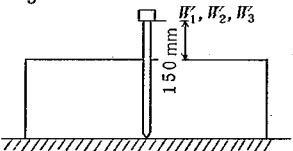
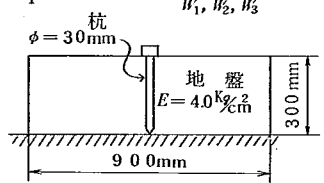
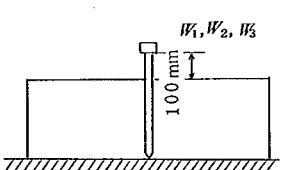
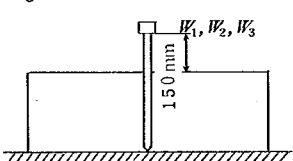
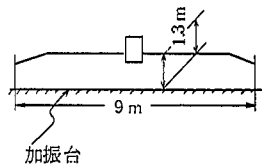
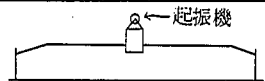
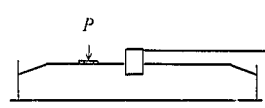
No	模 型 状 態	内 容
I	I-1 	地盤 $E = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 300 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3
	I-2 	地盤 $E = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 400 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3
	I-3 	地盤 $E = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 450 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3
II	II-1 	地盤 $E = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 300 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3
	II-2 	地盤 $E = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 400 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3
	II-3 	地盤 $E = 4.0 \text{ kg/cm}^2$ 杭長 $\ell = 450 \text{ mm}$ 杭頭部付加重量 W_1, W_2, W_3

表-5.3 吊橋基礎・地盤系の実験ケース一覧表

試験 No	試 験	外 力 条 件	模 型 状 態
加振台による振動試験	1 ゆる詰状態試験	5 Hz 50~225 gal 25 gal ステップ	飽和 $e = 0.7 \sim 0.8$ 基礎根入れ
	2 100 gal 加振試験	各試験の加速度レベルにつき	不飽和 $e = 0.6 \sim 0.7$ 30 cm
	3 200 gal "	1) ランダム波 1~20 Hz 程度の範囲	
	4 300 gal "	2) 地震波 サンフェルナンド, 十勝沖, 明石 (時間縮尺 $\frac{1}{5}$)	
	5 50 gal "	3) 正弦波 1~25 Hz 0.5 Hz ステップ	
	6 起振機設置 50 gal 加振試験		
	スweep試験	1~25 Hz 100 gal (10 秒間)	
起振機による振動試験	7 20 kg 起振試験	起振力 20 kg 1~24 Hz 0.5 Hz ステップ	
	8 50 kg "	" 50 kg "	
	9 50 kg "	地表サーチャージ有り 起振力 50 kg 1~24 Hz	
	10 20 kg "	起振力 20 kg 1~24 Hz 0.5 Hz ステップ	
	11 50 kg "	50 kg "	
	12 100 kg 鉛直 "	鉛直起振力 100 kg 5~30 Hz	
静的載荷試験	平板載荷試験	最大荷重 300 kg, 1500 kg 30 cm 平板	
	鉛直載荷試験	" 1500 kg,	
	水平載荷試験	" 300 kg, 500 kg	

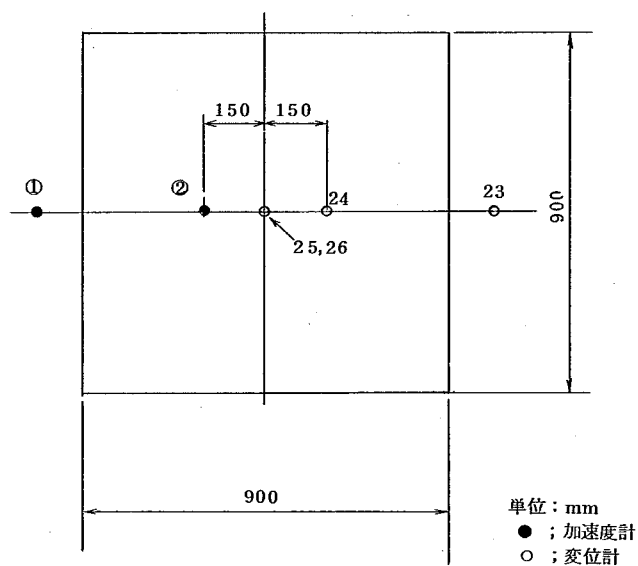
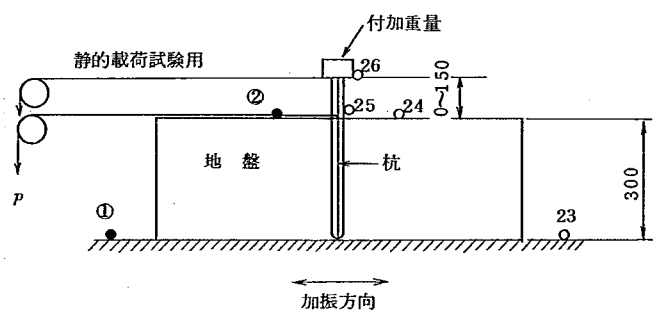


图 5.1 杭基礎・地盤系模型一般図

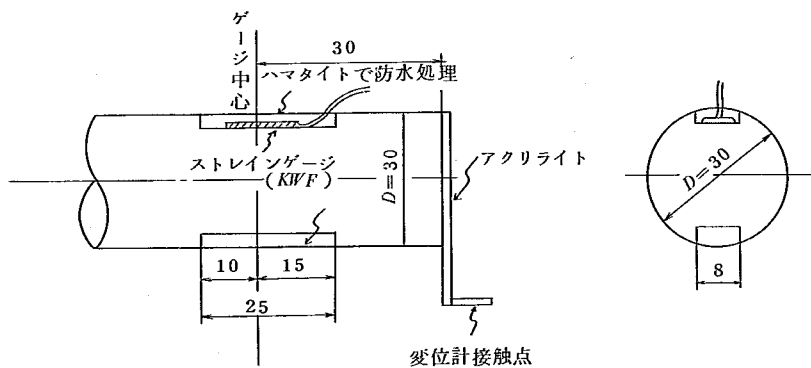
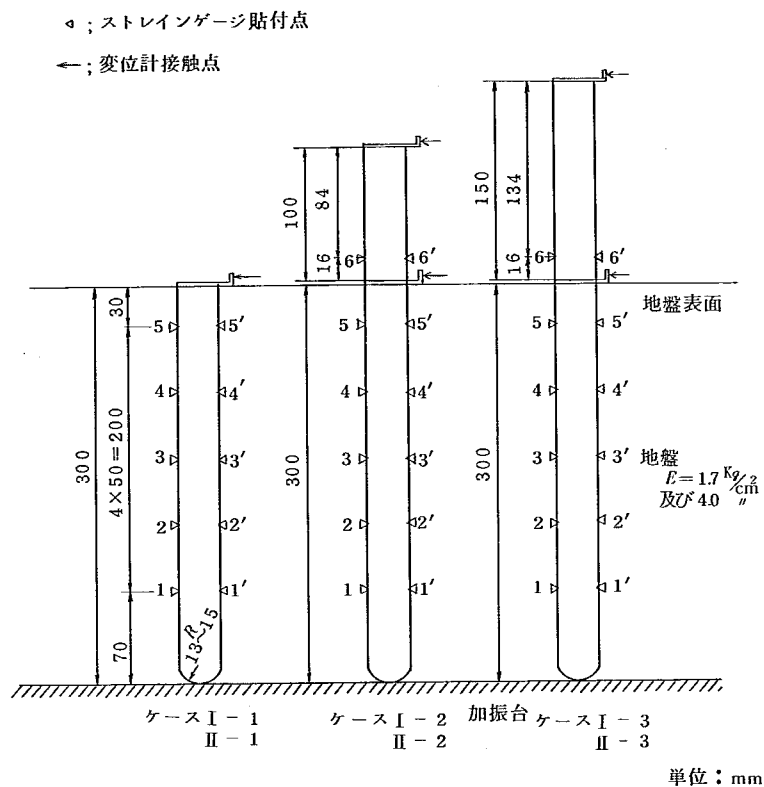


図 5.2 杭模型一般図

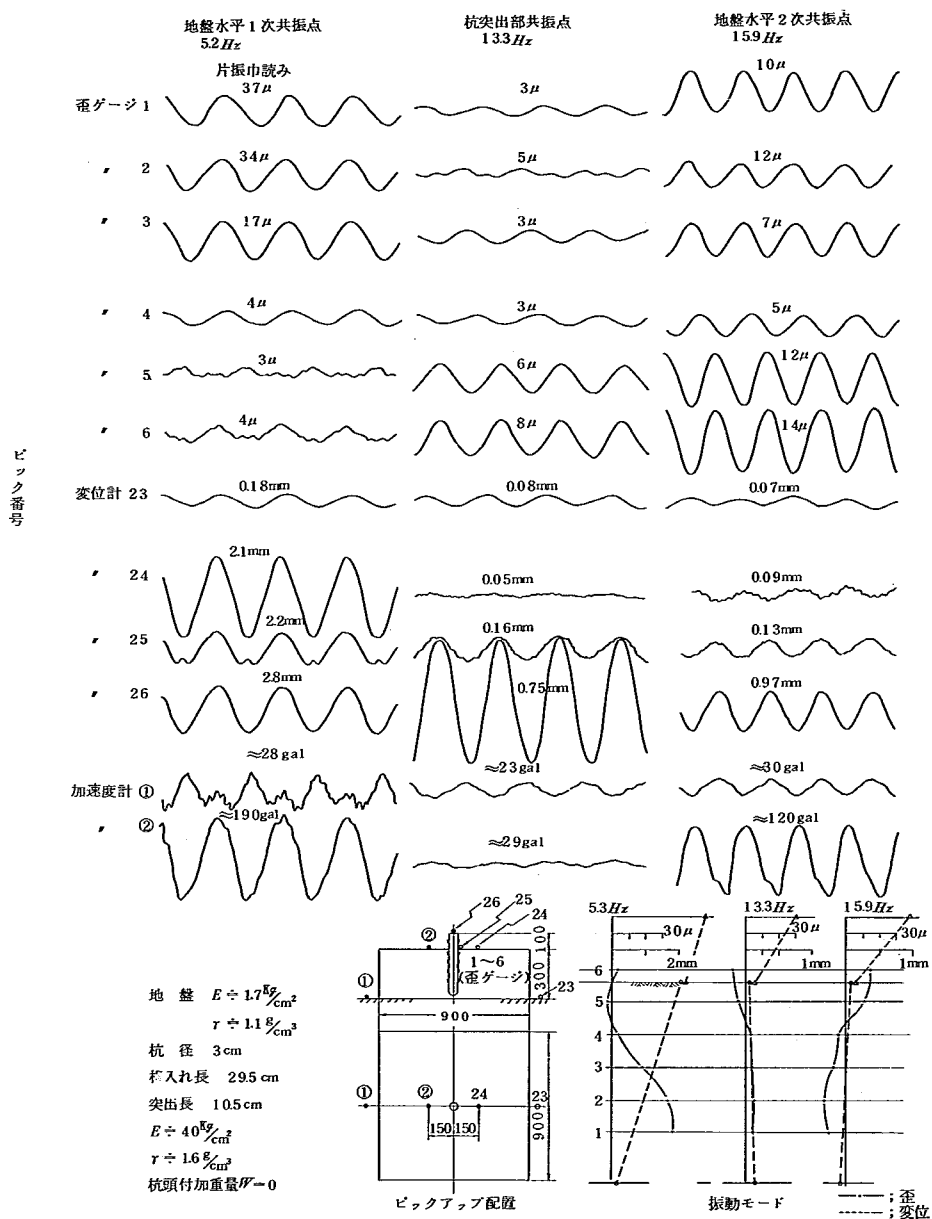
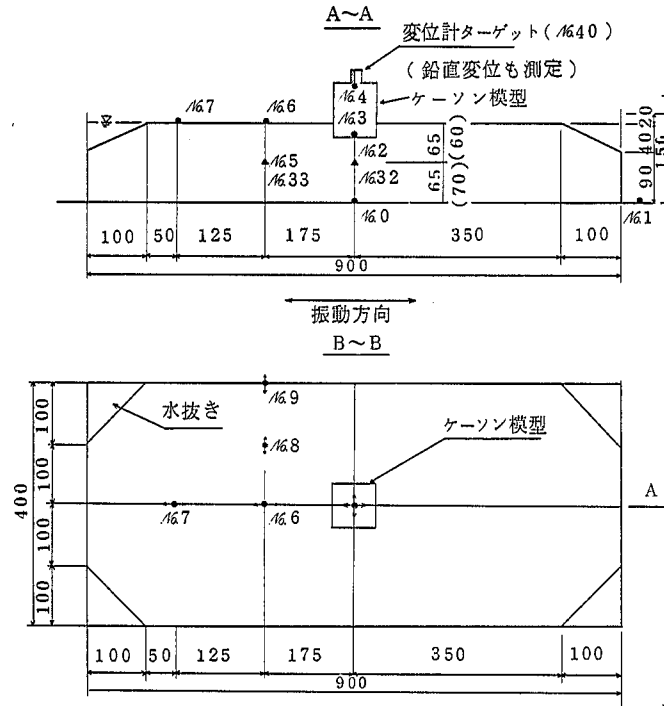


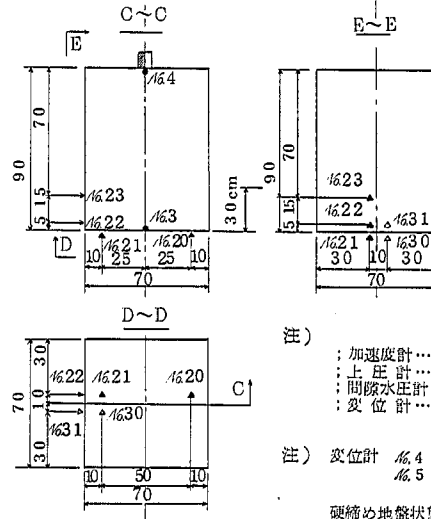
図 5.3 杭基礎・地盤系模型の正弦波加振による応答（ケース I-2-W₁）

ケーソン内ピックアップ配置図

地盤内ピックアップ配置図



振動方向



注)

：加速度計……………No. 0～No. 11
：土圧計……………No. 20～No. 23
：間隙水圧計……………No. 30～No. 33
：変位計……………No. 40～No. 42
No. 50

注) 変位計 No. 40～No. 42は差動トランス式
No. 50は光学式変位計である。

硬締め地盤状態での実験

使用ピックアップ数

計器名	数量	
加速度計	11	(新興通信) BA-2G
変位計	4	
土圧計	4	(共和電業) BE2KD
間隙水圧計	4	(豊田工機) PMS-5
合計	33	

ゆるめ試験における測定成分

計器名	成分数	測定ポイント(%)
加速度計	5	No. 0, 2, 3, 4, 5
変位計	3	
土圧計		
間隙水圧計	4	No. 30, 31, 32, (33)
合計	12	

(注) 変位計は {鉛直1成分}
水平2成分

加振台及び起振機実験における測定成分

種別	計器名	成分数	測定ポイント
加振台	加速度計	6	No. 1, 2, 3, 4, 5, 6
	変位計	1	No. 40
	土圧計	2	No. 21, 22
	間隙水圧計	2	No. 30, 31
	合計	11	
起振機	加速度計	3	No. 3, 4 (起振機バース)
	変位計	1	No. 10
	土圧計	4	No. 20, 21, 22, 23
	間隙水圧計	2	No. 30, 31
	合計	10	

加振振動数 5～25 Hz を対象

図 5.4 吊橋基礎・地盤系模型一般図

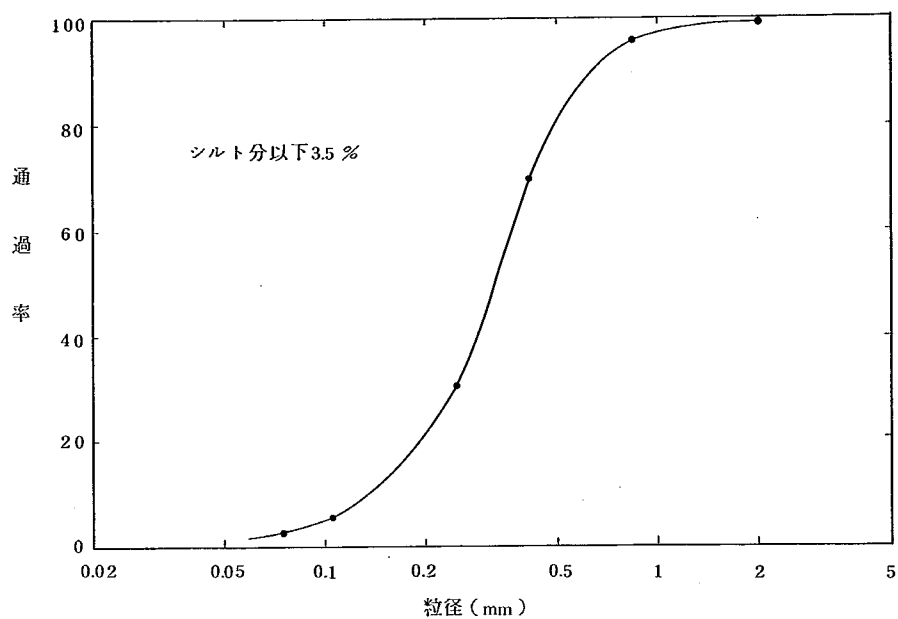


図 5.5 利根川砂の粒度分布

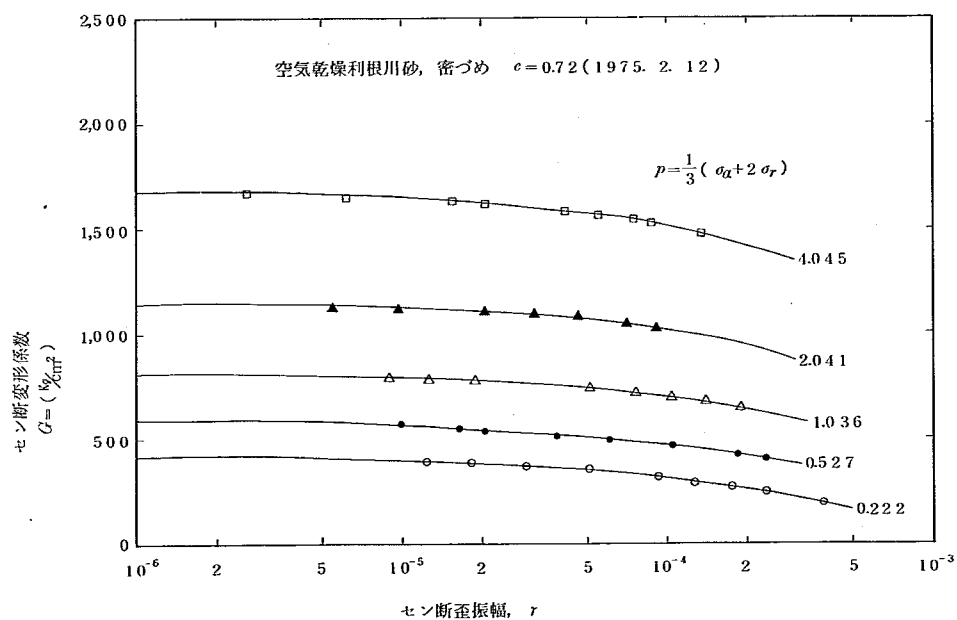


図 5.6 利根川砂の G と r の関係 (密づめの供試体)

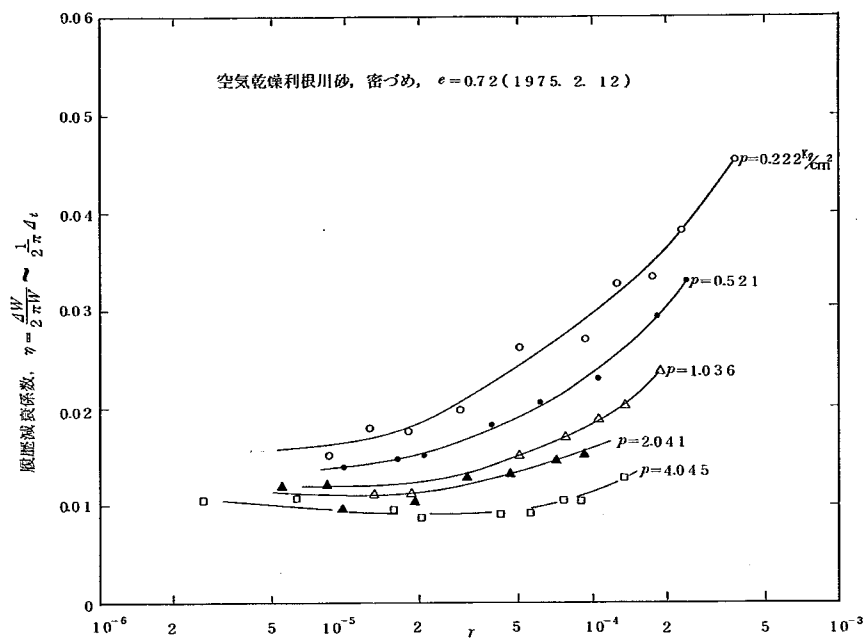


図 5.7 利根川砂の η と r の関係 (密づめの供試体)

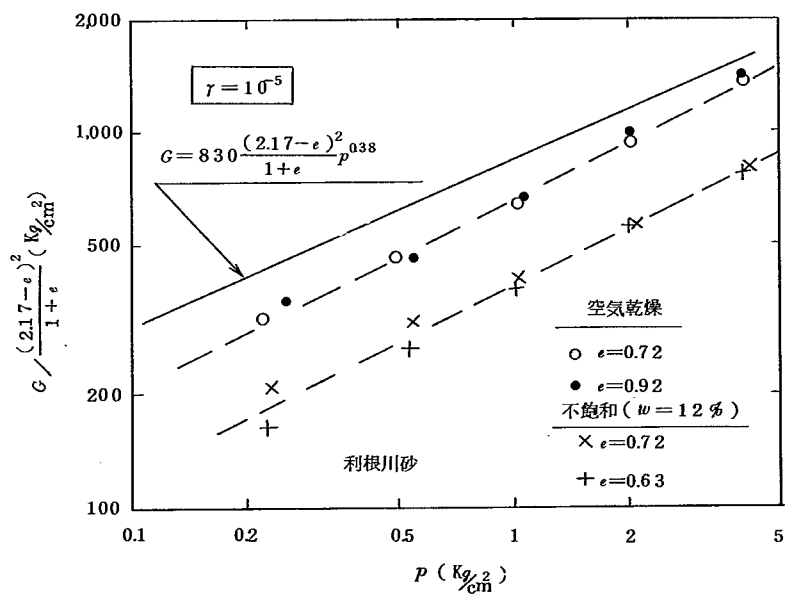


図 5.8 利根川砂の G と p の関係 ($r = 10^{-5}$)

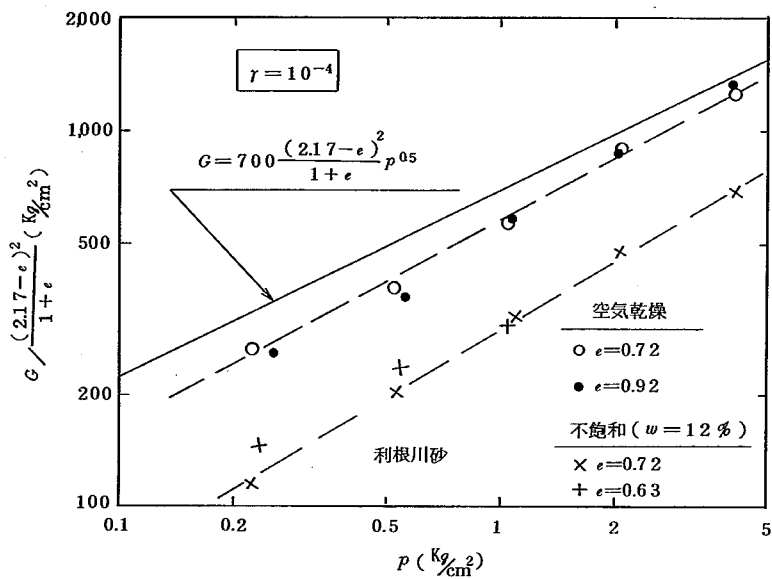


図 5.9 利根川砂の G と p の関係 ($r = 10^{-4}$)

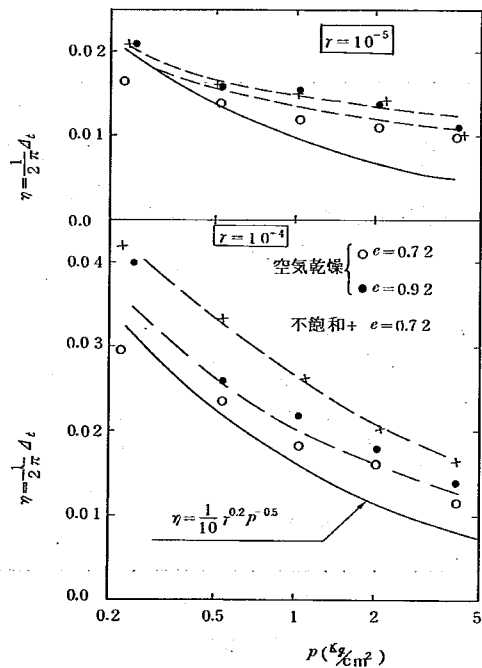


図 5.10 利根川砂の η と p の関係

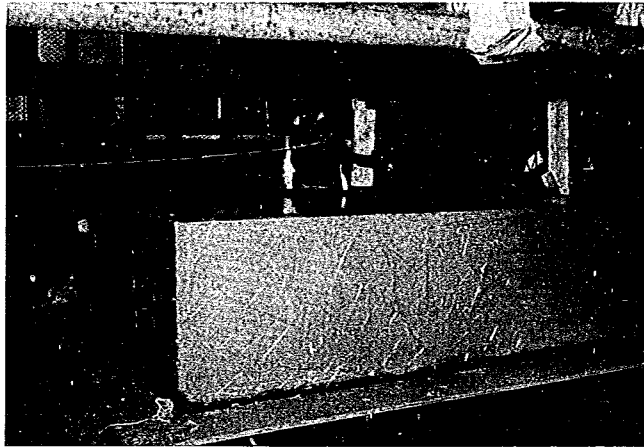


写真 5.1 杭基礎・地盤系模型全景

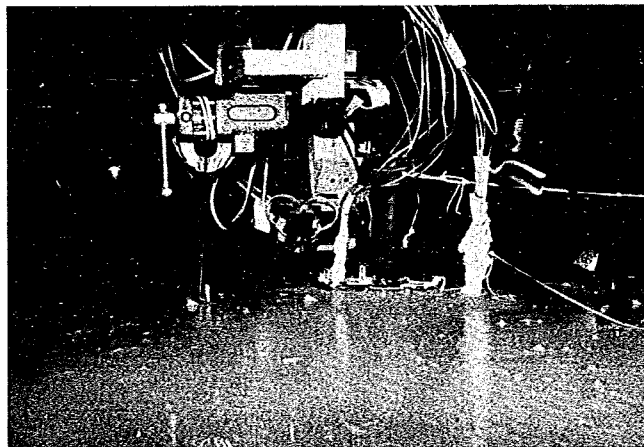


写真 5.2 模型上面

第6章 浅い大型基礎の支持力解析

基礎研究室

駒田敬一
岡山義人
魚見秀幸

6.1 概 要

本州四国連絡橋の長大橋基礎は、浅い大型の基礎構造となると思われるが、地盤支持力の算定にさいして、根入れ効果および平面寸法が地盤支持力に及ぼす影響を考慮する必要がある。本州四国連絡橋基礎のような大寸法の基礎については、わが国ではまだ実施例がなく、これの支持力の算定には、従来の規模の小さい事例の経験に加えて、支持力の問題を多くの点から技術的に検討することが必要である。

本州四国連絡橋3ルート of 代表的な地盤は、Aルート of 明石層（砂礫層）および神戸層（砂岩、頁岩）、D、Eルート of 花崗岩より成るが、支持力の検討にさいしてはこれらの地盤の最新の調査結果を利用した。解析方法としては、剛塑性論、弾塑性論を取り上げた。また支持力を沈下より押える検討も併せて行なった。

6.2 根入れ効果に関する検討

剛塑性論に基づく支持力解の基本はプラントルの解であるが、この場合根入れ効果は単に上載荷重として作用するにすぎない。これに対し根入れ層のせん断抵抗を見込んだ方法にマイヤーホーフの解があるが、本検討ではマイヤーホーフの解に基づいて根入れ効果の算定を行なった。

6.3 平面寸法の影響に関する検討

剛塑性論に基づく支持力解は、各種の技術基準に広く採用されているところであるが、本州四国連絡橋のよう大寸法の基礎に直接に適用するのは、従来の経験から考えても必ずしも現実的でないと思われる。したがって、剛塑性論に基づく検討に加えて、Fröhlich および星埜の弾塑性論に基づく支持力計算をも行ない、総合的に地盤支持力の判定を行なった。

6.4 その他の検討

対象とする基礎は、大平面寸法を有する基礎であり、地盤の不均一性が当然予想される。風化花崗岩では風化度が深さとともに減ずる傾向があるので、このような点をも考慮して支持力が受ける影響を円弧すべり面法で検討した。また部分的な不均一性については、沈下解析とも併せて支持力の検討を行なった。

第7章 土質調査試験

土質研究室

矢部正宏
中村康夫
真下陽一

7.1 は じ め に

明石海峡大橋が建設予定されている明石海峡付近は中生代白亜紀に併入した花崗岩類を基盤として、これを不整合に覆う新第三紀中新世の神戸層群、鮮新世～第四紀洪積世の大阪層群明石層、上部洪積層および沖積層から構成されているが、明石海峡大橋の基礎の支持層としては明石層が予定されている。明石層は珪質岩、花崗岩、神戸層砂岩礫を主とする砂礫層であるが、その動的性質については解明されているとは言い難い。そこで本試験は明石層を構成している堆積物について、地震時の挙動を室内実験にて推定し、耐震設計への資料を得ることを目的とした。具体的には動的な大型三軸圧縮試験を実施し、種々の応力レベルにおける明石層の動的な性質、すなわち弾性係数、履歴減衰定数、内部摩擦角、粘着力等について検討を加えた。

7.2 試 験 方 法

7.2.1 供試体作製方法

a) 材料土

試験に用いた材料土は垂水ケーソン内で採取された明石層である。供試体作製にあたっては、試験する全供試体の材質を一定にするため約 4 m^3 の材料土を良く混合し、直径 50 mm 以上の礫を取り除いた。この材料土の粒度分析結果および物理的性質を表-1に示す。なお供試体作製時の締め固め、および試験時における礫の破碎状況を定量的に求めるため試験終了時の試料について粒度分析を行なった結果も合わせ表-7.1に示す。表-7.1より試験前と試験後では粒度分布に大きな差異は認められないことがわかる。

b) 締め固め

供試体は直径 358 mm 、高さ 800 mm の円柱状で密度は $\gamma_d = 1.9 \text{ g/cm}^3$ になるように気乾状態の試料を 10 cm 毎に（全部で8層）エアーハンドバイブレーターで注意深く締め固めた。締め固めによる礫の破碎については表-7.1に示す如く無視できる程度であると言える。これは試料中に含まれている礫は花崗岩、珪質岩等の円礫が主で破碎されやすい風化砂岩等が少量しか存在しないことによるものと思われる。

c) 飽和

供試体の飽和は真空ポンプによって供試体上部から供試体内部の空隙に含まれている空気を排気し、供試体下部より給水した。飽和度 $S_r = 100\%$ のチェックは給水前の空隙の体積（ γ_d と含水比から計算で求めた数値）と給水量（ビューレットにて測定）との比較、供試体上部からの排水で行なった。さらに予備試験ではBチェック（B: Skempton の間隙圧係数 $\Delta\sigma_3$ 、 Δu をそれぞれ側圧、間隙水圧の増加分とすれば $\Delta u = B\Delta\sigma_3$ したがって $S_r = 100\%$ で $B = 1$ ）を行なった。それらより供試体に含まれている細粒土を吸い出すことなく $S_r = 100\%$ にするには12時間以上吸引・給水する必要があることが判明した。

d) 圧密

供試体の圧密は振動試験時の拘束圧 σ_3 と等しくし、等方圧密とした。圧密度 U のチェックは上下のドレーンコックを閉め、間隙水圧が上昇しないことを確認して $U=100\%$ とした。さらに圧密による排水量を測定し、時間とともに増加しないことを確認した。これらより $U=100\%$ に達する圧密時間は12時間以上要することがわかった。

7.2.2 試験方法

本試験に使用した試験機は電気油圧サーボによる軸圧振動型で表-7.2にその諸元を示す。試験は非排水条件下で図-7.1に示すように各平均応力下において $n=30$ サイクルずつ振動荷重を加え、破壊するまで平均応力を等段階に徐々に増加させた。

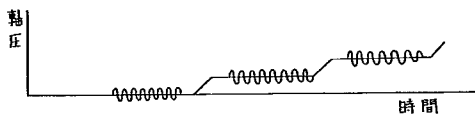


図-7.1 試験方法

加圧方法は拘束圧 σ_3 を一定、応力制御式とし振動荷重 $\Delta\sigma_1$ は軸圧 σ_1 を正弦波形で振動させた。試験は原則として破壊するまで行なったが、明確な破壊が得られなかったものについては歪が約15%の時点をもって破壊とした。表-7.3に試験条件を示す。

7.3 結果および考察

7.3.1 等価せん断弾性係数 G_{eq}

一般に圧縮と伸張では G_{eq} は異なるが一般に用いられている G_c と G_t の平均的な値を求めるため、試験より得た時間-振動荷重 $\Delta\sigma_1$ 、軸歪 ϵ 曲線より図-7.1に示すようなヒステリシスカーブを描きピークとピークを結んだ直線の勾配より求めた。すなわち

$$G_{eq} = \frac{\Delta\sigma_1}{d\epsilon}$$

で求められる。なおヒステリシスカーブは全試験資料に対して第1波目について求め、さらに主なものに対して第30波目についても求めたが機械の性能上必ずしも満足できる結果ばかりであるとは言えなかった。動的応力の平均値（すなわち振動載荷前の静的軸圧） σ_1 と拘束圧 σ_3 の比 σ_1/σ_3 を K_c 、くり返し回数 n による G_{eq} の変化率を $R_G = G_n/G_1$ （ $n=15$ 又は 30 ）、軸歪を ϵ 、载荷速度（振動荷重の周波数）を f とすると試験の結果から以下のことが言える。

a) K_c と R_G の関係

図-7.3に K_c と R_G の関係を示す。図-7.3(a), (b)

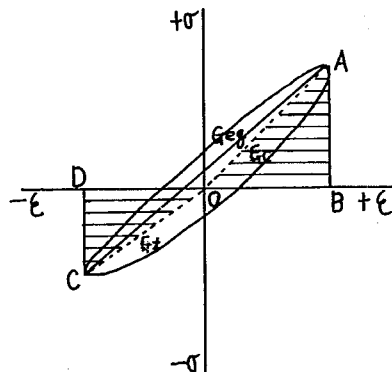


図-7.2 G_{eq} , λ_{eq} の定義

より $\sigma_3 = 4 \text{ kg/cm}^2$ では振動荷重 $\Delta\sigma_1 = 0.5 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ については一般に $R_c > 1.0$ であり、特に 15 サイクル目の G_{eq} は大きいことがわかる。 $\Delta\sigma_1 = 1.1 \sim 1.3 \text{ kg/cm}^2$ については $K_c < 1.5$ の範囲では $R_c < 1.0$ であるが $K_c > 1.5$ では $R_c > 1.0$ となる。また $\sigma_3 = 1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ については 1 サイクル目より 30 サイクル目の方が小さく約 85% である (図-7.3 c, d), 一般的に 1 サイクル目の G_{eq} に対し, 15 ~ 30 サイクル目の G_{eq} は $\pm 15\%$ の範囲にあると言える。

b) K_c と G_{eq} の関係

図-7.4に K_c と G_{eq} の関係を示す。図-7.4より K_c が大きくなる程 G_{eq} は小さくなることがわかる。その減少率は σ_3 によって多少異なるが $K_c = 1.0$ の場合に比較して $K_c = 2.0$ の場合 15 ~ 20% 減少する傾向があると言える。

c) σ_3 と G_{eq} の関係

図-7.5に σ_3 と G_{eq} の関係を示す。図-7.5より G_{eq} は σ_3 の影響が非常に大きいことがわかる。なお $K_d = \Delta\sigma_1 / \sigma_3$ である。

d) ϵ と G_{eq} の関係

図-7.6に $K_c = 0.75 \sim 1.0$ における ϵ と G_{eq} の関係を示す。図-7.6より σ_3 同様, ϵ が G_{eq} におよぼす影響は大きく, $\epsilon = 0.5\%$ 前後では $G_{eq} = 500 \text{ kg/cm}^2$ であるが, $\epsilon = 0.05\%$ 前後では G_{eq} は $\sigma_3 = 4, 3, \text{ kg/cm}^2$ についてそれぞれ 6.5, 4.5 倍程度大きくなっていることがわかった。

e) f と G_{eq} の関係

図-7.7に振動荷重の載荷速度 (周波数) f と G_{eq} の関係を示す。図-7.7より $K_c < 1.2$ では載荷速度が遅い程 G_{eq} は大きく, $K_c > 1.2$ では逆に載荷速度が遅い程 G_{eq} は小さくなっていることがわかる。すなわち 3 Hz では K_c による影響はほとんどないが, 0.3 Hz では K_c が大きくなると G_{eq} は激減している。

7.3.2 履歴減衰定数 λ_{eq}

試験より得た時間- $\Delta\sigma_1$ - ϵ 曲線より図-7.2に示すようなヒステリシスカーブを描き履歴減衰定数 λ_{eq} を次式によって求めた。

$$\lambda_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

ここに

ΔW : ヒステリシスカーブの全面積

W : $\triangle AOB$ の面積と $\triangle COD$ の面積を加えた値

試験の結果より以下のことが言える。

a) K_c と λ_{eq} の関係

図-7.8に K_c と λ_{eq} の関係を示す。図-7.8より K_c が大きくなる程 (特に $K_c > 1.4$ の範囲において) λ_{eq} が大きくなることがわかる。また σ_3 が大きい程この傾向は強いと言える。

b) ϵ と λ_{eq} の関係

図-7.9に ϵ と λ_{eq} の関係を示す。これより ϵ が増大すると λ_{eq} も増加し, $\epsilon < 0.03\%$ から $\epsilon = 0.3$

ϕ になると $\lambda_{e,q}$ はおおよそ3倍になっていることがわかる。

c) f と $\lambda_{e,q}$ の関係

図-7.10 に f と $\lambda_{e,q}$ の関係を示す。これより $\lambda_{e,q}$ は $1 \sim 3 H_z$ では大差ないが $0.3 H_z$ では約2倍の値を示している。

7.3.3 動的強度定数

今回の試験方法は図-7.2に示すような方法で行なったため動的強度は静的試験に準じて定義したが、軸圧は平均軸圧+振動荷重($\sigma_1 + 4\sigma_1$)を採用した。このようにして内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C を求めると、全応力表示では $C=0$ 、 $\phi=21 \sim 24^\circ$ 、有効応力表示では $C'=0$ 、 $\phi'=31 \sim 35^\circ$ となる。

表-7.1 材料土の物理的性質

項 目	数 値	
	試 験 前	試 験 後
土 粒 子 の 真 比 重 G_s	2.68	
供 試 体 の 乾 燥 密 度 r_d	1.9 g/cm ³	
供 試 体 の 湿 潤 密 度 r_t	2.19 g/cm ³	
供 試 体 の 間 隙 比 e	0.41	
最 大 粒 径	≤ 50 mm	≤ 50 mm
平 均 粒 径	9.5 mm	8.5 mm
均 等 係 数	3.19	3.61
礫 分	70 %	68 %
砂 分	26 %	27 %
シ ル ト 分	4 %	5 %
粘 土 分	0 %	0 %
工 学 的 分 類	GW - GM	GW - GM

表-7.2 計測器諸元

名 称	最大容量	精 度	感 度	備 考
側 圧 計	10 kg/cm ²	1 %	0.01 kg/cm ²	ブルドン式
"	7 kg/cm ²	1 %	0.02 kg/cm ²	差動トランス式 (オッシロ記録)
ロードセル	35 ton	1 %	50 kg	" "
間隙水圧計	1~7 kg/cm ²	1 %	0.02 kg/cm ²	" "
横ヒズミ計	50 mm	1 %	0.5 mm	" "
軸ヒズミ計	150 mm	1 %	1.5 mm	" "
排水量計	5.20 ℓ	1 %	50, 200 mℓ	切替可能
BK圧力計	10 kg/cm ²	1 %	0.01 kg/cm ²	ブルドン式

表-7.3 試験条件

供試体番号	1	2-1	2-2	2-3	2-4	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3	4-4
拘束圧 σ_3 (kg/cm ²)	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0
振動荷重 $d\sigma_1$ (kg/cm ²)	0.5	0.5~ 0.55	1.0	0.5	0.45	0.5	1.0	1.3	0.5~ 0.6	1.1	1.3	1.0
周波数 f (Hz)	1.0	1.0	1.0	0.3	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

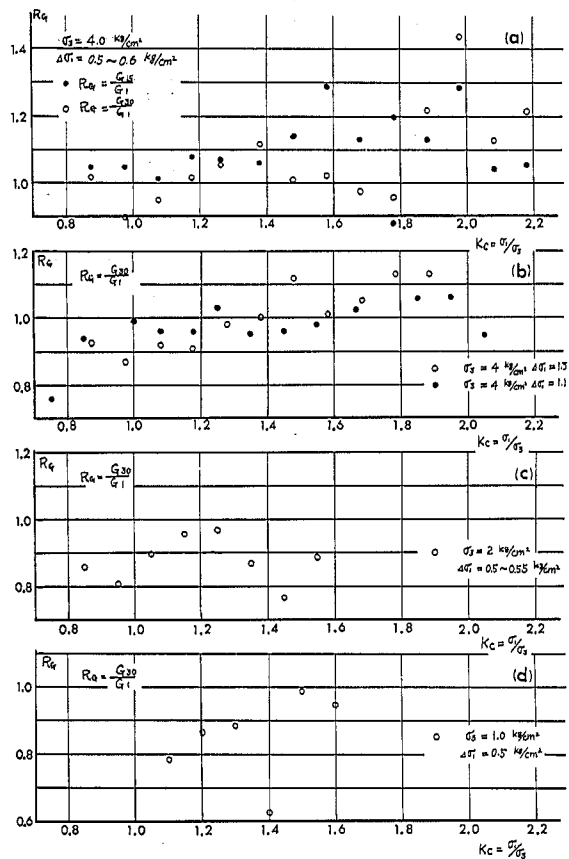


図-7.3 R_g と K_c の関係

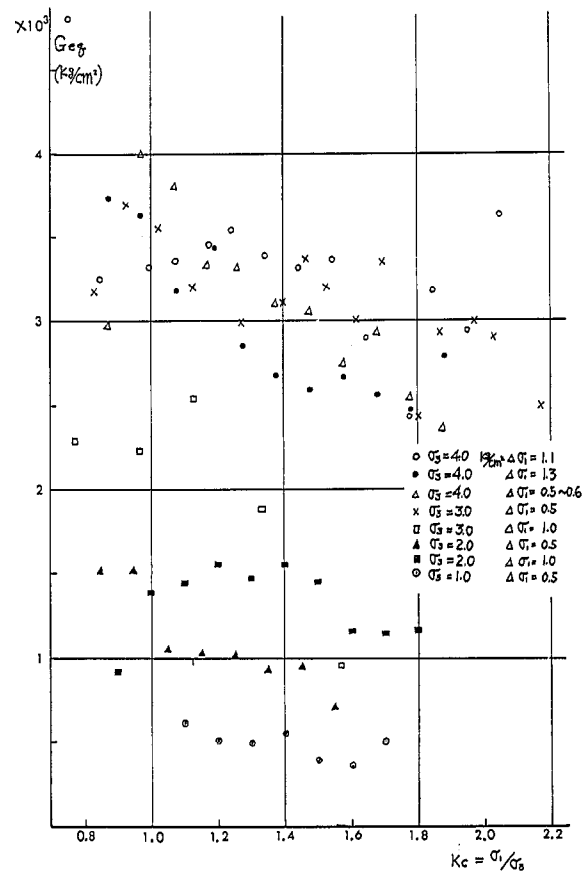


図-7.4 G_{eq} と K_c の関係

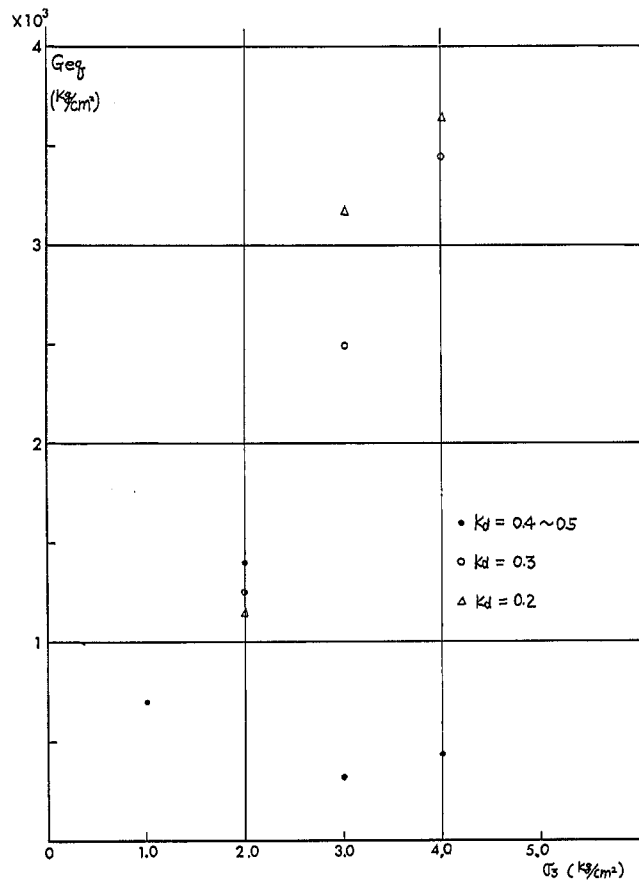


図-7.5 σ_s と G_{eq} の関係

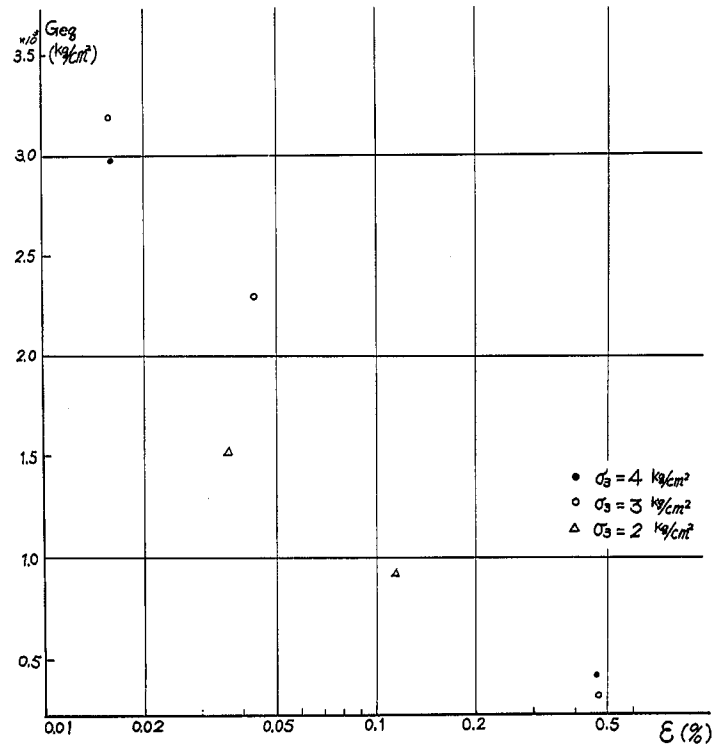


図-7.6 ϵ と G_{eq} の関係

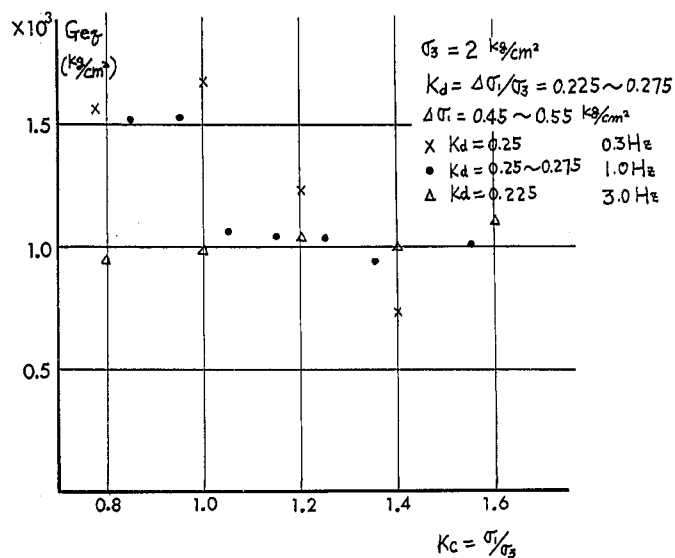


図-7.7 G_{cg} と K_c の関係

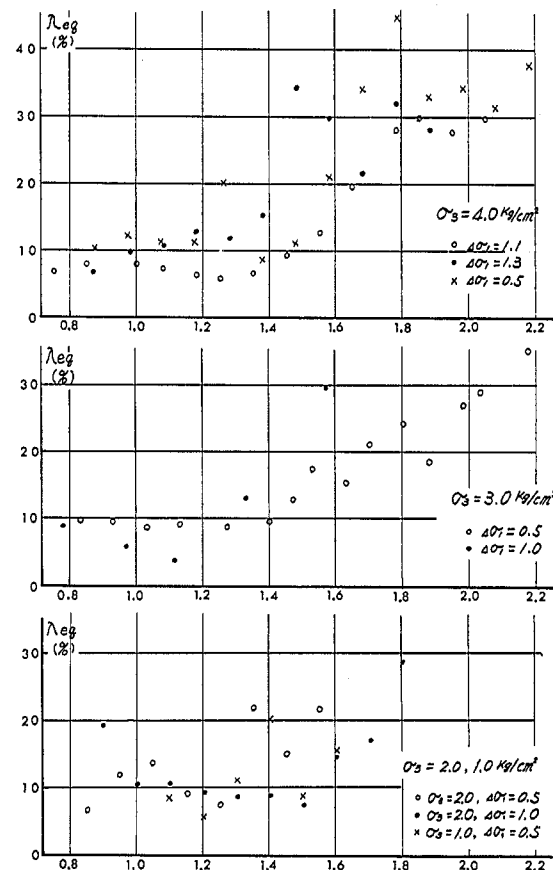


図-7.8 λ_{eg} と K_c の関係

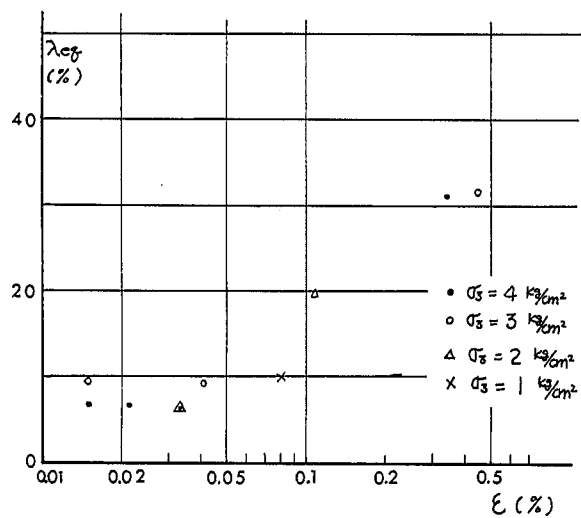


図-7.9 ϵ と λ_{eq} の関係

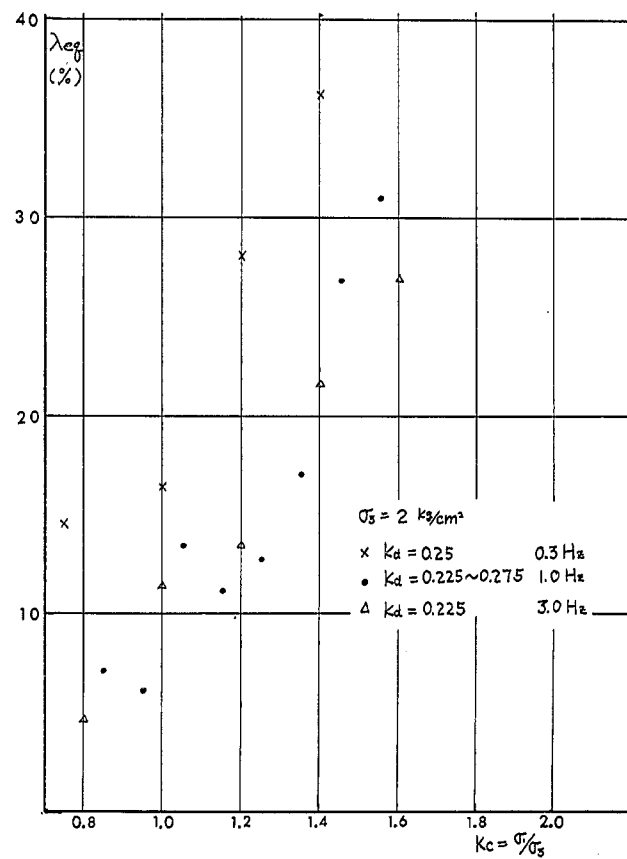


図-7.10 K_c と f の関係

第 8 章 明石海峡の地質構造に関する調査

地 質 研 究 室

岡	本	隆	一
菅	原	重	捷
神	尾	重	雄
武	井		修

8.1 概 説

本調査は昭和47年度を初年度とする3ヶ年計画で明石海峡の地質構造を解明するものである。周辺地域を含めた本地区の地質調査は昭和34年度以来建設省、国鉄、本四公団で行なわれており、さらに神戸市その他の自治体や大学などの資料を合せると膨大なものとなる。これらの資料を集収、解析し、調査の不足を補って、建設工事に密接な関連をもつ地質構造の解析や工学諸定数（物理、力学定数）の取得を含めた地質精査に際して効率的で見落としのないようにすることを調査の目的とする。

本調査の主要な作業は資料の収集、解析およびまとめだが、それらと平行して本四公団が行う諸調査の調査計画の立案やデータの解析に際して技術指導を行うことである。後者の目的のために学識経験者と本四公団および土木研究所からなる研究会を設置し、現地および東京において研究会を開いている。

8.2 調査の概要

8.2.1 調査位置

文献および調査の開始（47年）以前の資料の収集および解析は明石海峡を中心に広く行われた。特に架橋計画初期の調査の重点が現在の予定ルート（Yルート、中央スパン1800m級）より東部に位置するが、現ルートの地質構造を解明するために旧ルート（Xルート）も含めることにした。本調査の重点はYルートをはさんで巾約4km、長さ約4kmと、两岸の内陸部へさらに調査の範囲を拡げた。

8.2.2 調査方法

初年度（47年度）は本プロジェクトのための調査を含む広範囲の文献資料を集めこれまでの調査の洗い直しと次年度以後の調査計画を立てた。さらに、ボーリングコアの見直しや陸上部の補足調査を行った。48年度には、公団や国鉄のスーパー記録を中心に、断層の解析と明石累層、神戸層群および花崗岩の各々上面等深線図を作成し、地質構造の解析と断層の活動を調べた。49年度は公団が行った舞子浜の現位置試験や海上ボーリングのコア観察、物理検層、力学試験等の結果をもとに、地質構造の解析、地層の対比、層相変化、工学定数の検討等を行い3年間の調査をとりまとめた。

8.3 海底地形

明石海峡は大阪湾と播磨灘を結ぶ水道で潮流の速いところである。この海峡の巾はYルート（中央スパン1880m）付近が最も小さく約4kmで、最深部は110mに達する（Xルートは巾約5km）。

深さ110m)。地形面の平均勾配はそれぞれ陸上部3～4%、海岸部7%、浅海平坦部2～3%、浅海平坦部との斜面は10%となり、これは地質や地質構造の発達と密接な関係がある。

海峡中央部には水深80～110mの海釜状の地形が細長くつらなり巾の狭い谷を形成している。谷の両側は比高50m前後の急斜面をなしており、この急斜面部以浅は（水深60m以浅）両岸に向って各々水深45m前後、30～40m、18m～22m、10m前後に広い平坦面がある。

Yルートにおいては、舞子側で水深が45～50mの部分が陸地から500～1150m間まで広がっている。同様に松帆側では水深30～40mの平坦地は陸地から500～1200m間にあり、水深が50mに達するのは陸地から1350mのところである。

8.4 地 質

8.4.1 地質概要

調査地は中生代の花崗岩を基盤として、その上に新第三紀中新世の神戸層群、鮮新世～第四紀更新世（洪積世）の大阪層群明石累層、およびそれを覆う沖積層からなる（図—1, 2, 3参照）

地質構造は六甲変動によってかなり複雑化している。主要な断層は北東—南西、東北東—西南西方向にのびており、淡路島側には、これらの断層に切られて北北西—南南東または南—北方向のものもある。

基盤の花崗岩はこれらの断層に規制され、海峡中央部でも露出しているところがある。神戸層群や明石累層も六甲変動に伴ってしゅう曲を受けており、断層とあいまって地層の構造や分布を複雑にしている。

8.4.2 花 岩 類 (G_r)

本地域の基盤を構成している花崗岩には2種類あり領家型花崗岩（布引花崗閃緑岩）および広島型花崗岩（六甲花崗岩）と称されている。領家型花崗岩は中生代前期に生成されたもので、中粒～粗粒で岩質は変化に富む。本岩は G_a —長石に富み、広島型花崗岩貫入の影響は構成鉱物にまでおよび、せん断破壊されているので、一般に広島型花崗岩より風化が進んでいる。

広島型花崗岩は領家型花崗岩にバソリス状に貫入したものだが、本地域では領家型花崗閃緑岩よりも広範に分布している。本岩中には特徴的な桃色の斜長石が存在し、一般に風化しにくい細粒岩と風化しやすい中～粗粒岩とがある。

ボーリング等で採取された花崗岩を見ると、海峡部のものは大部分この広島型花崗岩に属する。領家型花崗岩が分布するのは岩屋付近の一部にすぎないものと思われる。

神戸層群に覆われているところを含めて花崗岩の上面は一般に凹凸に富み、六甲山地と同じような地ぼうを呈している（図—4参照）。特に松帆側の傾斜は急で、等深線の乱れが著じるしい。一方、断層 F_5 と F_{10} の間は緩傾斜で花崗岩の風化が大きいと考えられる。 F_7 以北は深いのでスパーカーでの検出は不能である。

断層によるブロックの動きをみると、松帆側の北北西—南南東系の F_5 、 F_{10} 、 F_{11} 断層では、 F_5

F_{10} の間が地溝を形成して落ち込んでいる。海峡部の主断層である北東—南西系の F_7 , F_1 , F_6 断層では、いずれも北側が落ちている。断層の両側の等深線の形はかなり異なったものとなっており、各ブロックは南側に傾動して一種のケスタ状の構造をしている（図—3 参照）。

8.4.3 神戸層群 (K_b)

下位の花崗岩とは不整合または断層で接しており、海峡部にも広く発達している。本層はたい積時点の違いやたい積環境、さらに土砂を供給した後背地や運搬距離の違いにより岩相は著しく異なっている。大局的に見れば、 F_6 断層を境にして、北側（舞子側）には泥質な部分が多く、南側（岩屋側）には礫または砂質部分が多い。

F_6 断層の北側（舞子側）に発達している神戸層群を多井畑累層と称する。下部は海成層で泥岩の優勢な泥岩・砂岩の互層で一部凝灰質なところや炭質物を含む。

上部は陸成の湖沼堆積物で、主として泥岩からなるが凝灰岩や炭質物の量が多くなり、最上部は、固結度の低い礫岩となる。

南側（松帆側）に発達しているものを岩屋累層とよび、全体に礫質である。礫種はチャート、ひん岩、輝緑岩で円礫が多く、地質分布から考えても礫の供給源はかなり遠かったと思われる。なお花崗岩礫が少いのは、後背地の花崗岩が風化してマサとなっていたためと考えられる。

神戸層群中の泥岩は緑灰色をしており一般に軟質である。その中には岩質物を含むものや凝灰質のところがあり、鏡肌を呈したり、スレーキングを起こす非常に軟弱なものがある。砂岩は石英や長石を多量に含むアルコース砂岩が主で、細粒なものはよく固結しているが、粗粒なものは固結度が低く、上位の明石累層と区別が出来ないところがある。

神戸層群は垂直方向にも水平方向にも岩相の変化が激しいので物理特性や力学特性が広範に変化する。さらに同一の岩相のものでもかなりのバラツキがある。

海峡部のしゅう曲構造ははっきりしないが、東西系の主断層に平行なしゅう曲軸を持つものが確認されている他は垂水沖や岩屋沖で北東—南西方向の軸をもったものが認められているにすぎない。

本層の堆積中、主断層の F_7 , F_1 , F_6 が活動し続け、そのため断層の近くでは著しいじょう乱を受けており、特に泥質岩のところは軟弱となっている。

8.4.4 大阪層群（明石累層）(A_k)

本地域に分布するものは大阪層群の下部に属し、明石累層と呼ばれており、下位の神戸層群を不整合に覆っている。

全体としてややしまった砂礫を主とした地層で、中位に2枚の粘土層をはさむものとされているが、Yルート付近では連続した厚い粘土層は存在しない。ただし、砂礫層の中には厚さが1 mに満たない粘土やシルト層が不規則に沢山はさまれている。礫はチャート、砂岩、花崗岩、流紋岩等の円礫で大きさはペブル〜コブル大である。下部は基性岩のクサリ礫が特徴的である。

本層は水平的にも垂直的にも神戸層群以上に岩相変化がはげしい。工学的な性質は礫径や礫の含有量に大きく左右されており、工学的に単一地層として表示することは困難である。

一般に明石累層はほとんど水平か最大4度程度のゆるい傾斜しかないが、下位の神戸層群と同傾向のしゅう曲運動を受けているものと思われる。陸上部では断層に近ずくと本層が立ってくところがある（高塚山など）が、海上部ではそういうところは見つかっていない。

舞子沖と松帆沖に現海岸線に平行に明石累層上面が極端に深くなっているところがある（図-6参照）。これは沖積層が堆積前に侵食されたものか、明石累層以下の地層が沈下したものか不明だが、特異な現象である。

8.4.5 沖積層 (AL)

海峡の両沿岸部に発達するもので主として砂からなる。舞子側では沿岸から550m、水深35mのところまで薄く広く発達している。松帆側でも陸地から500~600m地点まで分布し、水深は35m程度で厚さは20mをこえる可能性がある。一般に締りのよい玉石混りの砂礫層（礫径は20~50mmが多い）で、下位の明石累層との区別がはっきりしないことが多い。また場所により、粘土やシルトをレンズ状にはさんでいる。

8.5 断 層

海峡部の断層の調査法としては(1)陸上部から延長(2)ドレッジング等による岩層分布、(3)ボーリングによる地層の対比、(4)スパーカー調査によるもの等があり、調査が進むにつれてそれらが段階的に行われ総合されて完了する。今回の調査では(3)と(4)の他に、スパーカー調査の結果から花崗岩、神戸層群および明石累層の各々の上面等深線図を描きこれによって断層の位置や落差の検討を行った。

断層を境にして花崗岩の上面深度に差があれば、その差が上位の神戸層群が堆積し始めてから今日までの断層の相対変位を示す。堆積の初期の段階では相対的に高位の側は侵食される可能性もあるので実際の変位は現在等深線図から読みとられるものより大きい。

8.5.1 北西—南東系の断層

松帆沖に発達するもので、淡路島では花崗岩の中に入るためはっきりしなくなる。この系統に属する断層には F_5 、 F_{10} 、 F_{11} があり、いずれも東北東—西南西系の断層に切られており、また、明石累層堆積開始後に動いた徴候はない。

(1) F_5 断層

淡路島の北方約1km沖合いを現海岸線にほぼ平行に走っているもので、海峡部では最も古い断層の1つと考えられる。Yルート付近は従来の位置と異り、C海域では F_5 に非常に近いので注意する必要がある。

花崗岩上面での落差はC海域付近で40m、ガジタジョ付近では60m、いずれも南西側のプロ

ックが相対的に落ちている。したがって F_{10} との間は一種の地溝帯となっている。

(2) F_{10} 断層

松帆沖で現海岸線に斜交するもの。 F_5 と同系の断層で花崗岩上面の落差は 25m で東側が落ちている。今回のスパーカー調査で発見された。

(3) F_{11} 断層

松帆沖で F_{10} に平行した同系の断層。表層の分布から予想されていたが、今回はっきり確認されたもの。西側のブロックが落ちているが、詳細は不明である。ボーリング No. 6 と No. 7 の不連続は F_{11} 断層による。

8.5.2 東北東—西南西系断層

海峡中央部を東北東—西南西に斜めに切る断層群で一般に表六甲の断層群に続くものとされている。8.5.1 の北西—南東系の断層を切っており、明石累層堆積時も持続的に活動したことが確認されているが、沖積層が堆積しはじめてから活動したという証拠は得られていない。この系統の断層は全て北落ちである（図—2、3 参照）。

(1) F_1 断層

海峡の中央部を東北東—西南西—東—西方向にのびる大きな断層で、調査地域の北部では 2 つに分れてその延長は不明瞭となる。花崗岩上面の落差は中央部で 30～45m、東にゆくにつれてだんだん小さくなる。神戸層群上面は中央部で 10m 程度だが同様に東にゆくにつれて小さくなる。

神戸層群上面に違いが生じているので明石累層が堆積を開始してから活動していることは確認できるが、沖積層が切られている徴候は確認できない（松帆沖では沖積層に影響を与えていないようである）。

(2) F_6 断層

F_1 断層から 500～600m 離れて平行するものである。落ちの方向や落差も同じ方向をもっている。

F_5 断層は明石累層を切らないが、 F_6 断層は切っているので、 F_6 がより新しい断層であるが、 F_5 を切った後、その延長は見つかっていない。 F_5 は F_6 の両側に図のように認められるので（図—1）、 F_6 は上下ずれの断層で水平方向には殆んど動いていないものと考えられる。

ソーライソを含む F_6 南部の花崗岩は、これまでその南部に F_6' 断層を想定して一種の地塁と考えられていたが、花崗岩上面の深度を検討すると F_6' は存在しないことが分る。

(3) F_7 断層

F_1 断層の北 300～400m 離れて前述の 2 つの断層と平行するもので、落ちの方向や落差も同様のものと思われる。従来 F_7 とされていたものは海峡中央部のみであったが、 F_1 同様松帆沖や垂水沖までのびていることが確認された。

8.5.3 断層相互の関係

本地域に発達する断層は前述のように北西—南東系の A 群と、東北東—西南西の B 群に分けることができる。A 群は淡路島に見られる副断層群の一種で活動時期が B 群よりも古く、明石累層堆積

以前と考えられる。B群は表六甲断層群や淡路島の主要断層の方向に近いので、六甲で最新まで活動しているとされている。須磨・諏訪山・五助橋断層の延長と考える説もある。しかし詳細にみれば、これらの断層の延長と方向が異なること、傾斜は高角度で、殆んど垂直に近いこと、落の方向が逆のこと（調査地の東部に存在する F_2 は六甲断層と同方向）、洪積世以後の活発な活動の徴候がないことなどから、B群は前記の表六甲断層群とは異なるものと思われる（表六甲断層群の延長は、淡路島東南部海岸線を通るものとも考えることも出来る）。

8.6 各想定サイトの地質

8.6.1 A 海域

舞子浜沖100～200 mの海域に本州側ベントの設置が計画されている。ボーリングは3本行われているが、代表例としてNo.1を示す。水深はTP-5.05mで、TP-5.05～5.35mは沖積層、-5.35～-56.05mは砂礫を主とする明石累層、-56.05～-155.05mは砂礫と泥岩の互層をなす神戸層群が発達している（No.1はTP-155.05mまで掘削。No.2は-168.38m、No.3は-184.81mで花崗岩に達する）。

明石累層は上下方向のみならず水平方向への変化も大きい。No.1とNo.3とは70mしか離れていないがお互に対比することは困難である。すなわち明石累層上部（TP-30～35mまで）はNo.1は砂礫（礫35%、55%、シルト粘土10%）、No.3は砂が多く（礫2%、砂88%、シルト粘土10%）、いずれも洪積層としては締りが悪く沖積層と区別することが困難である。TP-30～35mから-42～-46mはシルトや粘土層をはさみ、固結度はかなり高まり、 E_{sp} （LLTによる弾性係数）は400～600kg/cm²である。TP-42～-46mから-55mは玉石混り砂礫層で E_{sp} は測定数が少いが700kg/cm²以上を示している。明石累層全体としては200～1,000kg/cm²にあり、これまで考えられていた値より低いようである。

神戸層群はTP-55m付近から出ているが、主として泥岩、礫岩よりなり、その工学的性質は表-8.1の通りであり、 E_{sp} は不整合面からTP-70m付近までは1,500～2,000kg/cm²程度を示すところもあるが、以深では3,000kg/cm²以上となる。

8.6.2 B 海域

舞子沖約1,070mに本州側のメインタワーが予定されている。ボーリングは総計6本行われているが、代表例としてNo.9およびNo.11を中心のべる。水深はTP-45～48mで、-46～-89mは明石累層、-89m以深は神戸層群で、No.8ではTP-258mで花崗岩に達する。

明石累層はA海域と同じようなものだが、上部に1～2mのシルトや粘土層をはさんでいる。 E_{sp} 値は300～2,000kg/cm²程度までであるが、1,000kg/cm²以下が全データの半数以上である。明石累層は単層の厚さが薄く頻繁に変わるので、特に強度の弱い部分が厚くなることはない。

神戸層群の層相は前述の通りで、かなりバラツクのはA海域と同じであるが、 E_{sp} は2,000～

3,500 kg/cm²の上部漸増部 (TP-95 ~ 115 m) と, 3,000 ~ 4,000 kg/cm²の下部とに分けることができるが, バラツキの範囲は 1,000 ~ 10,000 kg/cm²におよぶ。

8.6.3 C 海域

C 海域は淡路島側海岸から 1,100 ~ 1,300 m のところにあり, 主塔位置に相当する。松帆沖 No. 2 を含めて 200 m 四方に計 7 本のボーリングが行われている。水深は TP-37.2 ~ 43.8 m で, -44.86 ~ -57.67 m は明石累層, -44.85 ~ -94.80 m は神戸層群で, 花崗岩上面は TP-94.80 m である。

C 海域では海底の表層部 1 m 内外はゆるい砂礫層, 以深はやや締った砂礫と粘土混砂礫層であるが, B 海域の明石累層よりゆるいのが特徴である。

神戸層群の最上部 (第 1 帯) 1.2 m 余りは砂岩と泥岩の互層だが, 泥岩の部分が多く, 著しく軟弱である。第 2 帯は 1.8 ~ 1.9 m の厚さがあり砂岩が優勢だが, 神戸層群本来の強度はない。第 3 帯 TP-75.6 m 以深で他の地域の神戸層群と同じような強度をもつものが表われる。一般に 200 m 四方の狭い範囲でも岩相変化がはげしく, 各ボーリング間でもよく対比出来ないのは, F5 断層の影響を受けている可能性があり, 断層の位置を含めた再検討の必要がある。

本海域での神戸層群の E_p は得られていない。

8.6.4 D 海域

淡路島側ベント地点は海岸から 120 ~ 130 m, アンカー地点は 300 ~ 350 m である。

D 海域は基盤の花崗岩の凹凸が大きいため, アンカーやベントの位置によって工費が大きく変わってくる。したがってボーリングも約 300 m 四方に 19 本行っている。

現海底は深さ数 m ~ 20 m 位あり, 沖積層が 0.7 ~ 14 m の厚さで分布する。明石累層は多くのボーリングでは確認されなかったが, 北側沖合いの No. 12 および No. 15 で確認され, その長さは 1.6 ~ 1.8 m で, 岩質は他の地域と似ている。神戸層群は沖積層または明石累層の下に 3 ~ 5.3 m の厚さで発達しており, 最深部は TP-100 m になる。岩質は他の地域に比べ粗粒なものが多いが, 泥岩よりも軟質となる。神戸層群の下位には花崗岩が存在するが, 風化部の厚さは最大 3 m 程度である。

上記のように各層の厚さが著しく異なり, 分布も不規則であるが, 花崗岩の上面をみるとボーリング No. 12 (TP-98.5 m) No. 13 (-58.3 m), No. 9 (-22 m), No. 16 (-1.8 m) を結ぶ線が最も浅く, よいルートを考えられる。

8.7 明石海峡を含めた周縁地域の地質構造運動

8.7.1 六甲山地及び明石海峡部の地質構造

明石海峡底の断層系については, 海底地形・音波探査・ボーリング資料などから, 前述のようにかなりの資料がととのってきているが, 本地域は陸上でも調査困難な複雑な断層の集合部であるか

ら、その実態をつきとめることは極めて困難であるといわなければならない。したがってここでは、明石海峡をとりまく地域の断層系について、構造地質学的な見地から解析を行う。

六甲山塊は基盤の花こう岩の露出部であり、その周縁には第三紀中新世の神戸層群、第三紀末から第四紀にかけて形成された大阪層群及び段丘層が分布している。

神戸層群は、本地域の北方の三田盆地と西方の白川地域を合せると、同心円状の構造をもって分布しているから、両地域は六甲山塊上昇以前には、ひとつづきの盆地であったことがわかる。大阪層群は播磨側では、神戸層群の同心円構造を切って東から西にゆるやかに傾いて分布するが、地層の厚さは200mに達しない。それに反して大阪側では、大阪層群は広くちゅう積層におおわれて、露出地域は少ないが、平野下及び大阪湾の下に広く、厚く分布し、中心部では600m以上に達することが確認されている。

大阪層群の分布は、第四紀における地殻変動をよく反映していて、断層の動きを知る上に重要である。すなわち約100万年前の地層とみられるMa1（第一海成粘土層）が芦屋奥地付近のブロックでは500mの高さに分布するのに対し、大阪盆地下では-500mに分布し、その間1,000mにおよぶ落差がある。六甲地塊は断層でかこまれた断層地塊であって、神戸層群と大阪層群の構造をともに切って上昇してきたもので、第三紀～第四紀になってからの形成であることは疑問の余地がない。

六甲ブロックを取り巻く広域の断層系は、巨視的にみると左横ずれのNW—SE方向の山崎断層系が顕著であり、六甲近傍では十万辻断層や名塩断層などがこの系統に入る。方向性からみると、五助橋や諏訪山断層など、六甲南縁を走る断層群は、山崎断層系と共役関係にあるという説があるが、垂直落差が200m～300mにも達し、露頭では低角度の衝上断層（スラスト）型を示すものも少なくない。第3系統は、高塚山断層や仏念寺山断層などで示される南北性の断層である。さらに第4の系統は、六甲山地の北縁に限る六甲断層帯で、200mに達する巾広い破碎帯を伴っている。

8.7.2 六甲ブロックの傾動

六甲ブロックの地形をみると、このブロックの上昇が単純なものではない。六甲山頂に展開する隆起準平原面は東から西に向ってゆるやかに傾いている。これを傾動という。そして六甲の東南山腹は、五助橋・芦屋・甲陽断層などNE—SW方向に平行に走る断層系によって切られ、落差200～300mに達する階段状地形をつくっている。これら各断層ではさまれた小ブロック上に、それぞれ平坦面が発達することから、これらの断層の落差が200～300mに達し、それがそのまま地形に保存されているとみることができる。すなわち六甲ブロックは、これらの断層でヒズミを調節しながら、高度900mに達し、しかも西にゆるやかに傾動する形をとっている。そして段丘を含めてその地形的新鮮さは、隆起が第四紀の中でも後半に行なわれたことを暗示している。

8.7.3 段丘面の変位

近畿中央部では特に被覆層分布地域に段丘が広く発達するが、それらは大別して高位・中位・低

位段丘にわけられる。このうち前二者は分布が広く、地盤の変位状態を知るよい手掛りを与える。

六甲の周辺では、まず六甲断層帯を境として著しい相違がある。この境界は、広義の領家帯の花こう岩体と、丹波帯の古生層岩体との境界に一致し、この古い構造線にそって南北両地域の変形運動が異なるため、そのヒズミを調節するために発生した割れ目だと考えられる。六甲断層帯は、東へ京都盆地の南にまで延長し、「有馬—高槻構造線」と総称されている。

次に播磨盆地の部分に注目すると、加古川流域では10数mであった高位面が、東にむかって高度を増し、高塚山断層付近では200mにも達する。明らかに高位面も、六甲ブロック上の隆起準平原と同様に西に傾動している。したがって六甲ブロックはさらに拡大して、播磨台地まで合せた大ブロックとして傾動していることがわかる。

次に中位段丘面は高位面と異なり、現在の海岸線に沿って分布しているが、やはり加古川付近では10mに満たないのに、塩屋付近では80mに達する。

以上のようなブロック運動を行うためには、どうしても加古川・明石間の海岸線に沿って山崎断層系と平行な断層を想定する必要がある。現在の海岸線の方向性と直線性は、それが波食のために後退した断層崖であることを物語っている。このような海岸線よりやや海側に位置する断層は、陸上調査によっても、音波探査によっても把握しにくいものである。この推定断層を「播磨断層」とよぶことにする。

以上をまとめてみると、明石海峡北岸のブロックは、五助橋—諏訪山—須磨断層と播磨断層（推定）で南側を切られ、有馬—高槻構造線とその延長によって北側を切られた東西50kmに達する巨大な断層ブロックが東から西へ傾動しているといえる。そしてその中でも、高塚山断層以東のブロックがさらに隆起し、さらに六甲山地部がしぼりあげられるように上昇したものと見える。これに対して淡路島側は、両側を海岸と平行する断層で切られて、六甲山地ブロックの延長として単純に上昇したものである。そしてこれらのブロックの運動は、段丘面の変位状態から考えて、高位段丘形成期項から活発化し、中位段丘形成以後にもおよんでいる。

8.7.4 明石海峡部の断層

明石海峡部は六甲・播磨・淡路島と含めた広域の断層活動地域で、山崎断層帯（NW—SE）と表六甲断層群（NE—SW）からなる共役横ずれ断裂系の会交部に相当し、極最近まで活動しているという説があるが、これまでの調査ではこれを証明する積極的なデータは得られていない。むしろ次の点からこれを否定する方が妥当のように思われる。

- 1) 播磨断層もしくは山崎断層の延長は存在しない。同方向に近い F_5 、 F_{10} 、および F_{11} の各断層は明石累層堆積開始後活動していない（図—1, 2, 3, 4）。

また花崗岩および神戸層群上面等深線図からも横ずれ運動は認められない。

- 2) 表六甲断層群の延長は本調査地東部を通り、淡路島東方海底にのびると考える方が陸上部の断層ののびや、花崗岩等の分布から考えて妥当のように思われる。断層 F_7 、 F_1 、 F_6 等は方向性が著しく異なる。

- 3) F_1 、 F_6 、 F_7 の各断層は垂直に近く、スラスト断層ではない。

- 4) F_1 , F_6 , F_7 の各断層は神戸層群堆積中 50~60 m, 明石累層堆積中は 10 m 前後の活動しかしていない。

沖積層の堆積中に活動した確証は得られない。

- 5) F_1 , F_6 , F_7 の各断層が横ずれをした形跡はない。
- 6) 海峡部に 0~-10 m と -40~-50 m の 2 つの主要な平坦面が認められる。-40~-50 m の平坦面では, 神戸側の垂水沖で -30~-40 m, 舞子沖で -40~-50 m とやや傾動していることが認められるが, 岩屋沖では -40~-50 m であり, 本質的には, 海水準の上下によって形成されたものが, そのまま残っており, 8.7.3 のような大きな変位は認められない。

表 8 1 神戸層の工学特性 (B 海域の資料から)

岩 質	$\gamma_t(\text{g/cm}^3)$	e	$V_p(\text{m/sec})$	$V_s(\text{m/sec})$	$q_u(\text{kg/cm}^2)$	$E(\text{kg/cm}^2)$
砂 岩	2.18	0.40	1,850	875	4.1~29.4	297~967
泥質砂岩	2.25	0.33	1,960	1,030	5.7~28.5	816~3,000
シルト岩	2.17	0.43	1,880	709	1.2~(3.30)	464~2,280
砂質泥岩	2.09	0.49	1,760	818	0.4~(1.81)	622~3,820
泥 岩	2.06	0.64	1,220	1,090	(1.0)	1,040~1,750

q_u はバラツキが特に大きい, 一般に各岩相共 10kg/cm^2 以下である。

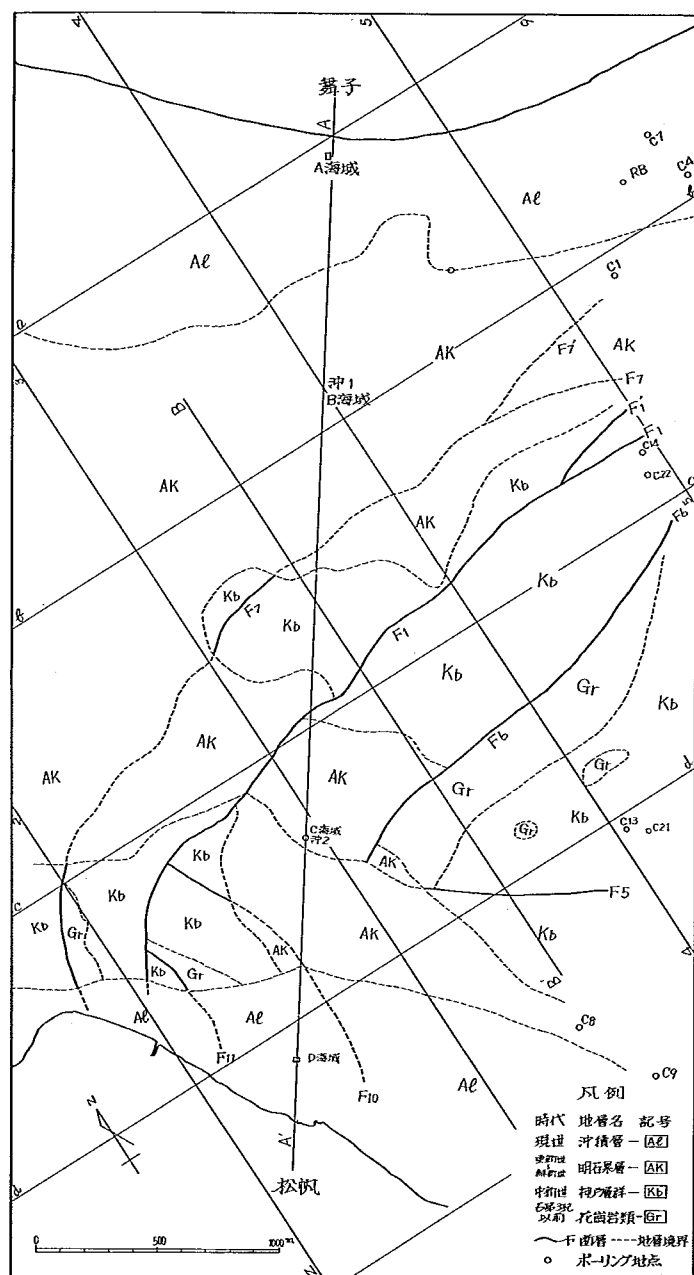


図- 8.1 明石海峡部地質平面図

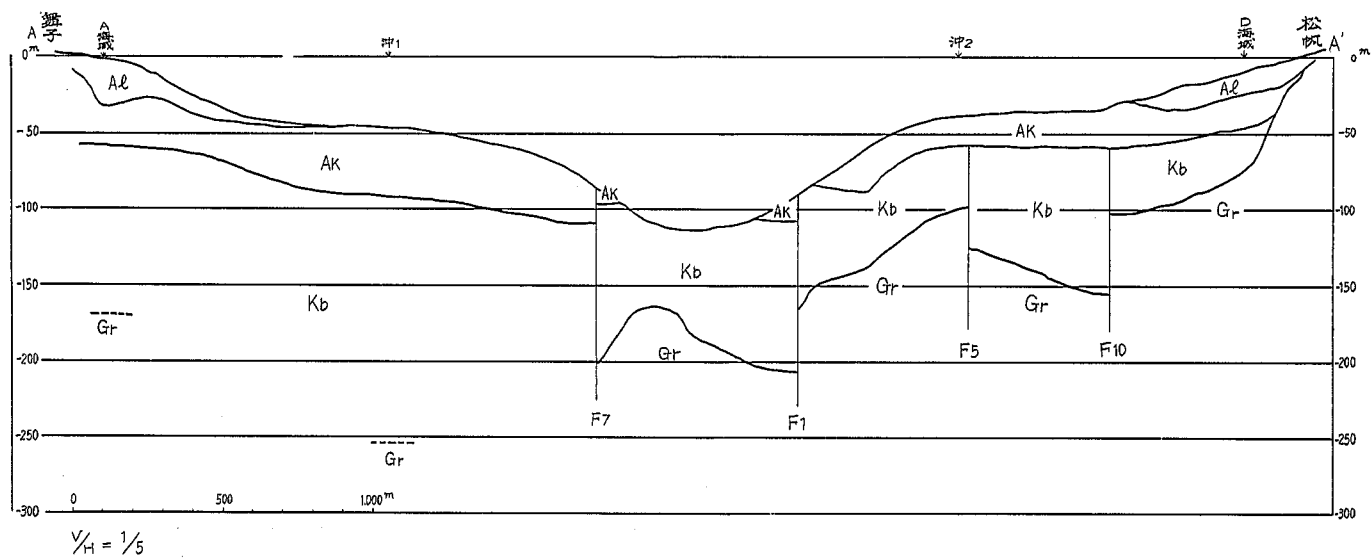


図-8.2 明石海峡部地質断面図 (その1 地質記号は図1に同じ)

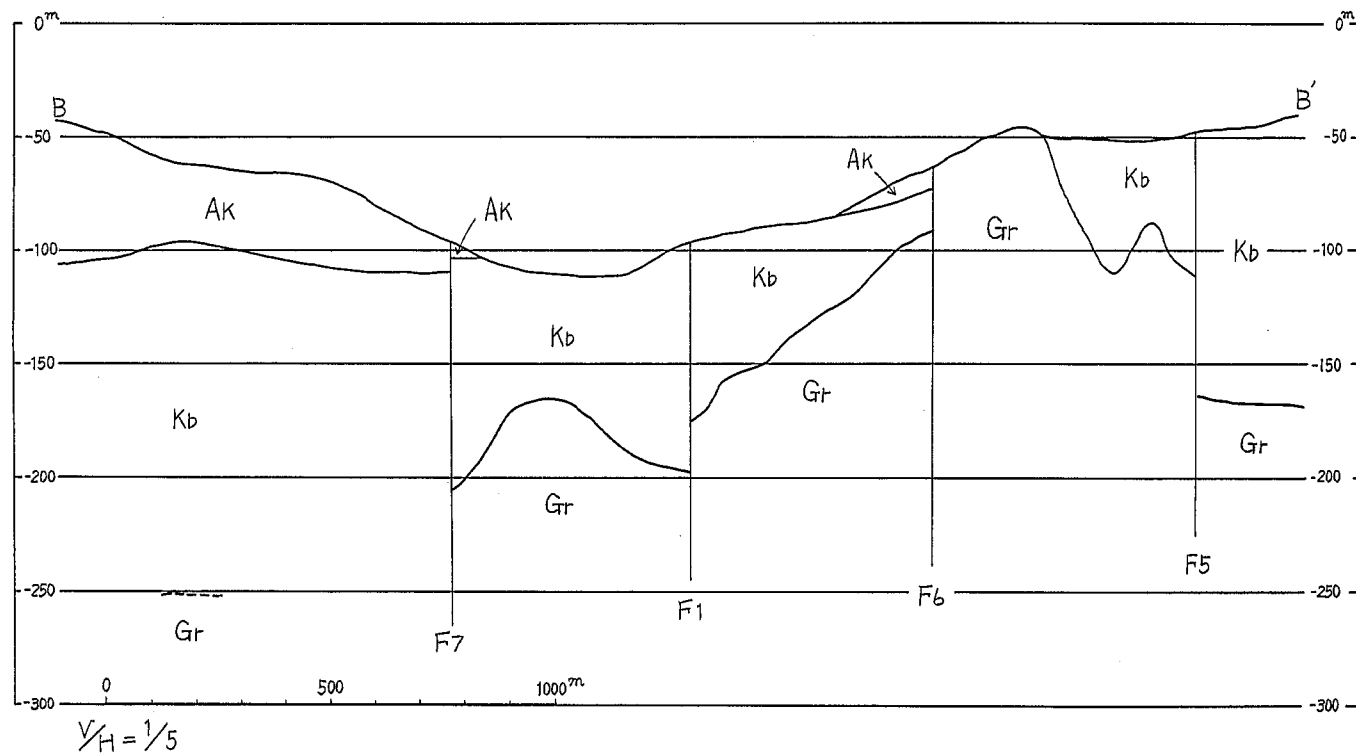
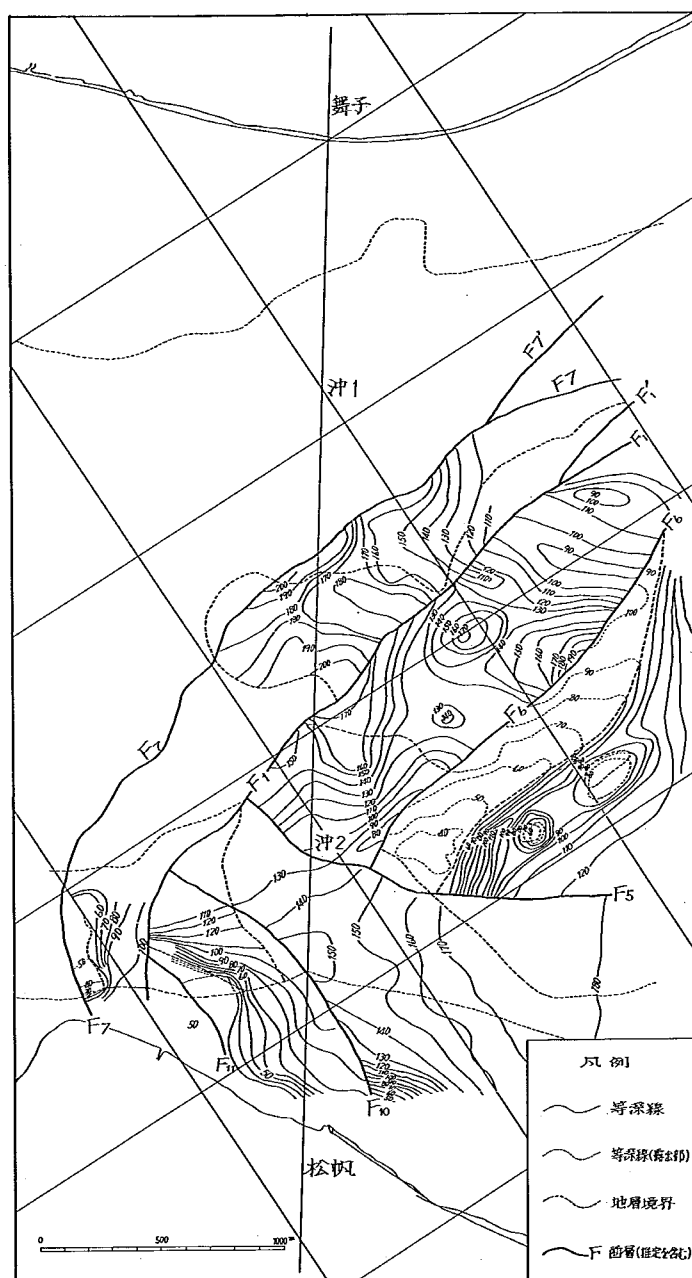


図-8.3 明石海峡部地質断面図(その2 地質記号は図1に同じ)



圖—8.4 花崗岩上面等線圖

第9章 塗料調査試験

化学研究室

蒔	田	実
森	芳	徳
西	島	高秀

9.1 調査目的

土木学会本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会塗装分科会は本州四国連絡橋の防錆塗装に適用する塗装系を選定するとともに使用する塗料の規格案を作成した。しかしこれらの塗料の中には、品質規格を審議する過程で種々の問題点を指摘されたものが含まれており、それ等の塗料については、塗料の品質と塗膜の実用性能との関係を解明する必要性が認められた。

本調査試験は以上の主旨に従い、塗料の品質と塗膜の実用性能の関係を実験的に明らかにし、得られた成果を本州四国連絡橋用塗料の品質規格に反映させる目的でおこなうものである。

9.2 調査概要

昭和49年度は着色塗料の色の耐久性について着色顔料の種類と配合比および展色剤の種類と関連させて調査した。すなわち、本四連絡橋の防錆塗装において、着色塗料として用いられる可能性のある長油性フタル酸樹脂系、ポリウレタン樹脂系、塩化ゴム系などの塗料について、着色顔料の種類および配合比の明らかな各種の色調（赤系、オレンジ系、黄系、青および緑系など25種類）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をおこない色の耐久性と顔料の種類と配合比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。

9.3 調査方法

9.3.1 塗装試験片の製作

(1) 供試塗料

表-1の顔料を用い表-2の配合で製造した塗料を使用した。

展色剤の種類別色相はつぎのとおりである。

- | | |
|------------------|---|
| i) 長油性フタル酸樹脂塗料 | 25色(Na25を除く) |
| ii) 塩化ゴム系塗料 | 24色(Na12, Na25を除く) |
| iii) ウレタン樹脂系塗料 | 12色(Na1, Na4, Na7, Na10, Na13, Na15, Na18, Na21~25) |
| iv) シリコンアルキド樹脂塗料 | 1色(Na1のみ) |
| v) フェノール樹脂塗料 | 1色(Na26のみ) |

(2) 塗装試験片

厚さ1.2mmのみがき軟鋼板を用い試験目的に応じてつぎの寸法の塗装試験片を製作した。

i) 大気ばくろ試験用

長期ばくろ用……10×20cm 1枚(各塗料1色につき)

途中観察用……5×15cm 3枚(各塗料1色につき)

ii) 促進劣化試験用…… 5 × 15 cm 1 枚 (各塗料 1 色につき)

9.3.2 試験方法

(1) 色の耐久性試験方法

着色塗料の色の耐久性はつぎの方法により試験した。

i) 大気ばくろ試験

本四公団の気象観測塔 (垂水) のばくろ架台にとりつけてばくろする。

ii) 促進劣化試験

標準型ウェザーメーターを用い標準条件 (120 分中水噴射 18 分) において劣化を促進させる。

(2) 色の変化の測定方法

色の変化の測定に際して用いた方法はつぎのとおりである。

i) 肉眼観察

肉眼により変褪色の程度を標準板 (劣化しないよう保存しておいた塗装試験片) と比較し、つぎの判定基準により判定する。

評価	変褪色程度
A	変褪色なし
B	近距離で識別できる程度の変褪色
C	変褪色あり
D	変褪色やや著しい
E	塗り替えを必要とする程度の変褪色
F	原色をとどめず

ii) 色差測定

色差計により保存塗装試験片との色差 (ΔE) を測定する。

iii) 光沢測定

光沢計を用いて 60 度鏡面反射率を測定する。

(3) 観察および測定時期

i) 大気ばくろ試験片については 1, 2, 3, 4, 5 年後の 1 年毎に肉眼観察をおこなう。色差および光沢測定は 1 年後, 3 年後, 5 年後におこなう。

ii) 促進劣化試験片については, ウェザーメーター照射 100, 300, 500, 1000, 1500, 2000 時間後に肉眼観察, 色差および光沢の測定をおこなう。

9.4 調査結果

大気ばくろ試験片はまだ所定のばくろ期間を経過しておらず, 測定データがないので, ここではウェザーメーターによる促進劣化試験結果を中心に述べる。

(1) 色差測定および肉眼判定の結果

ウェザーメーター照射により劣化を促進させた後、色差測定および肉眼判定をおこなった結果を表-3(1), 3(2)に示す。また、色差測定値と肉眼判定結果の対比を図-1に示す。

以上の結果からつぎのことがいえよう。

- i) 色差測定値と肉眼判定結果との間には正の相関関係があり色差の大きいものは一般に色の変化も大きい。しかし、青系や濃色の一部には、色差が大きいにもかかわらず肉眼には小さい変化としかうつらない色がある。
- ii) 大気ばくろした試験片については測定データがないので相互の比較はできないが、ばくろ数か月後に概略的に比較した結果では、ウェザーメーター照射による劣化と大気ばくろによる劣化とは相関性の認められる色もあるが全く相反する結果となっている色もあり、促進劣化試験により自然の色の变化を評価するのは容易ではないようである。

(2) 光沢測定結果

ウェザーメーター照射後の光沢測定結果を表-4に示す。表-4からウェザーメーター照射による光沢低下は、長油性フタル酸樹脂塗料が最も大きく、次いで塩化ゴム系塗料で、ウレタン樹脂塗料は最も光沢低下がすくないことがわかる。

9.5 今後の調査計画

本調査においては、大気ばくろ試験の結果が最も重要であり、促進劣化試験を併行しておこなったのは、着色塗料の色の耐久性の試験に促進劣化試験方法が、利用できるかどうかを調査するためである。従って、大気ばくろ試験のデータを得るのが先決なので、50年度以降も大気ばくろ試験を継続する。また、促進劣化試験についても2000時間程度まで試験を継続する予定である。

また、50年度から、フェノール樹脂系ジクロロメートさび止めペイントの品質と塗膜の実用性能および規格試験方法を検討する目的で、大気ばくろ試験と室内試験を追加実施する計画である。

表 - 9.1 使用顔料の内容

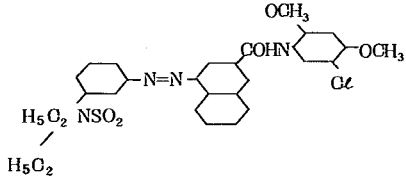
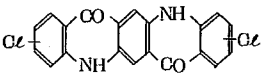
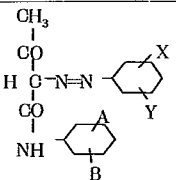
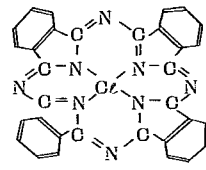
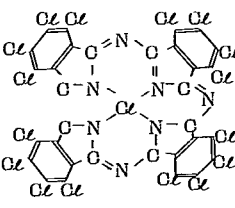
顔 料 名	組 成
アゾ系赤	
シンカンヤ赤	
チタン白	TiO ₂ (ルチル型)
弁 柄	Fe ₂ O ₃
酸化鉄黄	FeO (OH) nH ₂ O
アゾ系黄	 X, Y, A, B Cl, OCH₃, NO₂ etc.
モリブデートオレンジ	PbCrO ₄ • PbMoO ₄ • PbSO ₄ + コーティング
黄 鉛	PbCrO ₄ + コーティング
シアニンプルー	
シアニングリーン	
カーボン	C
MIO	Fe ₂ O ₃

表-9.2 色相と顔料配合比

濃 彩 色	淡 彩 色	濃 彩 色	淡 彩 色
№ 1 (赤-1) アゾ系赤 100	№ 7 (赤-11) アゾ系赤 30 チタン白 70	№ 15 (黄-1) 酸化鉄黄 100	№ 18 (黄-11) 酸化鉄黄 40 チタン白 60
№ 2 (赤-2) シンカシヤ赤 100	№ 8 (赤-12) シンカシヤ赤 30 チタン白 70	№ 16 (黄-2) アゾ系黄 100	—
№ 3 (赤-3) アゾ系赤 70 弁 柄 30	№ 9 (赤-13) № 3 30 チタン白 70	№ 17 (黄-3) 黄 鉛 100	№ 19 (黄-13) 黄 鉛 50 チタン白 50
№ 4 (赤-4) アゾ系赤 50 弁 柄 50	№ 10 (赤-14) № 4 30 チタン白 70	—	№ 20 (黄-14) アゾ系黄 20 酸化鉄黄 20 チタン白 60
№ 5 (赤-5) アゾ系赤 35 弁 柄 30 酸化鉄黄 25 チタン白 10	№ 11 (赤-15) № 5 30 チタン白 70	№ 21 (青-1) シアニンプルー 70 チタン白 30	№ 22 (青-11) シアニンプルー 5 チタン白 95
№ 6 (赤-6) アゾ系赤 25 弁 柄 50 アゾ系黄 25	№ 12 (赤-17) 酸化鉄黄 25 弁 柄 5 チタン白 70	№ 23 (緑-1) シアニングリーン 80 チタン白 20	№ 24 (緑-11) シアニングリーン 10 チタン白 90
№ 13 (オレンジ-1) モリブデート オレンジ 100	—	№ 25 (スチールグレー) MIO 100	—
№ 14 (オレンジ-2) アゾ系赤 10 アゾ系黄 80 チタン白 10	—	—	№ 26 (グレー) カーボン 1 チタン白 90

表一 9.3 色差測定値および肉眼判定結果(1)

色の濃淡		濃 彩 色			淡 彩 色			
No	照射時間	展 色 剤	長 油 性	塩 化 ゴ ム	ウ レ タ ン	長 油 性	塩 化 ゴ ム	ウ レ タ ン
		ウエザー メーター	フ タ ル 酸			フ タ ル 酸		
1 7	100		2.5 A	0.9 A	2.2 B	1.4 A	0.8 A	0.7 A
	300		3.5 B	5.1 B	4.0 B	3.8 B	2.9 B	3.2 A
	500		6.1 B	6.1 B	8.6 B	10.4 C	5.0 B	12.4 C
	1000		11.5 D	11.7 D	5.5 B	29.9 E	11.4 C	21.9 D
2 8	100		5.5 B	0.5 A		0.6 A	1.7 A	
	300		6.5 B	4.9 B		2.3 A	2.9 B	
	500		7.9 B	7.1 C		4.1 A	3.4 B	
	1000		12.6 C	16.3 D		12.5 D	6.4 D	
3 9	100		1.9 A	1.3 A		1.5 A	0.6 A	
	300		2.5 B	2.1 B		3.3 B	3.2 A	
	500		5.0 B	2.0 A		6.6 B	4.9 B	
	1000		10.9 D	7.9 D		17.5 E	11.0 D	
4 10	100		1.1 A	1.3 A	0.4 A	0.8 A	0.9 A	
	300		2.2 B	3.9 B	1.8 B	2.0 A	2.0 A	
	500		4.2 B	5.3 B	5.2 C	3.5 A	3.0 A	
	1000		8.6 D	8.8 D	11.7 E	11.0 E	7.7 C	
5 11	100		1.5 A	0.8 A		0.8 A	0.9 A	
	300		2.3 B	4.0 B		1.9 A	2.5 A	
	500		3.6 B	3.6 B		3.9 A	4.1 B	
	1000		9.3 D	9.3 C		9.8 E	8.8 D	
6	100		0.9 A	0.2 A				
	300		1.6 A	1.4 A				
	500		4.3 B	3.1 B				
	1000		11.2 D	6.9 C				
12	100					0.5 A		
	300					1.1 A		
	500					2.0 A		
	1000					5.6 D		
13	100		1.5 A	0.4 A	4.0 B			
	300		2.4 A	1.3 A	4.8 B			
	500		3.9 A	1.9 A	6.9 B			
	1000		6.5 B	4.9 B	6.4 B			
14	100		1.8 A	2.4 A				
	300		2.8 B	1.4 A				
	500		5.1 B	1.6 A				
	1000		15.9 E	4.6 B				
15 18	100		0.7 A	0.9 A	0.2 A	0.2 A	0.1 A	0.7 A
	300		1.1 A	0.8 A	0.6 A	0.6 A	0.7 A	0.9 A
	500		1.4 A	0.7 A	1.9 A	1.2 A	0.9 A	2.4 A
	1000		2.6 B	1.8 A	1.2 A	3.4 C	1.5 A	1.3 B

表-9.3 色差測定値および肉眼判定結果(2)

No	底 色 色 剤 照射時間	濃 彩 色			淡 彩 色		
		長 油 性 フ タ ル 酸	塩 化 ゴ ム	ウ レ タ ン	長 油 性 フ タ ル 酸	塩 化 ゴ ム	ウ レ タ ン
16	100	1.0 A	0 A				
	300	0.9 A	0.7 A				
	500	0.8 A	1.2 A				
	1000	4.7 B	2.0 A				
17	100	0.9 A	0.9 A		0.5 B	1.1 A	
	300	1.3 A	1.3 A		1.0 A	1.0 A	
	500	1.7 A	2.3 A		1.6 A	1.6 A	
	1000	3.3 A	3.1 A		4.1 C	1.7 B	
20	100				0.3 A	0.3 A	
	300				0.8 A	1.1 A	
	500				2.2 B	2.0 A	
	1000				6.7 D	4.5 B	
21	100	0.9 A	2.5 A	1.4 A	1.6 A	0.6 A	1.3 A
	300	3.3 A	3.8 A	2.8 B	1.0 A	1.5 A	3.4 A
	500	3.9 A	5.3 A	2.4 B	2.4 B	1.7 A	4.0 A
	1000	7.4 B	10.8 B	5.9 C	13.3 E	5.5 A	7.6 B
22	100	1.2 B	1.0 A	1.0 A	1.1 A	0.3 A	1.7 A
	300	2.4 B	1.7 A	1.4 A	1.5 A	1.0 A	2.0 A
	500	2.5 B	2.6 A	4.3 A	2.4 B	1.3 A	3.4 A
	1000	4.2 C	4.2 A	4.0 A	5.9 D	2.1 A	2.6 A
23	100				1.4 A	0.2 A	0.7 A
	300				0.6 A	0.3 A	0.7 A
	500				2.5 B	0.7 A	1.1 A
	1000				7.6 D	1.5 A	0.9 A
24	100						
	300						
	500						
	1000						
25	100						
	300						
	500						
	1000						

シリコンアルキド(濃彩色)

No	ウエザーメーター 照 射 時 間	
1	100	1.8 A
	300	3.0 B
	500	3.6 B
	1000	6.2 C

フェノールMIO

No	ウエザーメーター 照 射 時 間	
26	100	1.4
	300	2.8
	500	2.4
	1000	7.5

表 - 9.4 光沢測定結果

長油性フタル酸樹脂塗料

No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ウェザーメーター 照 射 時 間	0	64	70	46	49	62	56	56	70	50	53	57	47	58
	100	43	40	22	29	40	31	50	48	29	32	40	34	33
	300	36	41	25	30	34	32	49	45	31	37	40	37	30
	500	33	35	21	26	31	28	37	38	25	29	34	33	29
	1000	22	24	12	10	20	12	11	20	9	12	20	15	22
No		14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	$\bar{x}$
ウェザーメーター 照 射 時 間	0	58	62	68	67	68	75	69	76	74	73	78	76	63.3
	100	33	44	39	44	47	50	47	55	52	41	53	67	41.7
	300	38	40	42	39	39	52	47	48	47	36	57	53	40.2
	500	31	39	39	34	43	40	37	46	39	32	45	37	34.4
	1000	10	23	26	25	20	18	20	33	16	25	15	21	18.0

塩化ゴム系塗料

No		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14
ウェザーメーター 照 射 時 間	0	82	75	66	67	68	64	67	71	71	67	65	63	62
	100	65	57	48	50	54	47	52	55	47	50	47	53	52
	300	45	47	39	40	40	44	37	42	36	46	42	45	52
	500	39	37	39	28	41	40	34	35	36	47	36	45	46
	1000	12	18	20	13	28	19	22	16	18	26	18	34	28
No		15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	$\bar{x}$	
ウェザーメーター 照 射 時 間	0	64	75	65	66	61	62	69	44	64	55	67	65.8	
	100	46	62	55	48	51	50	56	30	51	43	49	50.8	
	300	41	53	60	43	42	43	49	26	51	38	41	43.4	
	500	41	43	50	41	43	40	53	28	43	31	37	39.7	
	1000	32	36	35	31	28	25	34	18	33	20	18	24.3	

ウレタン樹脂塗料

No		1	4	7	10	13	15	18	21	22	23	24	25	$\bar{x}$
ウェザーメーター 照 射 時 間	0	78	91	87	93	90	90	90	87	89	86	91	90	88.5
	100	55	73	75	74	72	76	87	72	84	70	77	78	74.4
	300	57	80	79	73	62	71	71	64	68	62	64	70	68.0
	500	55	62	39	62	65	63	68	65	64	58	62	70	61.1
	1000	42	19	22	53	53	61	56	57	52	46	50	50	46.8

色差 (ΔE)

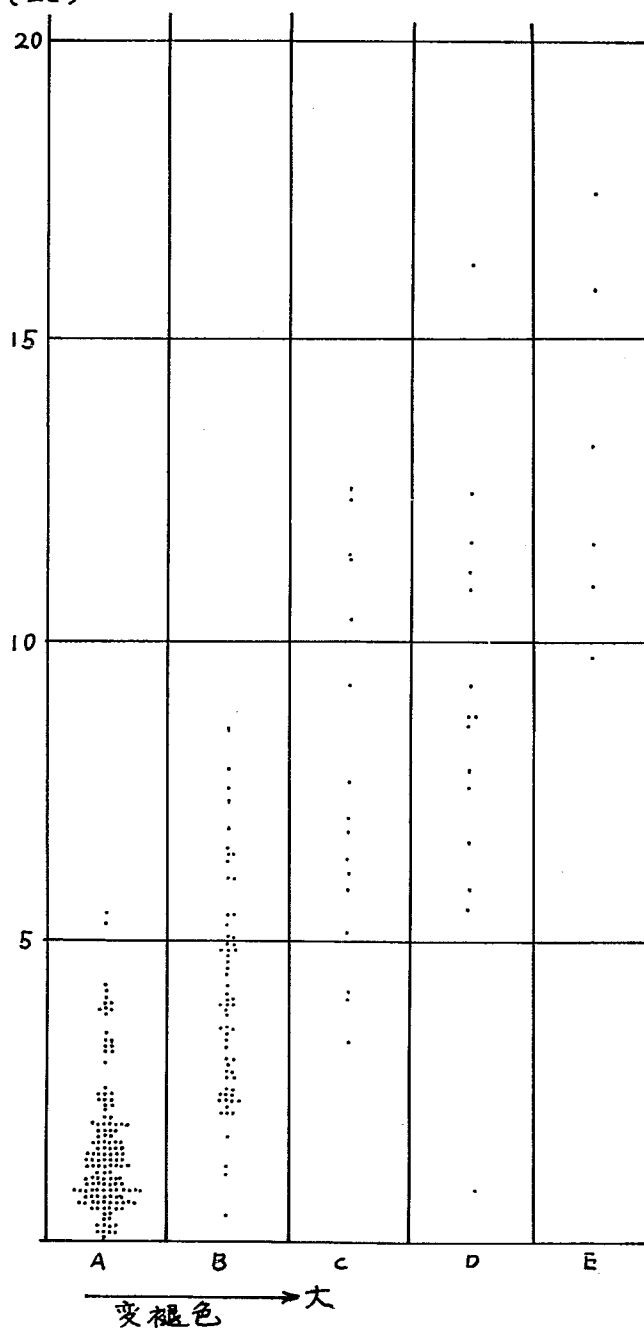


図-9.1 色差と肉眼判定との関係

第10章 交通騒音調査試験

交通環境研究室

金	安	公	造
野	中		宏
上	原	万寿	雄
荒	木	隆	雄

10.1 概 説

昭和47年6月6日「各種公共事業に係る環境保全対策について」が閣議了解され、国または政府関係機関等は、道路、港湾、公有水面埋立等の各種公共事業を実施しようとするときは、公害の発生、自然環境の破壊等環境保全上重大な支障をもたらすことのないよう、今後いっそう留意することとされた。

このような了解をうけて、昭和48年9月10日、環境庁は「環境アセスメント実施マニュアル（案）暫定稿」をとりまとめており、また、昭和49年6月27日、中央公害対策審議会防止計画部会環境影響評価小委員会は「環境影響評価の運用上の指針（中間報告）」を発表している。

本州四国連絡橋の建設は、関連する地域に多大の経済効果を与えることは論をまたないが、一方、この事業の実施および完成後の供用に伴って、地域の自然および生活環境に影響を与えることが予想され、したがって、これらの影響を事前に調査、予測する必要がある。

検討すべき環境項目の中で、特に交通騒音は、道路に面する地域については「騒音に係る環境基準」が定められており、また、新幹線鉄道騒音については「環境保全上緊急を要する新幹線鉄道騒音対策について」が環境庁長官から運輸大臣あて勧告されている。交通騒音が地域の生活環境に与える影響を検討するためには、これらの基準あるいは勧告を考慮する必要がある。

また、特に本州四国連絡橋の一部の区間では、道路と新幹線鉄道とを共用することがあり、音源の特性および発生頻度の異なる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を、どのように評価するかが問題となる。

この調査試験は、自動車騒音と鉄道騒音との両者を考慮した交通騒音の環境影響調査を目的としており、49年度は調査の初年度として、騒音の評価、特に交通騒音の評価に関する文献および資料を収集・整理し、考察を行った。また、このような評価について調査試験を進めるための考え方および調査項目について提案した。

10.2 収集した文献および資料

これまでに収集した文献および資料のうち、特にわが国の資料について、騒音評価の基礎的なものおよび今後の調査試験に有用であると考えられるものを、表-10.1に示す。

10.3 交通騒音の評価指標についての考察

10.3.1 音の大きさと大きさのレベル^{a.1)}

ある音を聞いたとき、その音が、その人に、心理的あるいは生理的にどのような影響を与えるかということが問題である。

音の大きさ sone は音の感覚量を数量化しようとする目的のもので、ある二つの音を比べて一方

の音が他方に比べて2倍位大きいときは、sone 数で2倍、3倍位大きいときは3倍の数字にしようという試みからおこっている。

また、音の大きさのレベル phon とは、ある音について正常な聴力をもつ人が、その音と同じ大きさに聞えると判断した1,000 Hz の純音の音圧レベルの数値をいう。phon は sone とは異なり、50 phon の音と100 phon の音を比べると後者が2倍の感じではなく、前者に比べて非常に大きく感じられる。現在信じられているところでは、大体10 phon 大きくなると2倍の感じとなるとされている。

この場合、40 phon を1 sone として

$$S = 2^{(p-40)/10} \dots\dots\dots (10.1)$$

または近似的に

$$\log_{10} S = 0.03 (p - 40) \dots\dots\dots (10.2)$$

とおいている。

純音について、周波数 (Hz) と音圧レベル (dB) と音の大きさのレベル (phon) との関係を示したものとして、Fletcher-Munson および Robinson-Dadson の提唱による ISO の聴感曲線が発表されている。また、複合音について大きさのレベルを求める方法の一つとして、S.S. Stevens の方法がある。

一般に騒音は複合音であり、そのうるさを決める要素としては、

- ① 騒音の成分とその大きさ
- ② その騒音に対する暗騒音の性質
- ③ 騒音の持続時間および発生時期
- ④ その騒音についての経験の有無

などがあげられている。

10.3.2 交通騒音の特徴と評価指数

交通騒音の特徴は、車両という移動する騒音源が受音点に近づき、目前を通過して遠ざかるにしたがって受音点の騒音レベルが次第に大きくなり、最大となり、また減衰してゆくという過程を示し、多くの車両が通過するときは、1台ごとにレベルが異なり、前述の過程が複雑に重り合って、不規則に変動する騒音となることである。

このような特徴をもつ交通騒音が人間に与える影響は、純音あるいは変動の少い騒音よりも、より複雑であり、どのような指標で評価すればよいかということについては、各国においても研究中であり、国際的に統一された指標は現在のところ、定められていない。

交通騒音の評価指標としては、単なる騒音の物理量としてのみでなく、前述の①～④のような要因が組み合わされた感覚量、心理量として把握される必要がある。このような指標として、提案されているもののいくつかについて、以下、概略説明する。

(1) 騒音レベルの中央値および90%レンジ

騒音レベルとは、音を「JIS C 1502 指示騒音計」で測定して得られるホンであり、測

定方法は「JIS Z 8731 騒音レベル測定方法」で規定されている。

騒音レベルの中央値および90%レンジについては、「JIS Z 8731」の“5. 指示の読み方、整理方法および表示方法”で定められている。

わが国では、「騒音規制法」あるいは「騒音に係る環境基準」では、騒音レベルの測定結果は原則として中央値で評価することとされており、また変動の幅は90%レンジで示すのが一般的である。

(2) Traffic Noise Index (TNI)

英国のBRSの提案によるもので、次式で表される。

$$TNI = 4 (L_{10} - L_{90}) + L_{90} - 30 \quad \cdots \cdots (10.3)$$

(3) L_{eq} および L_{st}

変動騒音に対する評価指標としてISOによって提案されているもので、次式で表される。

$$L_{eq} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{T} \int_0^T 10^{L/10} dt \right) \quad \cdots \cdots (10.4)$$

ここで、 L は時刻 t における騒音レベル($dB(A)$)である。

L_{st} は時刻によって重みをつけて考えられた L_{eq} であり、 L_{enz} は次式で表している。

$$L_{st} = 10 \log_{10} \left(\frac{1}{3} (A \cdot 10^{0.1 \bar{L}_t} + B \cdot 10^{0.1 \bar{L}_a} + C \cdot 10^{0.1 \bar{L}_n}) \right) \quad \cdots \cdots (10.5)$$

(4) Noise Pollution Level (NPL)

L_{eq} と時間 T の間の騒音レベルの標準偏差 σ とから、次式によって求められる。

$$L_{NP} = L_{eq} + \kappa \sigma \quad \cdots \cdots (10.6)$$

L_{NP} は変動する騒音の物理的尺度には L_{eq} を用い、これに対する心理的尺度は $\kappa \sigma$ で表わし、 L_{eq} を不変のものと考え、 $\kappa \sigma$ のみを今後経験的に修正を加えていくことで、変動騒音を統一的に考えようという評価指標である。

(5) WECPNL

航空機騒音を評価する指標として提案されたものであり、次式で表わされるECPNLを時刻によって重みづけて考えたものである。

$$ECPNL = 10 \log_{10} \left[\left\{ \text{anti Log} \left(\frac{TNEL}{10} \right) \right\} / 86,400 \right] \quad \cdots \cdots (10.7)$$

わが国では、「航空機騒音に係る環境基準について」(昭和48年12月27日、環告第154号)において

$$WECPNL = \overline{dB(A)} + 10 \log_{10} N - 27 \quad \cdots \cdots (10.8)$$

ただし、

$\overline{dB(A)}$ = 1日のすべてのピークレベルのパワー平均

$$N = N_2 + 3N_3 + 10(N_1 + N_4)$$

$$N_1 = 00:00 \sim 07:00 \text{ の機数} \quad N_3 = 19:00 \sim 22:00 \text{ の機数}$$

$$N_2 = 07:00 \sim 19:00 \text{ の機数} \quad N_4 = 22:00 \sim 24:00 \text{ の機数}$$

としている。

(6) 各評価指標の関係 ^{a.2)}

交通量がおおむね 1,000 台/時以上のとき

$$L_{50} \div \frac{L_{10} + L_{90}}{2} \dots\dots\dots (10.9)$$

であり、このようなときは、中央値で評価するのも一つの方法であろうといわれている。

また、中央値以外の評価指標を必要とする場合には、前述の条件で L_{10} 、 L_{90} を求め

$$L_{eq} = L_{50} + \frac{(L_{10} - L_{90})^2}{60} \div L_{50} + 5$$

$$L_{NP} = L_{eq} + L_{10} - L_{90} \div L_{50} + 22 \dots\dots\dots (10.10)$$

$$TNL = 4(L_{10} - L_{90}) + L_{90} - 30 \div L_{50} + 33$$

で、およその値を求めることができるとされている。

10.4 沿道騒音の評価の考え方

前述のように、交通騒音の評価指標は国際的にも統一されていないが、わが国では不規則にかつ大幅に変動する騒音として道路交通騒音を中央値で評価することが原則とされており、一方新幹線鉄道については最大値を対象にして対策を講ずることが勧告されている。

このように、道路と鉄道が併用している区間の沿道騒音をどのように評価するかという点については、つぎのような考え方がある。

① 個別評価

自動車騒音に対しては、例えば道路交通騒音に対する基準（中央値）で評価し、鉄道騒音に対しては、例えば新幹線鉄道騒音対策で示された値（最大値）で評価し、道路および鉄道をそれぞれ個別に評価する。

② 合成後の中央値評価

道路交通騒音に対して定められている基準（中央値）に対して、鉄道騒音がある時間間隔で合成された後の、中央値で評価する。この考え方は、文献 d.3 の都市モノレールの騒音評価方法で採用されているものである。

すなわち、「騒音に係る環境基準」の道路に面する地域の基準に対して、ある地域に一定のレベルの都市モノレールが、一定の速度および時間間隔で通過するときの道路交通騒音と合成された後の中央値を考え、この中央値が環境基準をこえないように、都市モノレールの走行速度および運行間隔を定めようとする考え方である。詳細については、文献 d.3 を参照とされた。

③ エネルギー等価騒音レベルによる評価

ある時間内について、自動車および鉄道からの騒音の全体の騒音エネルギーを求め、それをその時間で平均して、この平均値に相当する一定の騒音レベルで評価する。この考え方は ISO

提案の L_{eq} あるいはこれを修正した L_{NP} および L_{st} を用いようとする考え方である。

④ 住民意識による評価

道路と鉄道とが併設されている沿線の住民の意識調査を行い、不規則に変動する道路交通騒音と間欠的に発生する鉄道騒音とを、1日の生活環境の中で、沿線住民がどのように意識しているかについて分析し、沿道騒音として把握しようという考え方である。道路交通騒音のみを対象として調査研究された文献 d.2 の手法が参考となろう。

以上のような評価の考え方があるが、①は道路に面する地域の基準および新幹線鉄道に対する勧告がすでにあるので、評価の考え方としては、最も容易なものである。しかし、新幹線鉄道については、前述の勧告よりも、さらに厳しい「環境基準」が定められようとしている状況から、この基準の達成そのものが、大きな問題であろう。②あるいは③は、騒音レベルあるいは騒音のエネルギーのみを評価の対象としており、自動車騒音あるいは鉄道騒音の音質の違いによる人間に対する影響が考慮されないおそれがある。

④は意識調査における分析結果の信頼性および結果をどのような物理量を用いた指標として表わすかについて検討すべき点があるが、沿道騒音を評価するためには、今後必要な考え方であろう。

10.5 今後の調査

今後、交通騒音の環境影響調査を進めるためには、つぎのような項目について調査研究を行い、適切な対策を講ずることが必要であろう。

すなわち、

- 1) 将来計画交通量に基づいた道路交通騒音の推計および新幹線鉄道運行計画に基づいた鉄道騒音の推計とこれらの推計に必要な推計式、実測データ等の収集および整理
- 2) 中央値評価あるいはエネルギー等価騒音レベル等による評価のための試算
- 3) 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

表-10.1 騒音評価等に関する資料

分類	著者または編者	題 名	出 典 等	備 考
a.1	守 田 栄	騒音と騒音防止	オーム社, pp.1~64, 1961	騒音の定義, 物理, 人体影響, 評価等についての基本的な解説書。
a.2	日本音響材料協会	騒音対策ハンドブック	技報堂, pp.1~51, 1966	同 上
b.1	長 田 泰 公	騒音の人間に対する影響	環境情報センター, 第3回セミナー「騒音」pp.53~72, 1973	騒音が人間の健康, 聴覚, やかましさを, 精神, 睡眠, 身体などに与える影響について解説したもの。
c.1	山 本 剛 夫	騒音の評価と規制	環境技術, Vol.2.No.10, pp.1~8, 1973	騒音の評価方法23種について米国のYoungの整理したもの紹介。
c.2	日本音響学会	道路騒音調査報告書	道路騒音調査研究委員会 pp.64~119, 1969 pp.27~53, 1970	L_{50} , TNI , NNI , L_{eq} 等について解説等。
d.1	中 村 英 夫 他	地域環境騒音指標の提言	土木学会第28回年次学術講演会, pp.181~182, 1973	騒音と住民との反応を結びつけた指標 RNI についての提案。
d.2	日本道路協会	道路交通騒音に係る補償基準の作成に関する調査研究報告書	道路交通騒音調査特別委員会 昭和49年2月。	補償基準作成のために, 騒音レベルとアンケート調査による住民の騒音被害意識との関係を分析したもの。
d.3	日本モノレール協会 技術委員会	都市モノレールの騒音評価方法および騒音レベルの目標値に関する検討報告書	都市モノレール騒音対策小委員会, 昭和49年2月。	「道路に面する地域の環境基準」に沿うときの都市モノレールの騒音の評価方法, 運行頻度等を検討したもの。

- (注) a: 騒音の評価に関する一般的なもの
 b: 騒音の人体に与える影響に関するもの
 c: 騒音の評価指標に関するもの
 d: 地域騒音に関するもの

第11章 海水汚濁の拡散に関する調査試験

海岸研究室

橋本 宏
宇多 高明
阿部 克夫

ま え が き

本州と四国間の連絡架橋が計画されており、大規模な橋脚が海中に造られることになっている。海中工事においては海底の掘削などによって汚濁物質が発生し、それが拡散することが予想される。本調査は汚濁物質の発生状況を調べ、拡散予測をするために行なわれた。本年度はまず初めに現地調査資料をもとに、汚濁物質としてはどのようなものがあるかを調べ、それらの海中の生物に影響を与える濃度、すなわち検討の対象とすべき濃度について検討した。また汚濁の発生状況や発生量に関連して施工法について考察し、発生源付近におけるシルトの拡散状況を模型実験によって調べた。また発生源から離れた地点における汚濁物質の拡散については主として数値計算を用いるのが良いと考えられるので、まず拡散現象を支配する方程式に関して理論的な検討を加え、次に二次元の拡散方程式の数値計算法について述べた。

11.1 汚濁物質の種類

本州四国連絡架橋の建設にともなう海中工事によって、汚濁物質の発生が予想されている。汚濁の状況を知ることが、対策をたてる際にも、またその影響を知る場合にも必要になってくる。汚濁解析においてまず問題になるのは、対象とする汚濁物質の種類であろう。当然その種類によって解析の手法も異なってくるために、まず初めに予想される汚濁物質の種類についての考察を行なう。

汚濁発生の原因となる工事としては、後にのべるように次の三種類に分類できる。第1はケーシングまたは締切などの保護された状況における海底の掘削である。これは海底を乱し、汚濁物質が掘削によって発生はするが締切などの存在のために、広く分散することはない。したがってこの場合には、汚濁物質としては海底に存在する汚濁物質が対象とはなるが、一般の海域への影響については、締切からのもれ等を考えればよいであろう。第2は海底のグラフ船による掘削である。この場合にも海底に存在している汚濁物質が対象となるが、締切等がないために一般海域への影響は非常に問題になる。第3は海中基礎のコンクリート打設によって生じる汚濁であり、汚濁物質としてはセメントおよび打設されたコンクリートからのアクがあげられる。以上の考察から工事を計画している地点において、海底にはどのような汚濁物質が存在するかをまず明らかにする必要がある。

工事にともなって発生する汚濁としては、海水の濁りがまずあげられる。これはそれ自体は有害ではないが、魚貝類の生理活動に大きな影響を与える項目である。濁りについては、海底底質の性質や粒度分布が影響する。したがってまず工事対象地点の粒度分布を調べてみると神戸・鳴門間のルートの明石海峡における代表的な地点における海底底質の粒度分布^{1), 2)}は図-1のようになる。これによれば深さによって粒度分布に変化はあるが74 μ 以下の粒径のものは10~20%程度含まれている。主としてこれらが濁りの対象物質となるであろう。また児島・坂出間のDルートにおける坂出付近(7A)における粒度分布は図-2のようになり、海底付近では粒度74 μ 以下のシルト分は10%程度であるが、深くなるにしたがって増加し、16m以下では90%程度にもなってくる。尾道今治

間のEルートについては資料がないため検討は行っていないがいずれのルートにおいてもシルト分として10%程度は少なくとも含まれていると考えられる。

海底における有機物や有害物質については、瀬戸内海全域については昭和47年および48年において環境庁が行なった成果⁴⁾がある。海底底質のCOD (mg/g 乾泥) についての調査結果を図-3に示す。本四連絡架橋のいずれのルートについても比較的潮流の早い海峡部が架橋地点となっているために、内湾の海水の停滞する場所に比較すると有機物としてはあまり問題にならないことが予想される。実際には各架橋地点において海底の底質をさらにくわしく調べる必要があろう。有害物質については、海洋汚染防止施行令第5条第1項に規定する埋立場所等に排出しようとする有害な廃棄物としての判定基準にしたがって、Dルートの坂出付近で海底の底質を調べた結果では判定基準を大幅に下廻っている。なおこの基準ではアルキル水銀化合物、水銀又はその化合物、カドミウム又はその化合物、鉛又はその化合物、有機リン化合物、6価クロム化合物、ヒ素又はその化合物、シアン化合物についてそれぞれ基準値が設定されている。

これまでの結果をまとめると、ここで考えなければならない汚濁物質としては、海底の底質に含まれるシルト分であり、これが濁りとなって生物に影響を与える。有機物や有害物質については今後具体的に工事地点における底質を調べなければ断定はできないが、一応ここでは考察の対象から除いてもよいであろう。

海底の底質がグラブ船などによる掘削にともなって、海中に濁りが発生することが主な考察の対象となるが、次にどの程度の濁りの場合に影響が生じるかをまず検討しておく必要がある。対象となる濁度について、漁類、貝類、海藻類への影響を調べた結果⁶⁾にもとづいて検討を行なうと次のようになる。影響の状況は生物の成育状況などによって異なり、表-1のようにまとめられる。一般に瀬戸内海では濁度としては数ppmであるのでもし生物への影響としてこの程度が問題になるのであれば精度のよい成果が必要になるであろう。

11.2 発生の機構についての考察

この節では本四架橋に使用されることが予想される各種工法の各段階における汚濁の発生機構について考察する。工法としては、鋼管矢板締切工法、鋼製足場ケーソン工法、設置ケーソン工法、遮水壁ケーソン工法、多柱基礎等がある。このうちどの工法を用いるにしても汚濁が発生するのは、(1)掘削時、(2)土運搬及び捨土を行う時、(3)コンクリート打設時が主なものである。したがって、鋼管矢板締切工法を代表として選び、汚濁について考えることにする。

さてこの工法の主な段階は①岩盤掘削図-4、②鋼管矢板建込、③本体工掘削図-5、④コンクリート打設である。まず岩盤掘削時には底の掘削機から汚濁の発生する可能性がある。しかし量的には僅かなものであろうし、また外側にケーシングを設ければ特に問題はないであろう。

鋼管矢板建込時には根固、中詰コンクリート打設を行うときセメントが海水中に溶出し、生物に影響することが考えられる。しかし後に述べるプレバックドコンクリートに比較すれば使

用するコンクリート量も少くあまり問題になることはないであろう。

本体工掘削にはグラブバケットを使用する。したがって締切内では掘削時には相当量の汚濁が発生する。しかし締切りが存在するため広く分散することはないであろう。

グラブバケットによる汚濁で一番問題なのは、グラブバケットの土砂を土運搬船に移す時と土運搬船内の土砂の処理を行うときである。土運搬船は作業効率の上から従来から底開き型のものが多く用いられている。この型式の欠点は底部が完全に閉まらず、そこから汚濁物が流水中へ漏れることである。実際、備讃瀬戸での 10m^3 グラブを用いた試験施工時、グラブを水中から水面へ持ち上げる場合の表面付近の汚濁量よりも土運搬船の底部から発生する汚濁の量の方が多いようであった。このような底部からの漏れを防止するには土運搬船を底開き型でないものを使用することである。もっとも土捨ての作業効率が低下する難点がある。

一方、土運搬船の形式にかかわらず更に重要なのは、数十万 m^3 の土砂の捨てを行う時である。多量の水を含んだ汚泥を陸上または海中に捨てれば、掘削時以上の汚濁が発生するのは明白である。これを沈澱によって水分のみ除くようにするには、広い面積の沈澱池を必要とするであろう。汚泥と水を分離する方法を改良する必要がある。

最後に、掘削後プレバックドコンクリートを打設する場合、セメントが海中に溶け出す心配がある。鋼管矢板の水密性を高めるとともに、矢板内の汚水の処理法を考える必要がある。

以上に述べたものと異った場合としては設置ケーソンや多柱基礎の際に使用するグラブ船掘削(図-6)がある。このときは発生した汚濁はそのまま拡散することになる。特にグラブが水面を出るときに、バケットのすき間から水平方向の運動量を持った水とともに汚濁物質が放出されるので密閉型のバケットを開発する必要があるだろう。

11.3 Near Fieldにおける拡散

11.3.1 まえがき

発生源近くの現象は施工法によって異なっており、したがって拡散状況の解析は発生源近くの領域(Near Field)と離れた領域(Far Field)に分けて行う必要がある。このうちNear Fieldにおける拡散を実験的に明らかにするために模型実験を行った。この実験の条件は現地条件を考慮して次のように決めた。すなわち

- ① グラブによる浚渫時発生する汚濁物質は水平方向の運動量を持ちうるので、実験では汚濁物質が水平方向に放出されるモデルにする。
- ② 潮流流速は時間的に変化するが、実験では定常とする。
- ③ 対象とする汚濁物質は海底のシルトや粘土分を主とするものである。したがって自重による沈降が重要な働きをするので、実験では汚濁物質としてカオリンを選ぶ。

以上の条件で、放出口を水面、中位水深、底に置き、汚濁水を放出させた。この結果次のことが明らかになった。放出流速が主流々速と同程度の場合、表面では幅が大きく厚さは薄く広がる。中位ではジェットに似た広がりを示す。底においたものは、厚さはほとんど一定で、幅は非常に広く広がる。また放出流速が小さい場合には自重による沈降によって、表面のものは他の場合に比較して幅が非常に小さくなる。中位のものは表面のものと類似した傾向を持つ。両者とも $x/d = 20$ 付近で大きな渦の効果があらわれる。ただし x は放出出口からの距離、 d は放出口径である。すなわちこの付近で運動量を失って乱れによる拡散が始まる。底部の場合は、上記二者と異なり、ジェットと考えられるような中心部があり、そのまわりにゆっくりした流れで生じた外部が幅広く横たわる。

11.3.2 実験装置と方法

実験は長さ 1.2 m、幅 1.2 m の二次元水路で行った。下部にこの水槽専用の貯水槽があり回流するようになっている。貯水槽下流側から渦巻ポンプで水を水路上流端へ送水する。この途中にバルブがありその開度によって送水量を調節する。送水パイプにはベンチュリー管が装着され流量測定が可能である。水路上流端には十分に厚いフィルターを設置し、水深の流速分布が一様になるように調節した。

実験中の水深は約 42 cm に保った。流速測定にはピトー管を用いた。動水圧と静水圧の差が小さい時は特殊な拡大鏡付水位差測定器を使用した。これによると $1/200\text{mm}$ まで解読可能である。

放出水には同じく水道水を用いこれにカオリンを入れて放出した。使用したカオリンは径 $60 \sim 74 \mu$ 、比重 2.45 のものである。静水中での単粒の沈降速度は Stokes の法則によれば 0.3cm/sec である。このときレイノルズ数は 1.8 であるので以上の値を採用しても良い。

カオリンを混入した放出水は大型の塩ビ製バケツに入れ攪拌機で常に攪拌してある。3 台の小型ポンプを通じてこのバケツから定ヘッドタンクに送水する。定ヘッドタンクから溢流した放出水はバケツへ戻り、再び定ヘッドタンクに圧送される。定ヘッドタンク内体積が大きいと乱れの小さい場所が生じ、カオリンの沈澱が進む可能性がある。これを防ぐため、3 台のポンプから圧送されてきた水の定ヘッドタンクへの入口を適当に配置したほか、定ヘッドタンクの体積を加減した。体積が小さすぎると流出量の多い場合に定ヘッドにならないことも考えられるのでこの点に十分注意した。

放出水は定ヘッドタンクから水槽にビニールホースで導かれるが、この途中に水島製作所製の流量計を接続した。これは最大で 4l/min まで測定可能のものである。

放出口先端は内径 2 cm の塩ビパイプで先端には径 1.0 cm、0.5 cm のノズルを取換えられるようにしてある。

放出位置は水表面、中位水深、底面上の 3 通りとした。また放出流速は主流の 10cm/sec に対して $5\text{cm/sec} \sim 40\text{cm/sec}$ まで 7 通り変化させた。

採水は内径 3 mm の銅パイプを使用してサイホンを作って行った。サイホンは放出口下流の 3 断面に設置したが、各サイホン先端の位置は設置後測量した。採水後の試体は日本光電製の濁度計で濁度を測定した。カオリンの濃度で最高 500ppm まで測定できる。これ以上濃度の場合には倍に

薄めたものの濃度を測定することにした。一回の測定に必要な試体の量は約80ccである。サイホンで採水した試体は250cc入りの広口ビンに入れた。広口ビン一杯の試体を取る時間は約40秒程度であった。このことは測定値が長時間にわたる平均値として得られることを意味している。

放出ノズルよりも上流側からバックグラウンドの濁度レベルを調べるために採水を行なった。カオリン以外の物質も流水に混入しているのは避けえないが、バックグラウンドレベルはカオリンに換算して最大で10 ppm程度であった。これより濃度が高くなるときは、水を全て新しいものと入れ換えた。

原液の濃度を知るために、放出ノズルの中側からの採水、および定ヘッドタンクから放出ノズルに通ずるパイプに分岐コックを設けてコック切換えによって採水の二種類の方法で試体を採った。この両者は当然のことながらほとんど一致した。ただ放出流速が小さい時は最大で7%程度の差の生ずる場合がある。これは流速が遅いために途中のホース内および流量計内にいくらかカオリンが沈澱する可能性があるからであろうと考え、ノズル内から採取した方を原液濃度の基準とした。

拡散による稀釈は、放出水の流速、水流の場の乱流構造と密接に関連をもっており、その一つの現われとして、放出水の拡りの状態がある。広範囲に拡がる程濃度は低下する。この状況を把握するため上方からと側方からの写真を撮影した。写真は放出後15sec, 30sec, 1分, 2分, 3分, 4分, 5分, 6分と撮影した。2分程度でほぼ定常状態に達した。放出水がカオリンを含んで白色を呈するため水路壁および底面に黒色の薄い鉄板をしいた。鉄板上には20cm間隔にテープを張り、長さの比較ができるようにした。また側方写真のためには20cm間隔の格子を放出水中心線から約15cm離れた場所に設定した。

11.3.3 実験結果と考察

流速分布は放出口の下流150, 300, 450cmの第1～第3断面において1断面につき5点測定した。図-7は下流300cmにおける流速分布を示す。流速はほぼ一様であり、平均流速は約10cm/secである。

(1) 放出流速が水流流速より大きいとき

このような場合は現地では稀なことであるが、他の場合との比較のために行なったものである。図-8は放出口が水表面にある場合の中心軸上の濃度の通減率を示したものであり、横軸は流下方向距離(x)を放出ノズル口径(d)で無次元化したもの、また縦軸は通減率すなわち $(C - C_b) / (C_0 - C_b)$ の値を示す。ただし C_b , C_0 , C は各々バックグラウンド、放出原水、及び任意点のカオリン濃度である。また図上Uは放出速度を表わす。放出口が底面にある場合も同様な傾向を示す。すなわち、ジェットの場合と同様に濃度は距離とともに指数関数的に減少し、その勾配が急変することはない。放出口位置による差は少くとも1mの所までは見られない。図-9, 図-10は各々放出口を表面、底に置いた場合、放出口から20, 50, 100cm下流の断面における濃度の分布図である。両図とも汚濁物質の横方向への急激な広がりを示しており、自重による沈降の効果は少い。表面に設置したものは表面に関して折返したものとみなしても良いようである。底面においたものは、底面の摩擦によって、より早くジェットとの相似性を失っているようである。ここでは写真を

省略したが、中位水深に設置したときの放出口からの拡散は約80cm 下流までは通常のジェットと外見が非常に良く似ている。

一方、放出流速が更に大きくなった場合には、側方写真でみると、水表面ジェットの厚さは中位水深におかれたものの約半分の厚さであった。また底部におかれたものは中位水深のものと同程度の厚さをもっている。また平面写真からみると、放出口より約60cm下流までは、表面のものの幅が大きく、中位水深、底部の二者はほぼ同程度となっている。ただし60cmより下流では底部に置かれたものの幅が非常に異った様相を呈している。

結局、放出流速が速い場合には、摩擦力の働かない表面では厚さは薄い、急激に横幅が広がる。また底面では、摩擦力によってジェットの運動量が急速に失われ、ある距離進むとまったく異ったパターンで拡散されると言えよう。

(2) 放出流速が水流流速とほぼ等しいとき

図-11は放出口が底面にある場合の中心軸上の濃度の通減率を示す。表面に放出口があるときも同傾向を示す。この図が、図-8と異なる点は、 $x/d=40$ 付近で濃度の通減率の勾配が急変することである。これはこの付近においてジェットとしての性質、すなわち運動量を失うことを意味すると考えられる。したがってこの付近からは運動量を考慮しない通常の拡散方程式を数値計算することによって濃度分布を計算できよう。

次に図-12は汚濁水を表面から放出したとき、下流の断面における濃度の分布を図-9と同様にして描いたものである。これによれば、流速の速い場合の図-9と比較して第三断面付近では横方向へ広がらず、むしろ自重による沈降の効果が現われている。

また図-13は放出口が底面にある場合であるが、これは表面のものとは相違して、放出水の厚さはほとんど一定とみなしても良いほどで、一方幅は非常に広く広がる。これに比べて中位水深の場合には、写真によればジェットに似た広がりを示し、下流に行くにしたがって径の大きな渦の効果がゆっくりした蛇行を示すようになる。

(3) 放出流速が水流流速より遅いとき

図-14は放出口が底面にあるときの濃度の通減率を示すものである。図上 $x/d=20$ 付近で勾配が急変しており、この付近から大きな渦の効果があらわれる。表面から放出する場合も同傾向を示し、 $x/d=20$ 付近までは大きく厚さが変化しないにもかかわらず、 $x/d=20$ の所で急に増加する。また図-15は水面放出したときの下流断面の濃度分布を示すが、これは自重による沈降の効果が非常に顕著に出ている。また幅は他のものに比べて非常に小さい。中位水深におかれたものも $x/d=20$ 位の所で大きな蛇行を始める。底部におかれたものの断面濃度分布は図-16に示す。しかし写真によれば、上記二者と比較すると非常に異なっている。40cm下流まではジェットと考えられるような中心部がありその回りに層流ではないかと思われるゆっくりした流れで生じた外部が幅広く横たわっている。

なお実験では初期濃度 C_0 を100~1000ppm 程度まで変化させているが、これによる本質的な差違は出ていない。しかし濃度が濃いほど沈降の影響が強く出ている。

以上が概況である。放出流速が遅くなるにしたがって周囲水の流れの乱れの構造と自重による沈

降が問題となってくる。放出流速が遅い場合、放出口径の20倍程度の所までは大きな渦の効果も大きくならないし、また底面の効果もそれほどではないようである。その後は乱れの構造と沈降速度がきいてくる。水流々速は10cm/secであったので乱れの典型的な速度は1.0cm/sec内外であろう。沈降速度は0.3cm/secで乱れの強さと同程度であるから、その後(Far Field)の現象では無視できない。特に底面近くでは沈降速度の効果は大きい。底部近くでの乱れの構造を考えに入れた解析的取扱いは放出口が線源の場合にのみ限られており、点源の場合には存在しない。まして沈降速度を考えに入れたものはない。ここで得られた実験結果から判定すると $x/d = 20$ 程度の地点の濃度、拡散幅、拡散厚を実験値をもとに推定し、その後は数値計算を行うのが最良の方法であると言えよう。

11.3.4 まとめと今後の問題点

前節では水中の拡散について模型実験を行い、その結果について簡単に述べた。放出流速が遅くなるにつれ自重の効果が明瞭に表れ、また、表面と底では非常な相違が見られた。しかしこれらの結果から現地における状況を推定するには多くの残された問題がある。

まず流れは実験ではほぼ一様流であった。しかし現地では流れの場は非常に複雑であり、拡散に重要な影響をもつ局所的な渦を知るには、現地において同時刻に多数の地点で精度の高い観測を行う必要がある。また流れの場を知るために潮流計算を行うとすれば細かいメッシュで計算を行わなければならない。以上のことを行ってはいじめて精度の高い拡散予測が可能となろう。

また乱れについては、流れの状態についての把握が不十分な現在、推定の域を脱することができない。したがってまず流れの状態についての詳しい調査が望まれる。

しかし流れが一様に近く、また乱れが均一なものと考えられるような場所においては、実験結果をもとにある程度の予測はできよう。

なお放出口から下流の位置における拡散幅、拡散厚は拡散状況を知る上で重要な指標と考えられ、実験時撮影した側方写真、平面写真、及び下流断面の濃度分布等から決定できるが、これらの点については本調査で検討できなかったため、今後それらの点を明らかにして行きたい。

11.4 拡散の基本式

海中に投入された汚濁物質の拡がりを支配している基本式は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

(ここで座標軸は水平方向に x, y を、鉛直方向に z をとる。 c は汚濁物質の濃度、 u, v, w はそ

れぞれ x , y , z 方向の流速, K_x , K_y , K_z はそれぞれ x , y , z 方向の拡散係数を表わす。また t は時間である。この式は濃度変化が、流れによって運ばれる汚濁物質の濃度変化と拡散によるものとの和として表わされることを示している。本四連絡架橋の計画されている地点においては、いずれも潮流の影響が大きく、拡散も潮流によって発生した乱れによって生じている。この式は乱れの空間および時間のスケールに比較して、距離や時間が十分大きい場合に適用することができる。流れの状況は平面的にも、また鉛直方向にも変化しているために、(1)式を一般的に解くことはかなり困難である。

工事にともなって発生した汚濁物質が流れによって拡散する場合に問題になるのは地形、流れ、拡散係数であろう。地形は流れの状況に変化を与え、複雑な地形の場合には、流れも当然複雑になる。また大規模な橋脚が海中に存在するようになると、流れもその影響を受ける。流れについては汚濁物質を輸送するのも流れであり、また拡散を支配しているのも流れの中に存在している乱れである。したがって流れの状況の解析が重要である。乱れによって物質は拡散するのであるが、その状況は(1)式の拡散係数によって異なる。具体的な拡散状況の予測にあたっては係数が精度よく決められなければならない。

拡散に影響する流れとしては潮流が支配的であり、その水平方向の流況については、現地観測、数値計算、模型実験などによって明らかにすることができる。水平方向の流況は地形の影響を受けやすいので数値計算等による解析が必要になろう。鉛直方向の流速分布については梶浦⁷⁾による振動する流水についてのモデルがある。これは、海底が粗で流れが乱流の場合には次のようになる。まず周期的に変化する海底における剪断力 τ_B によって底面での摩擦速度 u_B^* を次のように定義する。

$$\tau_B = |u_B^*| u_B^* \dots\dots\dots(2)$$

これは $u_B^* = \hat{u}_B^* \cos(\sigma t + \epsilon)$ の周期的な運動に対しては次のように近似できるであろう。

$$\tau_B = \widetilde{u}_B^* \cdot u_B^* \dots\dots\dots(3)$$

ただし

$$\widetilde{u}_B^* = \frac{8}{3\pi} \hat{u}_B^* \dots\dots\dots(4)$$

であり、 $\hat{u}_B^*$ は u_B^* の振幅である。

また渦動粘性係数 K_z は次のように表わされると考える。

$$K_z = k \widetilde{u}_B^* (z + z_0) \dots\dots\dots(5)$$

ここで $k = 0.4$: カルマン定数, z_0 : 海底における粗度長さである。以上の式を運動方程式に入れて解けば鉛直方向の流速分布が求まるのであるが、ここでは潮流のように周期の長い場合の結果を示す。すなわち流速分布は次のようになる。

$$\frac{u}{u_B^*} = \frac{1}{k} \log \left(\frac{z + z_0}{z_0} \right) \dots\dots\dots(6)$$

すなわち対数分布をしている。流水方向に平均した流速 $\bar{u}$ と底面での剪断力 τ_B との間の関係は摩擦係数を C とすると次のように表示することができる。

$$\tau_B = C \left(\frac{8}{3\pi} \right) \frac{\bar{u}}{u} \cdot \bar{u} \dots\dots\dots(7)$$

ここで $\frac{\Delta u}{u}$ は $\frac{\Delta u}{u}$ の振幅を表わす。水深、粗度長さ、平均流速（水深方向の平均）、潮汐周期と C の関係が得られているために、これらの値を与えると流速分布を計算することができる。

拡散係数については水平方向および鉛直方向の値を必要とするがいずれの場合においても海中に投入された物質の拡散状況によって変化する。これは拡散を支配している乱れの大きさが、物質の拡がりによって変化するためである。

まず鉛直方向の拡散係数については、海底から海面まで物質が拡がってしまえば、運動量の拡散を表わす(5)式の渦動粘性係数の1～2倍とおくことができよう。具体的には $1 \sim 10 \text{ cm}^2/\text{sec}$ 程度であろう。

水平方向の拡散係数については現象のスケール、例えば汚濁物質の拡散幅の大きさに従い、拡がるにしたがって現象のスケールによらなくなる。その関数形は現象のスケールの $4/3$ 乗によるとされているが、水深が浅い場合には変化する。この値については現地における観測によって求めることが必要になってこよう。

汚濁物質がシルトなどの場合には、沈降を考慮しなければならない。この場合においては沈降速度を w_s とすると基本式における鉛直方向の速度 w を $w + w_s$ で置きかえればよい。

11.4.1 基本式の解法

汚濁物質の拡散を支配している基本事項について述べてきたが、具体的な拡散状況の予測を行なう場合の手法としては模型実験と数値計算があげられよう。模型実験は現象自体が明らかでなくても、相似則が成立していれば解答を得ることができる。一方数値計算は現象が明らかでなければならないが、各種の要素を組み込んで計算することに利点がある。工事中の汚濁解析についても、汚濁物質の放出地点付近の現象については実験によって、また離れた地点においては数値計算によるのがよいと考えられる。

数値計算については基本式を用いて三次元の汚濁物質の濃度分布を求めることは計算時間の点などで問題があるために、二次元に現象を変換して考えることにする。この場合の次元のとり方としては鉛直方向には現象を平均して、 x 、 y の水平方向の拡がりを求めるものと、潮流の主流に直角方向については何らかの仮定を設けて平均化し、 x 、 z 方向についての拡がりを求めるものに大別することができよう。水平方向の分布を求める場合には、地形によって潮流の流況が変化してもさしつかえないが、例えば沈降などの現象はモデル化して考えなければならない。沈降のない場合の潮流による汚濁物質の拡散予測の手法についてはすでに検討を行なっており、拡散係数、流況などのデータが与えられれば計算を行なうことができる。したがってここでは x 、 z 方向についての計算法についての検討を行なった。

潮流は x 方向に流れ、その速度は z 方向には変化するが y 方向には変化しないと考える。すなわち流速 u を次のようにおく。

$$u = u(z, t)$$

また汚濁の放出源付近の現象は考えないことにすると x 方向の拡散 $\partial (K_x \partial c / \partial x) / \partial x$ は

移流 $u \partial c / \partial x$ に比較して無視することができる。この両者の項のオーダーの比は $u x / K_x$ となり、 $x \gg K_x / u$ であれば拡散項を無視してさしつかえない。

濃度分布については相似性の仮定をおく。すなわち y 方向にある代表長 l_y で濃度分布が変化し、その形状は x, z にはよらないと考える。すなわち

$$C = C(x, y, z, t) = C_0(x, z, t) \cdot F(y/l_y) \quad \dots\dots\dots(8)$$

とおく。以上の仮定を用いて基本式を変形すると次のようになる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + w_0 \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad \dots\dots\dots(9)$$

ただし $C = c_0 \cdot l_y$, w_0 : 沈降速度であり、

$$\frac{1}{l_y} \int_{-\infty}^{\infty} F\left(\frac{y}{l_y}\right) dy = 1 \quad \dots\dots\dots(10)$$

といている。

境界条件や拡散係数が簡単なものであれば解析解を得ることができるが、一般には数値計算によらなければならないであろう。

11.4.2 拡散式の数値計算

鉛直方向に積分した拡散方程式の数値計算はすでに開発され、実用に供されている。たとえば文献⁸⁾に詳しい。しかし自重による粒子の沈降を考慮した場合の鉛直方向の拡散を計算している例はあまりない。ここでは二次元的な場合について鉛直軸を含む断面内の濃度の分布を計算によって求める方法について簡単に述べる。

基礎式としては(9)式を用いる。変数配置は、 x, z 方向共に流速点と濃度点を交互に配置する。

計算はADI法を用い、 x 方向と z 方向に分けて行う。拡散係数を

$$D_x = -D_{Nx}, \quad D_z = K_z - D_{Nz} \quad \dots\dots\dots(2)$$

と定義すれば、 x 方向には(3)式のように差分化する。

$$\begin{aligned} c'_{ij} - c_{ij} = & -\frac{\Delta t}{\Delta x} U_{jk+1/2} (c_{ijk} - c_{i-1jk}) \\ & + \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \{ D_{xjk+1/2} (c'_{i+1j} - c'_{ij}) - D_{xjk+1/2} (c'_{ij} - c'_{i-1j}) \} \quad \dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

また y 方向には

$$\begin{aligned} c_{ijk+1} - c'_{ij} = & -\frac{\Delta t}{\Delta z} w_0 (c'_{ij} - c'_{ij-1}) + \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \{ D_{zjk+1/2} (c_{ij+1k+1} \\ & - c_{ijk+1}) - D_{zjk+1/2} (c_{ijk+1} - c_{ij-1k+1}) \} \quad \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

となる。また擬似拡散係数 D_N は次のように定義される。

$$\left. \begin{aligned} D_{Nx} &= \frac{1}{2} U \Delta x \left(1 - \frac{U \Delta t}{\Delta x} \right) \\ D_{Ny} &= \frac{1}{2} w_0 \Delta z \left(1 - \frac{U \Delta t}{\Delta z} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(5)$$

境界条件は $x \rightarrow \pm \infty$ において $c = 0$ とし、また水面、水底ではその面を通過する汚濁物質がないことから

$$K_z = \frac{\partial c}{\partial z} - w_0 c = 0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

上式を満足しなければならない。

簡単な一例として水面上の一点から一定濃度 (100 ppm) の汚濁物が入る場合の下流における濃度の分布を計算したが図-17である。ただし簡単のために U と K_z は定数と置いている。もちろんそれらを t , z の関数としても時に問題はない。模型実験の場合と類似して自重による沈降の効果が表われている。しかし係数値のとり方や境界条件の扱いに問題が残っており、それらの点を今後更に検討したい。

11.5 ま と め

本調査によって明らかになったことを以下に示す。

- (1) いずれのルートにおいても海底の底質には10%程度のシルトが含まれており、これが濁りとなって生物に影響を与える。有機物、有害物質は架橋地点では濃度が低く汚濁物質として除外できる。
- (2) 瀬戸内海ではバックグラウンドの汚濁濃度は数ppmであり生物への影響も考えるとこの程度までの精度を持った予測が必要であろう。
- (3) 締切などの保護された状況における海底の掘削の場合には、施工領域から外への影響は少く、むしろ掘削した土砂を土運搬船に移すときとそれを運ぶ途中、及び捨土の段階での汚濁が問題となろう。
- (4) グラブ船掘削の場合は締切がないため一般海域への影響は非常に問題になる。密閉型のバケットを利用する必要がある。運搬、捨土の段階における汚濁も(2)と同様に予想される。

次に模型実験については、

- (5) 放出流速が主流々速と同程度の場合、表面では幅が大きく厚さが薄く広がる。中位ではジェットに似た広がりを示す。底においたものは、厚さはほとんど一定で、幅は非常に広く拡がる。
- (6) 放出流速が小さい場合には、自重による沈降によって表面のものは他の場合に比較して幅が非常に小さくなる。中位のものは表面のものと類似した傾向を持つ。両者とも $x/d = 20$ 付近で大きな渦の効果があらわれる。したがってこの付近からは数値計算によって濃度分布を計算するのが良いであろう。

参 考 文 献

1. 明石海峡 D 海域地質調査, 昭和49年1月, 本四公団
2. 明石海峡 B 海域地質調査 (その1) 昭和48年9月, 本四公団
3. 児島・坂出地区海峡部地質調査 (その4) 昭和48年3月, 本四公団

4. 環境庁水質保全局, 瀬戸内海水質汚濁総合調査結果について, 青と緑, 第3巻第3号
(1974) 楓出版社
5. 備讃瀬戸掘削試験に伴う水質調査報告書, 昭和48年9月, 本四公団
6. 本州四国連絡架橋漁業影響調査報告第3号~第5号, 本州四国連絡架橋漁業影響調査委員会,
47年3月, 48年7月, 49年3月
7. Kajiura, K: On the Bottom Friction in an Oscillatory Current,
Bul Earthquake Research Institute, vol 42 (1964) pp.147~174
8. 村上健「非定常拡散方程式の数値計算方法」
第19回海岸工学講演会論文集 (1972)

表-11.1

対象生物	影響物質	対象活動	調査方法	影響濃度	参考資料
クロダイ卵	カオリン	ふ化	18~20℃ 通気なし	200~600ppm	s48.7.4号p166
クロダイ稚子	"	生存, 成長	18~22℃ 通気あり	400以上?	"
ハマチ稚子	海底泥	生存	24~25℃ "	20以上	"
		成長	" "	10~23	"
クルマエビ稚子	海底泥	生存	24~28℃ "	50以上	"
		成長	" "	100以上?	"
ヨシエビ稚子	海底泥	生存	20~27℃ "	100以上?	"
		成長	" "	50以上	"
マダイ卵	汚泥	魚卵の発生		50 - 影響なし	s48.6
				100 - ふ化率減	p286
マダイ	汚泥	呼吸	鰓蓋運動数	50 - 変化なし	s48.6
				100 - 増加	p282
ハマチ	汚泥	呼吸	"	50 - 多小の影響100	s48.6 p282
アナゴ	"	"	"	以上で魚体は動揺し, 鰓蓋運動の増減が不安 定	
イガイ	汚泥	増重, 健全度	水中重量の変化	5 増加	s49.3 p115
				10 変化なし	
				20 微増加	
アコヤガイ	カオリン			6.3 - 7/13の確率 (個体数比) で貝がう 運動に影響	s47.10 p63
				12.5 - 5/6の確率	
ワカメ		光合成	光度の増減	100以上で光合成量 は50%以上阻害	s48.6 p324
養殖ノリ	汚泥		光合成活力	100以下で高い値	s48.7.4号
				120以下で微高	p226
スサビノリ	汚泥	成長		5 - 影響なし	s49.3第5号
				10 - ?	p129
(参考)				20 - 成長の遅れ	
コイ	カオリン		酸素消費速度	5以下で影響	s48.7.4号
				5~60で速度低下	p171

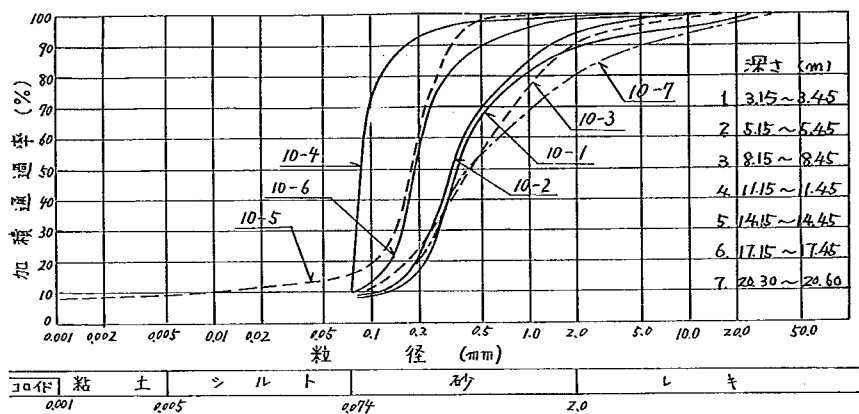


図-11.1 明石海峡における粒径加積曲線

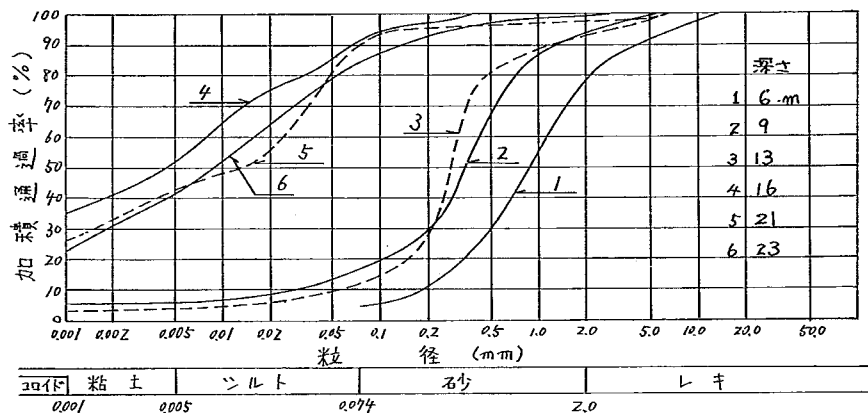


図-11.2 坂出における粒径加積曲線

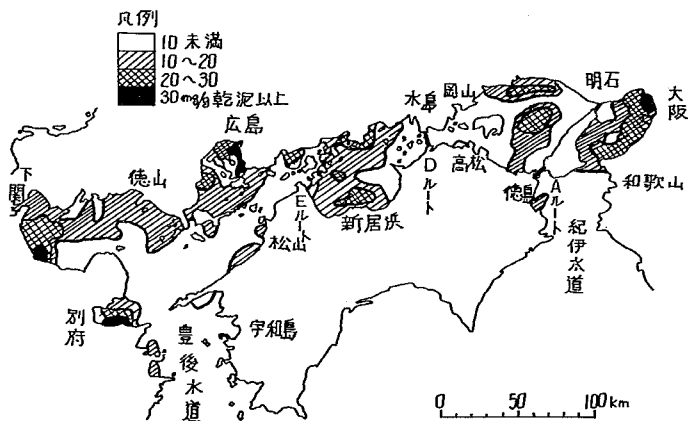


図-11.3 底質のCOD分布図

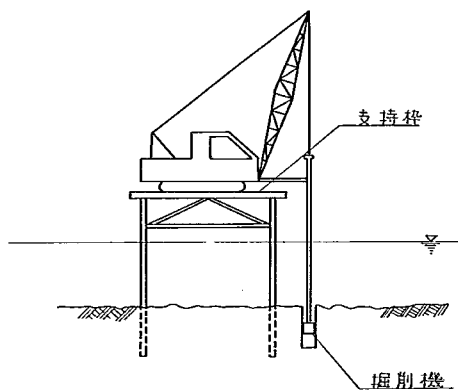


図-11.4 岩盤掘削

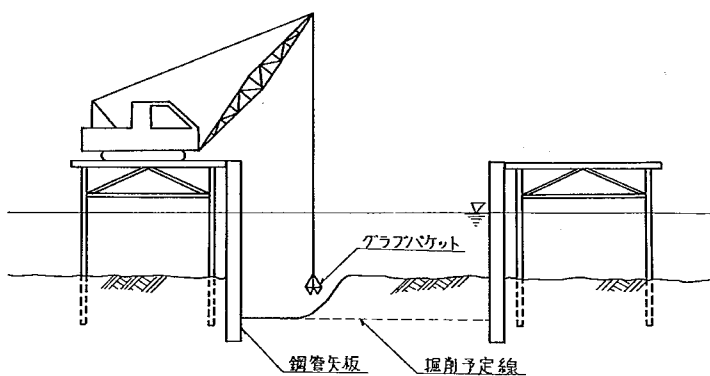


図-11.5 本体内掘削

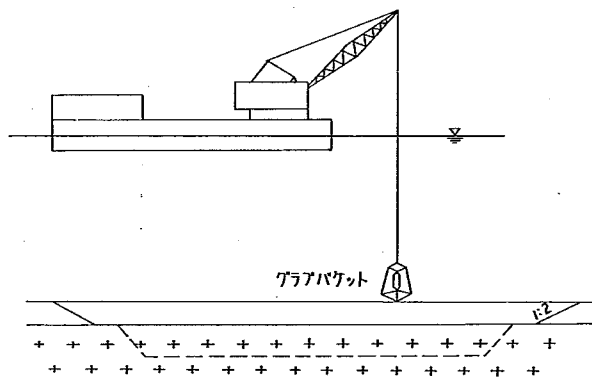


図-11.6 グラブ船掘削

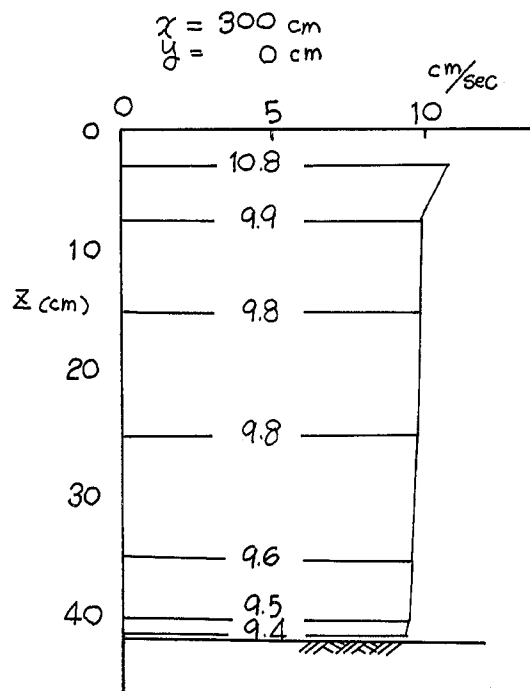


図-11.7 流速分布

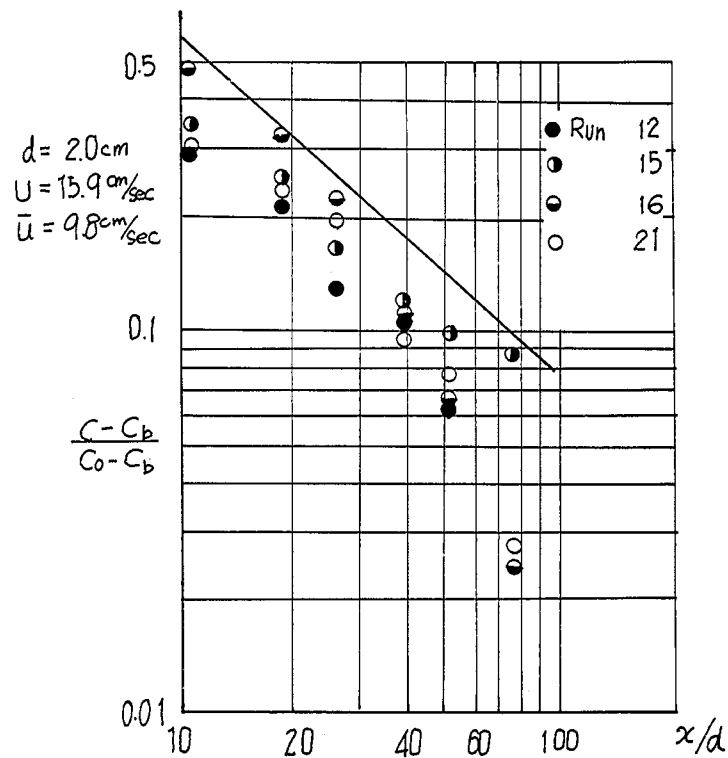


図-11.8 中心軸上の濃度減率

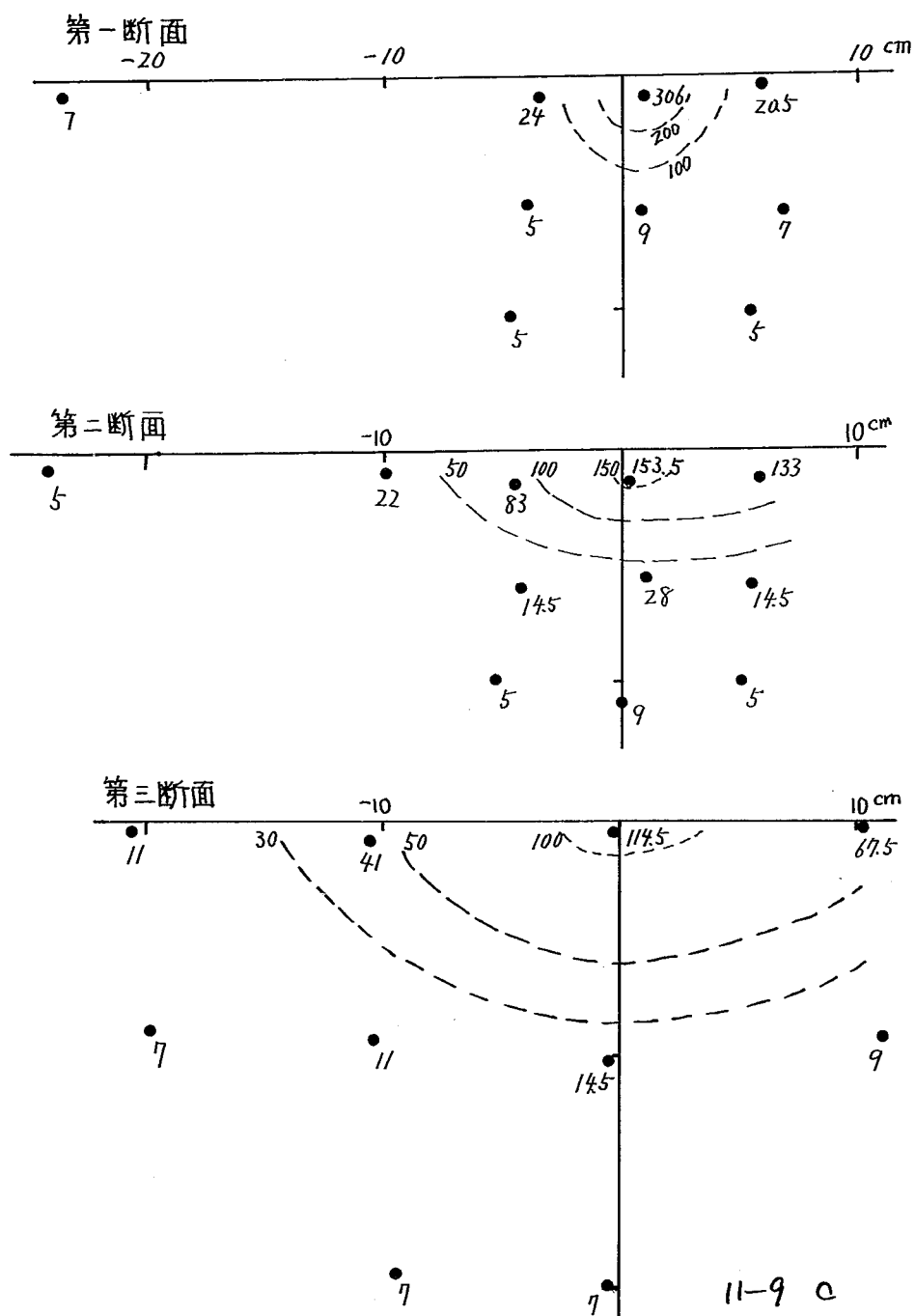
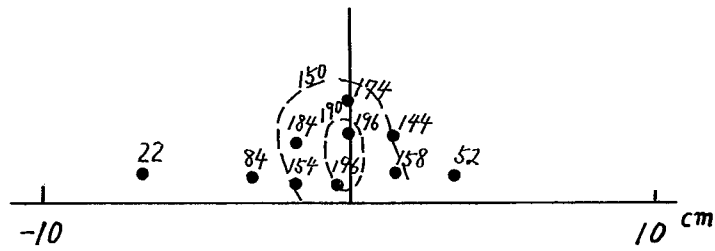


图-11.9 断面浓度分布

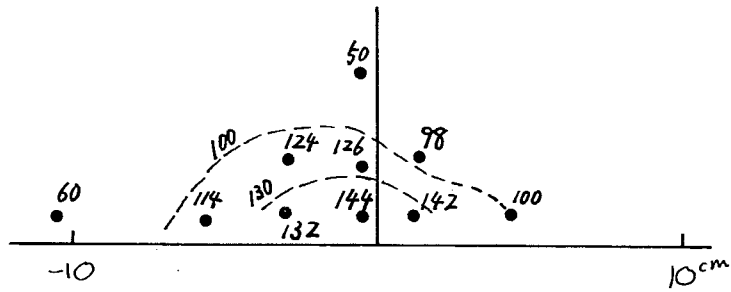
$V = 35.7 \text{ cm/s}$, $\bar{u} = 9.8 \text{ cm/sec}$

$d = 2.0 \text{ m}$, $c = 720 \text{ ppm}$, $c_b = 5 \text{ ppm}$

第一断面



第二断面



第三断面

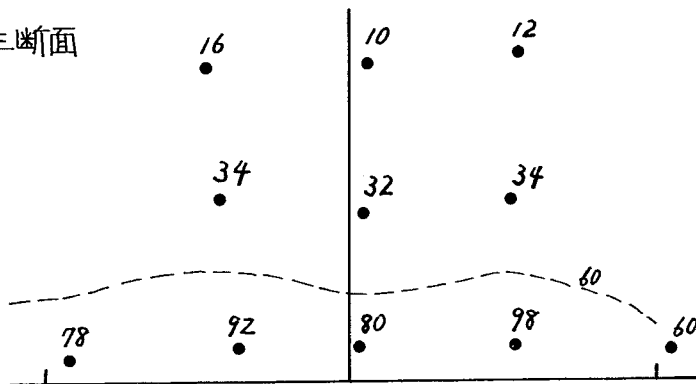


图-11.10 断面浓度分布
 $\bar{U} = 39.3 \text{ cm/s}$, $\bar{u} = 980 \text{ cm/s}$, d
 $d = 1.0 \text{ cm}$, $c_o = 860 \text{ ppm}$, $c_b = 8 \text{ ppm}$

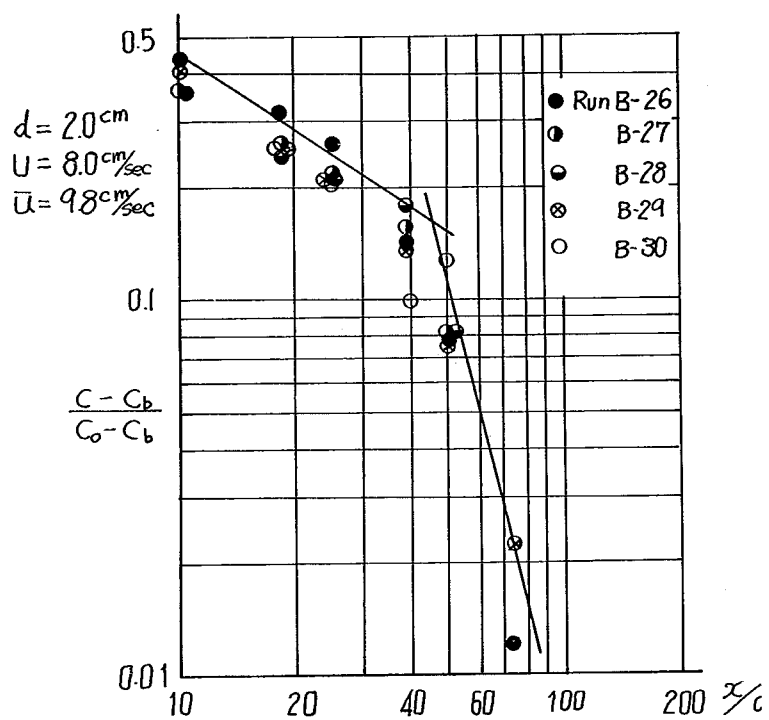
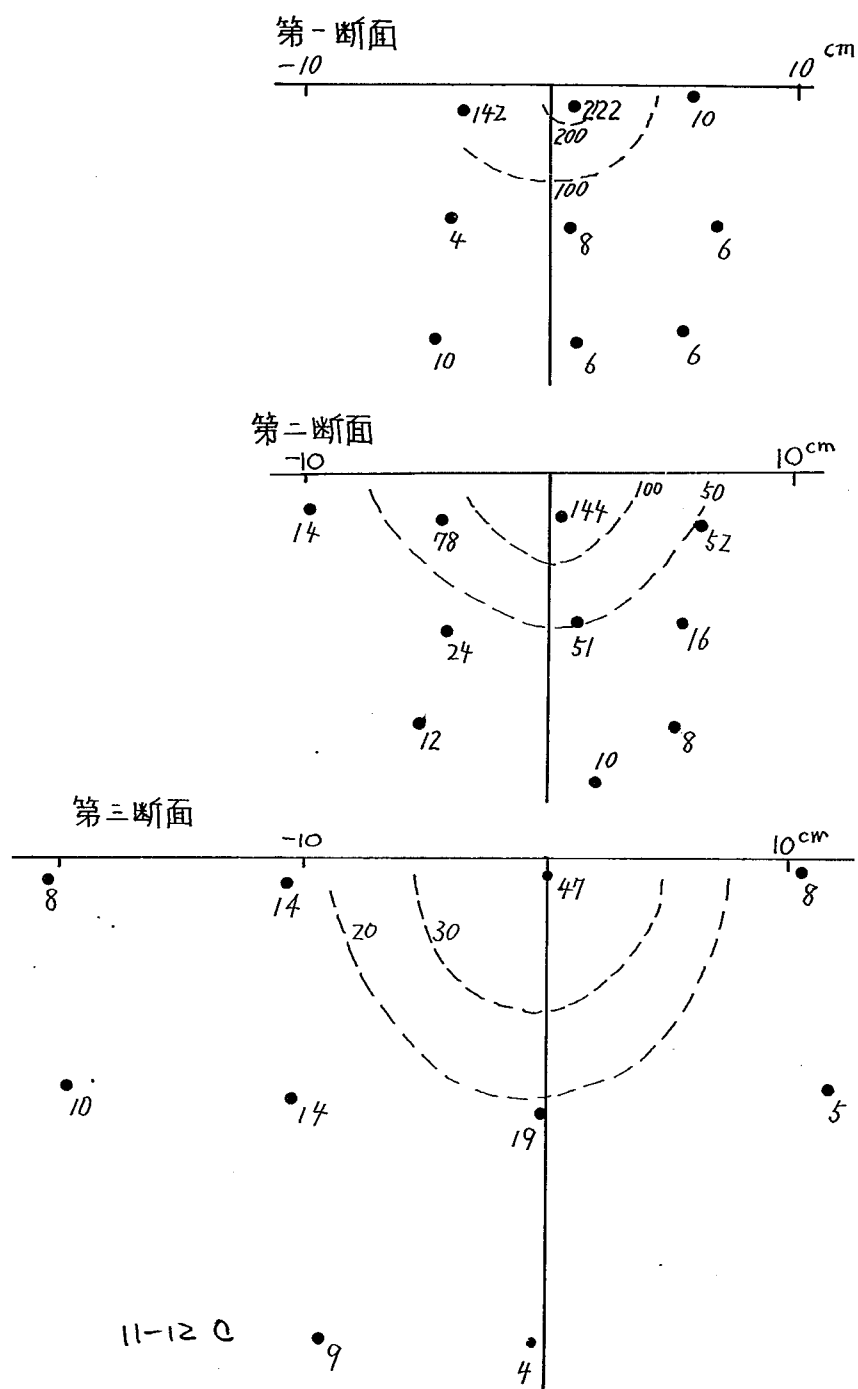


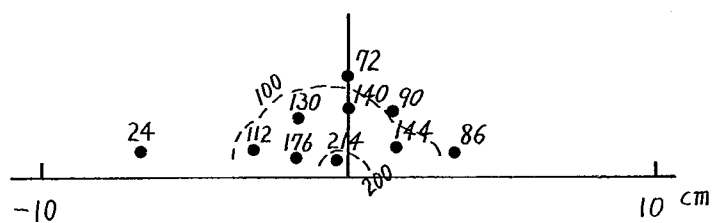
図-11.11 中心軸上の濃度通減率



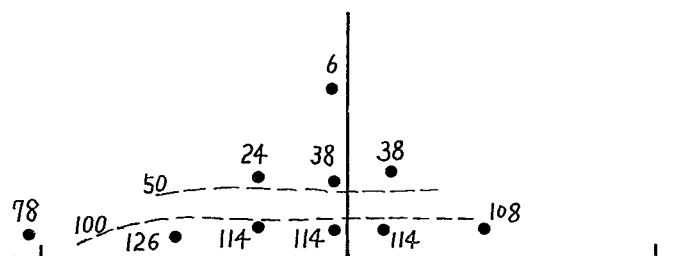
图一 11.1.2 断面浓度分布

$\bar{U} = 9.6 \text{ cm/s}$, $\bar{u} = 9.8 \text{ cm/s}$
 $d = 2.0 \text{ cm}$, $c = 788 \text{ ppm}$, $c_b = 4 \text{ ppm}$

第一断面



第二断面



第三断面

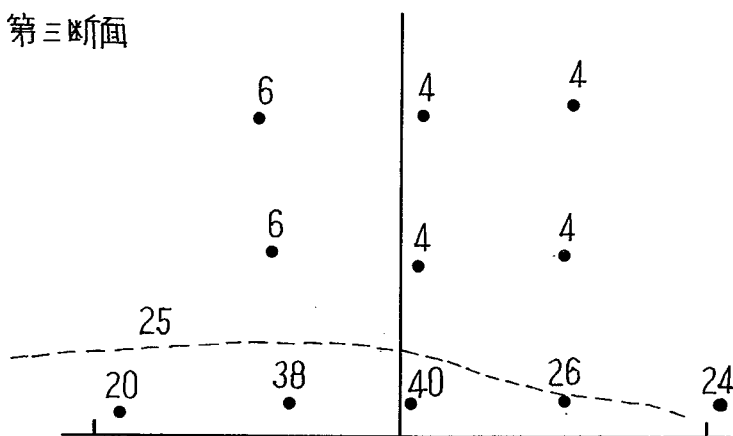


图-1.1.3 断面浓度分布 $U = 7.8 \text{ cm/s}$, $\bar{U} = 9.8 \text{ cm/s}$
 $d = 2.0 \text{ cm}$, $c = 496 \text{ ppm}$, $c_b = 2 \text{ ppm}$

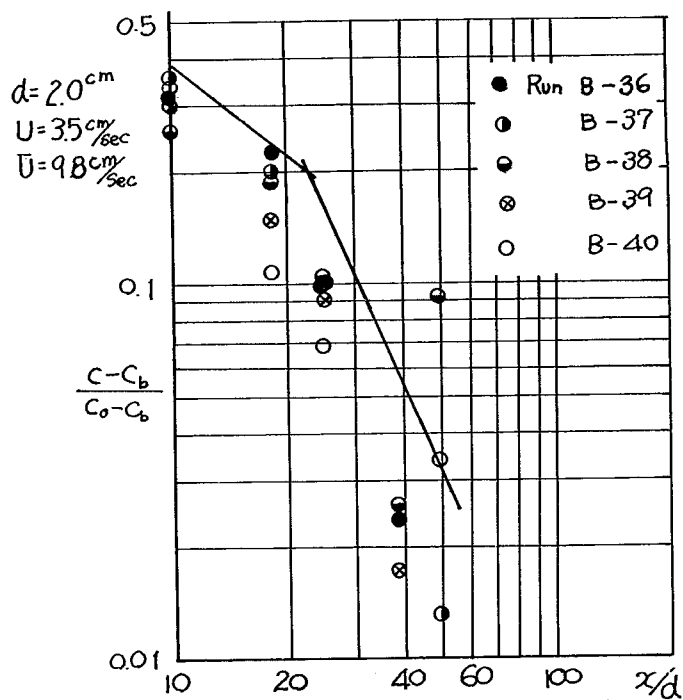


図-11.14 中心軸上の濃度通減率

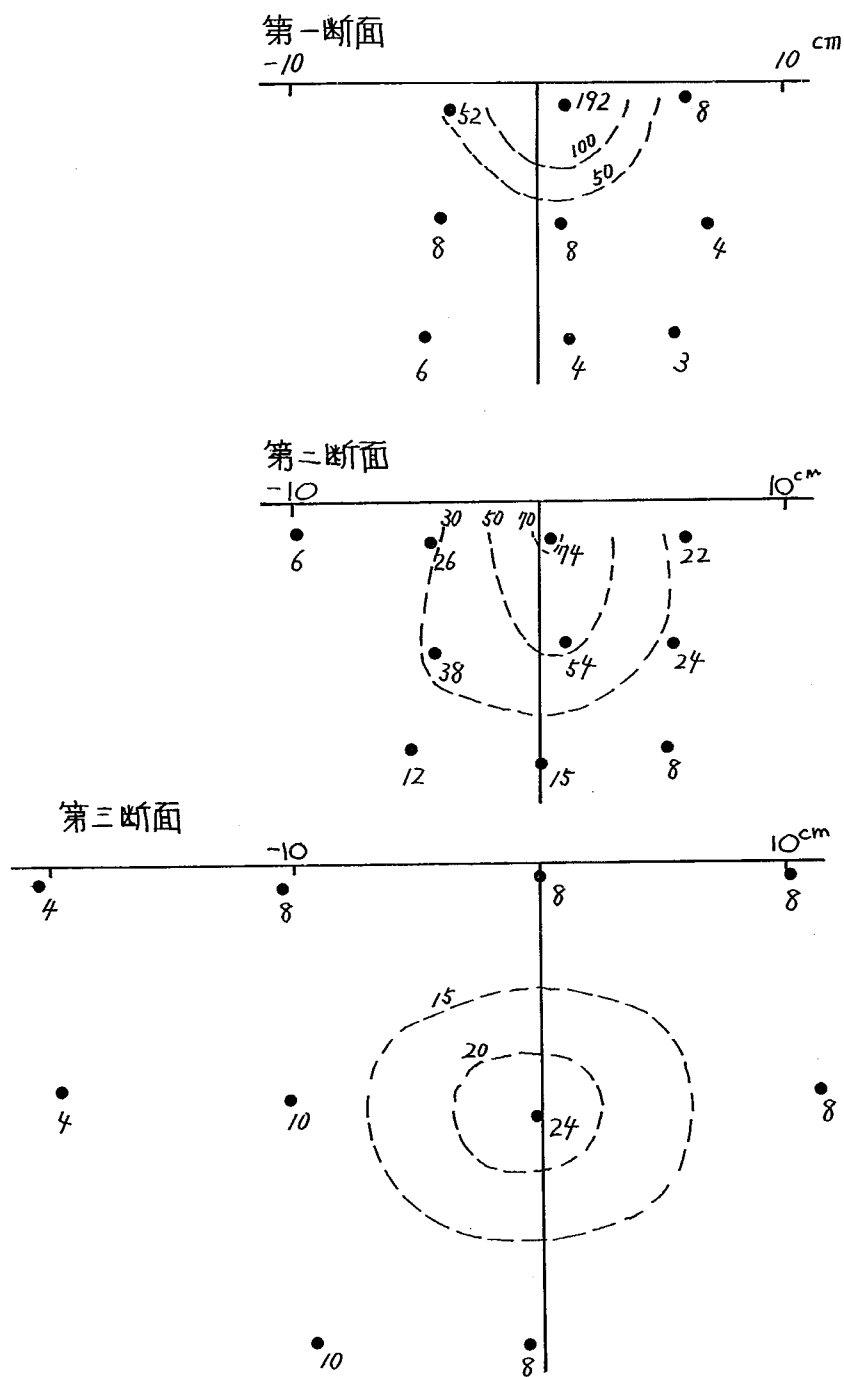
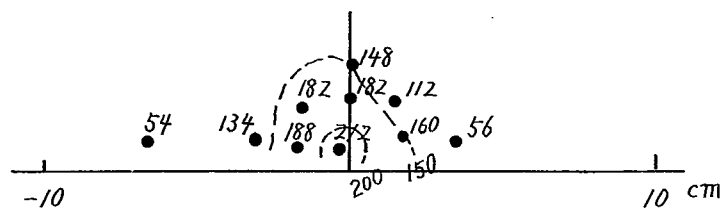


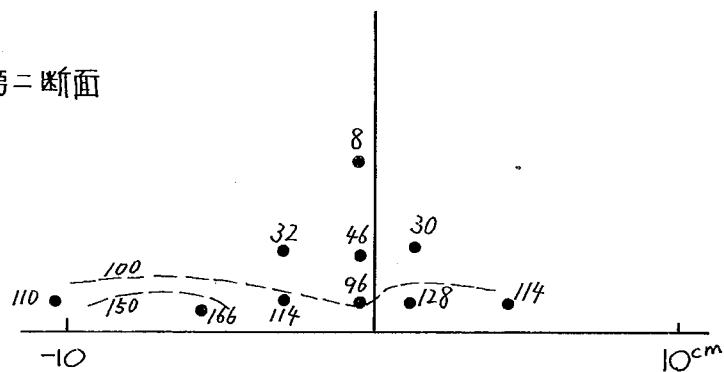
图-11.15 断面浓度分布

$\bar{U} = 6.5 \text{ cm/s}$, $\bar{u} = 9.8 \text{ cm/s}$
 $d = 2.0 \text{ cm}$, $c = 936 \text{ ppm}$, $c_0 = 4 \text{ ppm}$

第一断面



第二断面



第三断面

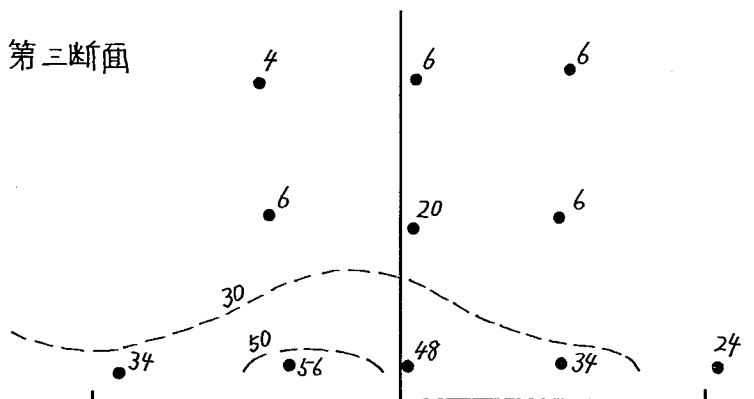


图-11.16 断面浓度分布
 $\bar{U} = 5.2 \text{ cm/s}$, $\bar{u} = 9.8 \text{ cm/s}$
 $d = 2.0 \text{ cm}$ $c = 786 \text{ ppm}$, $c_b = 4 \text{ ppm}$

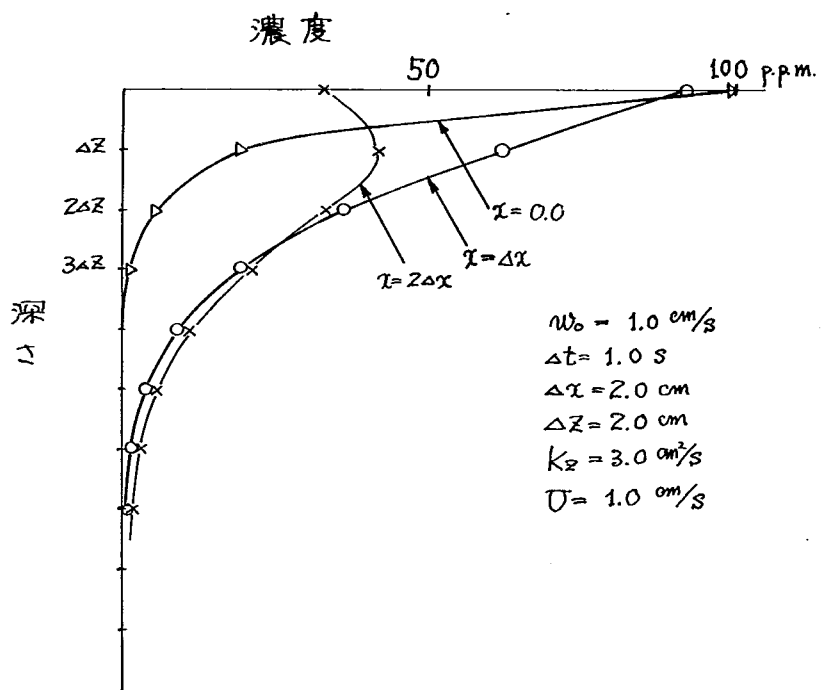


図-11.17 $t = 4\Delta t$ における各点の濃度分布

第12章 ビットの摩耗と削孔性に関する調査

機 械 研 究 室

本 田 宜 史
長 健 次
原 誠

12.1 ま え が き

本州四国連絡橋の基礎工事調査の一環として土木研究所機械研究室においては、本州四国連絡橋公団の依頼により、昭和48年度に、和泉砂岩に対するツース形カッター及びインサート形カッターの掘削性能実験を行い、その結果ツース形カッターで十分掘削が可能であり、かつ動力の面からみても、有利であることが判明した。これに引続き、昭和49年度の調査では、実際の施工において、問題になるカッターの歯先摩耗の進行の状態と、それが掘削性能にどのように影響するか検討し、その結果より掘削作業及び、歯先の交換に伴う工数等も考慮に入れて、最も経済的な交換時期を推定した。

12.2 試 験 目 的

昭和49年度の試験の目的は、前年度の調査で明らかとなった、和泉砂岩に対するツース形カッターの掘削性能、即ち所要掘削トルク、所要掘削馬力、掘進速度、およびビット回転速度等の関連が、歯先の摩耗度によってどのように変化するか、又歯先の摩耗の状態と、その進行の速度を調査することとした。なお、試験結果のとりまとめは、前年度の掘削性能試験結果とあわせて行い、摩耗を進展させるため、同時に掘削を行った花崗岩についても、簡単なとりまとめを行った。

12.3 実 験 概 要

実験は、土木研究所のビット試験機にツース形カッター（写真-1）を取り付けて、和泉砂岩及び、花崗岩の掘削を行った。和泉砂岩は鳴門市大毛島にて、花崗岩は茨城県稲田及び真壁にて採取したもので、その物理的性質は、表-1に示すとおりである。

実験方法は、掘削材料である和泉砂岩と花崗岩を約90°角のテストピースにして、100 cm × 100 cm の断面を持つ鋼製型枠の中にモルタルで固定し、ビット試験機の台に設置して、上方よりツース形カッターを持つビットを回転させながら推力を加えて、掘削を行った。

なお、掘削により発生したずりは、カッターの中心付近に設けられた吸い込み口より、サクションプンプで、水と共に吸い上げ、給水ポンプで掘削孔より水を補給する水循環で行なった。実験には、和泉砂岩と花崗岩を交互に使用し、1つの試料の掘削が終わった段階で、歯先の摩耗量の測定を行い、石膏にて歯形をとった。

掘削実験条件は表-2に示すとおり、和泉砂岩は25通り、花崗岩は9通りの設定をし、その時の掘削トルク（ T kg-m）、掘進速度（ R m/hr）、ビット推力（ W ton）、ビット回転速度（ n r.p.m.）の計測を行った。又摩耗を促進させるため、暫時、花崗岩について、稲田産のものには回転速度20 r.p.m.、推力20 t、真壁産のものには回転速度25 r.p.m.、推力15 tで、掘削を行った。

12.4 試 験 結 果

12.4.1 摩 耗 の 進 行

カッターの摩耗量の表示は、8分法によって行う。これは歯高によって摩耗の程度を表わすもので、全く摩耗のないものをT0（歯高の減少0/8）、全摩耗したものをT8（歯高の減少8/8）とし、例えば、摩耗量がT3であるといえ、歯高が新品の時の $\frac{5}{8}$ しかないということである。掘削時間とカッターの歯先摩耗進行は同じ掘削条件で全摩耗（T8）まで行って、その変化を知る事が最良ではあるが、時間や費用が非常にかかることからこのような実験は出来なかった。

写真-2は、歯先の摩耗状態を示したもので、使用初期の写真-1と比べると、その摩耗は、かなり進んでおり一部の歯先が極端に摩滅しているのがわかる。この摩耗の進化を累計回転数でまとめたものが図-1である。個々の歯先について、その摩耗量をみると、その程度は異なっており、その原因は、歯先の配列、各歯先の掘削量が異なるためと思われるので、まずカッターの歯先の配列と、その重複を図-2に示す。又、累計回転数50,000回転の時の各歯先摩耗状態を示すと、表-3のようになる。この結果を検討すれば、各歯先ごとの掘削量の違いによる摩耗量の差よりも、ずりの吸込口がA列カッターの円周上にあるため、A列カッターにより掘削されたずりは、吸入されやすく、C列及び、B列カッターでのずりは、吸入され難い。又、ビット全体からみた掘削面が、中央部が盛り上ったすりばち状になっており、カッターの歯先が中心部に及ばないことなど、根本的な掘削機構による差が大きいことが言える。したがって、各カッターが一様に摩耗していく理想的なビットを設計するためには、掘削機構からの検討が必要であると思われる。

推力20t、回転速度20r.p.m及び、25r.p.mの条件での和泉砂岩の摩耗の進化を推定すると次式となる。

$$H_T = 0.612 + 0.1119 t$$

（ビット回転速度25r.p.m，ビット推力20t）

$$H_T = 0.612 + 0.0897 t$$

（ビット回転速度20r.p.m，ビット推力20t）

H_T : ビットカッター歯先摩耗量（8分法による）

t : 掘削時間（hr）

カッターの摩耗公式として、E.M.Galle-H.B.Woodsの式がある。

$$W_R = \frac{i}{A_f \times a \times m}$$

$$i = n + 4.348 \times 10^{-5} \times n^3$$

$$a = 0.928 D^2 + 6D + 1$$

$$m = 1360 - 714 \log_{10} W$$

$$T = \int_0^D \frac{1}{W_R} dD$$

W_R : 歯先の摩耗率

A_f : 岩石による研摩性ファクター

n : ビット回転速度 (r.p.m)

D : カッターの摩損 ($1 - h/h_o$)

h : カッターの歯高 (mm)

h_o : カッターの元の歯高 (mm)

W : ビット荷重 ($10^3 lb$)

D_f : カッター寿命時の摩損 ($1 - h/h_o$)

T : 摩損までの寿命時間 (hr)

この式のうち、研摩性のファクター A_f は、未知数ではあるが、前述の摩耗の進化の推定式から算出して、摩耗度 T を寿命とした場合の各掘削条件での寿命時間及び、掘削延長を計算すれば、表-4 になる。

表からわかるように、推力 20 t、回転速度 25 r.p.m の場合が最も掘削延長も長く、掘削時間も短いことがいえる。したがって、実験結果からは、施工に際しては、出来る限り、推力を大きく、回転速度を大きくすれば良いことが言える。

12.4.2 摩耗量と掘削効率

(a) ビット推力と掘削トルク

ビット推力と掘削トルクの関係は、前年度の報告書で述べたように、ソース型カッターの場合、次の式で表わされる。

$$T = 0.044 W_d^{1.5} + 25$$

しかしながら、(図-3) の様に摩耗の進化により、掘削トルクの低下が見られ、前の式は、摩耗量 Hr の関数として、次の実験式でよくあてはまる。

$$T = K_1 W_d^\alpha + 25$$

$$K_1 = 0.0489 \times 1.38^{Hr}$$

$$\alpha = 1.498 - 0.068 Hr$$

(b) ビット推力と掘進量

ビット推力は掘進量に大きな影響を与えるが、ここでも摩耗の進行による影響も大きく、各摩耗量におけるビット推力と掘進量の関係を図-4 に示し、各ビット推力での摩耗の進行による掘進量の低下を、図-5 に示した。掘削量は、摩耗の進行につれて、ほぼ直線的に低下する。なお、ビット推力と掘進量の関係は、前年度の報告書で述べたとおり、次の式で表わされる。

$$Rr = KW_d^\alpha$$

Rr = 回転当り掘進量 (cm/rev)

W_d = 単位口径当り推力 (kg/cm)

K = 係数

α = 係数

この式のうち、係数 K と α は、摩耗量の影響を受け、本実験の結果より

$$K = 2.33 \times 10^{-7} \times 1.745 H^r$$

$$\alpha = 2.141 - 0.13 H^r$$

の式が、最も良くあてはまる。

(c) 掘削馬力と掘進量

摩耗の進行により、掘削トルク、および掘削量の低下が見られるが、摩耗が全体としての掘削効率の低下にどのように影響するかを見るため、各摩耗量における掘削馬力と掘削量の関係を表わしたのが図-6である。図からわかるように、摩耗が $T 1.12$ から $T 4.49$ に進むと、時間当り掘進量を $0.08 \text{ m}^3/\text{hr}$ とした場合、掘削馬力は 4.5 PS から 7.1 PS と 60% 増加する。

(d) ビット推力と馬力時間当り掘進量

ビット推力と馬力時間当り掘進量の関係を表わしたのが図-7である。

又、摩耗量を横軸にとって、馬力時間当り掘削量の変化を示したのが図-8である。このように掘削効率は直線的な低下を示し、ある摩耗量を越えると極端に掘削効率が低下する様な特異点はあらわれなかった。

12.4.3 ロータリー掘削機の経済的な施工

カッターの歯先、摩耗の進化によって、掘削馬力当りの掘進量及び、掘削馬力時間当りの掘削量が一定の割合で低下することが明らかとなった。したがって、この掘削効率の低下による掘削経費の増加と、カッター費用を含めた歯先交換のための経費との関連により、最も経済的で、かつ工期の早い歯先交換時期を見出すことが、可能なはずである。

まず、掘削単位は次の式で表わされる。

$$M = \frac{m + c}{L}$$

M = 掘削単価 (円/ m)

m = 掘削機運転経費 (円)

c = カッター費用 (円)

L = 掘削長さ (m)

次に、本州架橋における施工条件を表-5に示す。この表の掘削機の推力及び回転速度は、表-4に示したとおり、本実験において、もっとも掘削延長が長く、掘削時間の短い推力 20 t 、回転速度 25 r.p.m を選定して、口径比で試験機の $60 \text{ cm}\phi$ から $1 \text{ m}\phi$ 、 $3.6 \text{ m}\phi$ にスライドしたものである。ただし $3.6 \text{ m}\phi$ の場合は、動力やカッターの摩耗の点から回転速度に制約があり、また推力に対しても機械の構造や強度の点から制約がある。従って $3.6 \text{ m}\phi$ に対しては、出来るだけ回転速度を上げ、推力を大きくとる方が有利であるという室内実験結果と、実現場における施工条件とを考慮し、また過去の種々の試験施工結果を参考として 10 r.p.m 、 90 t を採用して、以下の検討を行なうこととした。

運転経費には、掘削機とその付属機器の動力費、損料労務費の他、海上足場や資料、連絡船、各種作業船についても、現場供用日数が掘削能率によって左右されるため考慮する必要がある。

しかしながら、本報告では、比較検討の精度を上げるため動力費、損料、労務費に限って取り上げ、ビットの交換時期との関係を求めることとした。損料を計上した項目は表-5のとおりである。

労務歩掛は、本州四国連絡橋基礎工調査実験報告書(46.7)、掘削実験結果の解析報告書(49.11)、を参考として表-5に示す値を用いた。

これらの条件から、掘削長、掘削時間、カット摩耗量と掘削経費の関係を求めた。その結果を、図-9に示す。

図中の○印は、交換時期を設定したときの直接掘削経費の値を示すものである。

図より $3.6\text{m}\phi$ 、 1.6m 深さの孔に対しては、1本の孔毎にカットを交換するのが経済的であり、 $1\text{m}\phi$ 、 5m での孔に対しては4本掘削毎に交換するのが得策であることがわかる。

以上の結果は、カットを或る時期に同時に交換するものとして比較検討を行なったが、実際には、摩耗したカットを肉もりをして再使用し、またカットの交換は一つのビットに対して、摩耗の著しいところから順次行なうのが一般的である。その他カットの摩耗と同時に軸受の損耗の程度も実際には考慮されるべき要素である。この点本報告の結果がそのまま現場に適用することは必ずしも妥当ではないかも知れない。しかしながらカットの摩耗に起因する性能の低下及び消費動力の増大等の削孔性能からみた場合の1つの交換時期に対する指針を示すことが出来たものと思われる。

12.4.4 花崗岩における掘削効率

花崗岩についても、和泉砂岩と同様の結果が表わされている。その代表的なものとして、図-10に掘削トルクと掘削量の関係を示す。図-3の和泉砂岩の時と比べて、岩の性質の違いによる掘削量の差はあるが、摩耗の進行による低下については、同じ傾向が表われている。

12.5 ま と め

ソース形カッターによる和泉砂岩の掘削において、その歯先の摩耗の進行は、ほぼ掘削時間に比例し、又、摩耗の進行につれて、掘削効率は低下し、そのうち掘削量については、直線的な落ち込みを示す。又、摩耗がある値以上進化すると、急激に掘削効率が低下するようなことはないことが明らかになった。

施工する立場からすれば、歯先の交換は掘削効率の低減から一元的に決定されるものでないが、本四の大口径掘削の施工条件に実験結果をそのまま適用した場合 $3.6\text{m}\phi$ 、 1.6m 深さの孔に対しては、1本掘削した時期に交換し、 $1.0\text{m}\phi$ 、 5m 深さの孔に対しては、4本掘削毎に交換するのが妥当であるという線を得た。

最後に、この実験を行うに、御協力いただいた、本洲四国連絡橋公団の皆様に感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 「掘削実験結果の解析報告書」
本州四国連絡橋公団 昭和49年11月
- 2) 土木研究所資料 第933号
「和泉砂岩に対するローラービットの削孔性に関する試験調査」
土木研究所 昭和49年3月
- 3) 土木技術資料 昭和45年11月 Vol.12 No.11
「米国における大口径削孔」 千田 昌平
- 4) 「本州四国連絡橋基礎工調査実験報告書」
本州四国連絡橋公団 昭和46年7月

表 12.1 掘削試料の物理試験結果

資料種類	試験法	単位	測定数	最大値	最小値	平均値	標準偏差
和泉砂岩 (鳴門産)	一軸圧縮強度	kg/cm ²	7	1540	1090	1289	187
	引張り強度	kg/cm ²	7	101.0	66.5	82.7	11.4
	ショア硬度		40	85.8	55.1	69.3	7.6
	比重		10	2.53	2.49	2.51	0.01
花崗岩 (稲田産)	一軸圧縮強度	kg/cm ²	10	1224	1022	1200	150
	引張り強度	kg/cm ²	10	41.5	21.7	29.0	6.7
	ショア硬度		20	110	93.	102	25
	比重		25	2.64	2.61	2.62	0.11
花崗岩 (真壁産)	一軸圧縮強度	kg/cm ²	3	1047	1007	1024	21
	引張り強度	kg/cm ²	10	92.8	41.2	72.7	17.5
	ショア硬度		40	104.5	51.4	82.5	14.3
	比重		10	2.69	2.66	2.68	0.01

表 12.2 掘削実験条件

ビット 推力	ビット回転 速度	5	10	15	20	25
		r.p.m	r.p.m	r.p.m	r.p.m	r.p.m
5 t		△	△	△	△	△
10 t		△	○	△	○	○
15 t		△	△	△	△	△
20 t		△	○	△	○	○
25 t		△	○	△	○	○

(注) ○は和泉砂岩、花崗岩とも実験

△は和泉砂岩のみ実験

表 12.5 施工条件

現場条件	掘削口径	1 m ^φ	3.6 m ^φ
	掘削深さ	5 m	16 m
掘削方法	ビット推力	33 t	90 t
	ビット回転速度	25 r.p.m	10 r.p.m
掘削経費	カッター経費	20万円×9個	20万円×24個
	掘削機運転経費	43千円/hr	76千円/hr
掘削機運転 経費内訳	世話役	1人/日	1人/日
	掘削機オペレーター	1人/日	1人/日
	クレーンオペレーター	1人/日	1人/日
	電気工	1人/日	1人/日
	ドライバー	1人/日	1人/日
掘削機運転 経費内訳	削手	4人/日	4人/日
	掘削機・クレーン・発電機 水中ポンプ・その他付属品 及び組み合せ機械損料、燃料・油料	一式	一式

表 12.3 累計回転数 50,000 回転
の時の各歯先の摩耗状態

カッターNo	カッター 形状	inner	center	outer	平均
GC		5.1	5.2	4.3	4.9
A1	1型	3.5	3.2	3.6	3.4
A2	2型	2.3	4.7	2.5	3.2
A列平均		2.9	4.0	3.1	3.3
B1	1型	4.6	7.8	5.9	6.1
B2	1型	3.6	6.7	5.6	5.3
B3	2型	3.3	5.8	3.6	4.2
B列平均		3.8	6.8	5.0	5.2
平均		3.9	5.3	4.1	4.4

表 12.4 各掘削条件でのカッター
の寿命時間と掘削延長

ビット 回転速度	ビット 推力	20 t	15 t	10 t
		m	m	m
25	r.p.m	39.2 hr	57.0 hr	83.7 hr
		20.4 m	17.7 m	13.4 m
20	r.p.m	48.9 hr	72.4 hr	105.7 hr
		20.0 m	18.1 m	12.7 m
15	r.p.m	65.8 hr	95.2 hr	141.5 hr
		20.4 m	17.1 m	12.7 m

(注) (1) 掘削長、掘削時間はカッター歯先摩耗量
Hr = T 5までの値

(2) 各条件の上段が掘削長、下段掘削時間

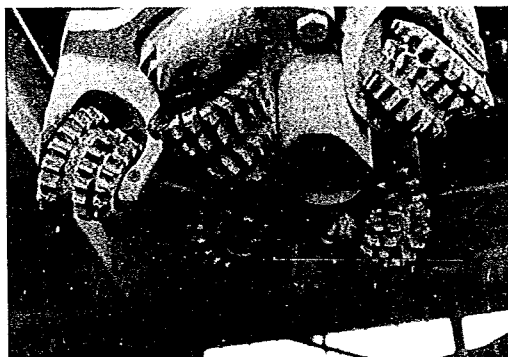


写真12.1 ツース形カッター



写真12.2.1 ツース形カッターの摩耗状態

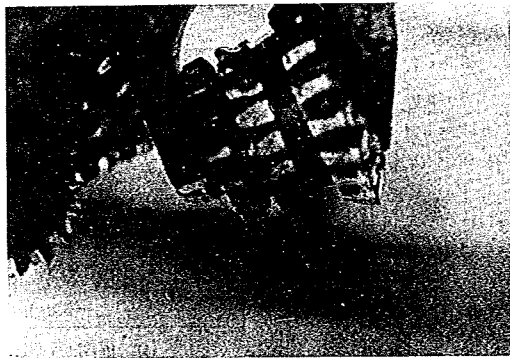


写真12.2.2 ツース形カッターの摩耗状態

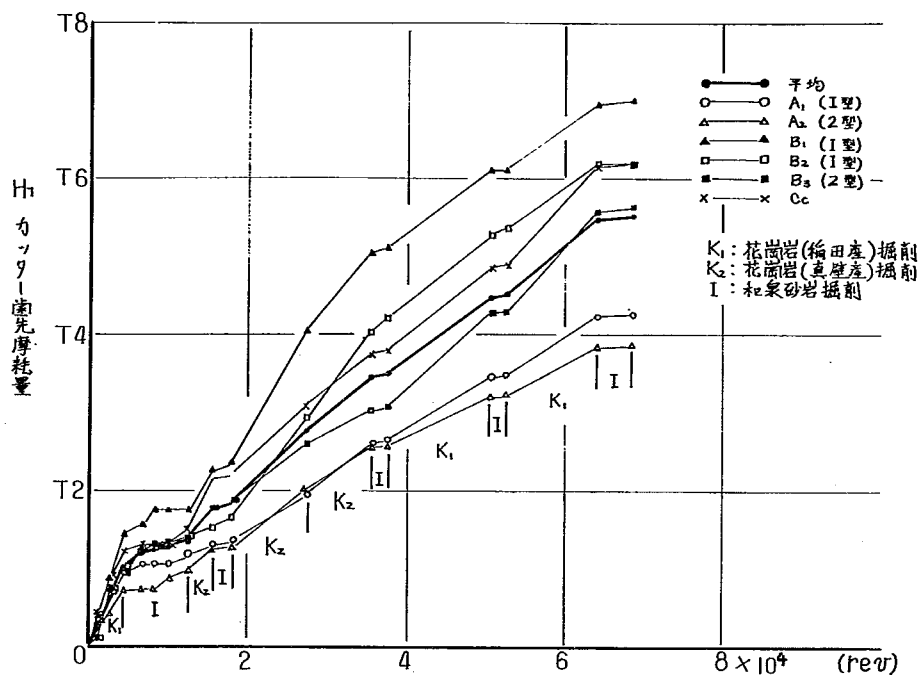


図 12.1 累計回転数とカッター歯先摩耗量の関係

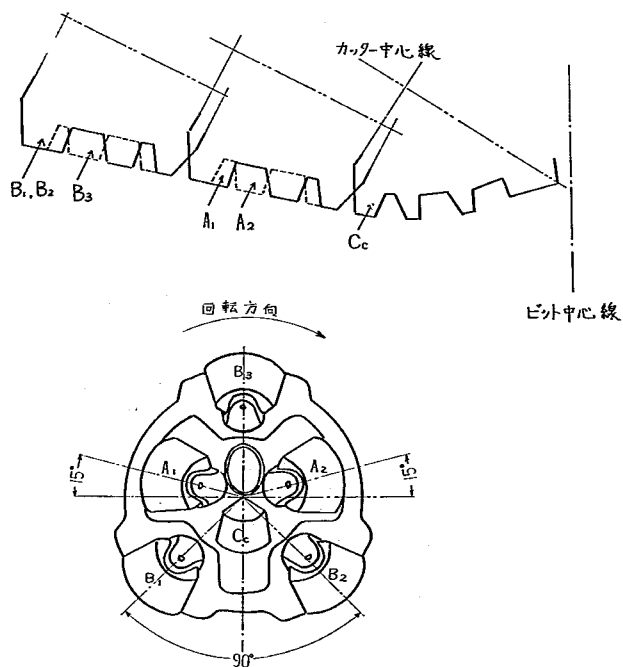


図 12.2 カッター歯先の配列とその重複状態

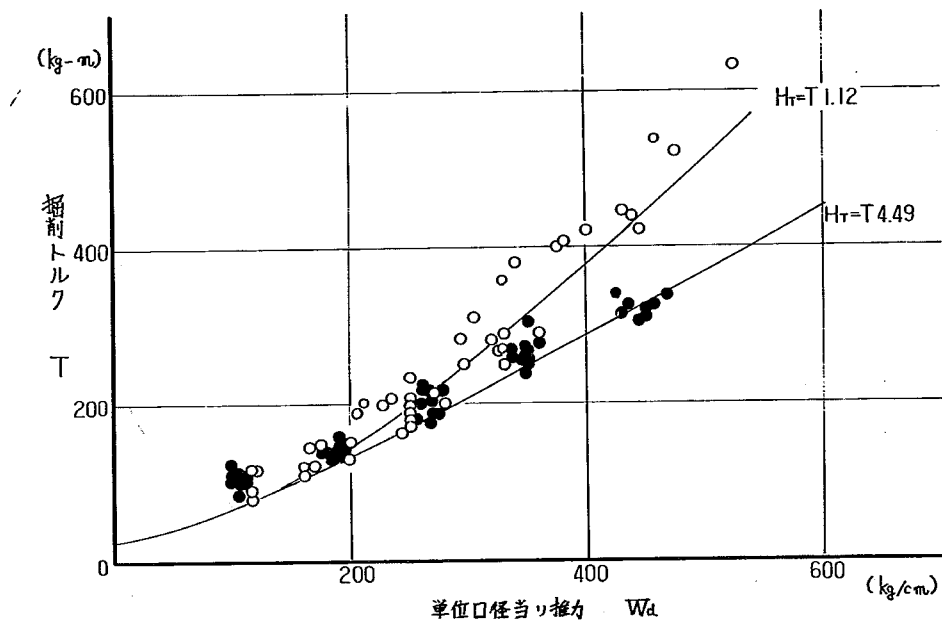


図12.3 単位口径当り推力と掘削トルクの関係

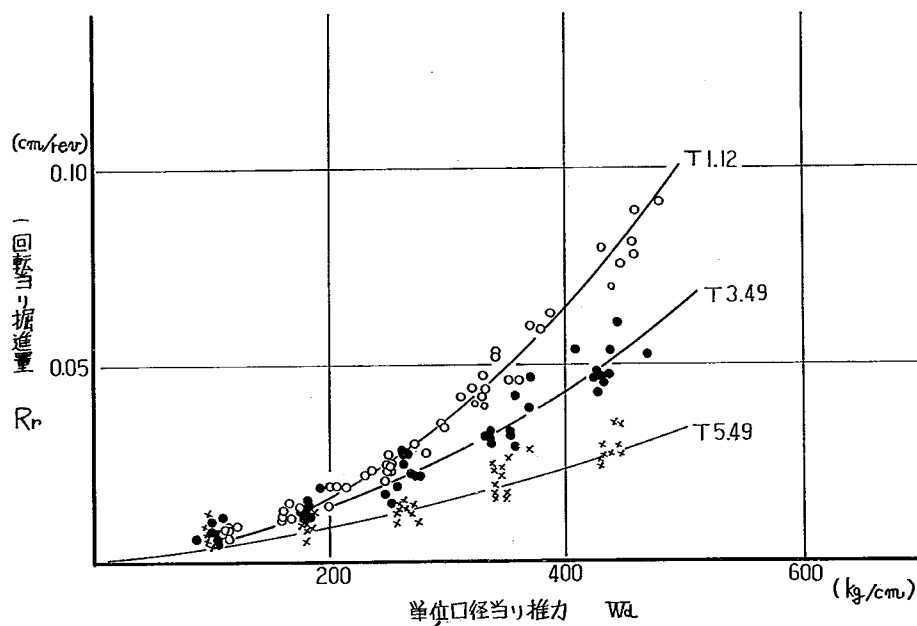


図12.4 単位口径当り推力と一回転当り掘進量の関係

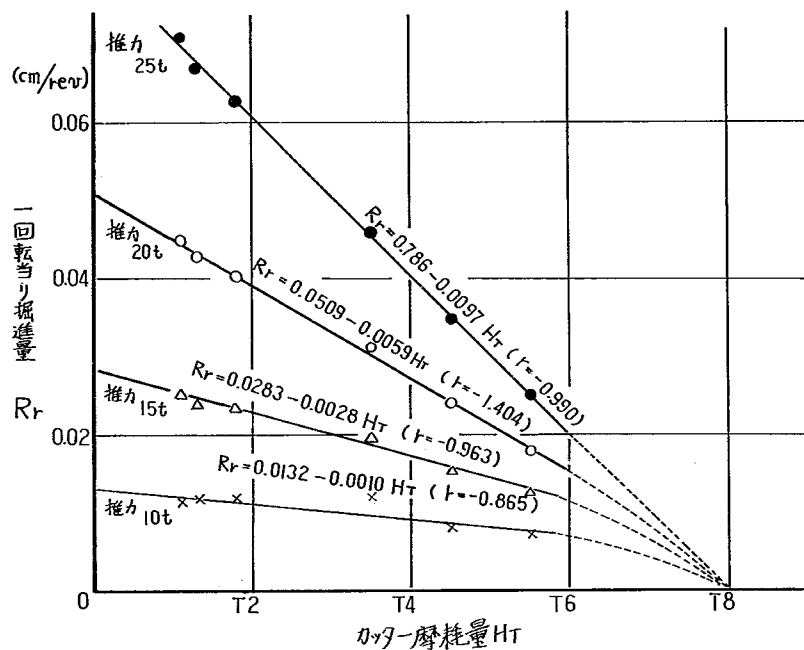


図12.5 カッター摩耗量と一回転当り掘進量の関係

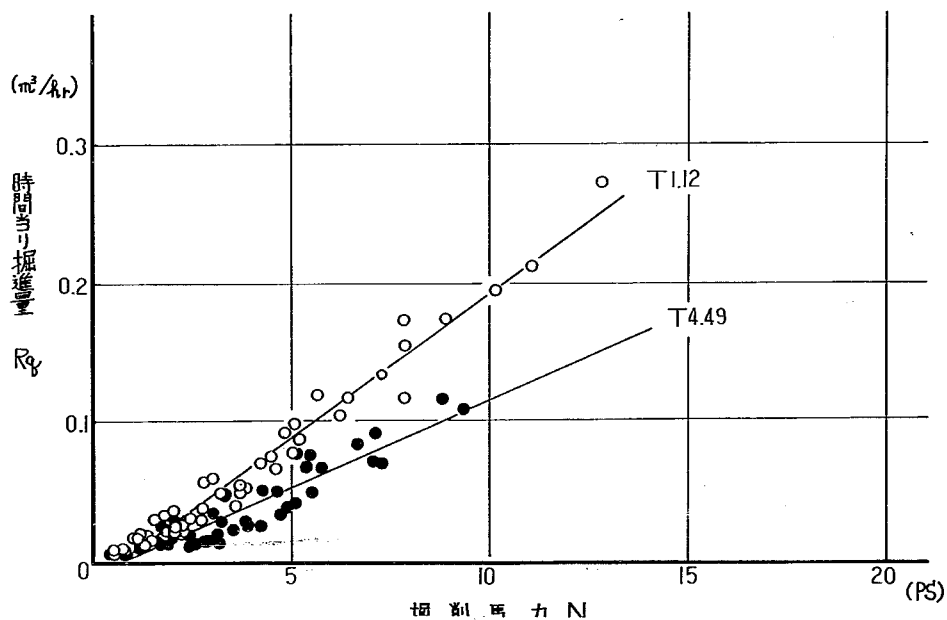


図12.6 掘削馬力と時間当り掘進量の関係

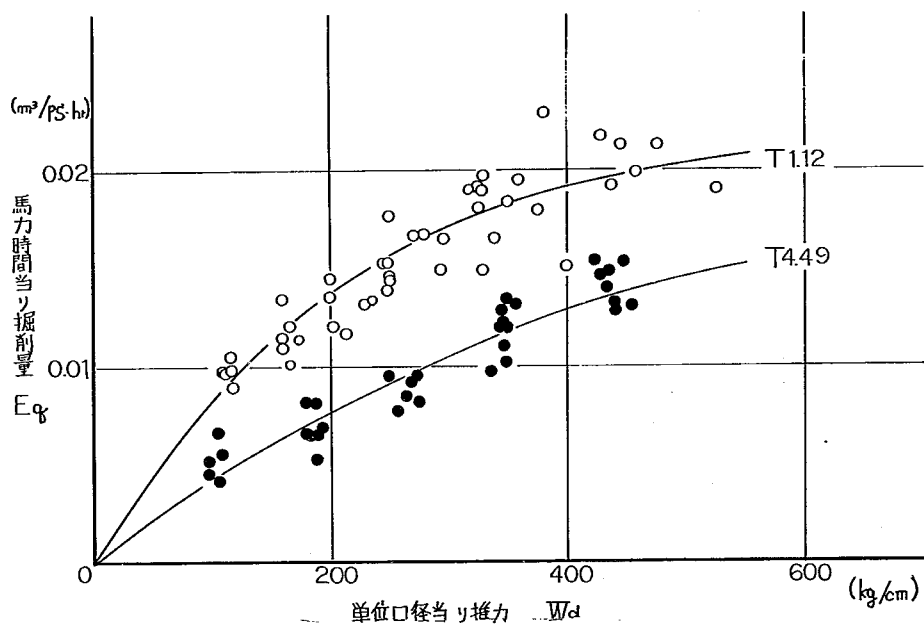


図12.7 単位口径当り推力と馬力時間当り掘削量の関係

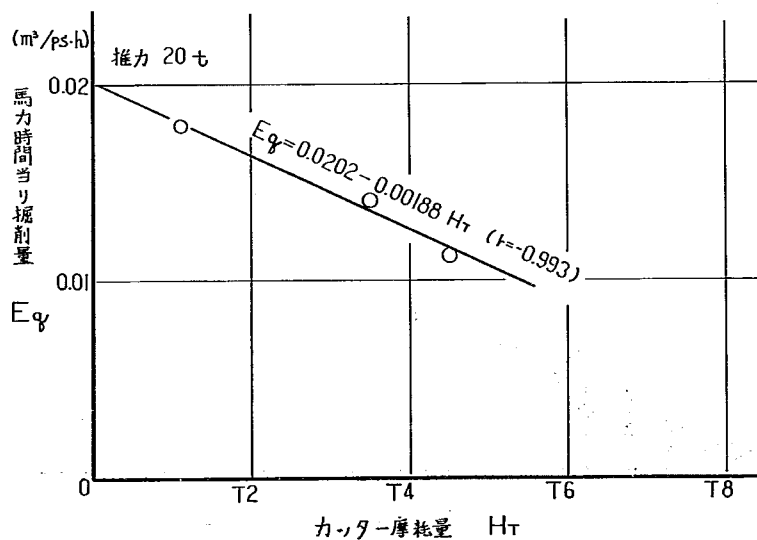


図12.8 カッター歯先摩耗量と馬力時間当り掘削量の関係

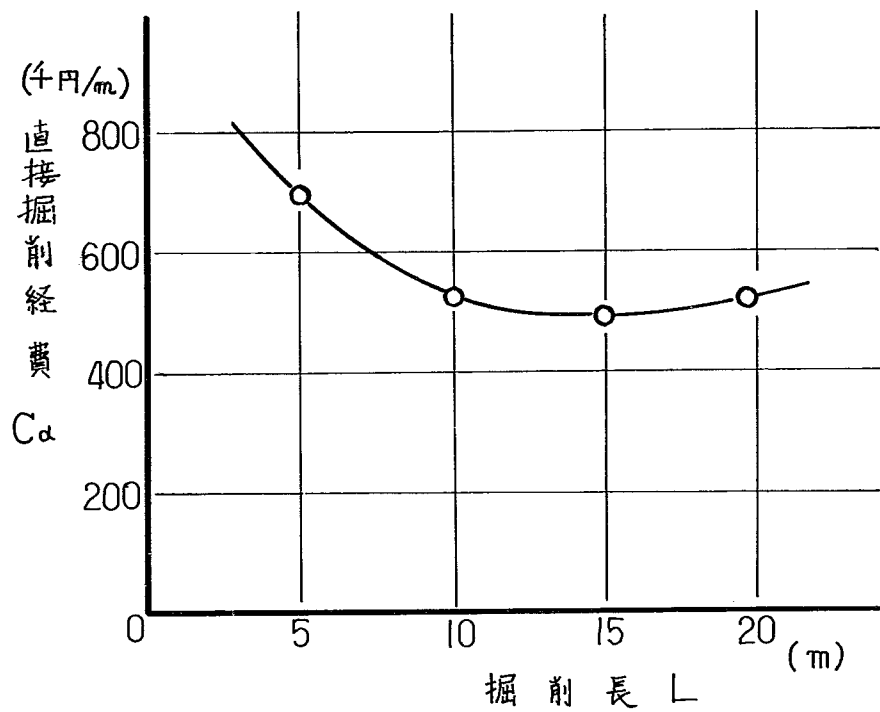


図12.9 掘削長、掘削時間及びカッター摩耗量と掘削経費の関係

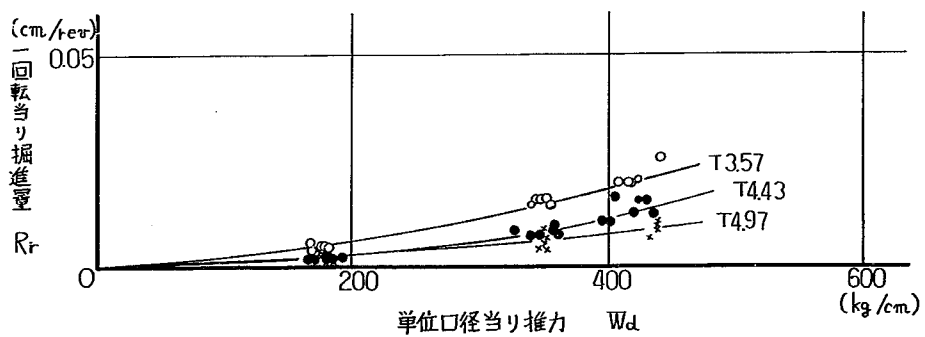


図12.10 単位口径当り推力と一回転当り掘進量の関係(花崗岩)

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第989号
昭50年3月(1975)
土木研究所

キーワード 吊橋, 耐震, 耐風, 基礎地盤, 鋼床版
交通騒音, 掘削試験, 海中汚濁, 塗料, 明石層

要旨

本四公団受託研究に関する49年度の報告書である。



郵便はがき

は
十
四
切
手
を
い
は
つ
て
下
さ
を

2 8 0 - □ □

建設省
振動研究所
御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

43

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第989号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印