

土木研究所資料

第1973号

本州四国連絡橋の設計施工に関する 研究報告

昭和58年3月

建設省土木研究所

目 次

第1章 総 論	1
1-1 交通環境に関する調査試験	1
1-2 舗装基準に関する調査試験	1
(1) 長浦試験舗装調査	1
(2) 土木研究所大ループ鋼床版舗装調査	2
(3) 局部変形を考慮した鋼床版舗装の解析	2
1-3 基礎工に関する調査試験	2
1-4 耐風調査	3
1-5 鋼床版構造に関する調査試験	4
1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	4
1-7 長大橋の耐震性に関する調査試験	5
第2章 交通環境に関する調査試験	7
2-1 まえがき	7
2-2 調査方法	7
2-3 調査結果	8
2-4 温度勾配の影響	15
2-5 結 論	24
第3章 舗装基準に関する調査試験	25
3-1 まえがき	25
3-2 長浦試験舗装調査	25
3-3 土木研究所大ループ鋼床版舗装調査	30
3-4 局部変形を考慮した鋼床版舗体の解析	33
第4章 基礎工に関する調査試験	41
4-1 まえがき	41
4-2 実験の概要	41
4-3 実験地盤の定数	45
4-4 二次元実験の結果	46
4-5 三次元実験の結果	56
4-6 まとめ	59

第5章 耐風調査	61
5-1 調査の概要	61
5-2 門崎高架橋の耐風性調査	61
5-3 南備讃瀬戸大橋の耐風性調査	65
第6章 鋼床版構造に関する調査試験	123
6-1 まえがき	123
6-2 対象とした構造	124
6-3 試験方法	124
6-4 試験結果	131
6-5 タイプBに関する2, 3の考察	138
6-6 まとめ	140
第7章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	141
7-1 まえがき	141
7-2 調査目的	142
7-3 調査方法	142
7-4 調査結果	146
7-5 まとめ	157
第8章 長大橋の耐震性に関する調査試験	161
8-1 まえがき	161
8-2 調査目的	161
8-3 群杭効果の検討	161
8-4 脚付ケーソン基礎の構造	163
8-5 解析実施ケース	166
8-6 計算結果	167
8-7 道路橋示方書による杭基礎およびケーソン基礎の剛性との比較検討	175
8-8 結 論	180

第1章 総 論

昭和57年度における受託研究の課題および分担はつぎのとおりである。

- (1) 交通環境に関する調査試験（交通環境研究室）
- (2) 舗装基準に関する調査試験（舗装研究室）
- (3) 基礎工に関する調査試験（基礎研究室）
- (4) 耐風調査（構造研究室）
- (5) 鋼床版構造に関する調査試験（橋梁研究室）
- (6) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験（振動研究室）
- (7) 長大橋の耐震性に関する調査試験（耐震研究室）

これらの受託研究を遂行するための経費の総額は21,680千円であった。

以下に各課題の概略を紹介する。

1-1 交通環境に関する調査試験

本州四国連絡橋は路面が地表面より非常に高く位置するため、道路交通騒音が広範囲に及ぶことが考えられる。この場合、風・気温等の気象条件が騒音伝播に及ぼす影響を検討する必要がある。

本調査は、気温が騒音伝播に及ぼす影響について調査したものである。

本年度は、音源及び受音点の高さによる影響の違いを検討するため、音源を地上及び地上より10mの高さ；受音点を地上1.2m及び12mの高さに設置して実験を行った。音源は人工音を用い、受音点は音源より400mの範囲に設定している。

実験結果は以下の通りである。

- (1) 受音点高さが1.2mの場合、音源（地上）からの距離が100m～200mになると、500Hz～2 kHzで温度勾配が影響する。
- (2) 受音点を地上12mに設置した場合、あるいは、音源を地上10mに設置した場合の温度勾配の影響は認められない。
- (3) 音源が地上にあり、受音点の高さが1.2mの場合に限って、温度勾配の影響が認められる。

この影響は騒音レベルに換算した場合、1 dB (A) 以下である。

1-2 舗装基準に関する調査試験

(1) 長浦試験舗装調査

昭和51年3月に施工した長浦試験舗装は、昭和57年12月までに供用81ヶ月を経過している。

本年度の調査は昭和57年12月に実施した。この間の累積大型車交通量(N)は約 $1,164 \times 10^4$ 台で、打替えを行った3工区と4工区は 882×10^4 台に達している。

調査結果は以下の通りである。

- (1) 1工区と2工区は昨年とほとんど変わらず、評価は良い結果を示している。(1工区：改質アスコ

ン+グース)

- (2) わだち掘れは、2工区(改質アスコン+改質アスコン)に大きく出ているが、全体的には昨年とほぼ同様となっている。
- (3) 3工区(エポキシアスコン+エポキシアスコン)と4工区(エポキシアスコン+改質アスコン)はひびわれが多くなり修繕を必要とする水準に達している。

(2) 土木研究所大ループ鋼床版舗装調査

舗装走行実験場内に架設した試験橋梁の上で実施した鋼床版舗装は、今年度で供用3年目になる。この間、荷重車による走行試験と載荷実験を行って来た。

荷重車は、後輪輪荷重を5tに調整したものを使用している。今年度の走行回数は $N=3.7 \times 10^4$ 回で、累積では $N=23 \times 10^4$ 回となっている。

路面性状調査及び載荷実験の結果は以下の通りである。

- (1) 第1橋梁および第2橋梁の両舗装ともひび割れの発生は認められていない。
- (2) わだち掘れは大きくなる傾向があり、これらはアスコンの種類による差が現われてきている。
- (3) 舗装表面のひずみは、タイヤがゲージ直上にある時は引張りひずみが発生しているが、荷重車の移動にともなって引張りから圧縮に変化する様子が認められた。

(3) 局部変形を考慮した鋼床版舗装の解析

これまでの調査試験より鋼床版舗装の破損は、ひびわれの発生位置や形状などから鋼床版構造と密接な関係があることが認められた。

このことから舗装の疲労性状を検討するために、構造系の曲げ変形を鋼版単体の解析に舗装が加わった等価な鋼版に換算して、帯要素に分割する解析を行った。

結果は鋼床版舗装表面に発生する最大引張りひずみ量を荷重位置、荷重強度、舗装厚および舗装体の弾性係数をパラメータとしたモノグラフにまとめた。

1-3 基礎工に関する調査試験

明石海峡大橋松帆側アンカレイジ(4A)の基礎は神戸層を支持地盤として考えられるが、この下層には傾斜した花崗岩層が存在しているためアンカレイジの安定計算に関して問題が残されている。

前年度は、均一地盤、二層傾斜地盤のそれぞれについて、松帆側アンカレイジに相似させた室内模型実験を行い、極限支持力、地盤の破壊性状、荷重～変位特性などそれぞれの違いを比較し検討を行った。

その結果、二層傾斜地盤について次のことが判明した。

- (1) 均一地盤に比べ、極限支持力は約40%大きく、すべり線の発生時の荷重もやや大きいこと。
- (2) 均一地盤に比べすべり線はその発生範囲が狭く、花崗岩層と神戸層の境界ですべっている。

このことから、二層傾斜地盤は基礎底面と花崗岩層の間の神戸層モデルが圧縮されて高圧状態になるため、大きな強度を発揮するものと考えられる。

本年度は、基盤層(花崗岩)の傾斜角度及び神戸層の層厚が支持力等に及ぼす影響を把握するため、主として二次元模型実験を実施し、一部三次元模型実験(傾斜角度25°のみ)で補充した。

その結果、二次元模型実験では以下の点が明きらかになった。

- (1) 極限支持力は基盤層の傾斜角度 (α) が $20^\circ \sim 30^\circ$ では、神戸層の層厚/基礎幅 (h/B) が大きくなる程小さくなるが、神戸層の均一地盤の極限支持力よりも小さくなることはない。
ただし $h/B \geq 2 \sim 3$ では、ほぼ一定値となる。
- (2) $\alpha = 23.5^\circ$ の場合、地中のすべり線は、 $h/B \leq 0.8$ で基盤面に接し、 $h/B \geq 1.0$ で神戸層内にのみ発生する。
また、三次元模型実験では、地中のすべり線は、二次元模型実験と同様、 $h/B \leq 0.6$ で基盤面に接し、 $h/B \geq 1.0$ で神戸層内のみ発生したが、極限支持力と h/B との間には相関が認められなかった。三次元模型実験については、今後さらに詳細な検討を要する。

1-4 耐風調査

本年度は、門崎高架橋の耐風安定性の良好な断面を求めることを目的として一連の風洞実験を行うとともに南備讃瀬戸大橋の耐風安定性についての検証実験および三分力測定試験を実施した。

(1) 門崎高架橋の耐風調査について

昨年度に引き続き全径間弾性模型を使い一連の風洞実験を行い、各振動抑制等の効果について比較検討を行った。また、桁に作用する風の特性を把握するため、地形模型のみの状態で、桁の位置における気流測定を行うとともに、桁より剝離する後流の特性を知るために、桁のみを設置し桁の後流の測定を実施した。

実験結果は以下の通りである。

- (1) 基本断面は風速 17m/s の一様な風を受けると第1次のたわみモードの渦励振が発見し、順次風速が上昇するにつれて高次のたわみモードの渦励振が発現し、風速 36m/s の風を受けるとギャロッピングが発現する
- (2) 乱流中においても渦励振の発現風速はほとんど変わらないが、その振巾は約 $1/3$ 程度に下がる。また、ギャロッピング現象も発生するが、その発現現象は緩和する。
- (3) 一般的に、背後に岬があることは、風の迎角を大きくするため、橋桁の耐風安定性を劣化させている。
- (4) 下部スカートを連続にした場合にはギャロッピングを抑制する効果があるが、断続に取りつけた場合には渦励振を抑制する効果はあるがギャロッピングを抑制する効果はほとんどない。
- (5) フラップはギャロッピングを抑制する効果はあまりないが、渦励振の抑制には効果がある。
- (6) 丸形フェアリングもギャロッピングを抑制する効果がある。
- (7) 総合的にみて、ダブルフラップ+断続スカートあるいは丸形フェアリングを取りつけた場合が発振現象を抑制する効果が大きい。
- (8) 乱流の影響は一般に渦励振の発振振巾を抑制する方向に作用する。しかし、ガスト応答はかなり大きくなる可能性がある。
- (9) 桁の後流の特性は、桁から1橋巾 ($1B$) だけ離れた個所では、風速が桁直背後で弱まり、乱れ強さは、 $20 \sim 40\%$ となっている。この傾向は $2B$ 離れた個所まで強く現われるが、 $3B$ 離れたところで

かなり緩和される。

(2) 南備讃瀬戸大橋の耐風調査

南備讃瀬戸大橋の耐風性については、完成系および下部床に存来線を単独に載せた状態での風洞実験を実施した。いずれの断面も、自励振動および渦励振などの発振現象は現われなかった。また、実験で得られた抗力係数の値は1.91であった。

1-5 鋼床版構造に関する調査試験

鋼床版トラフリブ現場溶接継手の施工条件について、施工試験および疲労試験の両面から検討を続けてきたが、その結果、現場溶接施工を行うにあたり選択すべき諸条件や注意すべき項目について明らかにすることができた。特に主げた(あるいは縦げた)ウェブと隣接するリブとの距離 l については、本四公団の鋼床版設計要領に定められた規定を上まわる数値が、施工上必要であるという結果となった。

(本四公団鋼床版設計要領： l の規定)

- ① 主げた付近を車輪が通過する際に、ウェブ近傍のデッキプレートが曲率半径の小さいたわみ変形を生じ、舗装を損傷する大きな原因となるという理由から、 $l_{\max}=200\text{mm}$
- ② 施工上の理由から $l_{\min}=150\text{mm}$

実際の橋梁においては、次のうちどちらかを選択しているのが実状である。

- 1) $l \leq 200\text{mm}$ とし主げたウェブに隣接するリブのみ高力ボルト継手とする。
- 2) $l = 300\text{mm}$ 以上確保し、ウェブとデッキプレートの接合部に何らかの対策を施す。

今年度は、効果が明らかにされておらず、また新たな部材を溶接することにより、疲労の問題が生じる可能性がある2)について、以下の対策方法を施した試験を行った。

- (イ) デッキプレートとウェブの間に巾100mm 程度の帯板をそう入する方法
- (ロ) 二等辺直角三角形のプレート (150×150mm) を50cm ごとに、デッキプレートとウェブの隅角部に取り付ける方法
- (ハ) 巾150mm 程度の帯板材を、ウェブとデッキプレートを頂辺とする二等辺三角形の底辺の位置にとりつける方法

これらのうち、(イ)が比較的一般に用いられている方法であり、(ロ)は試験的に用いられたことがある。

(イ)については今回初めて試みる方法である。

試験結果は以下の通りである。

- (1) (イ)の方法が最も効果的であり、かつ疲労に対しても問題はない。
- (2) (イ)の方法は、構造の簡便さの割に一定の効果が期待でき、捨て難い方法である。
- (3) (ロ)については、設置間隔をかなり短くしない限り十分な効果は期待できない。

なお、本課題の調査試験は本年度をもって終了する。

1-6 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

土木学会、明石海峡大橋耐震設計小委員会では、昭和52年度に、明石海峡大橋周辺の既応の地震発生状

況から橋梁下部構造支持地盤上の設計加速度 (180gal) の再現期間をおおむね250年と見込んでいる。この方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間 (≒再現期間) を算定するものであり、以下の点で、実際の地震発生状況と必ずしも対応していないことが各方面から指摘されている。

- (1) 地震の発生頻度は空間的に一様ではない。
- (2) 地震の最大規模は地殻構造と密接な関係があり、空間的に一様ではない。

以上のような点を正しく加速度期待値に取り入れるために、昭和55年度は、(i)架橋地点周辺を複数個のサブゾーン (面震源) もしくは点震源の組み合わせにより表示でき、また(ii)地震の発生頻度、最大発生地震規模をそれぞれの面震源もしくは点震源ごとに定めることができる解析手法を検討した。昭和56年度は、断層特性等による地震発生状況の地域区分の方法、河角マグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード M_0 の設定方法、 b 値の地域性等を、主として文献により調査検討し、解析に用いる定数の選定根拠を明らかにした。

本年度は、昨年度までの地震動期待値の解析手法および解析に用いる定数の選定方法に基づき、明石海峡大橋建設予定地点における最大加速度および減衰定数5%の加速度応答スペクトルの期待値を検討した。結果として、第一種地盤の表面において、最大加速度180galの地震動は、再現期間約140年に相当することがわかった。

また、長周期地震動の特性を検討するために、気象庁1倍強震計 (低倍率の機械式変位型地震計、固有周期5～6秒) 記録のうち、1968年十勝沖地震 ($M=7.9$) による東北、北海道地域で観測された変位記録を数値化し、これを数値微分して求めた加速度波形の特徴を予備的に検討した。

1-7 長大橋の耐震性に関する調査試験

明石海峡大橋を始め深い水深下に長大橋の基礎を計画せざる得ないケースが多く、その構造として脚付きケーソンは有力な方法と考えられすでに榎石島橋に採用され施工が行なわれている。

本調査試験は、地震時における脚付きケーソンのケーソン部および脚柱部の応答、脚柱部底面と側方の地盤反力応答に着目し、力学モデルがどの程度簡素化し得るかを検討するものである。脚付きケーソンの脚柱部は沈設されたケーソンの下方に大口径の場所打ち杭が密に打ち込まれるため、通常の杭基礎に比べてかなり杭間隔が狭く、杭の反力特性に群杭効果が影響するものと考えられる。そこで本年度は第一段階として、脚柱部の群杭効果について静的解析により検討を行った。既往の実験や研究により群杭は単杭に比べて K_h 値 (水平方向の支持力係数) が低減することは知られているが、その低減率については明確に把握されていない。

本試験調査では、各杭が地盤を介して連成変形することを考慮して求めた剛性マトリクス (地盤復元力の剛性、杭体としての剛性、杭先端の境界条件から成る) と、各杭がそれぞれ単杭であるものとして得られた剛性マトリクスを比較することによって群杭効果を定量的に把握することとした。地盤変位の影響については、地盤を半無限弾性体とし、ミンドリンの解を用いて求めた。また、道路橋示方書 (IV) 下部構造編に基づいて計算を行い比較検討を行った。

結果は以下の通りである。

- (1) 群杭効果として根入れ層の水平方向変位の低減率は約20%に、鉛直向変位の低減率は約25%にまで低下した。(全杭の変位の連成を考慮)
- (2) この値は道路橋示方書(IV) 下部構造編により仮想ケーソンとして計算した値よりいくぶん大きくなる程度である。

構造橋梁部長 村上己里

第2章 交通環境に関する調査試験

交通環境研究室 足立 義雄
岡崎 新太郎

2-1 まえがき

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

これまでは、既往の文献調査や音源を地上に設置して実験を行っている。今年度は音源および受音点の高さによる影響の違いを検討するために、音源を地上および地上より10mの高さに、受音点を地上1.2mおよび12mの高さに設置して実験を行った。

表2-2-1 調査日時

2-2 調査方法

(1) 調査場所

これまでの調査で実験を行った場所と同じ利根川遊水地内で、周囲の良く開けた平坦裸地を利用した。

(2) 調査日時

地表付近の温度勾配に日変化があり、かつ地表から上空に向うにつれて温度が上昇する逆転現象が起こりやすい冬期の快晴でほとんど風の無い日に、実験を行った。調査日時は表2-2-1に示すとおりである。

月 日	回 数	音源位置	測 定 時 刻	
			騒音測定	気象測定
12. 7	1回目			17:09~17:34
		地 上	17:34~17:44	
				17:39~18:18
	2回目	10m	18:21~18:31	
				20:13~20:32
		10m	20:43~20:53	
	3回目	地 上	21:03~21:13	
				21:50~22:02
				22:47~23:02
	4回目	地 上	23:17~23:27	
				23:20~23:27
		10m	23:35~23:45	
12. 8	4回目			4:42~4:58
		10m	5:00~5:10	
		地 上	5:17~5:27	
	5回目			5:19~5:34
				5:42~5:47
		地 上	6:00~6:10	
	6回目			6:13~6:24
		10m	6:26~6:36	
				6:45~6:59
	7回目	10m	7:05~7:15	
		地 上	7:15~7:25	
				7:19~7:32
	8回目			9:28~9:40
		地 上	9:44~9:55	
		10m	9:56~10:05	
	9回目			10:03~10:14
				10:17~10:27
		10m	10:20~10:30	
	10回目			10:30~10:39
		地 上	10:43~10:53	

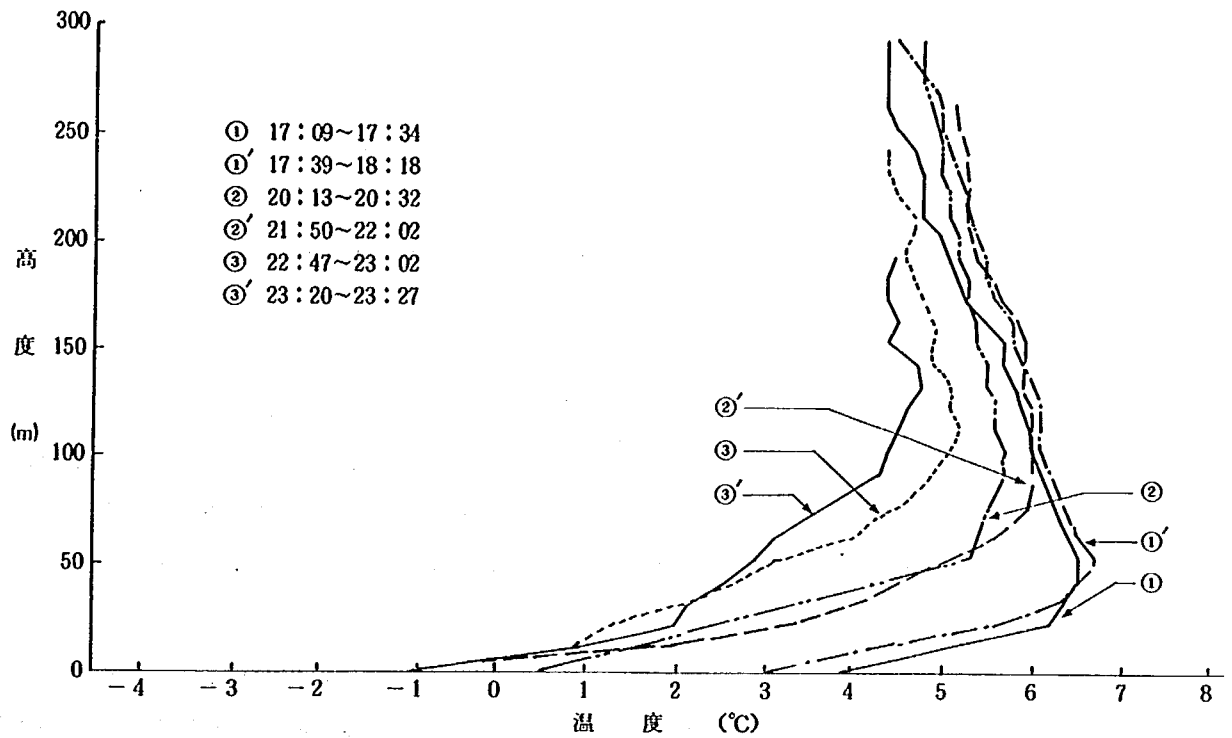


図 2-3-1(a) 気温の鉛直分布 (12月 7日観測)

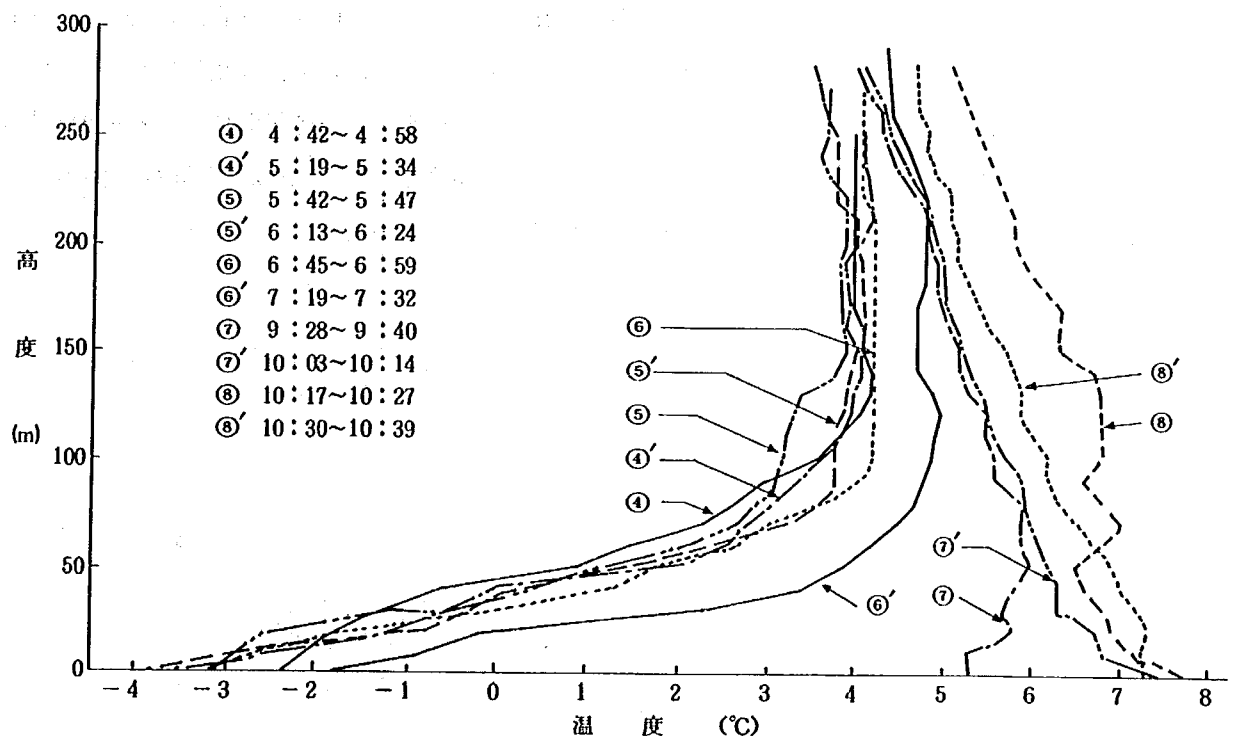


図 2-3-1(b) 気温の鉛直分布 (12月 8日観測)

図2-3-2に示すベクトル風速とは、音源と受音点を結ぶ方向の風速成分で、プラスは音源から受音点の方向に風が吹いていることを表わし、マイナスは受音点から音源の方向に吹いていることを表わす。騒音測定中における風の状態はベクトル風速で $\pm 1\text{ m}$ 以内の微風であった。

また、図2-3-2の温度勾配は地上付近の気温の鉛直分布から求めている。プラスは上空に向うほど気温が上昇する状態、いわゆる気温の逆転状態を、マイナスは逆に上空に行くほど気温が下がっている状態を表わす。明け方に急激な温度勾配の変化が起こっている。

(2) 騒音測定

図2-3-2に気象の観測結果と対比させて、125 Hzから2 kHzにおける相対レベルの時刻変動を示す。ここで相対レベルとは音源に最も近い受音点の音圧レベルを基準としたときの各受音点の音圧レベルを表わしている。音源を地上に設置した場合は音源より5 m離れた高さ1.2mの受音点における音圧レベルを、音源を地上より10mの高さに設置した場合は音源より5 m離れた高さ12mの受音点における音圧レベルを基準としている。

図2-3-2(a)に音源が地上で受音点の高さが1.2mのものを示す。音源より50m離れた位置における2 kHz, 100m地点と200m地点における500Hz~2 kHzについて、温度勾配による相対レベルの上昇がみられる。音源からの距離が大きくなるにつれて、500Hz~2 kHzで温度勾配が影響してくると思われる。相対レベルに対するベクトル風速の影響については、ベクトル風速がいずれの場合においても1 m以内と小さいが、測定誤差をも含めて、風上側と風下側の測定値に若干の差を生じている。

図2-3-2(b)~(d)に音源が地上で受音点の高さが12m、音源の高さが10mで受音点の高さが1.2m、音源の高さが10mで受音点の高さが12mのものをそれぞれ示す。いずれの場合も相対レベルに対する温度勾配の影響はみられない。音源や受音点が高い所に設置されると、騒音伝播に対する温度勾配の影響は認められなくなる。相対レベルに対するベクトル風速の影響は、図2-3-2(a)と同様の傾向を示す。なお、400mの地点ではS/N比が不足して有効な測定が行えなかった。

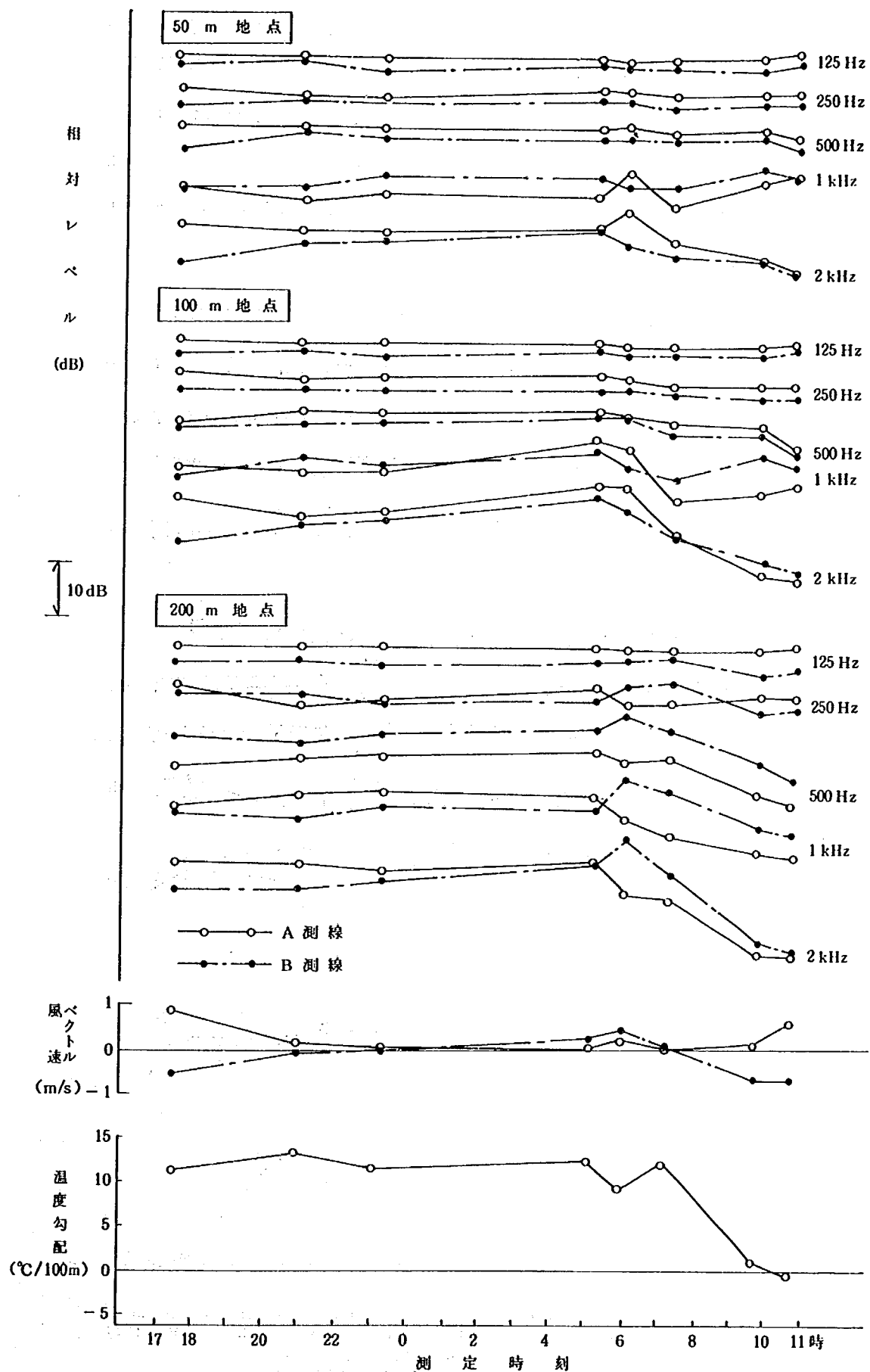


図2-3-2(a) 相対レベルと気象の時刻変動
〔音源高：地上，受音点高：1.2m〕

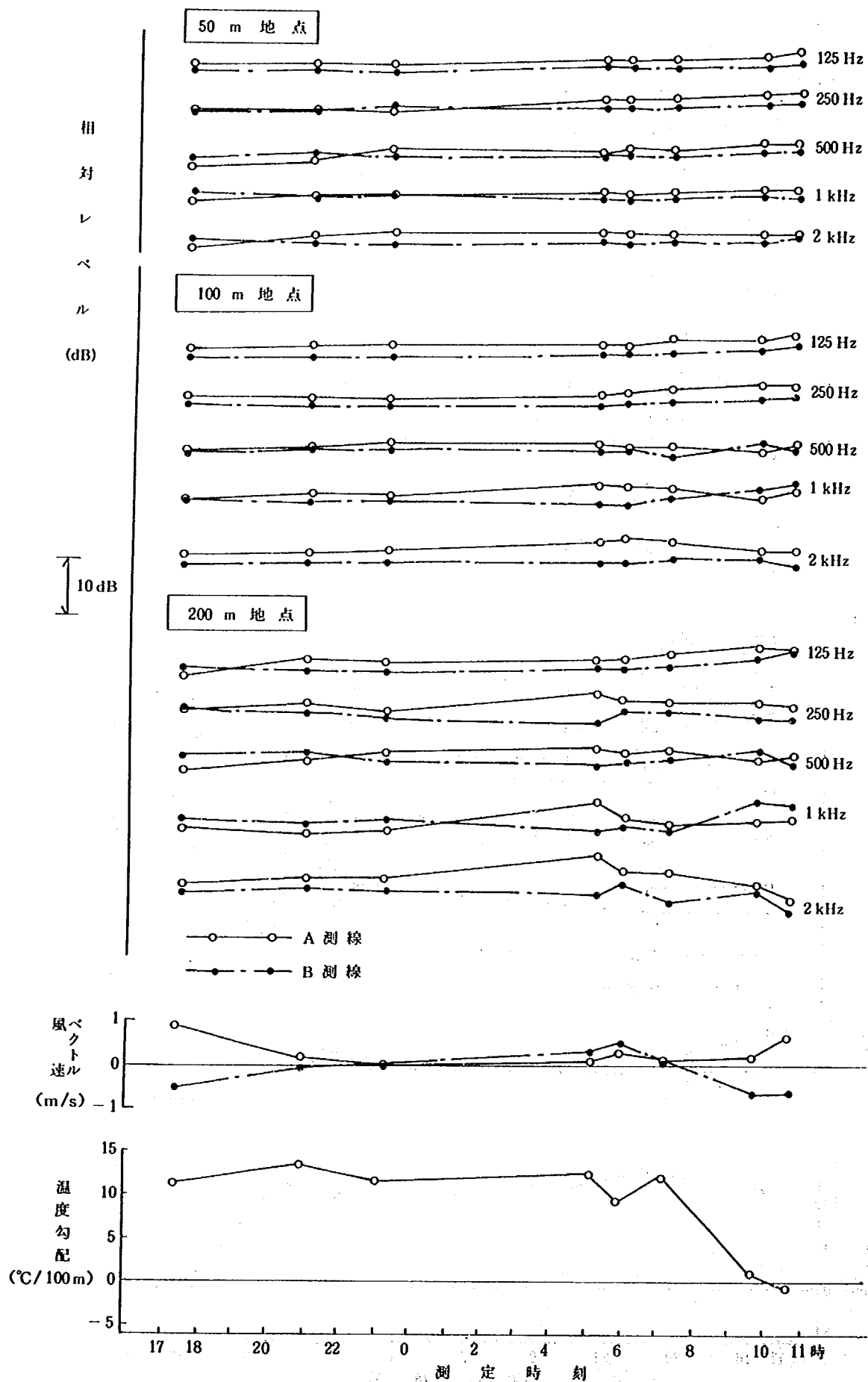


図 2-3-2(b) 相対レベルと気象の時刻変動
(音源高：地上，受音点高：12m)

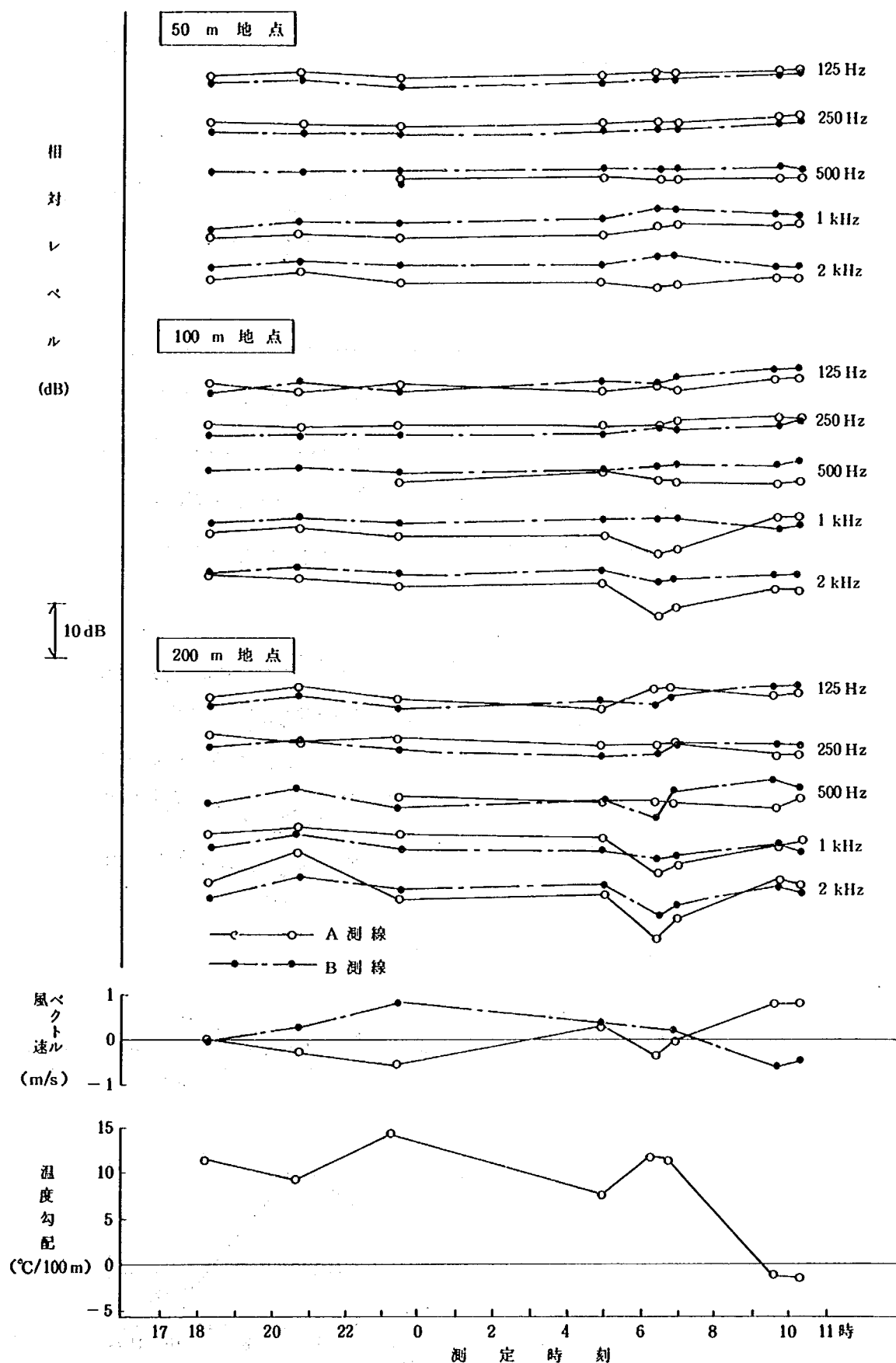


図 2-3-2(c) 相対レベルと気象の時刻変動
(音源高: 10m, 受音点高: 1.2m)

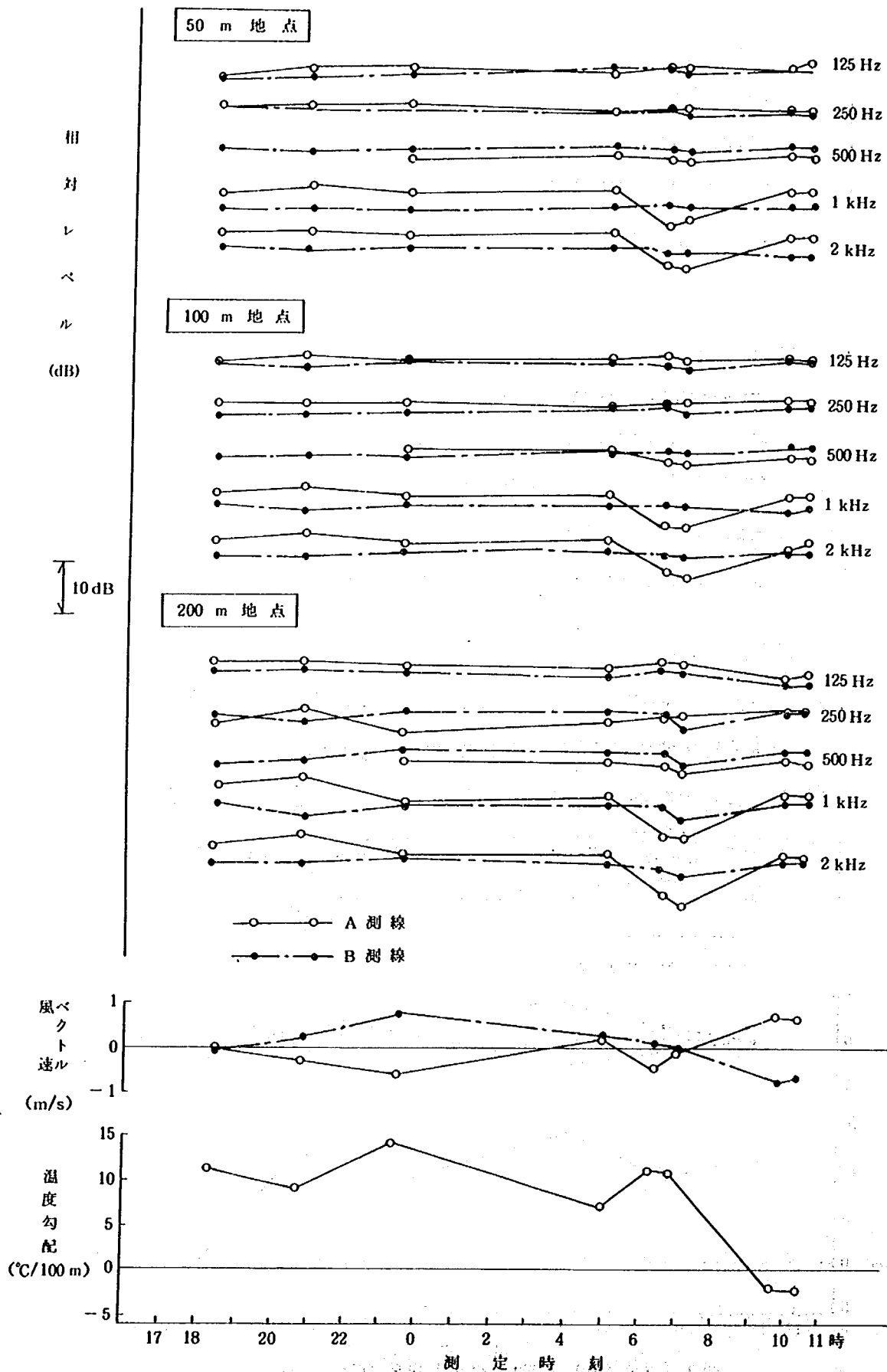


図 2-3-2(d) 相対レベルと気象の時刻変動
〔音源高：10m, 受音点高：12m〕

2-4 温度勾配の影響

以下では前年度までの調査結果と合わせて、温度勾配の影響を検討してみる。今年度得られたデータはすべてベクトル風速が1 m以内のものであるが、前年度までの結果ではベクトル風速が3.5mにまで及んでいるので、ベクトル風速が1 mの範囲にあるものだけを採用して検討する。

図2-4-1に音源が地上にある場合の結果をまとめて示す。各周波数毎に受音点距離が50m, 100m, 200 mの場合について温度勾配の影響を図化している。受音点距離が100mと200mの場合について、高さ1.2mで測定したときには500Hz~1 kHzで温度勾配の影響が認められるようである。それに対して12mの場合ではその影響があまり明確ではない。

図2-4-2は音源が地上10mの場合について示したものであり、周波数、受音点の高さ、受音点距離にかかわらず、温度勾配の影響を認めにくい。

温度勾配によって音の伝播速度が変化する場合には、図2-4-3に示すように音線が屈折し、騒音伝播に対する影響を生ずると一般に言われている。しかし、図2-4-3のような理想的な伝播経路を示すのではなく、限られた範囲の問題ではないかと判断される。すなわち、地表面に近い部分の温度勾配が局部的に影響し、図2-4-4のように音線がいくつかの弧を描くように伝わるようである⁹⁾。

周波数別の相対レベルに図2-4-5に示す道路交通騒音の平均的なスペクトル(A特性)をあてはめて騒音レベルに相当する値を求め、温度勾配の関係を示すと図2-4-6のようになる。合成レベルと温度勾配の関係より温度勾配がないときの値は騒音レベルの減衰に相当すると考えられるので、それを現在用いている値と対比すると図2-4-7のようになり、ほぼ一致している。音源が地上10mの高さでは多少相違しているが、これは実際の高架構造の場合と無指向性の音源の場合との違いであると考えられる。この結果より騒音レベルに対する温度勾配の影響が認められるのは、音源が地上にあり受音点の高さが1.2mの場合における100mおよび200m地点であり、影響の程度は温度勾配1°C/100mにつき100m地点で0.2dB(A)、200m地点で0.3dB(A)である。西ドイツで9年間にわたり逆転現象の出現頻度について調査した例(表2-4-1)から逆転の強さを推定すると、3°C/100mまでのものが大部分を占めている²⁾。地形、気象などが異なっており一概に比較できないが、これを参考とすると、1 dB(A)以下の影響にすぎないことがわかる。

表2-4-1 逆転層の出現頻度

時 間	温 度 勾 配				
	≥0.1°C /100m	≥0.6°C /100m	≥1.6°C /100m	≥2.6°C /100m	≥3.6°C /100m
0~3	1,728	1,242	622	218	56
3~6	1,674	1,160	554	195	35
6~9	1,335	836	313	88	22
9~12	738	371	93	22	2
12~15	310	105	15	3	2
15~18	402	158	29	5	1
18~21	1,211	736	251	61	5
21~24	1,712	1,208	561	189	24

注) 測定総数: 26,296

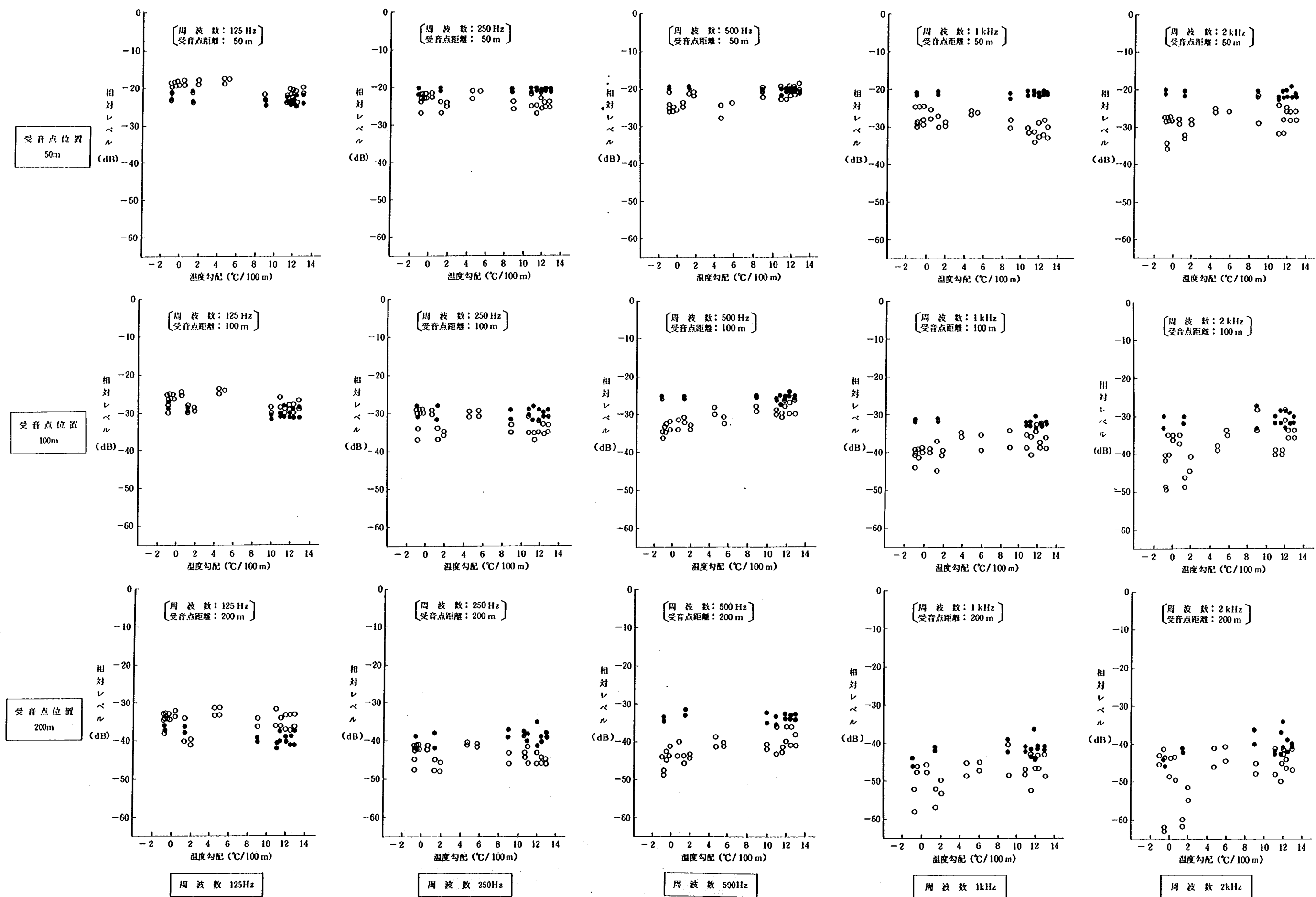


図 2-4-1 周波数別相対レベルと温度勾配の関係 (音源高: 地上)

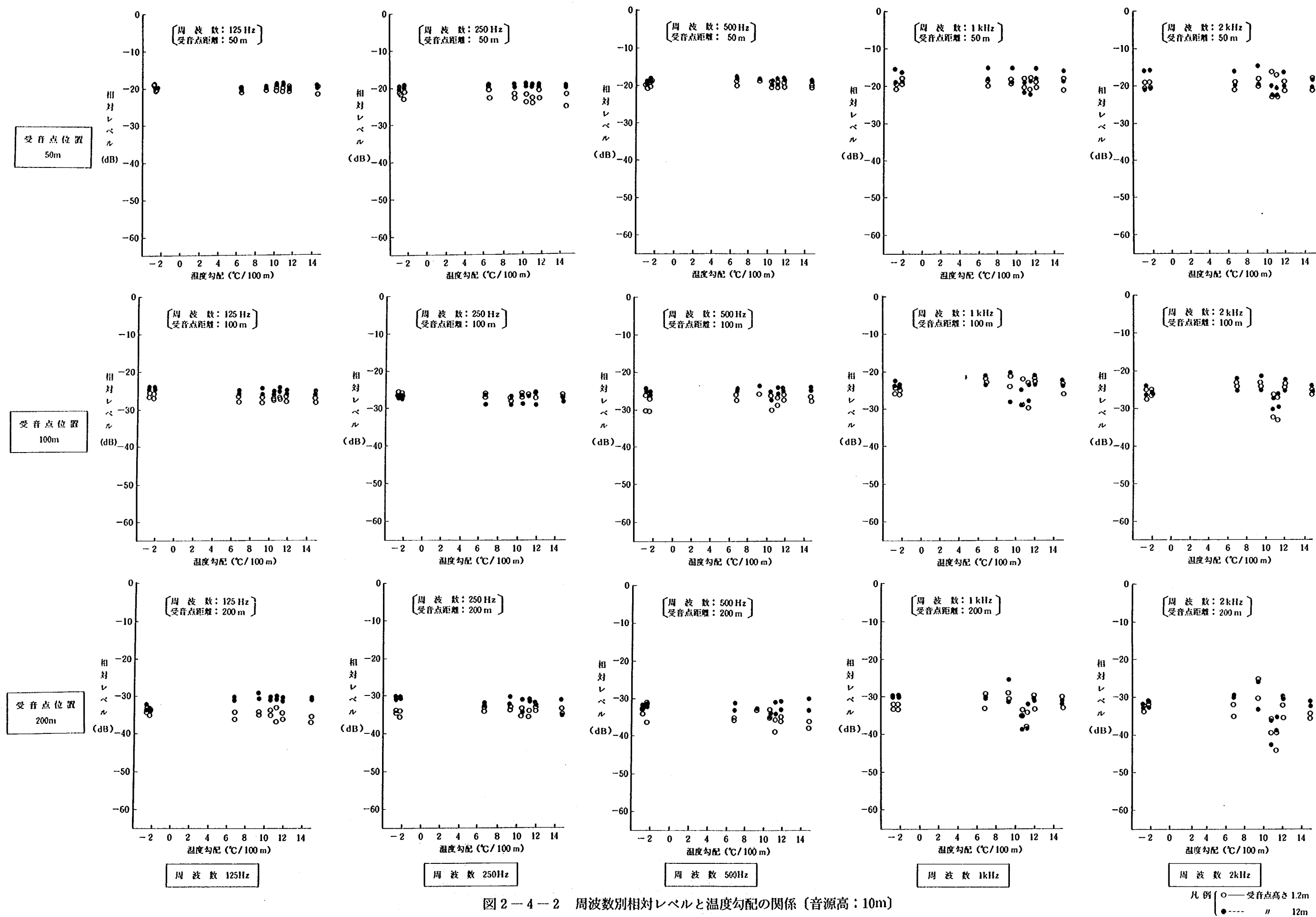
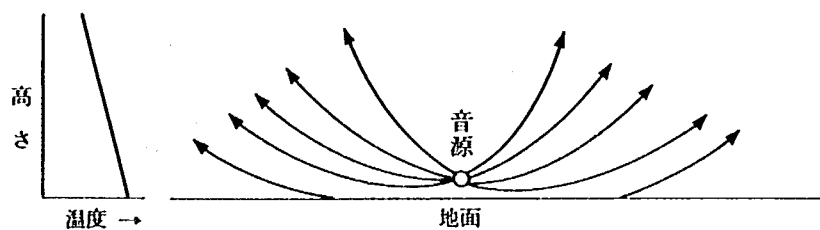
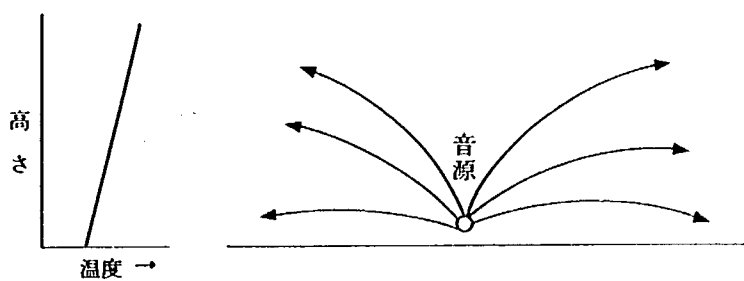


図 2-4-2 周波数別相対レベルと温度勾配の関係 (音源高: 10m)



(a) 通常の状態



(b) 逆転時

図 2-4-3 温度勾配による音の屈折

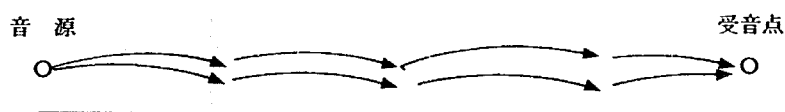


図 2-4-4 地表面近くの音の伝播 (逆転時)

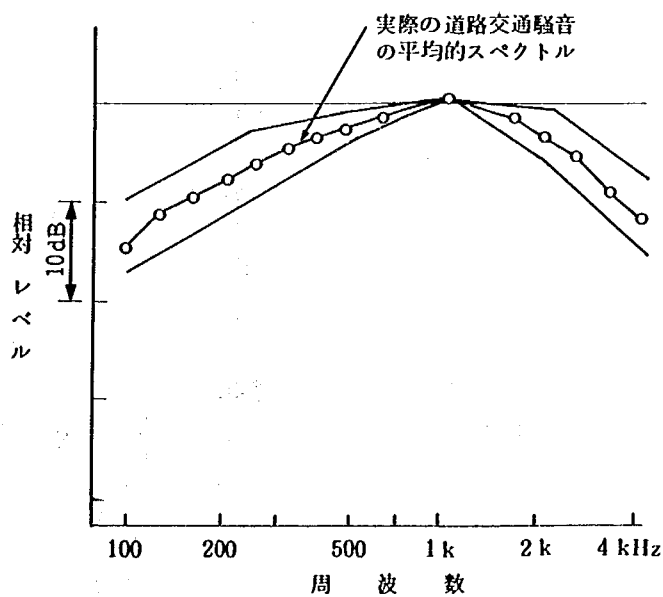


図 2-4-5 道路交通騒音の平均的スペクトル (A 特性)

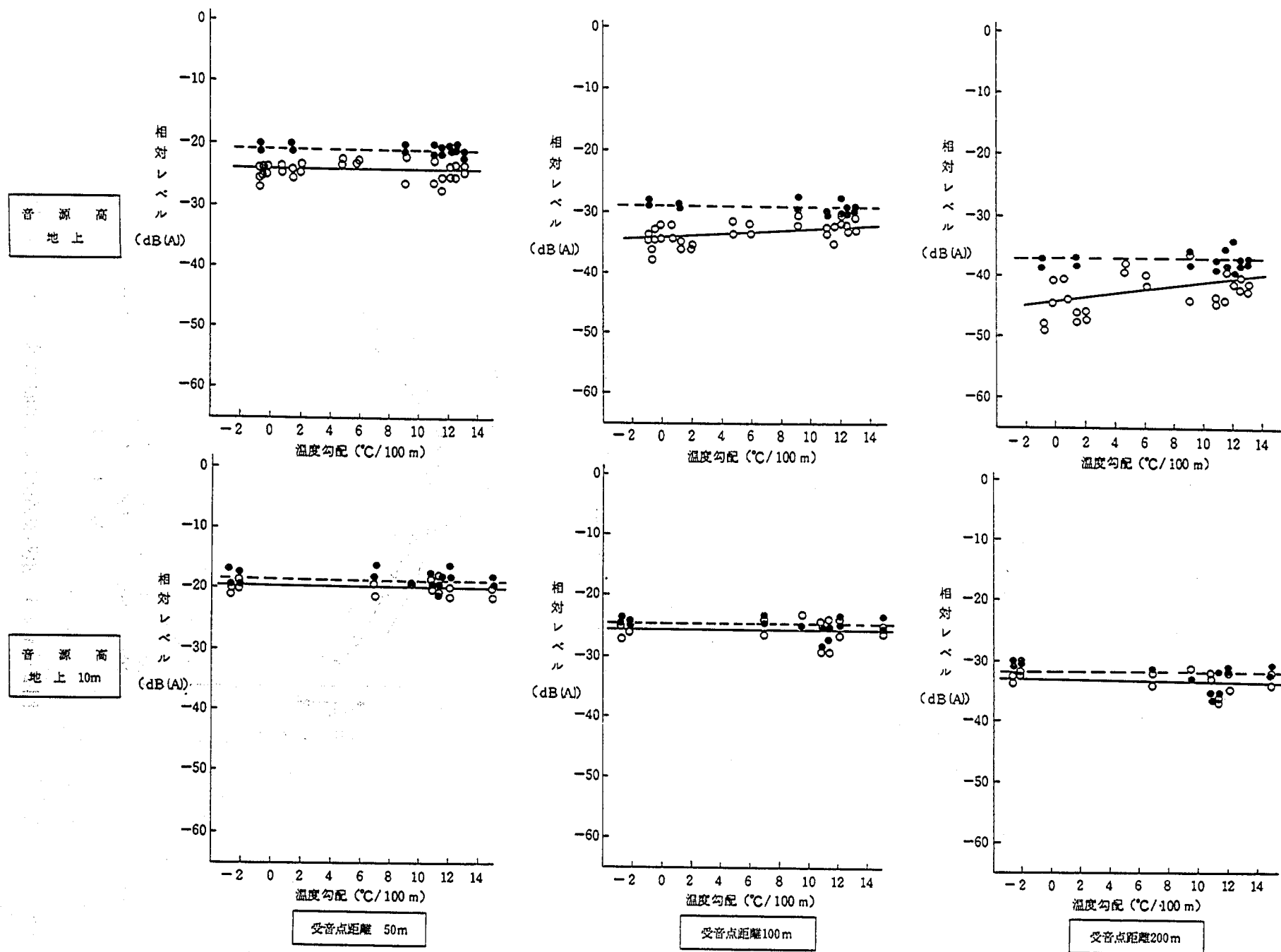


図 2-4-6 騒音レベルと温度勾配の関係

凡例 ○— 受音点高さ 1.2m

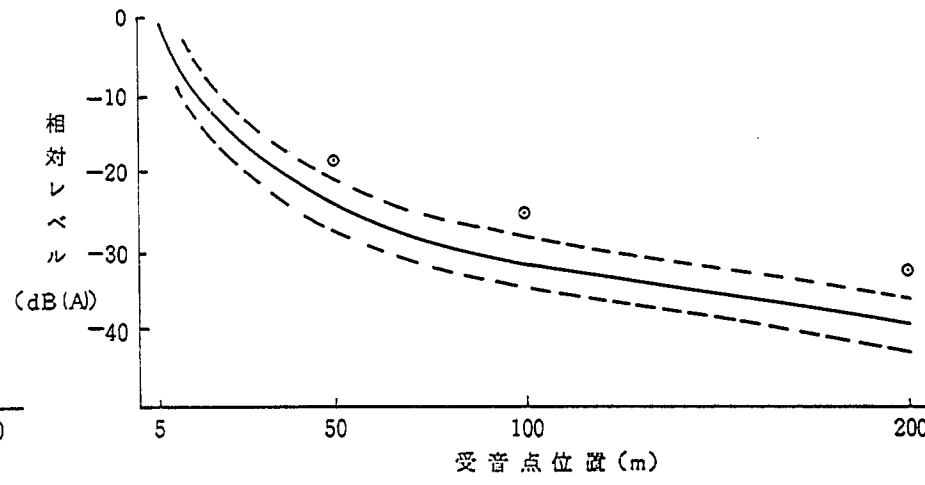
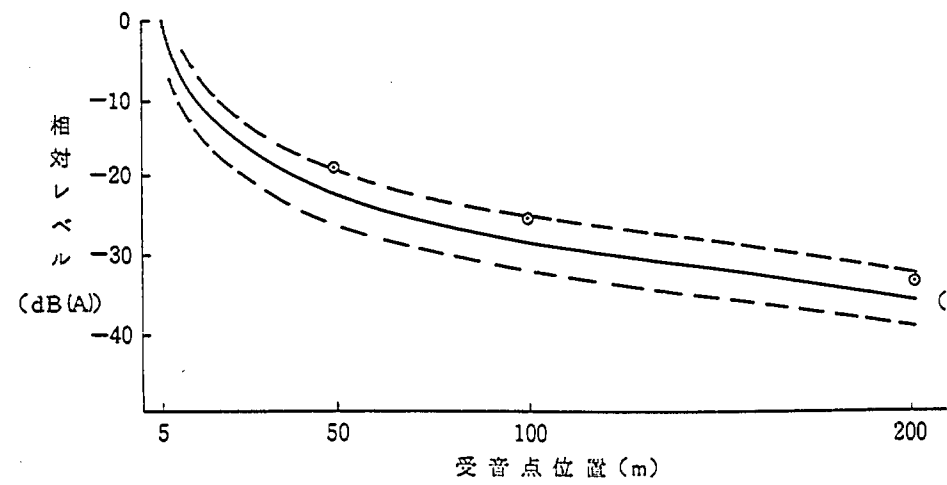
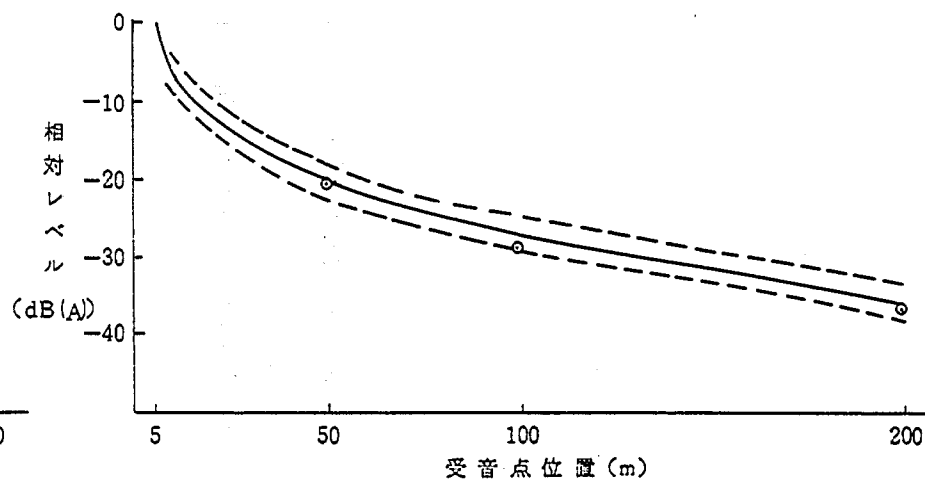
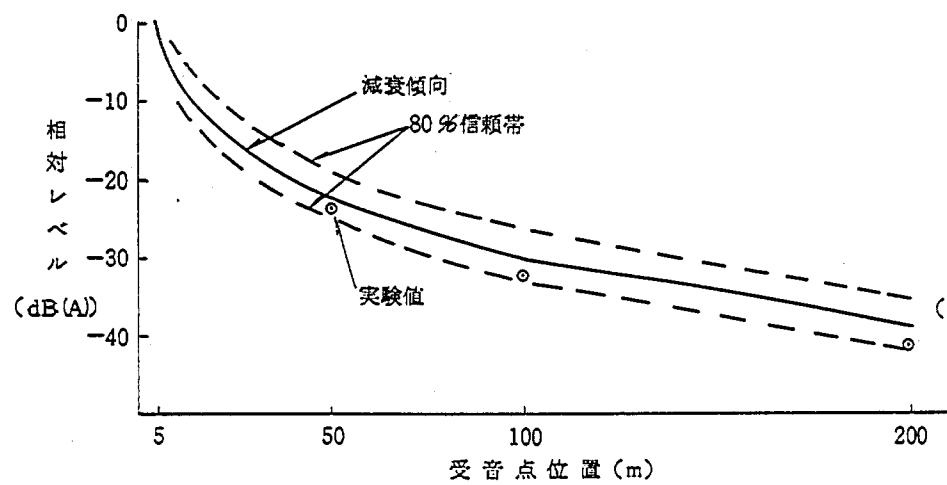


図 2—4—7 道路交通騒音の減衰傾向と実験値の比較

2-5 結 論

以上の調査により得られた結果は次のとおりである。

1. 音源からの距離が100m～200mになると、受音点の高さが1.2mの場合、500Hz～2 kHzで温度勾配が影響してくる。
2. 音源を地上10mに、あるいは、受音点を地上12mに設置した場合の温度勾配の影響は、周波数、受音点位置にかかわらず認められない。
3. 騒音レベルに換算した場合についても、音源が地上にあり受音点の高さが1.2mの場合に限って、温度勾配の影響が認められる。しかし、その程度は1 dB(A)以下にすぎない。

今回までの調査によって、騒音伝播に対する温度勾配の影響が、周波数、音源からの距離、音源や受音点の高さによってどのように変化するかについて把握できた。

参 考 文 献

- 1) A. R. Kriebel: Refraction and Attenuation of Sound by Wind and Thermal Profiles over a Ground Plane, The Journal of the Acoustical Society of America, 1971. 6.
- 2) H. Mayer: Inversionen in der Bodennahen Atmosphäre über Karlsruhe, Met. Bdsch, 25, 1972.

第3章 舗装基準に関する調査試験

舗装研究室 飯 島 尚
小 島 逸 平
寺 島 憲 一
岩 崎 尚 義

3-1 ま え が き

長大橋に用いられる鋼床版舗装はRC床版に対して軽量であるが、その反面剛性が小さくてたわみやすく局所的な変形が大きいという欠点がある。さらに代替え路線がないことから舗装の維持修繕も困難になる。

このようなことから、鋼床版上に舗設される橋面舗装は鋼床版の変形に追従でき、耐久性にすぐれたものが必要になる。そのためには、鋼床版構造の変形特性や舗装表面のひずみなどを把握して、局所的な変形を考慮した舗装体の検討を行うことが重要である。このようなことがらに対処するために、(1) 土木研究所大ループ内の鋼床版試験舗装の調査、(2) 長浦試験舗装の追跡調査を実施した。

3-2 長浦試験舗装調査

国道16号線の千葉県長浦地先の現道(片側1車線の道路)に設けた、鋼床版舗装(施工長24m、巾8.46m、構成図3-2-1)について昭和51年から追跡調査を経時的に行って来た。

調査はおもに舗装の供用性について行い、項目別に結果をまとめ、大型車交通量との関係を明らかにした。

今年度の調査は、57年12月に実施した。

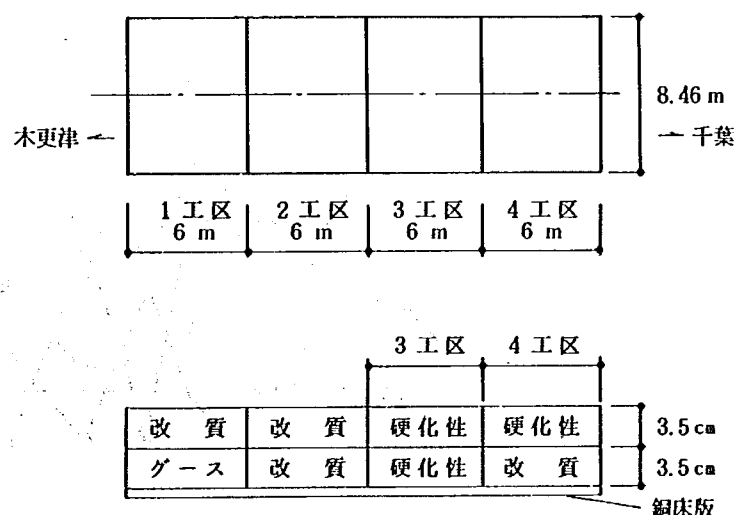


図3-2-1 試験舗装の配置と構成

3-2-1 調査結果

(1) 交通量

道路交通情勢調査より交通量（推定計算）を求めると本年度の累積大型車交通量（ N ）は 197×10^4 台となり、6年9ヶ月の供用期間の（ N ）は約 $1,164 \times 10^4$ 台となっている。ただし打換えを行った3・4工区は 882×10^4 台（4年12ヶ月供用期間）となる。

以下に累積大型車交通量と路面性状との関係を調べた。

表 3-2-1 調査実施年月

調査年月	供用月数	累積大型車交通量（ $\times 10^4$ ）
昭和51年3月	0	0
51年8月	5	65.9
51年10月	7	92.4
51年12月	9	119
52年2月	11	148
52年9月	18	242
52年12月	21 (0)	— (0)
53年2月	23 (2)	308 (24.5)
53年9月	30 (9)	406 (123)
54年10月	43 (22)	591 (308)
55年10月	55 (34)	769 (485)
56年11月	68 (47)	967 (685)
57年12月	81 (60)	1,164 (882)

（ ）内は打換工区の供用データを示す。

(2) 平坦性

縦断凹凸量は各工区のわだち部を左右2レーンずつ測定を行い、標準偏差（ σ ）を計算し整理した。

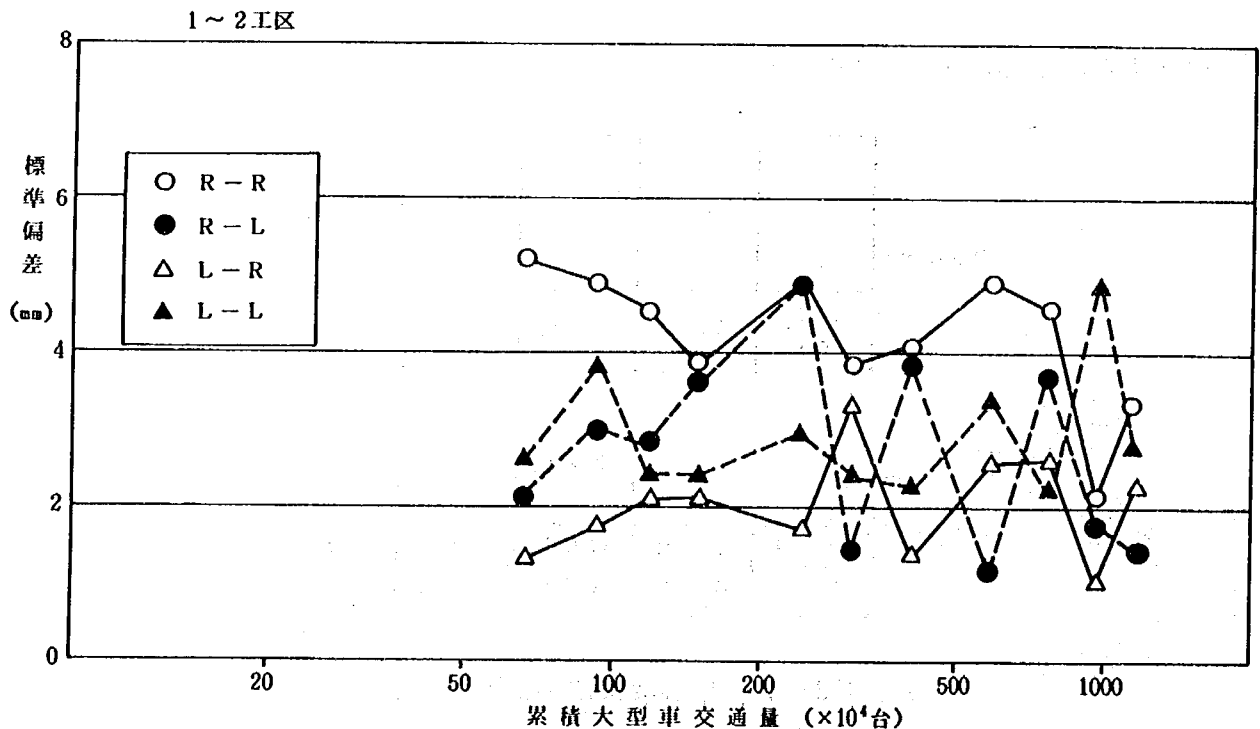


図 3-2-2 平坦性の経時変化

標準偏差と累積大型車交通量の関係を、表層に同種のアスファルト混合物を用いている1～2工区、3～4工区にわけ図3-2-2に示した。

標準偏差はその年の温度、交通量により大きく変化しており、その変化傾向は一定でない。偏倚量を工区別にみると、1～2工区では大きな凹凸はないが、3～4工区に至ると凹凸が激しく偏倚差も大きくなっている。これは当初より発生したひびわれが一段と悪くなっておりその影響を受けているためと思われる。

平坦性の値を車線別にみると、R-R（下り車線、右側）とL-L（上り車線、左側）の側がそれぞれ大きく現われている傾向がうかがえた。

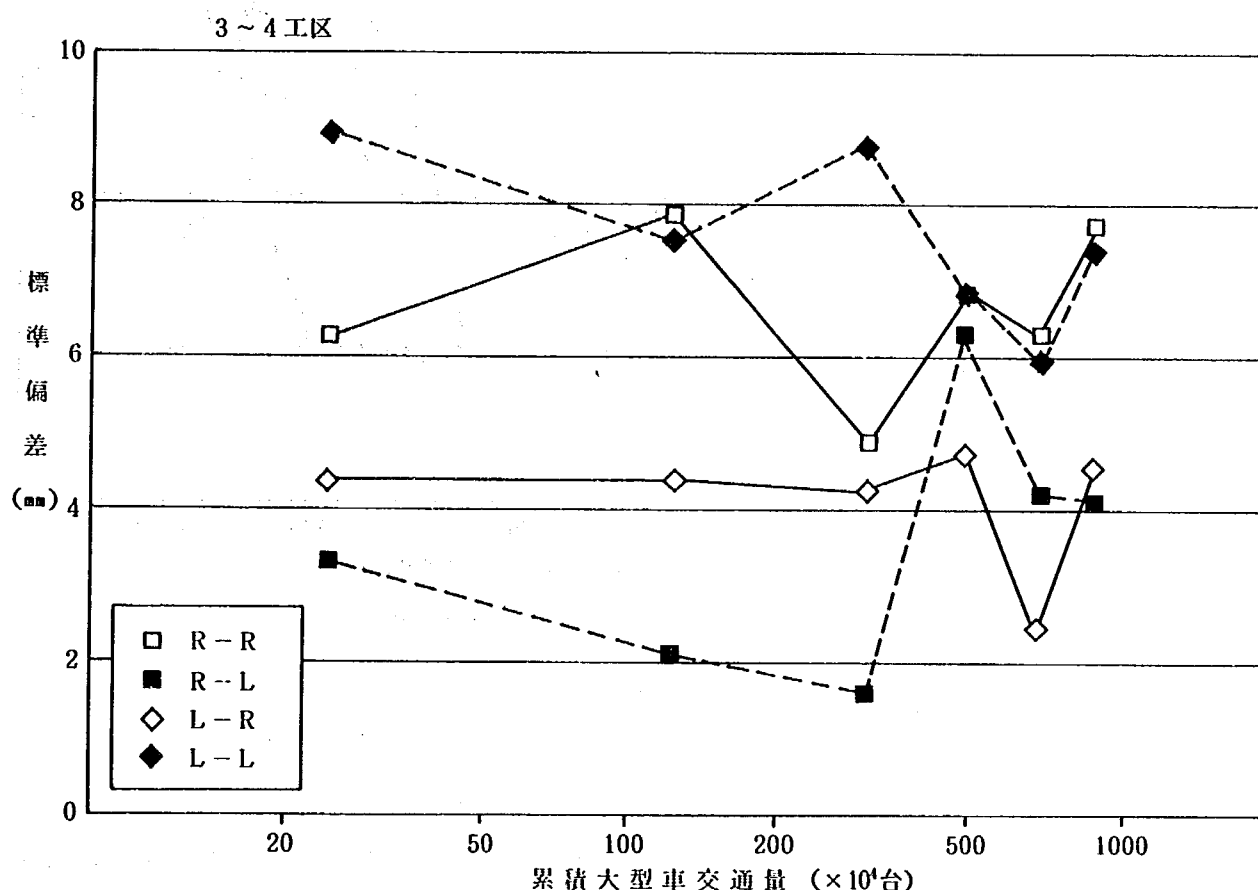


図3-2-2 平坦性の経時変化

(3) わだち掘れ量

図3-2-3にわだち掘れ量と累積大型車交通量との関係を示した。わだち掘れ量は横断プロファイルメータで測定し各工区の平均値で整理した。

今回の測定では、わだち掘れ量が前回よりも小さい値で出ていた。これは凹部（タイヤ通過部）だけでなく凸部（非通過部）の流動も発生しているためと思われる。

施工直後に測定した初期値からの偏倚量で各工区ともまとめてみた。1・2工区は $N = \text{約} 1000 \times 10^4$ 台でそれぞれ0.8, 1.2となっており、3・4工区については $N = \text{約} 800 \times 10^4$ 台で両値とも0.2となっている。3・4工区は打換え後のデータ量であるため交通量は若干少ないが、それでも1・2工区と比較すると

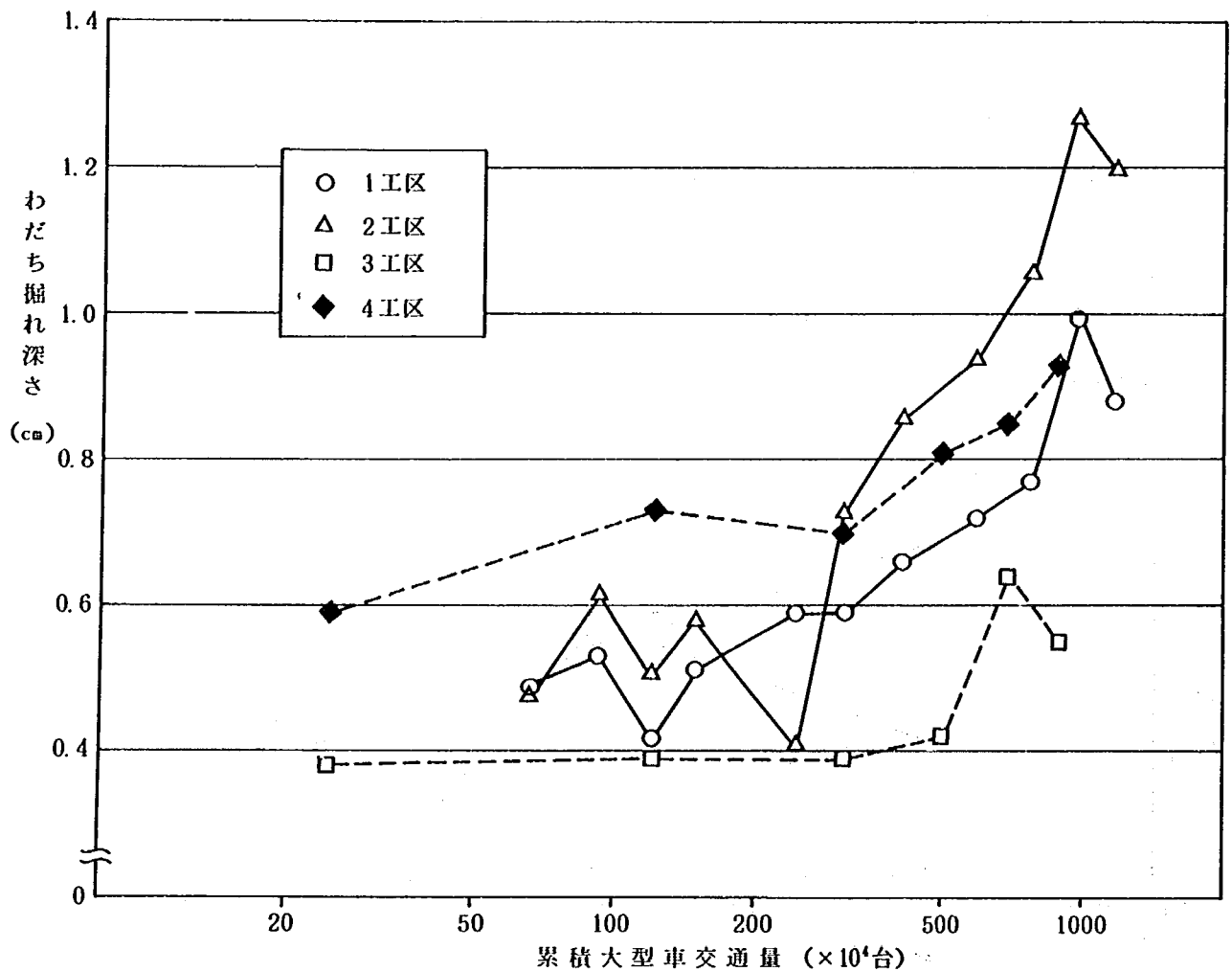


図 3-2-3 わだち掘れ量の経時変化

偏倚量も小さく耐流動に有効であることは顕著である。

(4) ひびわれ率

ひび割れ率と累積大型交通量との関係を図 3-2-4 に示した。

3・4 工区で、特に 4 工区については打ち換え後もひびわれの発生が著しく、今回の調査ではひびわれ率が 50% を越えており、部分的に修繕が必要となる水準に達して来た。またひびわれが発生する場所はおもにタイヤが通過する凹部とそれに近い箇所が多い。ひびわれの形状は縦ひびわれが主で、縦リブおよび縦桁の上部に表われている。

1 工区は供用 6 年以上経過しているが、ひびわれ率が 1.3% と値が小さく耐ひびわれ性状が優れていることがうかがえる。

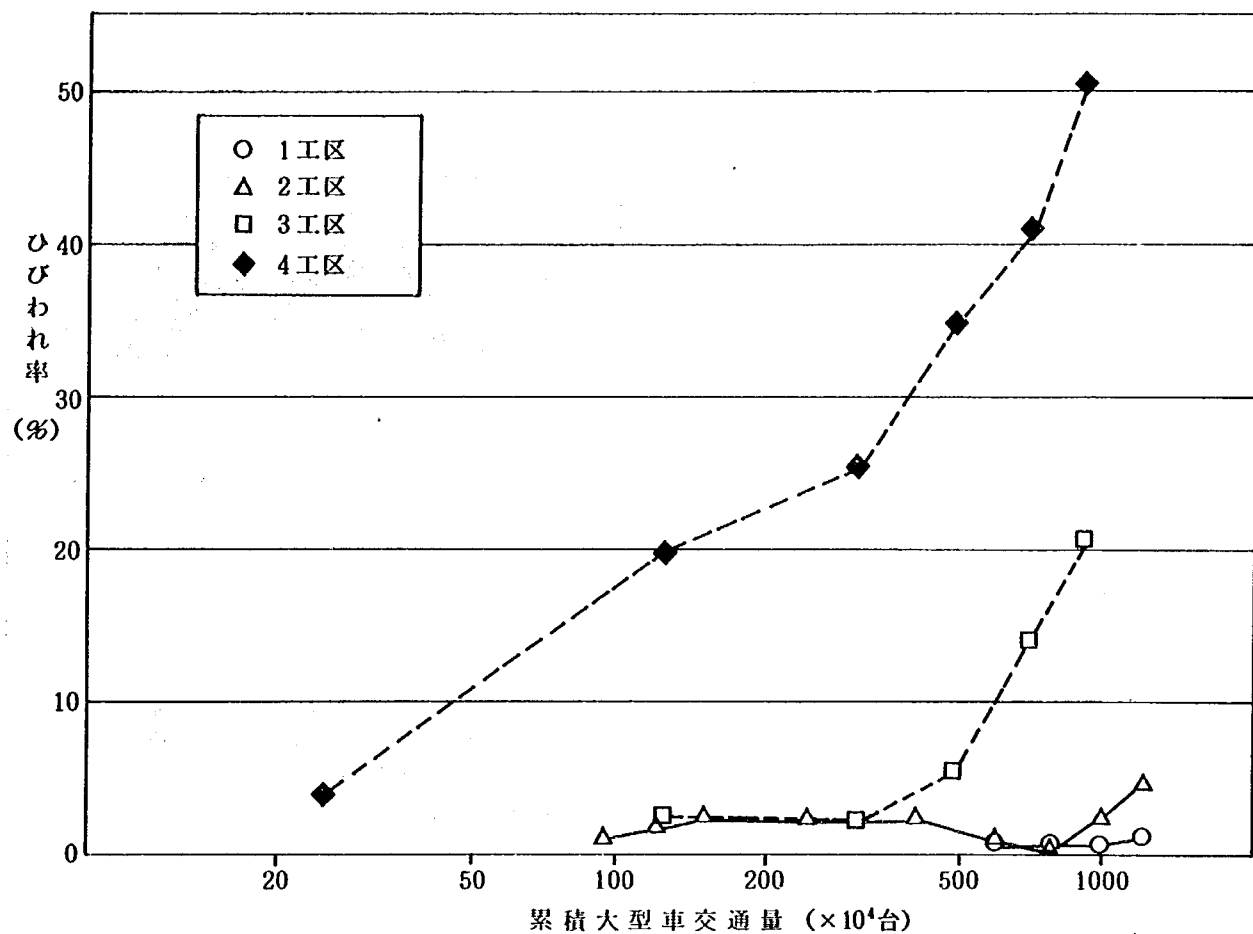


図3-2-4 ひびわれ率の経時変化

(5) すべり抵抗

図3-2-5にすべり抵抗値(BPN)と累積大型車交通量の関係を示した。

すべり抵抗値は供用6年以上経過した現在でも、R.R.Lレポートで示されている一般的必要条件(B分類)の値55以上を示しており、すべりに対する評価は良いといえる。

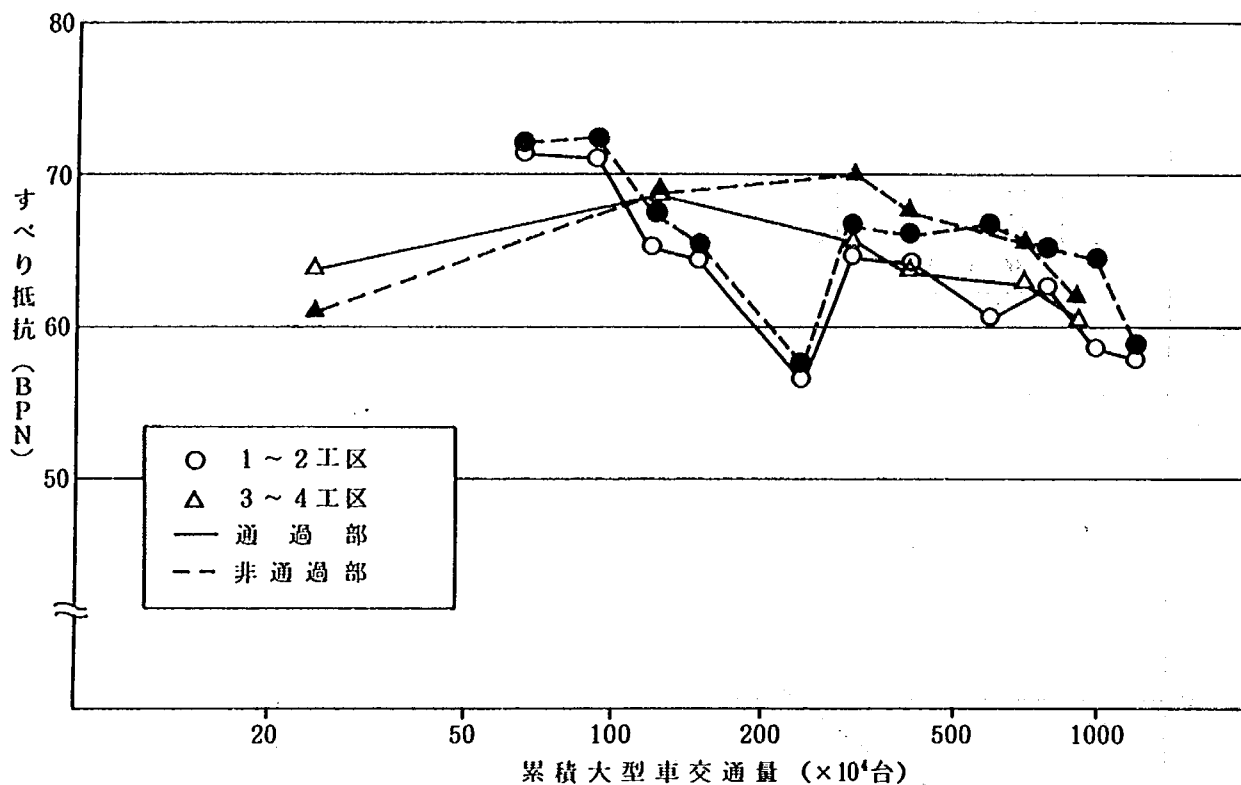


図3-2-5 すべり抵抗係数の経時変化

3-3 土木研究所大ループ鋼床版舗装調査

土研舗装走行実験場大ループ内に架設した鋼床版試験橋梁に図3-3-1のような2種類の舗装を施工して、荷重車による走行試験を行っている。

今年度で供用3年を経過した。この間、ループでは荷重車を周回させ定期的に舗装の供用性調査や、この荷重車を利用したの載荷実験を実施した。

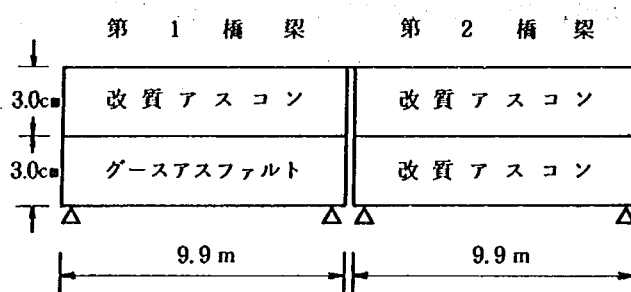


図3-3-1 舗装構成

(1) 供用性

荷重車は後輪荷重を5 tと7 tに調整してあるものがそれぞれ2台あり、これを走行させている。今年度の走行回数は5 tのものが $N=3.16 \times 10^4$ 回、7 tは $N=4.21 \times 10^4$ 回となっており、これを5 t換算輪走行回数で表わし、さらに昨年までの走行回数 13×10^4 を累積すると約 $N=23 \times 10^4$ 回の走行数となる。

路面性状調査として、ひびわれ率、横断凹凸量、縦断凹凸量を定期的に行った。

ひびわれによる破損は前回同様認められなかった、供用3年以上経過はしているが、累積交通量（走行回数）が未だ少ないため、ひびわれは発生するに至っていないものと思われる。

わだち掘れ量と累積走行回数の関係を図3-3-2に示した。わだち掘れの発生状況は昨年と類似した変化を示しており、夏期の極端な変化も見られない。

数値は、第1橋梁で5.9mm、第2橋梁で4.7mmとなっている。

平坦性をみると第1橋梁が第2橋梁よりも悪く偏倚量も大きい。第1橋梁は道路部から橋梁部に入る最初の橋梁であるため、段差による小衝撃が起きておりその影響をうけているためと思われる。

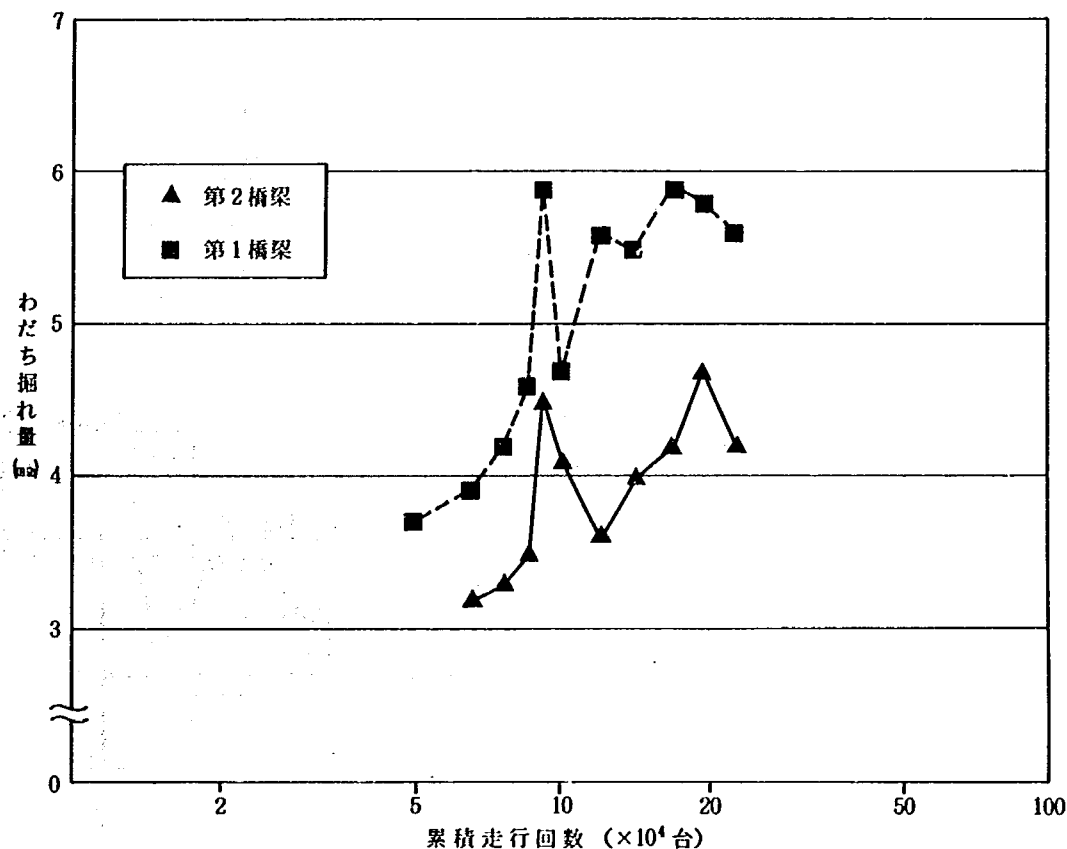


図3-3-2 わだち掘れ量の経時変化

(2) 載荷試験

今年度の載荷実験は夏期の気温が高い日を想定し、条件の比較的近い時期をえらび実施した。

測定は前回と同様に第1橋梁について、舗装面と鋼床版のひずみおよびたわみ量を静的および動的載荷によって行った。

表3-3-1に載荷試験の結果を示した。

静的載荷で行ったたわみ量の測定値は前回と比較しても大きな差は認められなかった。

図3-3-3にひずみ測定箇所とタイヤの走行位置を示した。デッキプレートでの応力は、タイヤ直下の③部分では圧縮，端部の②④では引張となっている傾向が見られた。また縦リブでは、主に圧縮が出ているが、⑦と、⑥の低速時（0，15km/h）での両Y方向に引張が生じていた。

図3-3-4はデッキプレートに発生するひずみの現象を表わしたもので、a点は測定上を前輪が通

表 3-3-1 載荷試験結果

輪 荷 重 (t)		5			7		
載荷速度 (km/t)		0	15	30	0	15	30
応 力 度 (kg/cm ²)	デ ッ キ X方向	-272	-274	-175	-391	31	-177
	Y方向	-632	-557	-317	-882	-365	-240
	リ ブ X方向	357	326	349	508	427	286
	Y方向	-23	-1	21	-24	-13	27
た わ み 量 (mm)	主 桁 (1)	0.85	-	-	1.26	-	-
	横 桁 (6)	1.05	-	-	1.56	-	-
	リ ブ (10)	1.20	-	-	1.75	-	-
	デ ッ キ (2)	1.48	-	-	2.10	-	-
	デッキ主桁 (局部)	0.63	-	-	0.84	-	-
舗 装 の ひ ず み	X方向	390	-	-	922	-	-
	Y方向	102	-	-	397	-	-

① Y方向：橋軸直角方向, ② 気温：6°~15°C

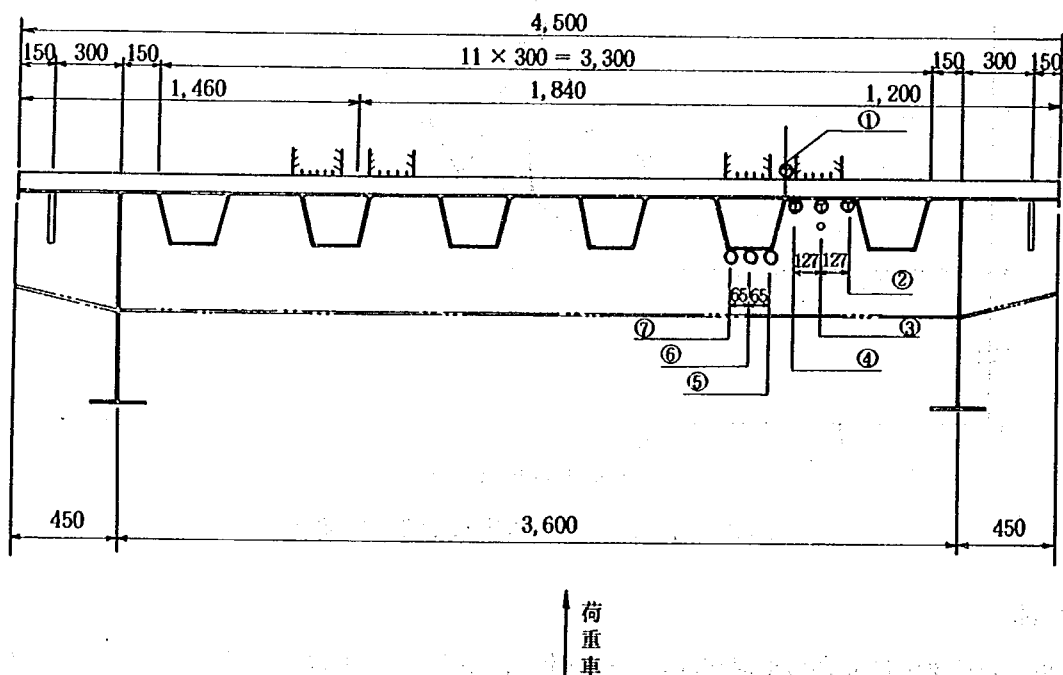


図 3-3-3 橋梁諸元および載荷位置

過した時の現象である。同様に c・d 点は後輪が直上に来た時、即ち後輪位置 B 点に来た時の現象であり、ここで c 点を通過している曲線は前図 (図 3-3-3) での②と④箇所、d 点を通過している曲線は③の箇所でそれぞれ測定した波形である。またもう一つの現象として、b 点の後輪位置が A から B に接近してくる時と、e 点の B から A' を通過して行く時に生ずるひずみがある。前者の現象は、接近して来るタイヤの回転による舗装間との摩擦で舗装面に引張力が瞬時起こるためと、後者は橋の復元による反動で起こるためとそれぞれ推定される。

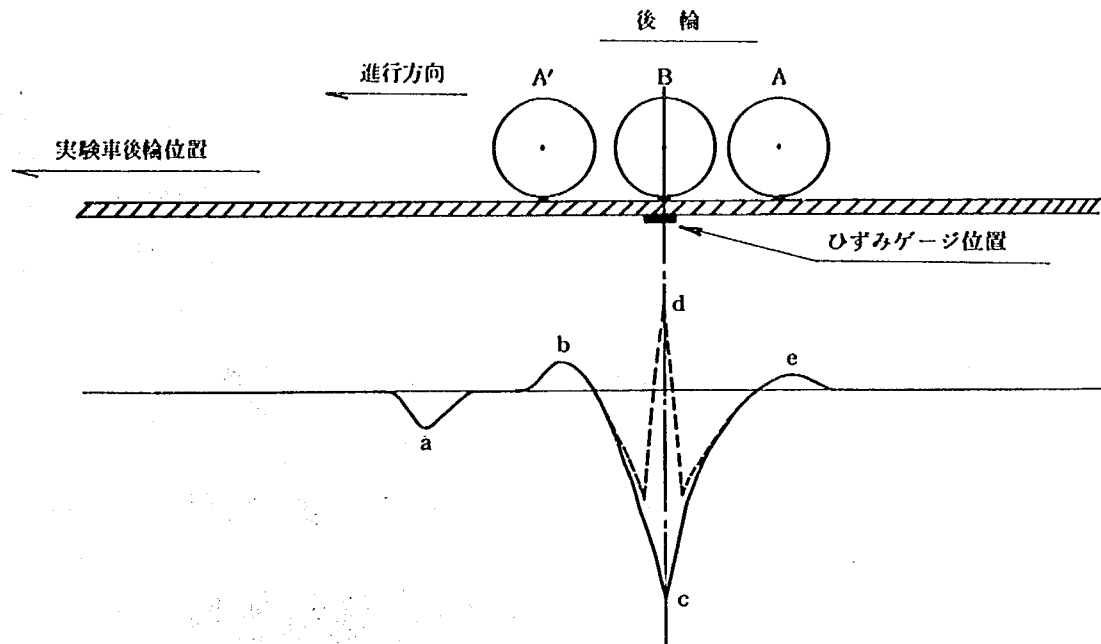


図 3-3-4 実験車走行時のひずみ量変化

3-4 局部変形を考慮した鋼床版舗装の解析

これまでの試験調査より鋼床版舗装のひびわれ破損等に対しては、鋼床版構造の変形特性、舗装のひずみなど、局部変形を考慮した検討を行うことが重要である。そこで前項で行った大ループにおける鋼床版試験舗装での走行実験や載荷実験等の結果と理論計算（FSM 法）を総合した解析を行った。

この結果、鋼床版舗装表面に発生する最大引張ひずみ量（ ϵ ）を荷重車の荷重位置（ X ）、荷重強度（ P ）、舗装厚（ t ）および舗装体の弾性係数（ E ）をパラメータとしたノモグラフにまとめることが出来たので紹介する。

3-4-1 解析概要

図 3-4-1 に累積大型交通量と縦ひびわれの頻度の関係を表わした。

前回の鋼床版舗装の現況調査によると、舗装の破損は橋梁の橋軸方向に入る線状のひびわれが特徴的である。さらにこれらの代表橋梁について、縦方向ひびわれの発生位置を橋梁の構造と対応させると表 3-4-1 に示すようになる。これより、縦リブに直近した位置、主桁と直近の縦リブ、主桁上など鋼床版構造と密接な関係があることが認められた。

そこで舗装走行実験場内の試験橋梁の構造条件を利用して、構造系の一つの方角に対して断面が一様、等支間でありかつ両端の接合条件がともに単純支持系とした帯要素（Strip）に分割する解析法（Finite Strip Method, FSM 法）を試みた。

この手法は両端単純支持の条件では鋼床版のたわみ量（ ω ）を、

$$\omega = \sum f(y) \sin \frac{n\pi}{e} x$$

の形で表現することによって、 x 方向（橋梁縦方向）の全ての力学条件が満足されることを利用するもので

ある。

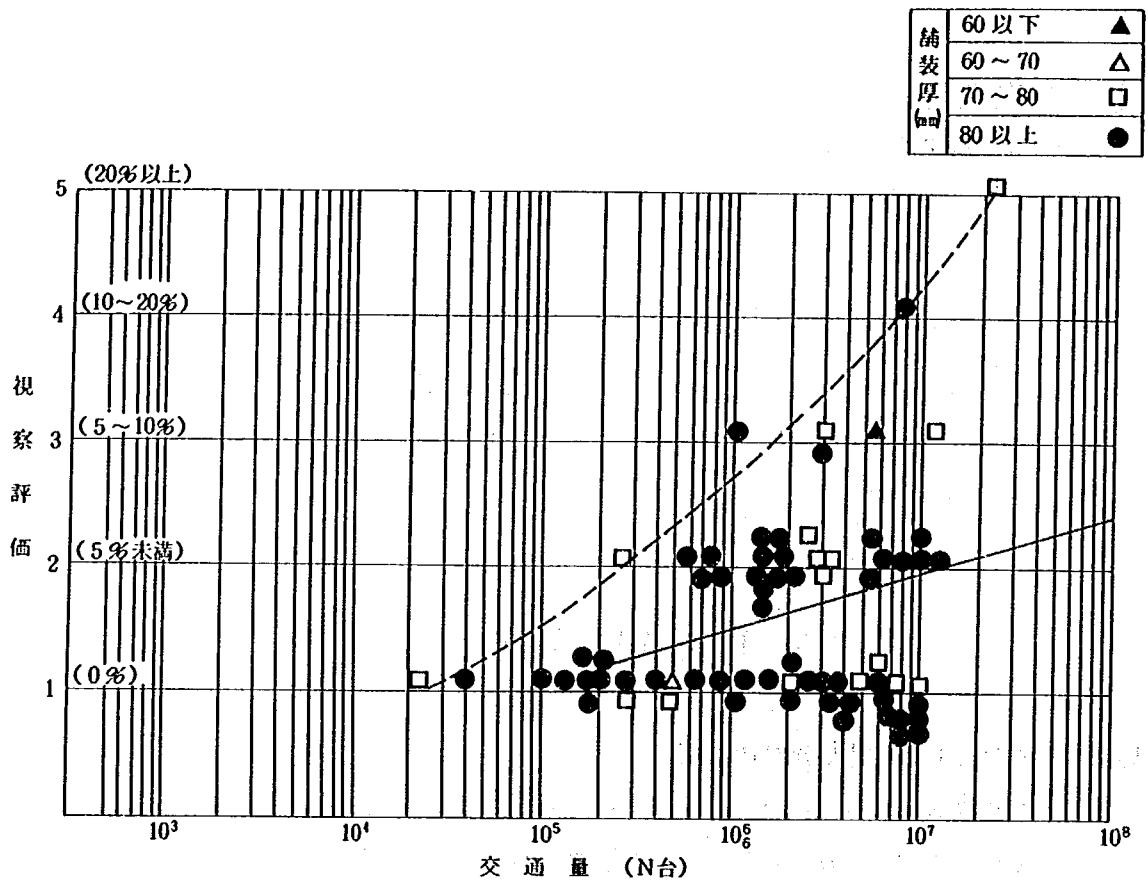


図3-4-1 N-縦方向ひびわれ(舗装タイプ1)

表3-4-1 クラックの発生位置

クラックの発生位置	件数	割合(%)
主桁ウェーブ上	12	17.6
主桁の直近の縦リブの間	18	26.5
縦リブ上	7	10.3
縦リブに直近した位置	20	29.4
縦リブと縦リブの間	11	16.2
合計	68	100

計算は次の条件の組合せによって行った。

- ① 輪荷重 (5, 8, 12t)
- ② 载荷位置 (図3-4-2に示すA, B, C)
- ③ 舗装厚 (6, 7, 8)
- ④ 舗装の弾性係数 ($E = 1, 5, 10, 20, 50, 100 \times t/\text{cm}^2$)

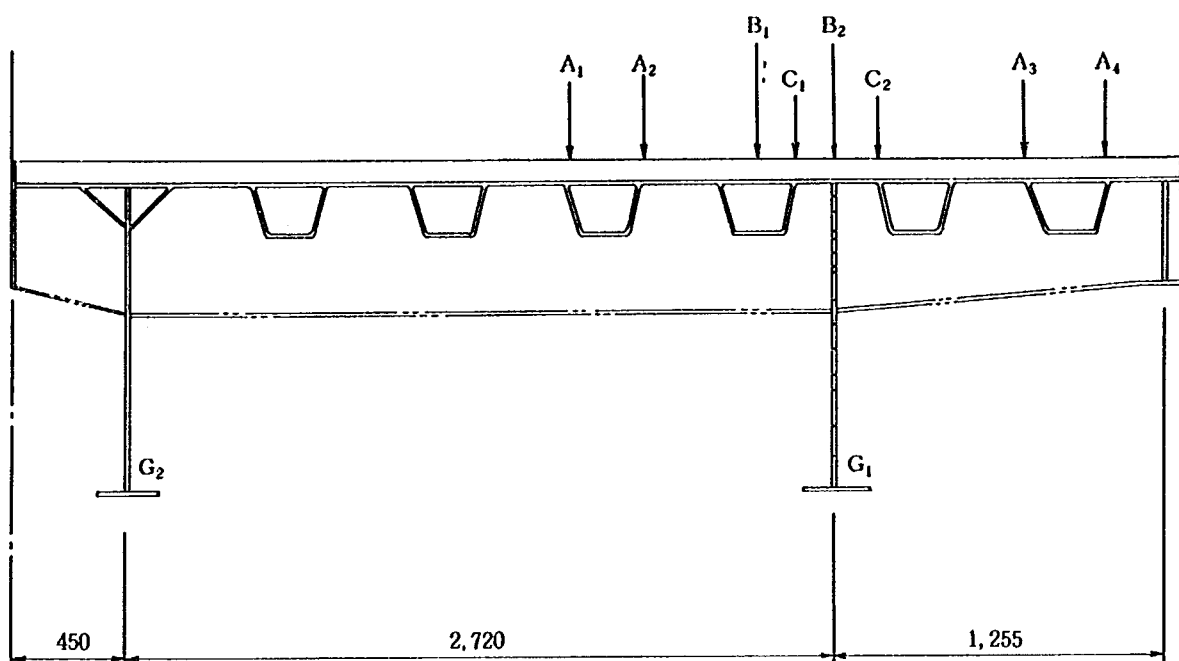


図 3-4-2 載荷位置

3-4-2 結果および解析

計算された舗装表面の ϵ は, X , P , t および E に対して次の近似式で表示できると考えた。

$$\epsilon = f_1(X, P, E)(t - 6.0) + f(X, P, E)$$

f_1, f_2 は X, P, E の関数

ここで, X, P をある値に固定すると, ϵ は E, t の関数としてのノモグラフを作製することが可能となる。 ϵ, t を平行軸, E を曲線軸としたときのノモグラフを考えると, $y_0 = \epsilon \times a_0$ と $y_1 = (t - 6.0) \times a_1$ (a_0, a_1 は縮尺) という 2 つの軸を関数化し, グラフ上のバランスを考慮した上で, E の座標を表わす (X, y) を計算し作図したものの例を図 3-4-3 に示した。

これによれば舗装にとってきびしい載荷状態は, 荷重位置が C の場合であることがわかる。また載荷位置によってはかなり大きな圧縮ひずみが発生する様子がわかる。さらに t と E を結ぶ延長から ϵ を求めることが出来る。

一方最大引張ひずみの実験式はあらゆる荷重条件に対して次の

$$\epsilon = f'_1 \frac{t - 6.0}{2.0} + f'_2$$

で与えられる。

そこで E の関数として f'_1, f'_2 のグラフを各荷重毎に示したものを図 3-4-4 で表わした。

これを利用すれば, 与えられた舗装体の E から f'_1, f'_2 がグラフ上で読みとることが可能である。

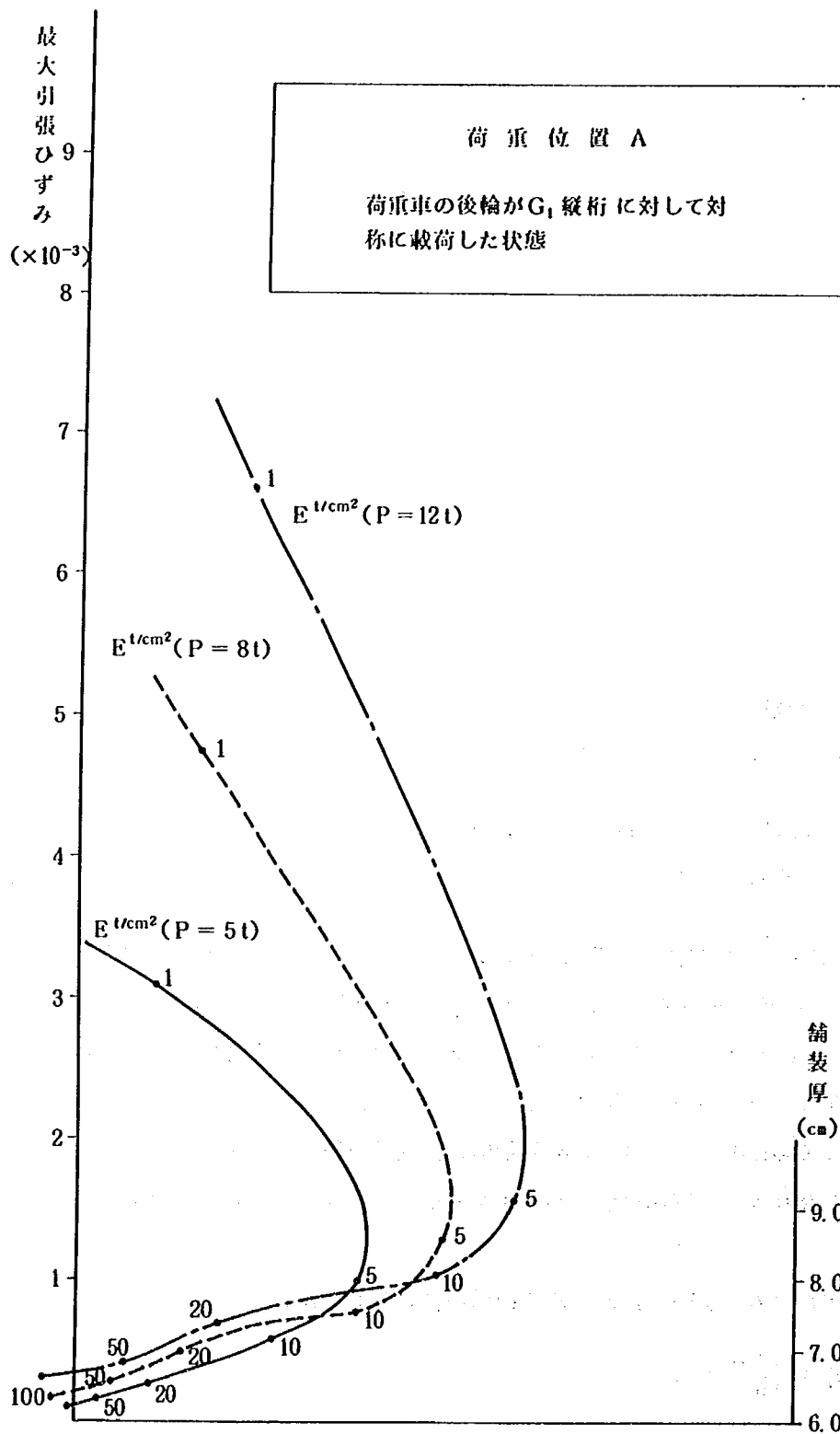


図 3-4-3 ひずみのノモグラフ

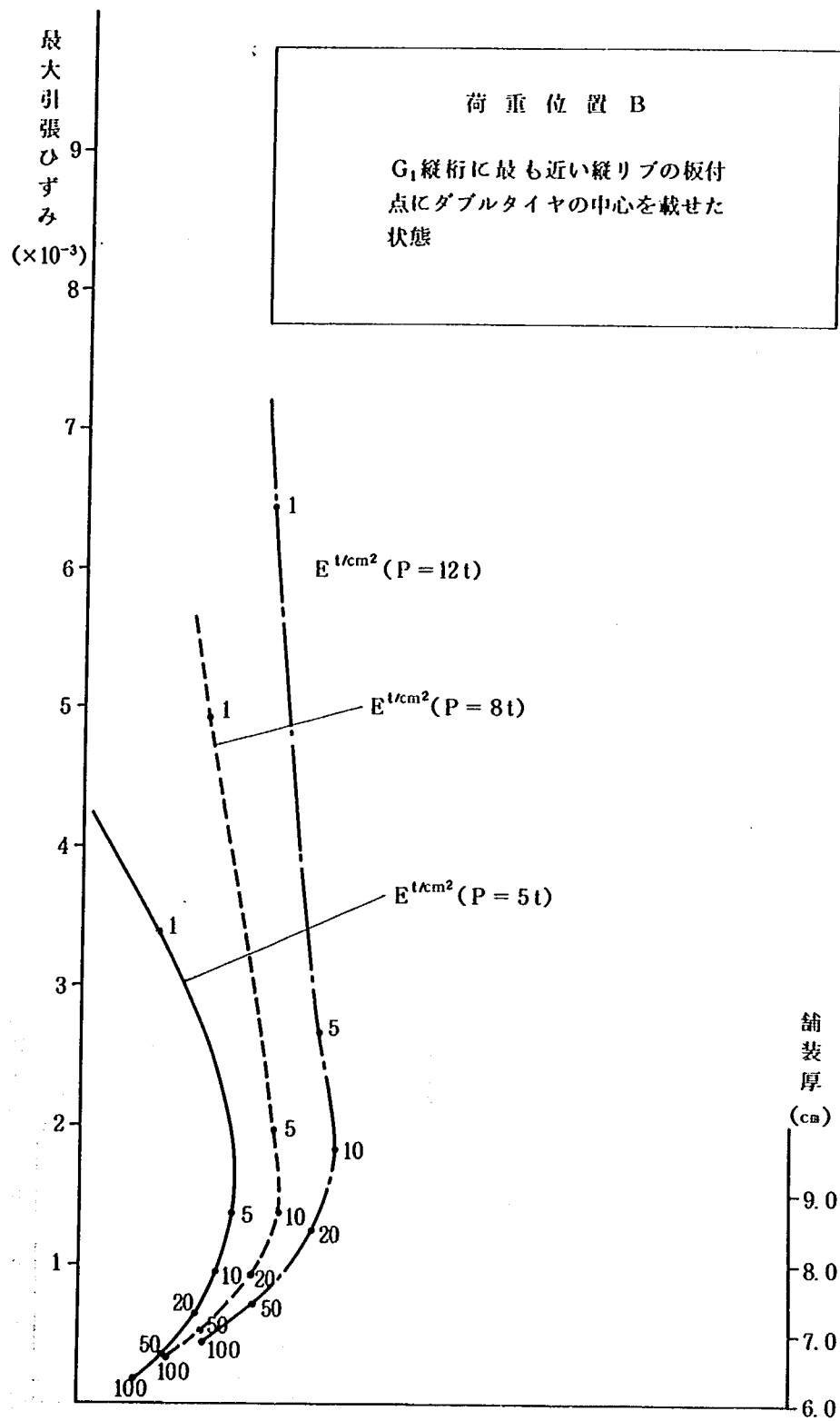


図 3-4-3 ひずみのノモグラフ

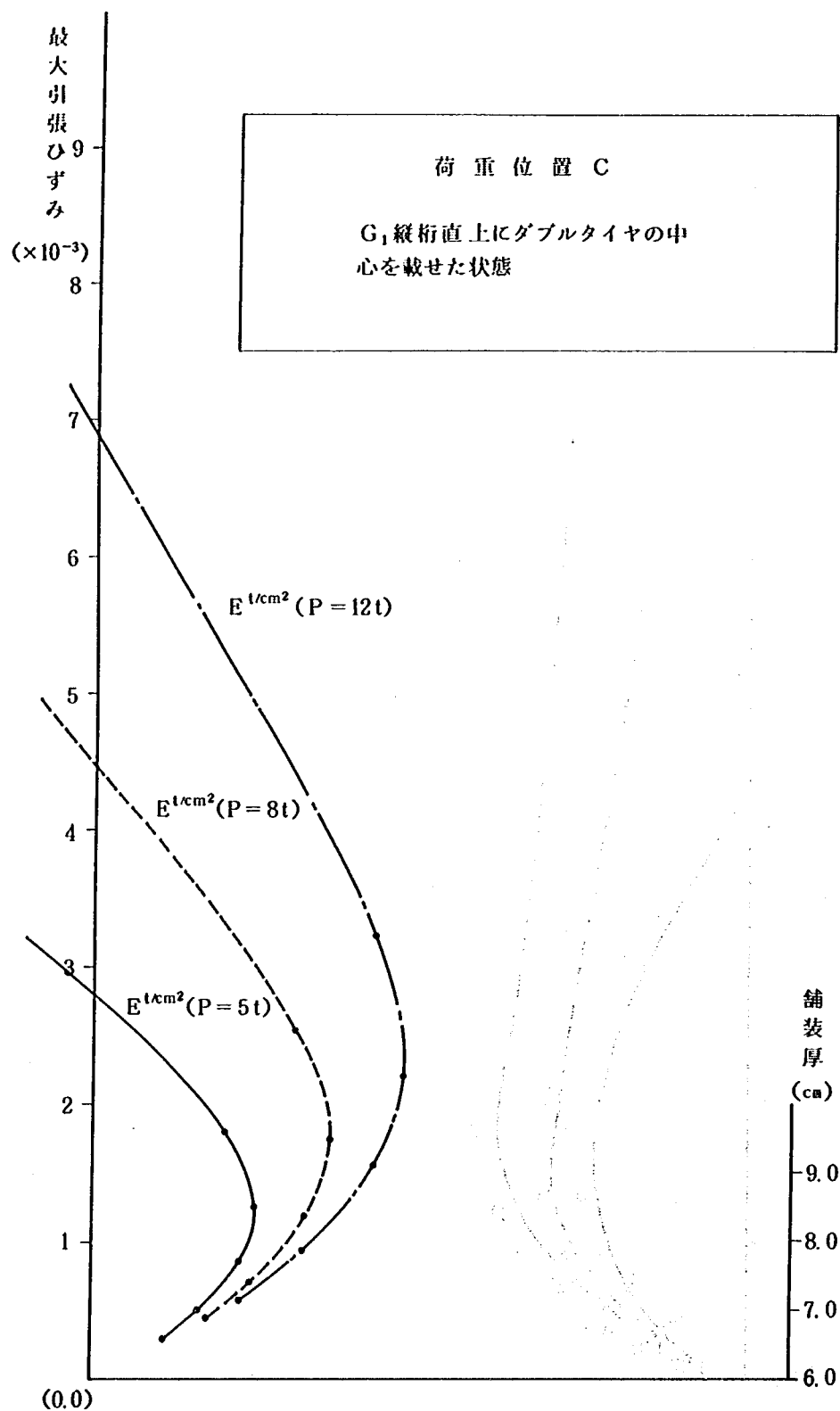


図 3-4-3 ひずみのノモグラフ

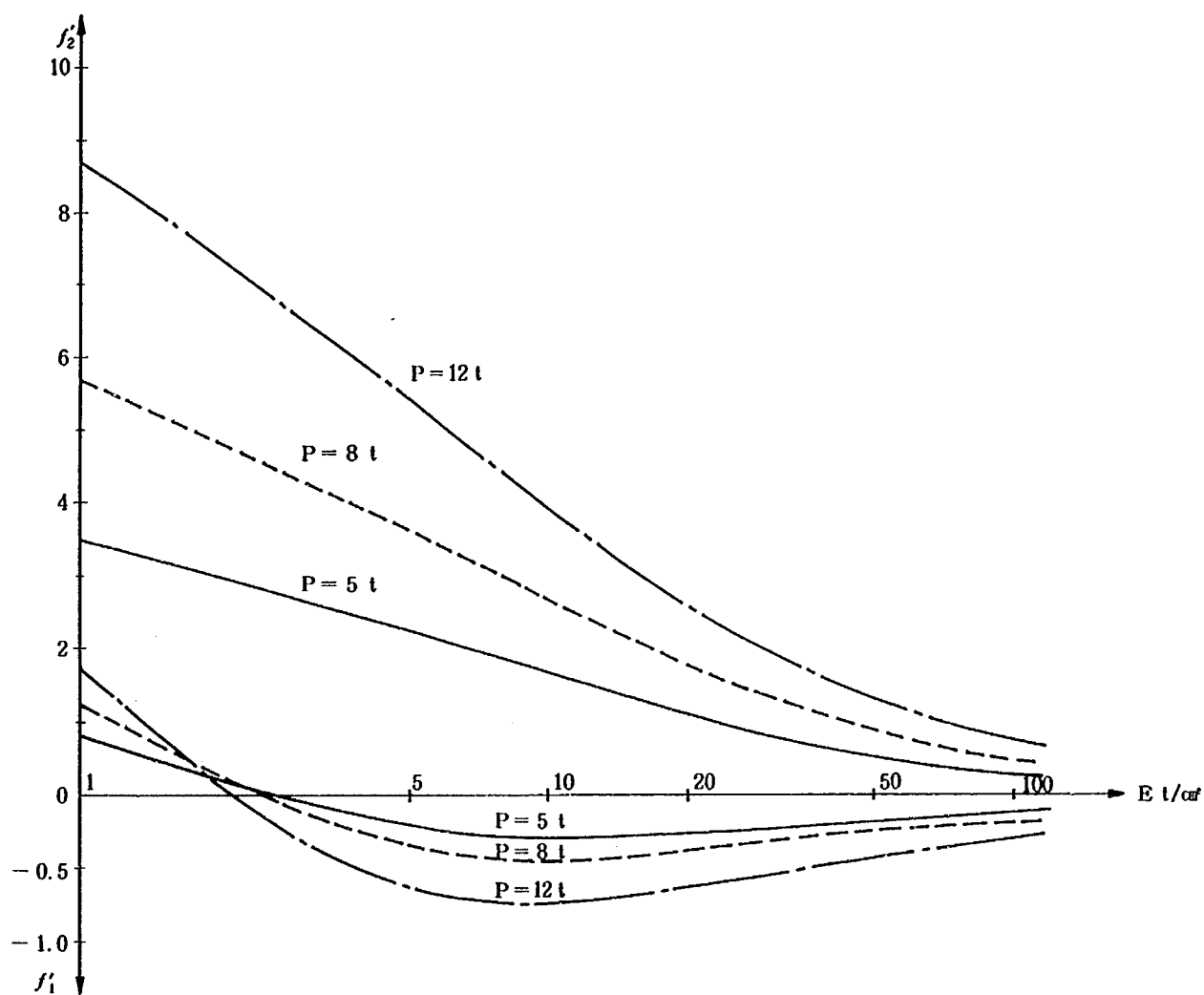


図 3-4-4 f'_1, f'_2 のノモグラフ

第4章 基礎工に関する調査・試験

基礎研究室 浅 沼 秀 弥
佐 藤 幸 男
山 本 洋 司
田 口 敬 二

4-1 まえがき

本州四国連絡橋Aルート of 明石海峡大橋は、中央径間1,780m、橋長3,560mの世界でも最大級の吊橋として計画されている。D海域に建設される松帆側アンカレッジは、風化花崗岩を母材とする軟質なアルコース砂岩よりなる神戸層を支持層としているが、この神戸層のすぐ下に、水平から約23°の傾斜角で海峡側に傾いている基岩（花崗岩）が存在している。

地盤が等方均質な剛塑性体と見なせる場合には、理論的に求めた支持力の適用性が確認されている。しかし、傾斜二層地盤の場合には、支持力を求める理論式が幾つか提案されているが、なおその適用性を実験により確認する必要性が残されている。

昨年度は、現在の設計条件に対して幾何学的・力学的相似性を持たせた模型実験を実施したが、なお花崗岩基盤層の傾斜角度及び神戸層の層厚が支持力に及ぼす影響が不明であり、その点を確認する必要がある。

このため、二次元実験槽内に、上面の傾斜を0°～30°の所定の角度とした、数ケースの花崗岩基盤層の実験地盤を作成し、さらに基盤層の各ケースに対して、層厚と基礎幅との比を0.3～3.0とした多数ケースの神戸層の実験地盤を作成して、模型実験を実施した。

また、二次元模型実験と長方形の実物基礎の挙動を比較検討するため、花崗岩基盤層の傾斜角が25°のケースについて、三次元模型実験を実施した。

4-2 実験の概要

4-2-1 二次元模型実験

(1) 実験方法

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟内の二次元実験槽（長さ3.0m、幅0.2m、深さ1.5m）において、図4-2-1のような装置で実施した。

二次元実験槽の側壁は、鋼製リブで補強されたアクリル樹脂板から成っている。花崗岩基盤層の傾斜角が23.5°の実験については、側壁にテフロンシートを貼って壁面の摩擦力減少をはかった。しかし、その実験においてアクリル樹脂板の剛性不足が心配されたので、それ以外の実験については、アクリル樹脂板の内側に厚さ12mmの普通鋼板と厚さ2mmのSK-5種鋼板とを取り付けて、側壁の剛性を高めた。そして、SK-5種鋼板の表面を滑らかに仕上げ、さらにテフロンをスプレーして壁面の摩擦力減少をはかった。

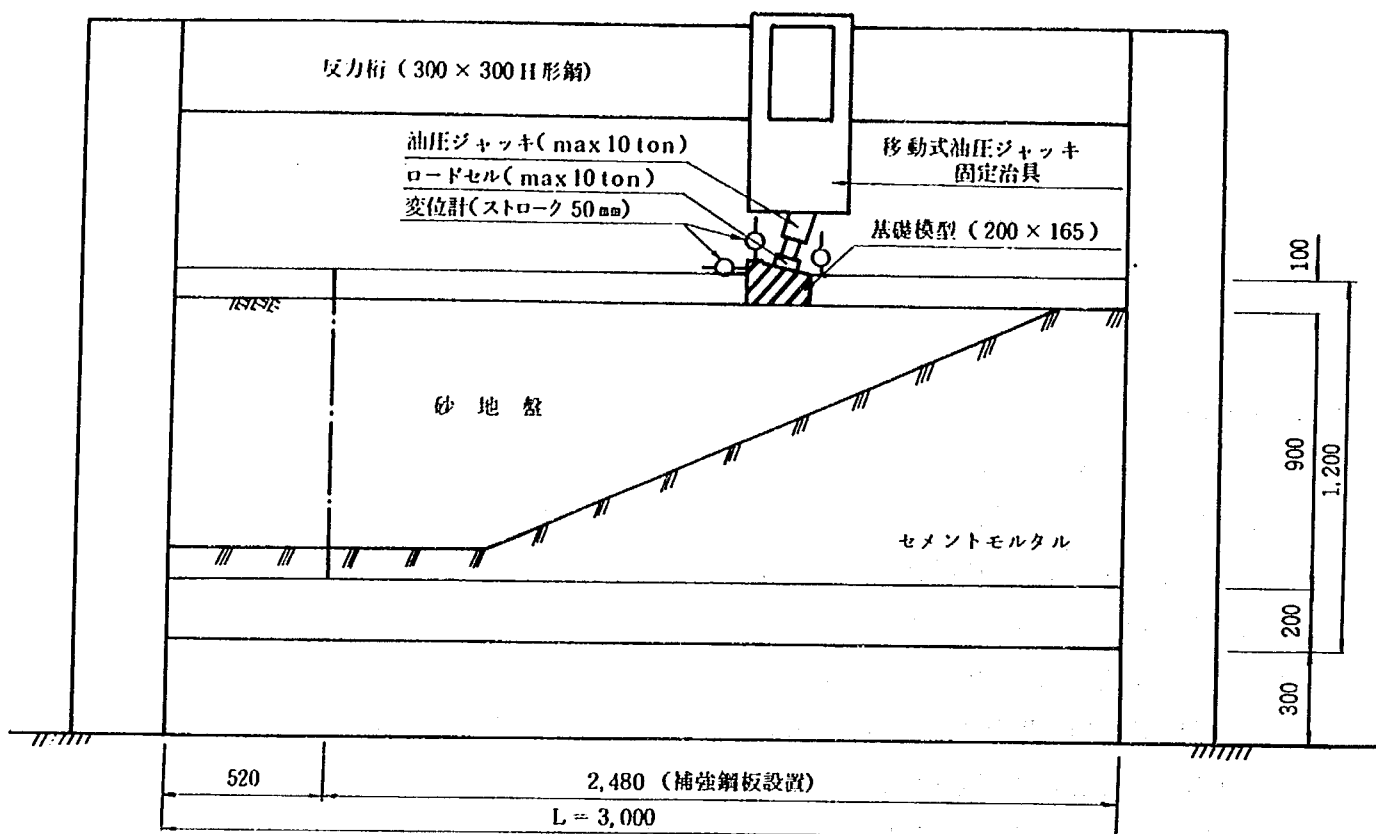


図 4—2—1 二次元模型実験装置

基礎模型は、基礎幅20cmの鉄筋コンクリート製で、花崗岩基盤層の傾斜角が 23.5° の実験に使用したものは奥行20cmであり、それ以外の実験に使用したものは奥行16.5cmであった。またその底面には神戸層の実験地盤に使用した砂を貼り付けてそれを粗とし、その上部には、載荷点が底面の中心となるようにロードセルを取り付けた。

載荷ジャッキは、10t油圧ジャッキ(OX製、ストローク20cm)を使用し、荷重傾斜角が 16.7° ($\tan\theta=0.3$)となるように固定した。またジャッキ固定装置はガイドレール上を移動し、載荷位置を二次元実験槽の長さ方向の任意の点に選ぶことができる。

花崗岩基盤層の実験地盤(下層地盤)は、二次元実験槽にセメントモルタルを投入打設して振動締固め機(型枠用、振動板5cm×10cm)で締固め、その上面を所定の傾斜角にコテで仕上げて作成した。また神戸層の実験地盤(上層地盤)は、砂を10cm毎に振動締固め機で締固めて作成した。

載荷方法は載荷速度200kg/minの1サイクルとし、載荷段階の200kg毎に荷重及び基礎の変位を測定した。

荷重の測定は、基礎模型の上に取り付けた10tロードセル(東京測器製、ひずみゲージ式変換器)により行った。

基礎の鉛直及び水平方向の変位は、その上面及び前面に取り付けたひずみゲージ式変位計(東京測器製、ストローク5cm)により測定した。

すべり線については、側壁を鋼板で補強して行った実験では地中のすべり線を観測できないので、

地表面に現われたその先端から基礎の前面までの長さを測定した。また、下層地盤の傾斜角が 23.5° の実験については、上層地盤中の、側壁の亚克力樹脂板に沿った部分に5cm間隔の標準砂による水平の標線を作成し、地中のすべり線を観測した。

(2) 実験ケース

下層地盤の傾斜角(α)としては、 0° 、 20° 、 23.5° 、 25° 、 30° の5種類について実験を行った。

上層地盤の層厚としては、各々の傾斜角の下層地盤に対して、基礎幅との比(表4-2-1の h/B)を、0.3~3.0の範囲で変化させて実験を行った。 h/B は、図4-2-1で基礎模型の位置を左右にずらせることにより変化させた。

三次元模型実験との比較のため、 $\alpha=25^\circ$ の実験は、上層地盤を乾燥砂で作成したケースだけでなく、湿潤砂で作成したケースについても行うこととした。

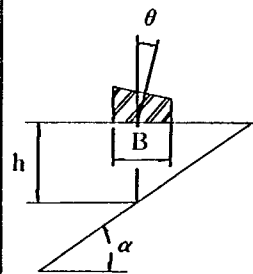
上層地盤の作成毎に1~2回の実験を行ったが、実験値のバラツキを考慮して実験ケースをできるだけ多くした。

二次元模型実験の実験ケースをまとめると、表4-2-1のようになる。

表4-2-1 実験ケース(二次元模型実験)

α		0°	20°	23.5°	25°	30°	備 考	
上層地盤	材料	A 砂		B 砂	A 砂			
	状態	乾 燥			湿 潤	乾 燥		
h/B		0.35	0.3	0.43	0.5	0.6 (2)	0.5 (2)	()内の数字は実験回数
		0.5	0.4	0.54	0.6 (2)	0.8 (2)	0.6 (2)	
		0.6 (2)	0.5	0.76	0.8 (2)	1.0 (2)	0.8	
		0.7	0.6 (2)	0.98	1.0 (2)	1.125 (2)	1.0 (2)	
		0.8 (2)	0.8 (2)	1.20	1.125	1.25 (2)	1.25	
		0.9	1.0 (2)	1.41	1.25 (2)	1.5 (2)	1.5 (2)	
		1.0 (2)	1.125	1.63	1.375	2.0 (2)	1.75 (2)	
		1.25	1.25 (2)	2.07	1.5 (2)	3.0 (2)	2.0	
		1.5 (2)	1.5 (2)	2.61	1.75		2.5	
		2.0 (2)	2.0 (2)	3.04	2.0 (2)		3.0 (4)	
			2.75 (2)		2.5 (2)			
					2.75			
					3.0 (2)			

θ : 荷重傾斜角
B : 載荷巾
h : 上層平均層厚
 α : 下層傾斜角



θ : 荷重傾斜角
 B : 載荷巾
 h : 上層平均層厚
 α : 下層傾斜角

4-2-2 三次元模型実験

(1) 実験方法

実験は、基礎特殊実験棟内の小型実験土槽に設置した鋼製実験槽(長さ1.75m、幅0.816m、深さ0.75m)において、図4-2-2のような装置で実施した。

基礎模型は、下層地盤の傾斜が 25° の二次元模型実験と同じもの(幅20cm、奥行16.5cm)を使用し

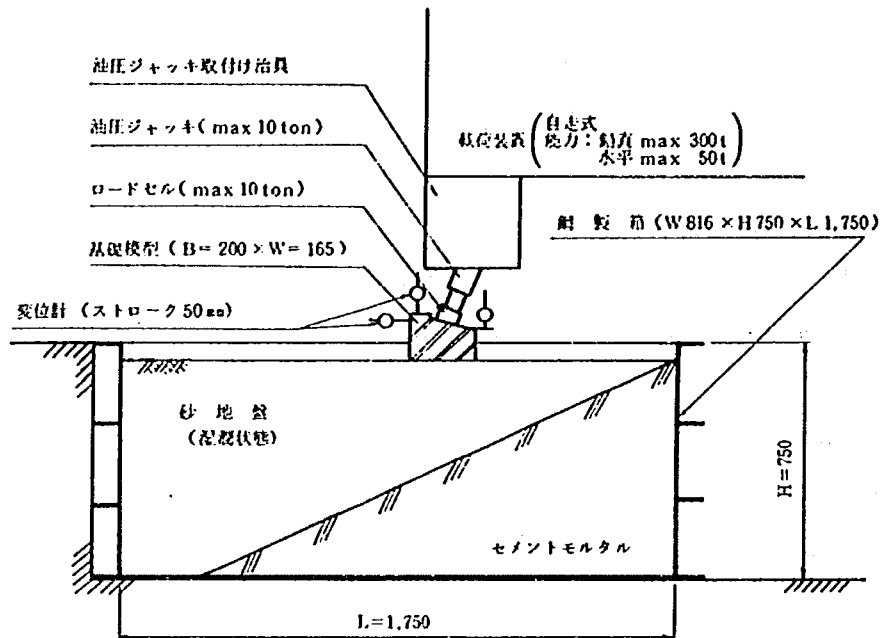


図4-2-2 三次元模型実験装置

た。

載荷ジャッキは10t 油圧ジャッキ (OX 製, ストローク20cm) を使用し, 荷重傾斜角が 16.7° となるように反力桁に固定した。反力桁は自走式で, 基礎特殊実験棟内を東西南北に移動し, 載荷位置を鋼製実験槽の任意の点に選ぶことができる。

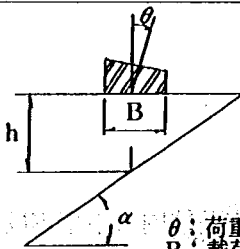
実験地盤の作成, 載荷方法, 荷重及び基礎模型の変位の測定については, 二次元模型実験と同様に行った。なお上層地盤は, 均一な締固めが行えるように, 湿潤砂により作成した。

すべり線は, 地表面に現われたその形状・寸法を観測した。また, 上層地盤中に10cm 間隔の鬼怒川砂による鉛直の細柱を作成し, 実験終了後上層地盤を開削して地中のすべり線を観測した。

(2) 実験ケース

下層地盤の傾斜角は 25° の1種類とし, それに対して上層地盤の層厚を $h/B=0.3\sim 2.0$ の範囲で変化

表4-2-2 実験ケース (三次元模型実験)

α	25°	備 考
地 盤 材 料	A 砂	
地 盤 条 件	湿 潤	
h/B	0.3	 θ: 荷重傾斜角 B: 載荷巾 h: 上層平均層厚 α: 下層傾斜角
	0.4	
	0.6	
	1.0	
	1.25	
	1.5	
	2.0	

させて実験を行った。

三次元模型実験の実験ケースをまとめると、表4-2-2のようになる。

4-3 実験地盤の定数

基盤層を構成する花崗岩の強度定数は $Esb \geq 9,000 \text{ kg/cm}^2$, $q_v \geq 200 \text{ kg/cm}^2$, 神戸層のそれは $Esb = 2,100 \text{ kg/cm}^2$, $q_v = 10 \text{ kg/cm}^2$ と推定されており¹⁾, 前者は後者に対し Esb で4~5倍, q_v で20倍となっている。

そこで、実験地盤の下層地盤をセメントモルタルで、上層地盤を砂で作成し、下層地盤を上層地盤に比べて相対的に剛なものとした。

下層地盤の諸元は、表4-3-1のとおりである。

表4-3-1 下層地盤の諸元

	α	C/S (セメント砂比)	一軸強度 (kg/cm^2)
二 次 元 実 験	23.5°	C/S = 4% (ソイルセメント)	——
	0°	C/S = 10%以上 (セメントモルタル)	200以上
	20°		
	25°		
	30°		
三 次 元 実 験	25°	— (セメントモルタル)	300以上

上層地盤は表4-3-2及び図4-3-1に示す2種類の砂により作成したが、作成した地盤についての密度試験の結果は表4-3-3のとおりである。なお、二次元実験の $\alpha = 0^\circ$, 25° , 30° の場合の密度試験は、上層地盤の作成方法が $\alpha = 20^\circ$ の場合と同じであるため省略した。

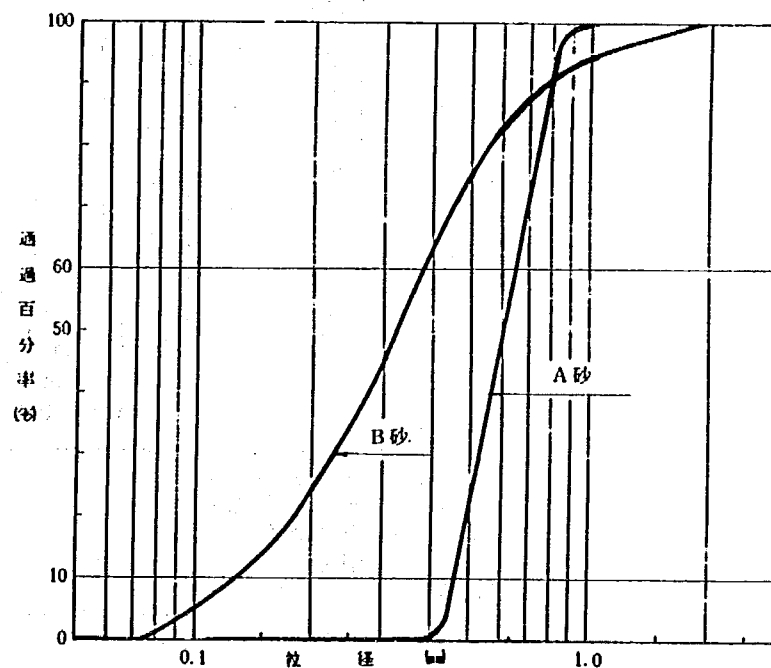


図4-3-1 粒径加積曲線

密度試験結果によれば、二次元実験に比較して三次元実験は地盤のバラツキがあり、相対密度も若干小さくなっている。

表4-3-2 上層地盤材料の物理・力学的性質

		A 砂	B 砂
比重 G_s		2.60	2.71
最大粒径 D_{max} (mm)		0.84	2.0
最小粒径 D_{min} (mm)		0.074	0.005
60% 粒径 D_{60} (mm)		0.65	0.37
10% 粒径 D_{10} (mm)		0.46	0.125
均等係数 U		1.41	2.96
最大乾燥密度 γ_{dmax} (g/cm ³)		1.664	1.694
最小乾燥密度 γ_{dmin} (g/cm ³)		1.432	1.373
三軸圧縮試験	内部摩擦角 ϕ (度)	40°	38°
	粘着力 $C(t/m^2)$	0	1.5
一面せん断試験 ϕ (度)		52°	50

表4-3-3 密度試験結果

二 次 元 実 験							三次元実験		
$\alpha=20^{\circ}$		$\alpha=23.5^{\circ}$		$\alpha=25^{\circ}$			$\alpha=25^{\circ}$		
A 砂, 乾燥		B 砂, 乾燥		A 砂, 湿潤			A 砂, 湿潤		
h/B	$\gamma_d(g/cm^3)$	h/B	$\gamma_d(g/cm^3)$	h/B	$\gamma_d(g/cm^3)$	W (%)	h/B	$\gamma_d(g/cm^3)$	W (%)
0.3	1.660	0.43	1.61	0.6	1.640 1.632	4.32 3.94	0.3	1.564	3.43
0.4	1.658	0.54	——	0.8	1.654 1.639	4.36 4.88	0.4	1.640	3.58
0.5	1.660	0.76	1.64	1.0	1.627 1.610	4.54 4.39	0.6	1.640	3.03
0.6	1.660 〃	0.98	1.625	1.125	1.618 1.617	4.22 4.28	1.0	1.609	3.28
0.8	1.660 〃	1.20	1.66	1.25	1.610 1.619	4.73 〃	1.25	1.594	2.64
1.0	1.650 〃	1.41	1.635	1.5	1.639 1.628	4.39 4.50	1.5	1.665	3.19
1.125	1.658	1.63	1.59	2.0	1.627 1.628	4.22 4.18	2.0	1.607	3.21
1.25	1.645 1.660	2.07	1.63	3.0	1.640 1.632	4.32 3.94	$\gamma_d=1.617g/cm^3$ Dr=82% S=0.109 W=3.19%		
1.5	1.660 1.650	2.61	——	$\gamma_d=1.628g/cm^3$ Dr=86% S=0.0064 W=4.37%					
2.0	1.650 〃	3.04	1.61						
2.75	1.660 〃	$\gamma_d=1.625g/cm^3$ Dr=79% S=0.087		h/B ; 上層平均厚/載荷巾 γ_d, γ_s ; 乾燥密度, 平均密度 Dr ; 平均相対密度 S ; 変動係数 W, W ; 含水比, 平均含水比					
$\gamma_d=1.656g/cm^3$ Dr=97% S=0.043									

4-4 二次元実験の結果

4-4-1 支持力

実験の結果は、表4-4-1のとおりである。

荷重—変位曲線は、 h/B の主なものについて下層地盤の傾斜角 (α) 毎に示せば、図4—4—1—(1)~(6)のようになる。

表4—4—1 実験結果 (二次元模型実験)

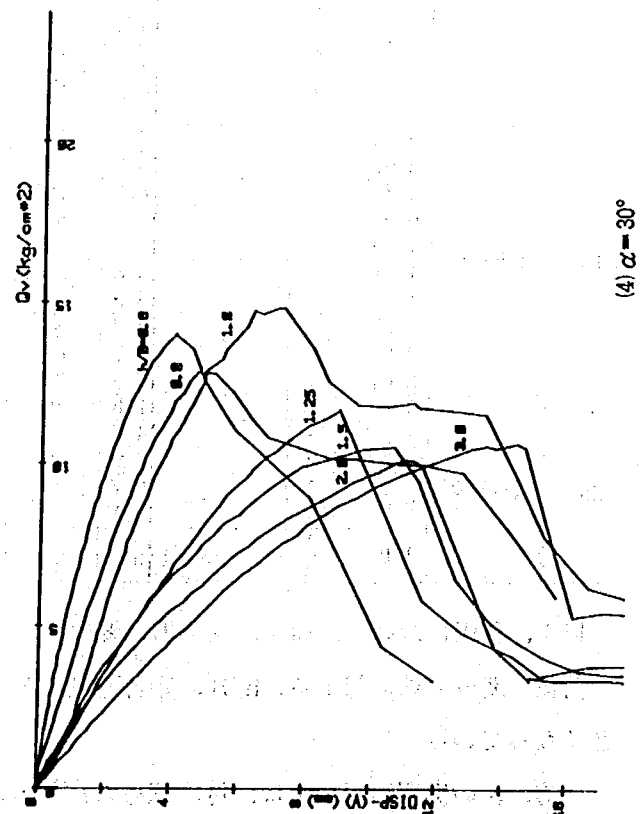
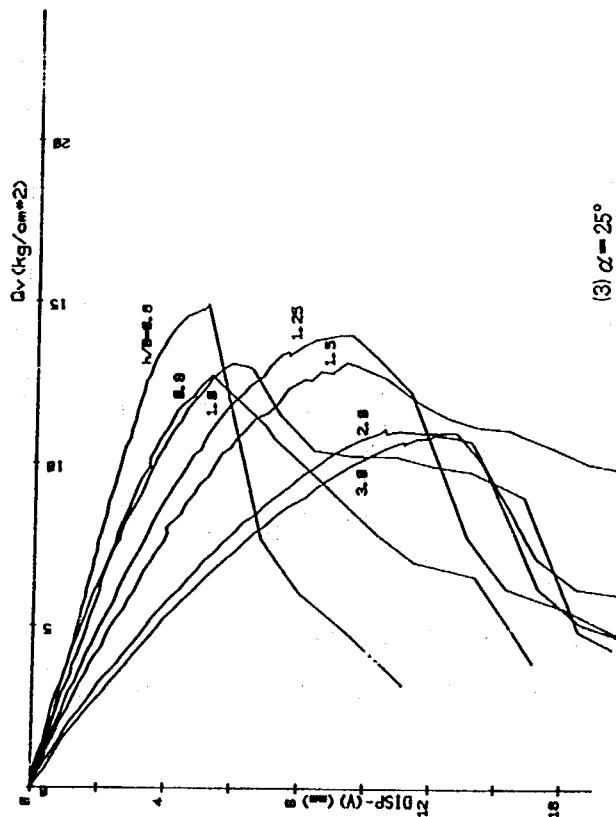
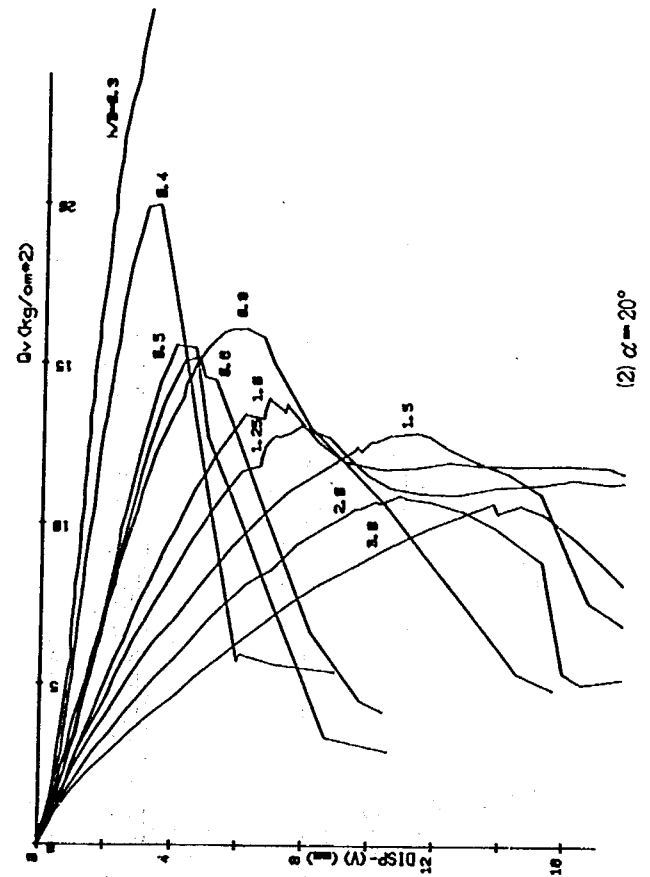
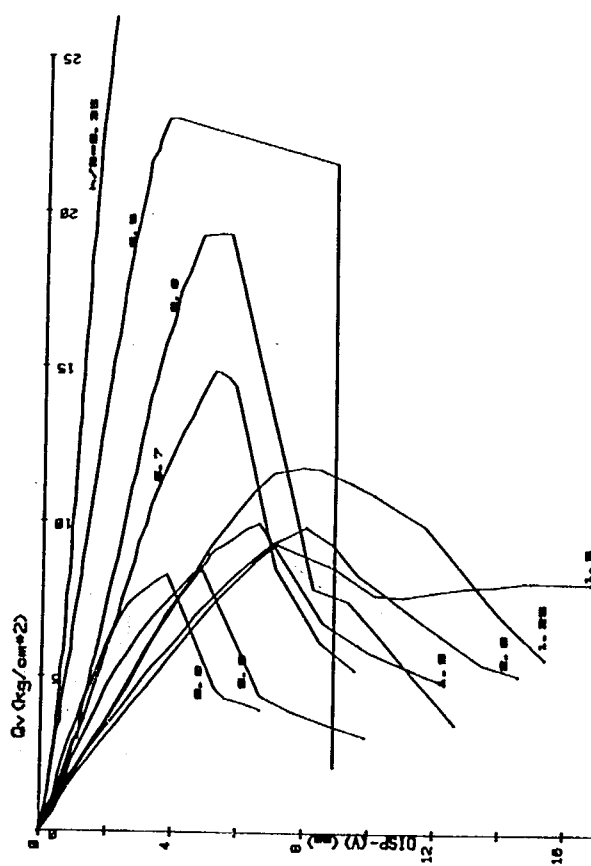
α	地盤条件	h/B	実験番号	q_v (kg/cm ²)	L (cm)	α	地盤条件	h/B	実験番号	q_v (kg/cm ²)	L (cm)
0°	A砂乾燥	0.35		>29.0	—	25°	A砂乾燥	1.125		14.5	—
		0.5		23.0	27			1.25	1	14.0	47
		0.6	1	19.3	34				2	14.3	65
			2	17.3	35			1.375		12.0	(39)
		0.7		14.8	38			1.5	1	13.1	50
		0.8	1	6.6	43				2	13.4	41
			2	8.3	44			1.75		12.2	55
		0.9		8.4	45			2.0	1	11.1	49
		1.0	1	8.5	51				2	11.9	52
			2	9.9	49			2.5	1	10.4	49
		1.25		11.8	38				2	11.8	37
		1.5	1	9.3	38				3	11.0	37
			2	9.3	50			2.75		10.1	39
		2.0	1	9.8	55			3.0	1	10.9	37
			2	12.3	47				2	11.6	40
20°	A砂乾燥	0.3		>26.6	—	25°	A砂湿润		3	10.2	—
		0.4		20.0	43			0.6	1	17.6	40
		0.5		15.6	—				2	19.9	38
		0.6	1	16.7	51			0.8	1	16.2	36
			2	15.2	56				2	16.3	36
		0.8	1	16.1	55			1.0	1	15.7	39
			2	15.6	47				2	15.8	36
		1.0	1	14.1	47			1.125	1	15.2	35
			2	13.9	62				2	15.4	37
		1.125		13.0	33			1.25	1	15.7	34
		1.25	1	12.3	57				2	15.8	38
			2	13.1	40			1.5	1	14.5	32
		1.5	1	11.8	62				2	13.3	39
			2	12.9	37			2.0	1	11.4	44
		2.0	1	10.9	37				2	11.1	31
23.5°	B砂乾燥		2	10.8	44	30°	A砂乾燥	3.0	1	10.9	36
		2.75	1	10.5	(28)				2	10.7	34
			2	10.7	43			0.5	1	10.8	49
		0.43		13.3	63				2	12.8	48
		0.54		10.2	65			0.6	1	10.1	54
		0.76		18.2	70				2	14.0	48
		0.98		16.7	60			0.8		12.8	38
		1.20		15.0	62			1.0	1	9.8	39
		1.41		13.8	55				2	14.8	45
		1.63		15.5	36			1.25		10.6	49
		2.07		14.3	36			1.5	1	11.7	40
		2.61		11.7	63				2	11.1	39
25°	A砂乾燥	3.04		13.9	32			1.75	1	8.9	41
		0.5		17.6	46				2	11.8	41
		0.6	1	14.6	—			2.0		10.1	37
			2	14.9	42			2.5		9.8	43
		0.8	1	12.7	45				1	9.3	38
			2	13.1	47			3.0	2	10.7	35
		1.0	1	13.1	45				3	10.2	38
			2	12.7	42						

以下、各国において、荷重、支持力、変位については、それぞれその鉛直成分である。

荷重—変位曲線に対する、 h/B の影響を見ると、 α の大きさに関係なく、 h/B が小さい程その勾配が大きくなっている。

一方、 α の影響については、特に認められない。

極限支持力と変位が 1, 2, 4 mm ($\delta/B=0.5, 1, 2\%$) のときの支持力とを, h/B に応じてプロットすると, 図4-4-2-(1)~(6)のようになる。



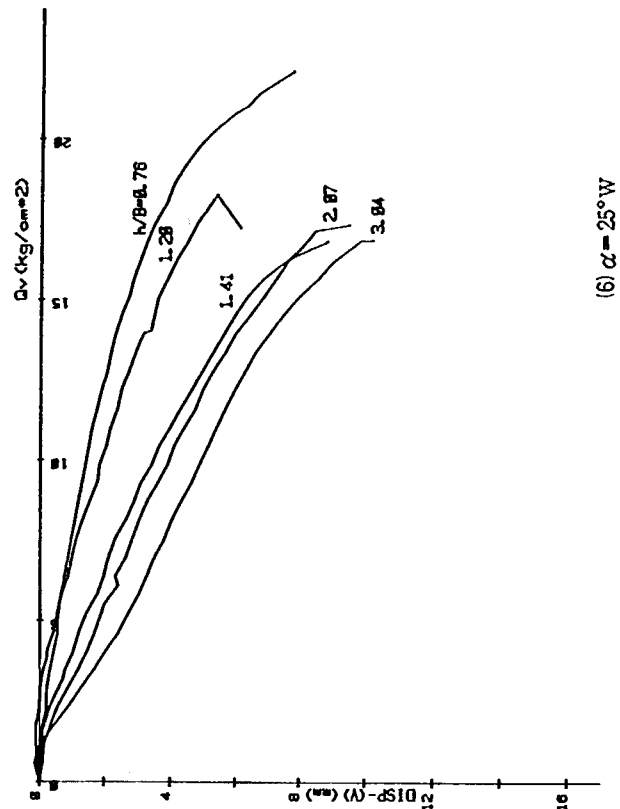
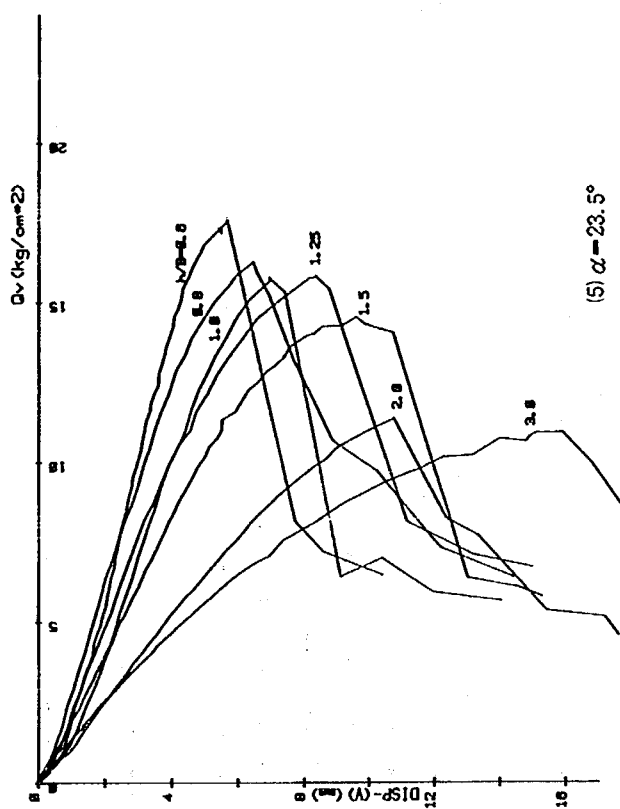
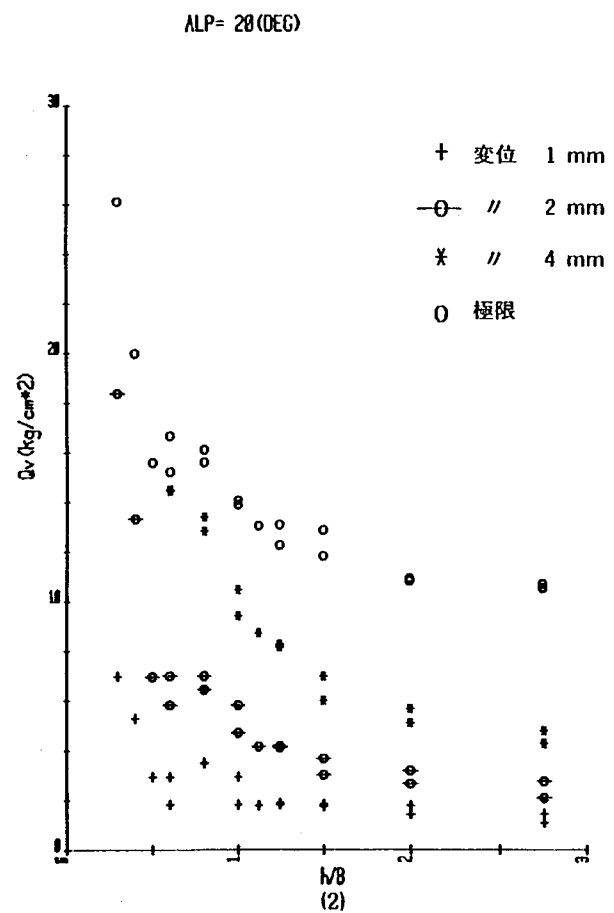
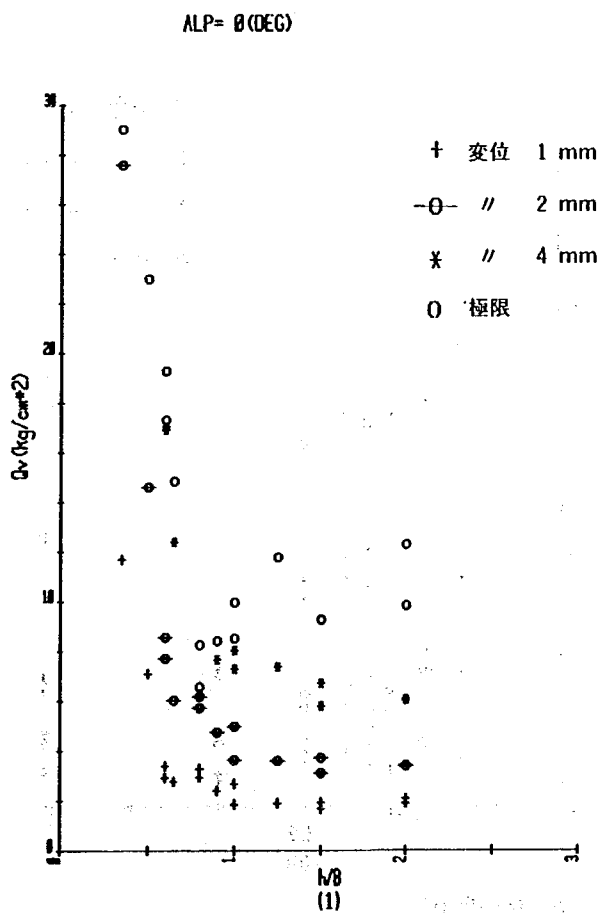
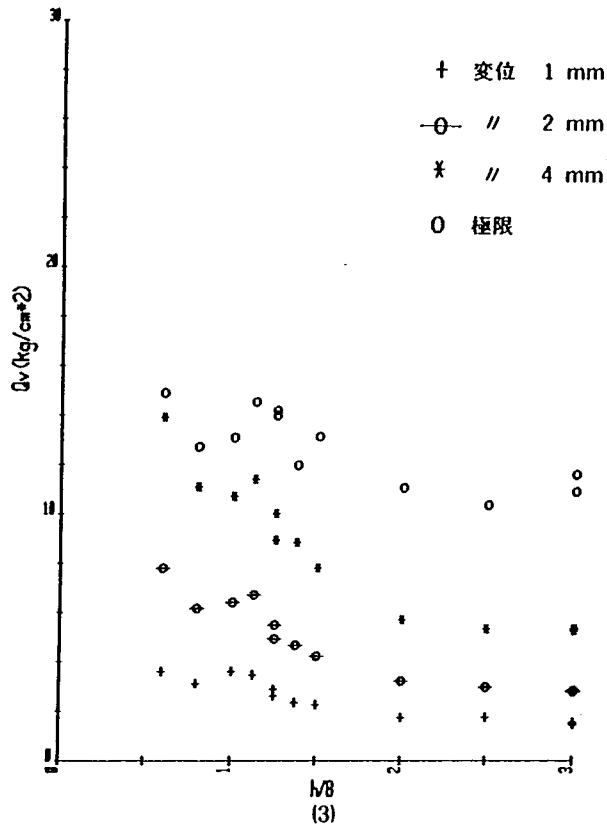


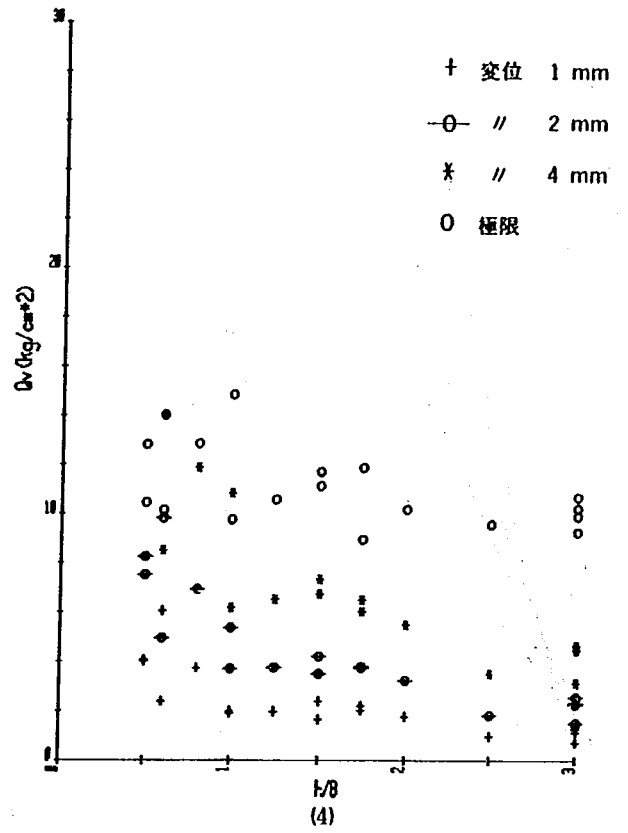
図 4-4-1 鉛直荷重強度と基礎の鉛直変位の関係



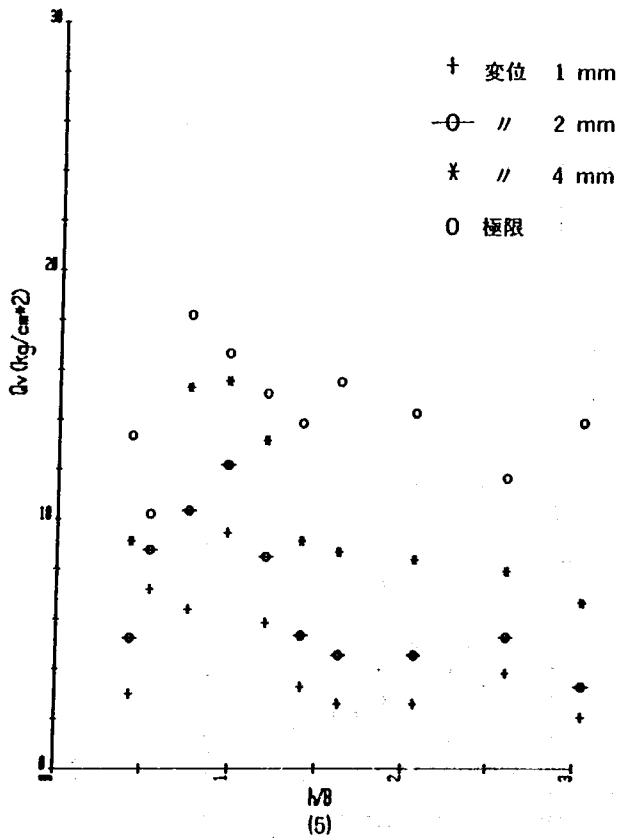
ALP= 25 (DEG)



ALP= 30 (DEG)



ALP= 23.5 (DEG)



ALP= 25 (DEG)

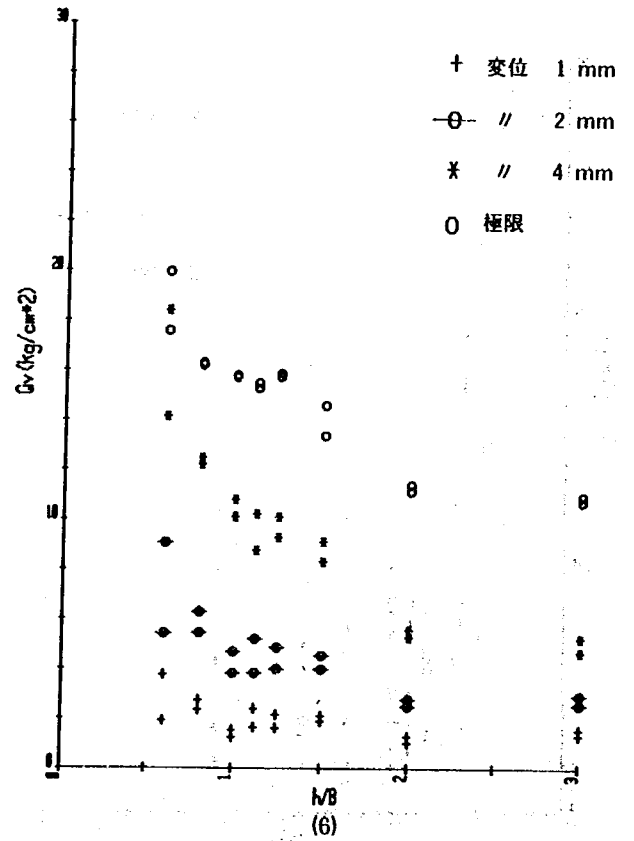


図4-4-2 支持力と h/B の関係

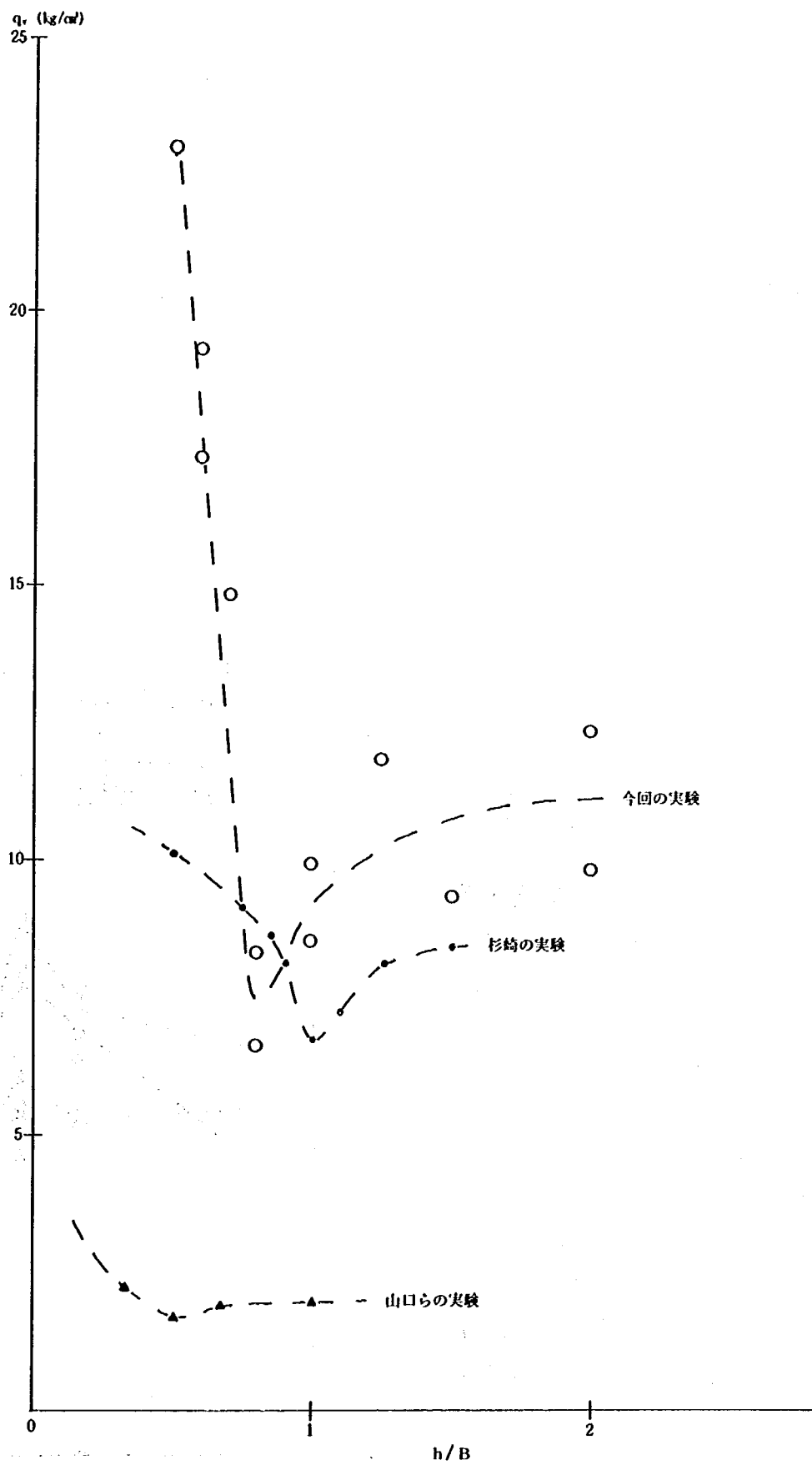


図 4-4-3 過去の実験との比較

支持力に対する、 h/B の影響を見ると、 $\alpha=20^\circ\sim 25^\circ$ では、 h/B が小さい程支持力が大きくなり、 $h/B\geq 2$ となると支持力がほぼ一定となっている。ただし、 $\alpha=30^\circ$ では、極限支持力についてバラツキが大きく、顕著な影響は認められない。

$\alpha=0^\circ$ では、 $h/B=0.8$ 付近で極限支持力に極小値が見られる。しかし、 $\delta_v=2\text{ mm}$ のときの支持力には極小値は見られない。

$\alpha=0^\circ$ の極限支持力について、過去の実験^{2),3)}と比較すると、図4-4-3のようになる。過去の実験によれば、極小値は $h/B=0.5\sim 1.0$ で生じており、今回の実験も同じような結果となっている。

極限支持力を α に応じてプロットすると、図4-4-4のようになる。

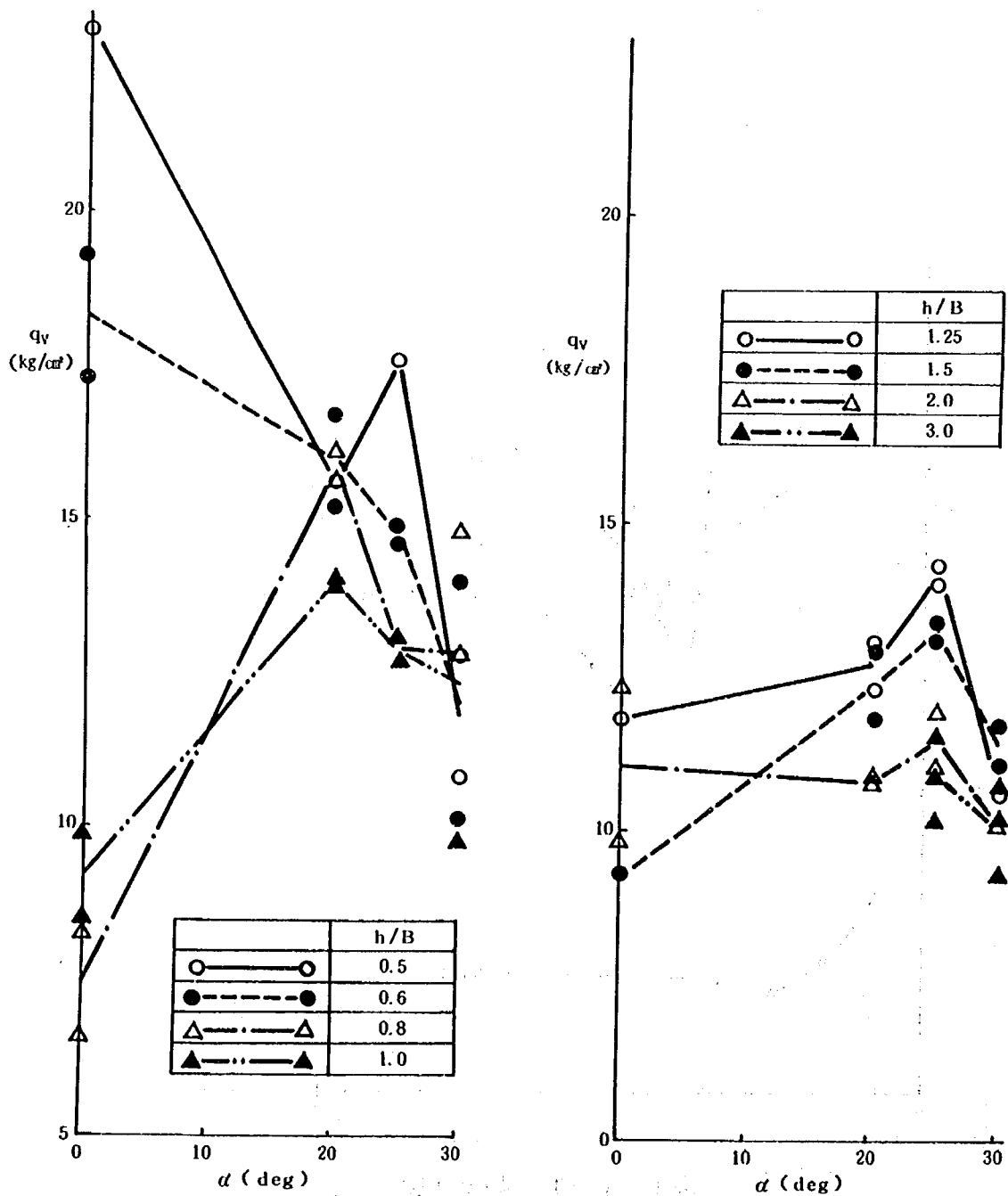


図4-4-4 極限支持力と α との関係

一方、 α の影響を見ると、 $h/B \geq 2$ では α の大きさに関係なく極限支持力はほぼ一定の値となり、 $h/B \leq 1$ では α の大きさにより極限支持力は大きく変動する。しかし、極限支持力と α とは、相関関係は認められない。

なお、 $\alpha = 23.5^\circ$ の場合は、 h/B が小さい程支持力が大きくなる傾向が認められる。

また、 $\alpha = 25^\circ$ で上層地盤を湿潤砂で作成した場合の支持力に対する h/B の影響は、上層地盤を乾燥砂で作成した場合と同じ傾向となっているが、 $h/B \leq 1.5$ で極限支持力がさらに大きくなっている。一方、 $\delta_v = 1 \sim 2 \text{ mm}$ のときの支持力は逆に小さくなっている。

半無限の完全剛塑性体地盤上にある帯状基礎の傾斜荷重に対する極限支持力は、①自重のない場合のKötter方程式の解に、自重による付加項を重ね合わせる。②基礎底面は十分に粗である。の仮定のもとに、次式で求められる³⁾。

$$q_v = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \frac{\cos(\beta - \phi)}{(1 + \tan \theta \tan \beta) \cos \phi} \left\{ \frac{\cos(\beta - \phi)}{\cos \beta \cos \phi} N_c - \sin \beta \right\}$$

$$N_c = e^{3r \tan \phi} \left\{ \sin^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right. \\ \left. - \frac{3 \tan \phi \cos(\beta + \gamma) + \sin(\beta + \gamma)}{9 \tan^2 \phi + 1} \right\} + \frac{3 \tan \phi \cos \beta + \sin \beta + 1 - e^{3 \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right) \tan \phi}}{9 \tan^2 \phi + 1}$$

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \tan^{-1} \left[\frac{1 + \sin \phi - \cos^2 \theta \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \theta}} \right)}{\sin \theta \cos \theta \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \theta}} \right)} \right]$$

$$\gamma = \frac{3}{4} \pi + \frac{\phi}{2} - \beta$$

上式により、 $c = q = 0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\theta = 16.70$ 、 $\gamma_s = 0.0017 \text{ kg/cm}^2$ 、 $B = 20 \text{ cm}$ 、 $30^\circ \leq \phi \leq 60^\circ$ のときの支持力を求めれば、表4-4-2のようになる。

表4-4-2 帯状基礎の極限支持力 (計算値)

ϕ ($^\circ$)	N_γ	q_v (kg/cm^2)	L (cm)
30	4.00	0.06	42.80
35	9.13	0.15	61.68
40	21.51	0.34	88.46
45	54.65	0.87	129.27
50	157.21	2.52	196.47
55	546.62	8.75	318.37
60	2541.76	40.67	570.42

上層地盤の ϕ は、軸対称荷重で約 40° であり、平面ひずみ荷重ではその1割増しと言われているが⁴⁾、ここ

では約 52° と考えられる。 $\phi=40^\circ\sim 52^\circ$ のときは、支持力は $0.3\sim 4.0\text{kg/cm}^2$ と計算される。一方、 $h/B=3$ のときの実験値は平均 10.5kg/cm^2 であり、計算値の約 $30\sim 2.6$ 倍となっている。

4-4-2 すべり線

極限支持力が大きい程すべり線の長さも大きくなると考えられるが、観測されたすべり線の長さは表4-4-1に示すとおりであり、これによると極限支持力とすべり線とに相関関係は認められない。

$\alpha=23.5^\circ$ の場合は地中のすべり線を観測しており、その形状を示せば、図4-4-5のようになる。

地中のすべり線は、 $h/B\leq 0.76$ では下層地盤に接しており、 $h/B\geq 0.98$ では上層地盤中のみ発生している。

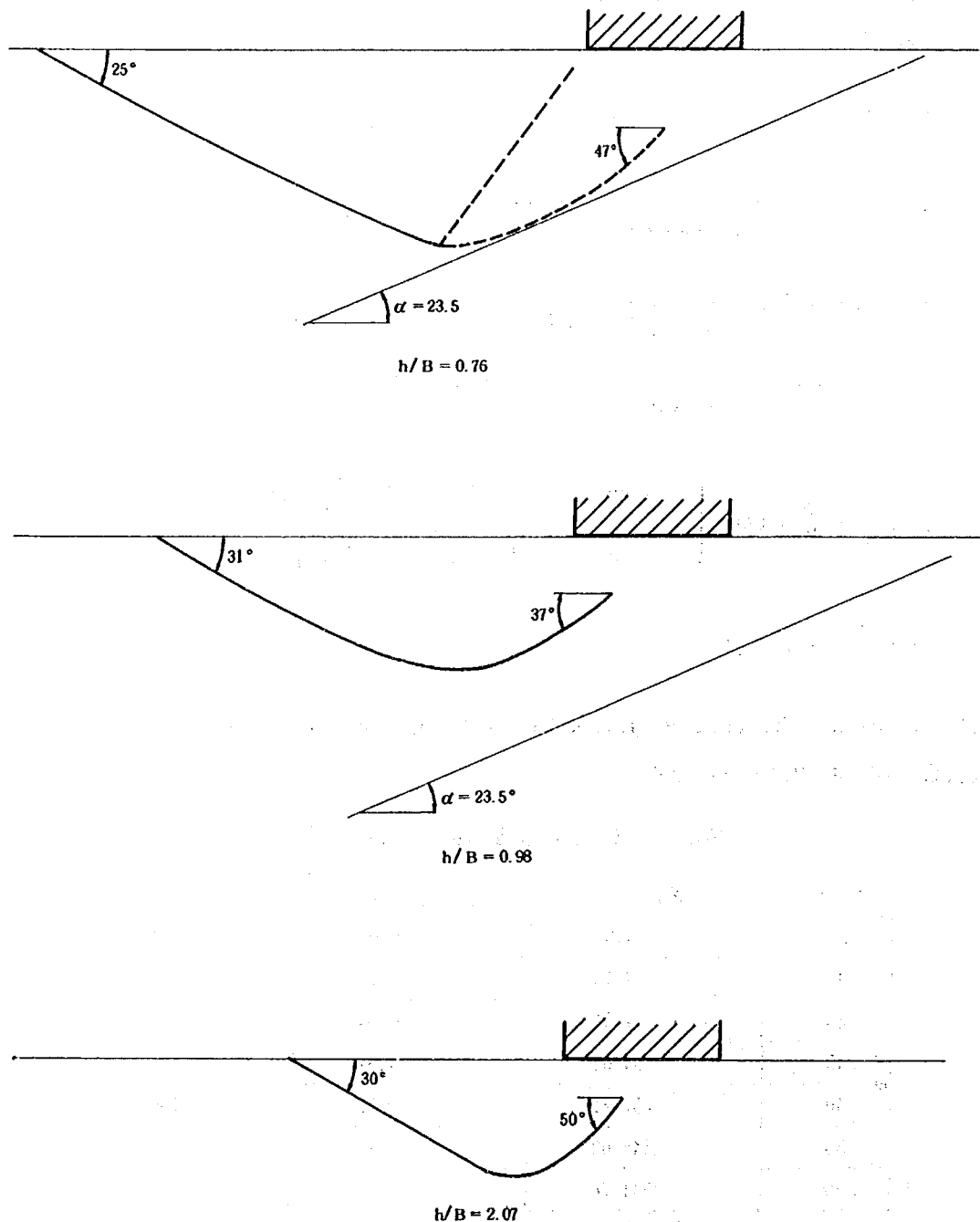
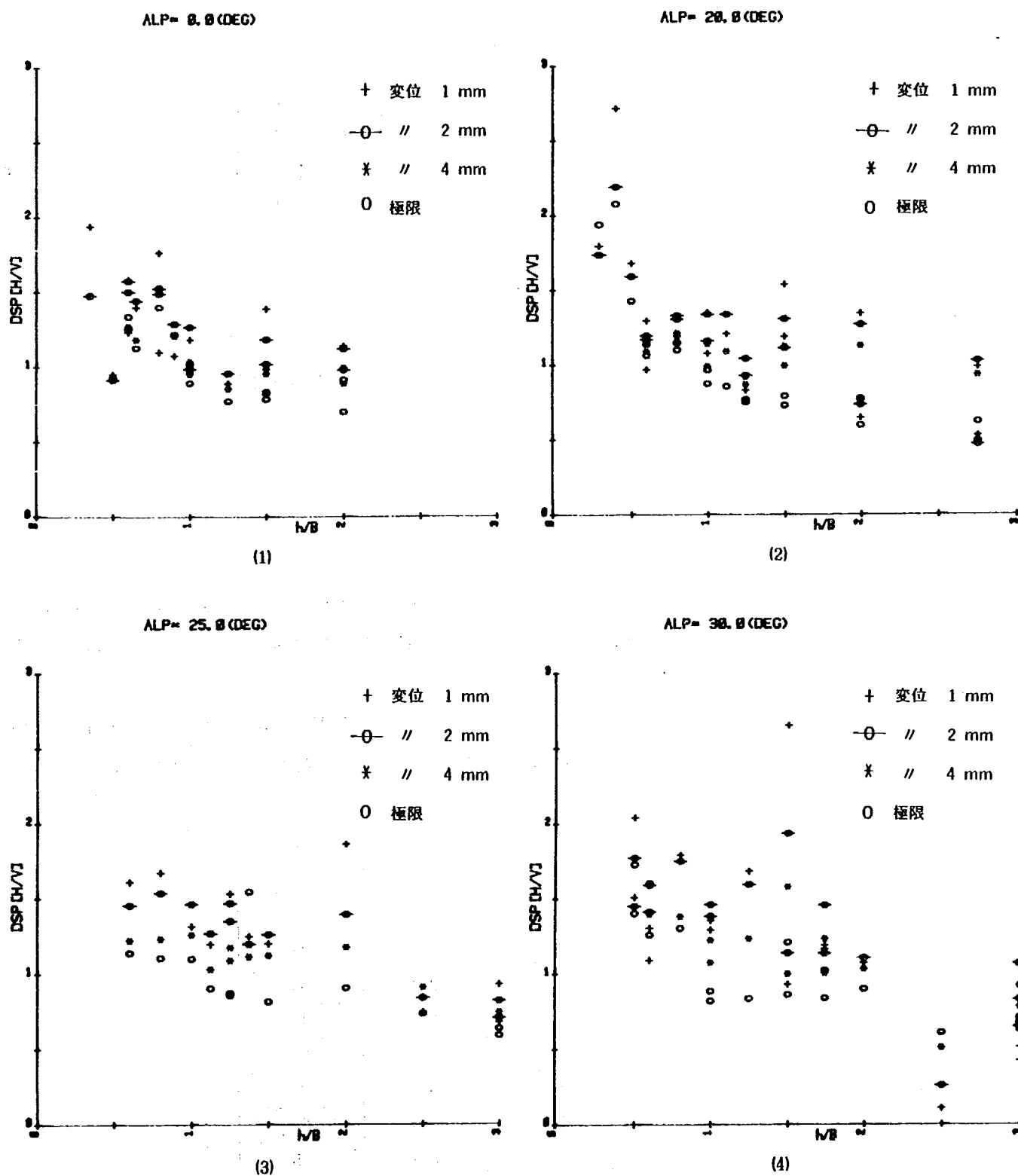


図4-4-5 すべり線形状

4-4-3 基礎の変位

最大荷重時及び基礎の鉛直変位が1,2,4mmのときの、基礎の水平変位と鉛直変位の比 (δ_H/δ_V) を h/B に応じてプロットすると、図4-4-6-(1)~(6)のようになる。

δ_H/δ_V に対する h/B の影響を見ると、 h/B が小さい程 δ_H/δ_V が大きくなっており、 $h/B < 1$ では $\delta_H/\delta_V > 1$ となっている。



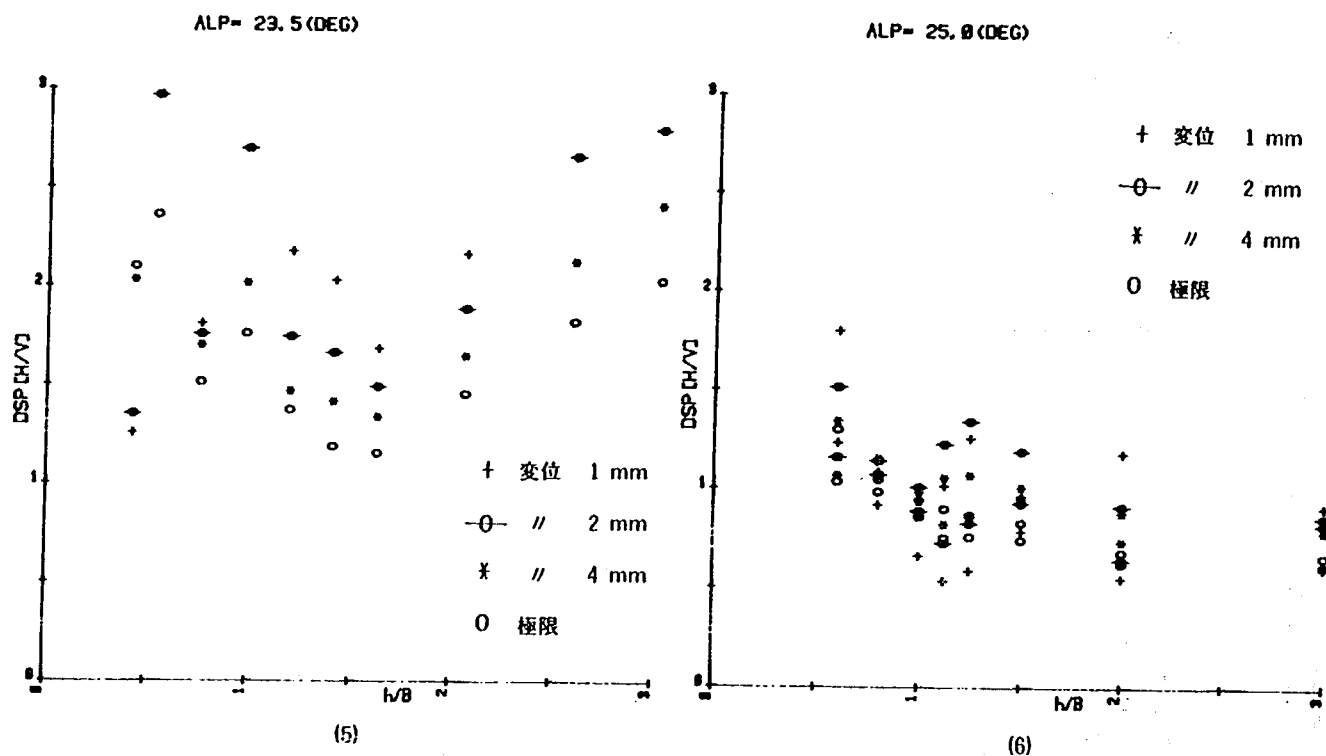


図 4-4-6 基礎の水平変位と鉛直変位の比と h/B の関係

δ_h/δ_v と α には、特に相関関係は認められない。

4-5 三次元実験の結果

4-5-1 支持力

実験の結果は、表 4-5-1 のとおりであり、荷重—変位曲線は図 4-5-1 のようになる。また、極限支持力のほか、基礎の変位が 1, 2, 4 mm のときの支持力を h/B との関係は図 4-5-2 のようになる。ここで、支持力及び変位はその鉛直成分である。

荷重—変位曲線の勾配は、 $h/B=0.3\sim0.4$ で大きくなっているが、 $h/B>0.6$ では大差なく、 h/B との相関関係は認められない。また、二次元実験の荷重—変位曲線の勾配と比較すると、全般にかなり小さく、

表 4-5-1 実験結果 (三次元模型実験)

α	地盤条件	h/B	q_v (kg/cm ²)	L (cm)
25°	A 砂 湿潤	0.3	3.1	24
		0.4	2.3	34
		0.6	2.7	44
		1.0	3.1	26
		1.25	3.1	25
		1.5	3.3	26
		2.0	2.8	25

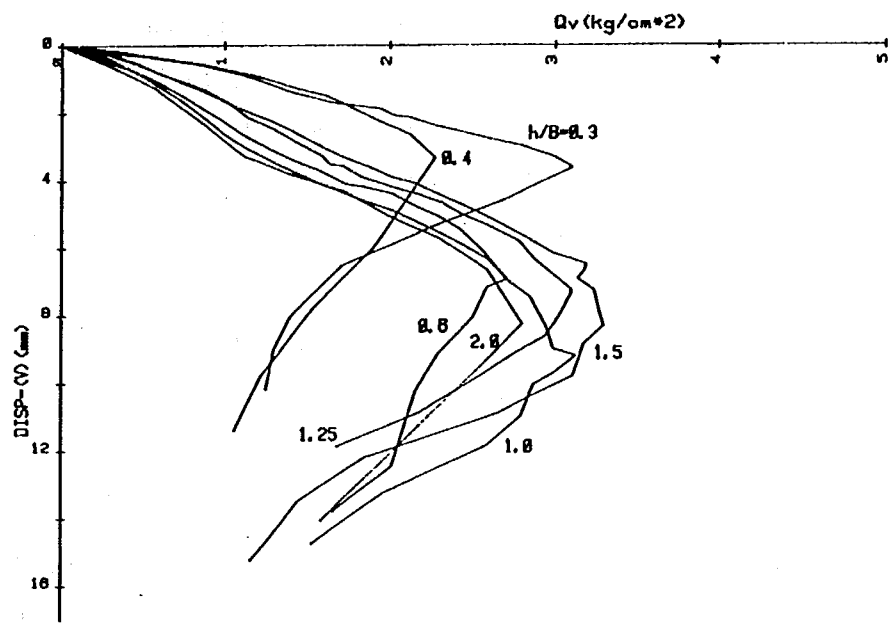


図4—5—1 鉛直荷重強度と基礎の鉛直変位との関係

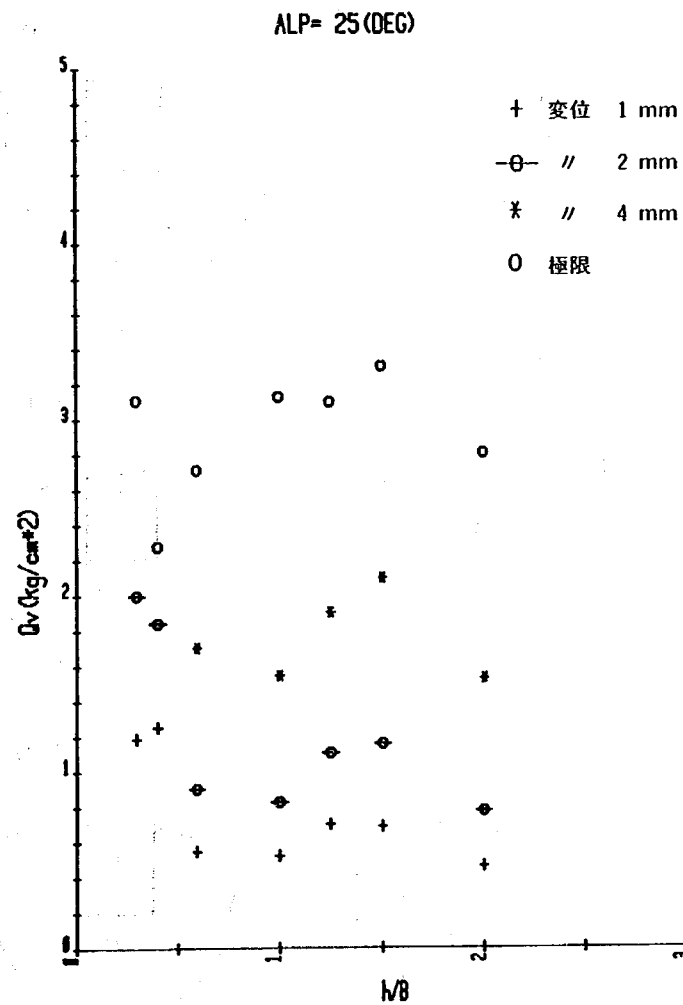


図4—5—2 支持力と h/B の関係

$h/B=2$ で約 $1/4$ である。

支持力に対する h/B の影響を見ると、極限支持力は、 $h/B=0.4$ で 2.3kg/cm^2 と小さくなっているが、その他は $0.3 \leq h/B \leq 2.0$ で大差なく約 3kg/cm^2 となっている。変位が $1, 2, 4\text{mm}$ のときの支持力については、 $h/B < 0.4$ で大きくなっているが、 $h/B > 0.6$ では明確な傾向が認められない。また、二次元実験の極限支持力と比較すると全般に小さく、 $h/B = 2$ では約 $1/4$ である。

4-4-1 で帯状基礎の極限支持力を計算したが、長方形基礎の支持力は、形状係数を用いて帯状基礎の支持力を経験的に修正して求められる⁹⁾。

実験に用いた基礎模型の寸法は $20\text{cm} \times 16.5\text{cm}$ であるので、形状係数は $N\gamma$ について 0.6 であり、実験地盤の $\phi = 40^\circ \sim 52^\circ$ に対して、支持力は $0.2 \sim 2.4\text{kg/cm}^2$ と計算される。一方実験値は $h/B = 2$ で 2.8kg/cm^2 であり、計算値の約 $1.4 \sim 1.2$ 倍となっている。

4-5-2 すべり線

観測されたすべり線の長さは表 4-5-1 に示すとおりであり、極限支持力との相関関係は認められない。 $h/B > 1.0$ でのすべり線の長さはほぼ 25cm であり、二次元実験におけるそれが平均 36cm であるのに対し、約 0.7 倍となっている。

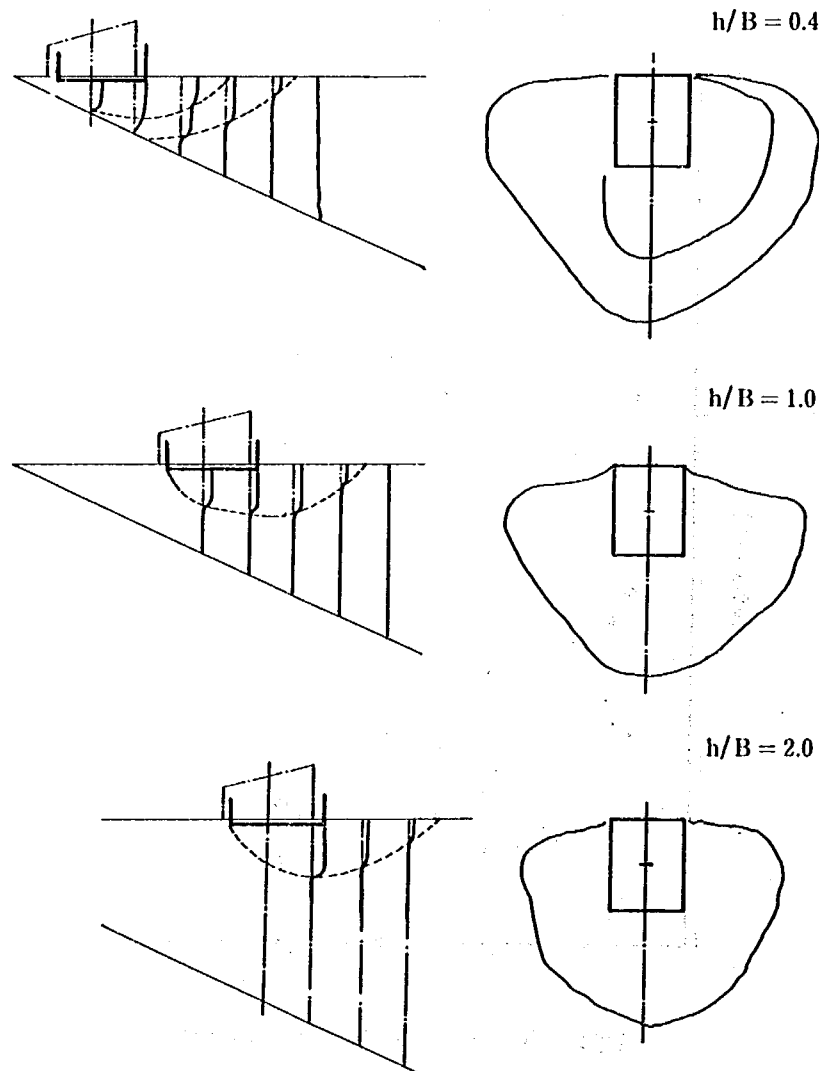


図 4-5-3 すべり線の形状

地表面に表われたすべり線の形状及び地中のすべり線は、図4-5-3のようになる。

地中のすべり線は、二次元実験の場合と同じように、 $h/B \leq 0.6$ では下層地盤に接しており、 $h/B \geq 1.0$ では上層地盤中のみに発生している。

4-5-3 基礎の変位

最大荷重時及び基礎の鉛直変位が1, 2, 4mmのときの、 δ_H/δ_V を h/B に応じてプロットすると、図4-5-4のとおりになる。

δ_H/δ_V に対する h/B の影響について見ると、二次元実験と同様に、 h/B が小さい程 δ_H/δ_V が大きくなっている。

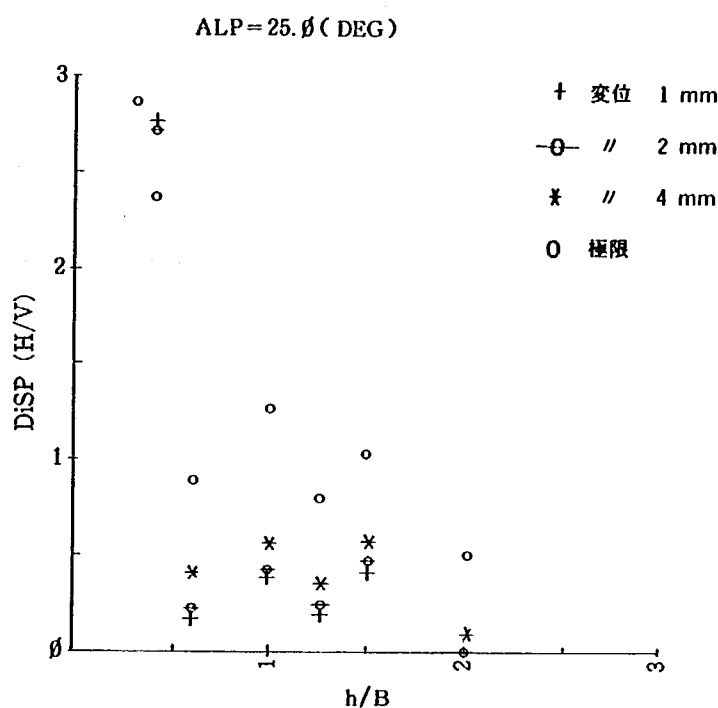


図4-5-4 基礎の水平変位と鉛直変位の比と h/B の関係

4-6 ま と め

傾斜二層地盤については、二次元模型実験によれば、

- ① 極限支持力は、 $\alpha = 20^\circ \sim 30^\circ$ では、 h/B が小さい程大きくなり、上層だけの均質地盤の極限支持力よりも小さくなることはない。また、 $h/B \geq 2 \sim 3$ ではほぼ一定の値となる。
- ② 極限荷重に対する基礎の鉛直変位は、 $\alpha = 0^\circ \sim 30^\circ$ では、 h/B が小さい程小さくなる。
- ③ 地中のすべり線は、 $\alpha = 23.5^\circ$ の場合であるが、 $h \leq 0.8$ で下層地盤に接し、 $h \geq 1.0$ で上層地盤中のみに発生する。

ことが明らかとなった。

また、三次元模型実験によれば、二次元模型実験と同じように、

- ① 地中のすべり線は、 $h \leq 0.6$ で下層地盤に接し、 $h \geq 1.0$ で上層地盤中のみ発生する。
ことが明らかとなったが、二次元模型実験と異なり、
- ② 極限支持力及びそれに対する基礎の変位については、 h/B との相関が認められず、極限支持力については $h/B=0.4$ のときに極小値が発生する可能性がある。
とも考えられるが、明確に判断するには実験ケースが不足していると考えられる。
今後の課題として
- ① 極限支持力と α の相関は、 $\alpha=20^\circ \sim 30^\circ$ では特に認められなかったが、 $\alpha=0^\circ$ で認められる支持力の極小値が、 $\alpha=20^\circ \sim 30^\circ$ で認められないので、 $0 < \alpha < 20^\circ$ での極小値の確認を行なう。
- ② 極限支持力及び基礎の変位に関して、三次元実験が二次元実験と異なる結果を与える可能性があるの
で、三次元実験をさらに行なう。
- ③ 現在未確認である、極限支持力に対する θ の影響を調査することが必要である。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究報告書；土質工学会，昭和52年3月
- 2) 非粘性土からなる二層地盤の支持力について；山口柏樹，他，第12～13回土質工学研究発表会
- 3) 浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究；土木研究所資料第1611号，昭和55年10月
- 4) 土質力学；最上武雄，技報堂，昭和54年3月
- 5) 道路橋示方書IV下部構造編；日本道路協会

第5章 耐 風 調 査

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

5-1 調査の概要

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

5-2 門崎高架橋の耐風性調査

5-2-1 ま え が き

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

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

以上の経緯により、昨年度と今年度の2ヶ年にわたり当研究室で、4径間弾性模型および3次元地形模型を用いて、実験的に門崎高架橋の耐風性を調査した。

5-2-2 実験方法および実験条件

実験に用いた風洞は、土木研究所の大気汚染風洞(測定部の高さ3m, 幅6m, 長さ24m。エッフェル型)である。模型の縮尺は使用風洞の断面の大きさより1/120とした。また、模型の製作を容易にするため、各スパンで実橋と1次モードで等価振動特性を持つような仮想等断面橋を想定し、振動特性はこの仮想橋と一致するようにすることにした。なお、外形は実橋と相似させることにした。

相似条件は次の3つの無次元量を仮想橋と模型とで一致させることとした。

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

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

橋桁断面中央に配置した鉄製の2本の角棒により桁のたわみ剛性を相似させ、その周囲に分割して取付けた外形材により幾何学的形状を相似させ、前述の鉄製の棒の重量、外形材の重量および付加重りにより桁の重量を相似させ、さらに固定支承部に取付けたオイルダンパーあるいは5P-6Pおよび4P-5Pの1/2点からピアノ線で取付けたオイルダンパーにより減衰性能を相似させた。模型の架台により気流が吹き上げとなることを防ぐため、模型の上流約4mまで地面板を配置した。模型の一般図を図5-2-2に、主要諸元を表5-2-1にそれぞれ示す。

相似させるべきモードは、鉛直たわみ変位の卓越する低次の4つのモード(1次, 2次, 3次, 5次)とし、通風実験に先立ち、模型の振動特性を調べた。その結果、振動モードは実橋とほぼ一致しているが、各次数相互の振動数の比が実橋とは若干異なっていることがわかった。すなわち、実橋の振動数が0.40^{Hz}, 0.57^{Hz}, 0.81^{Hz}, 0.99^{Hz}に対し、模型では5.6^{Hz}, 7.3^{Hz}, 9.9^{Hz}, 11.2^{Hz}である。したがって、風速換算比が次数によって異なることとなり、1次モードに対応する換算比から順に記せば、8.6, 9.3, 9.8, 10.6になる。また、構造減衰率は上述のようにオイルダンパーを使用して調節した。模型の無風時の構造減衰率は次の通りである。

1次	2次	3次	4次	オイルダンパー設置位置
0.02	0.01	0.01	0.01	支点5P
0.04	0.05	0.06	0.04	支点5Pおよび4Pと5Pの間
0.10	0.11	0.09	0.11	5P, 4P-5P, 5P-6P内の中間

乱流は、模型の上流側約20mに配置した5体の高さ2.4mのスパイアーにより発生させたものである。下部スカートおよびダブルラップの形状の代表例は図5-2-2に示されているが、下部スカートの配置条件の代表例を図5-2-3に示す。

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

なお、実験条件および実験ケースについて試験結果と併せ表に示す。

5-2-3 実験結果

風洞内に岬の模型のみを設置し、水平方向に風向をもつ一様流中および乱流中で測定した桁の位置での気流の特性値(20秒間の測定値を解析したもの)、即ち、迎角、水平方向の乱れ強さ、鉛直方向の乱れ強さ、平均風速の値の代表例を図5-2-4に示す。

図からわかるように、岬模型の影響をうけ、一様流中では風の迎角は $10^{\circ}\sim 22^{\circ}$ の内に分布し、平均風速も、風洞風速8.25m/sに対して7.9~10.0m/sの間で変化している。また、乱流中では風の迎角は $8^{\circ}\sim 20^{\circ}$ の間に分布し、鉛直方向の乱れ強さが6~10%、水平方向の乱れ強さが9~14%の間に分布し、平均風速も風洞風速6.13m/sに対して、5.6~7.7m/sの間に分布している。また乱流の積分スケールは水平方向成分で0.7~0.8m、鉛直方向で0.2~0.3mとなっている。風の特徴は岬模型の影響をうけ、桁の位置ではかなり大きな迎角 α を持った風となっている。迎角に大きな巾があるのは地形がかなり入り組んでいるためである。また、乱流効果により風の迎角は減少していることがうかがわれる。各実験ケースの結果をとりまとめて表5-2-2に示す。

なお、モードにより最大振巾を生じる径間が異なるので橋全体としての最大振巾を示すため、表中の最大振巾は1次モードおよび5次モードの振動では中央径間の中央における最大振巾で、また2次モードおよび3次モードの振動では側径間の中央における最大振巾で示してある。また、実験結果のうち代表的な例としてP5-P6の支間で観測された応答最大振巾あるいは振巾の標準偏差と風速との関係図を図5-2-5に示した。図の振巾は約30秒間の観測データの中での最大振巾あるいはその標準偏差を橋桁巾員で除して無次元化したもので表示した。

風洞風速をモードにより異なる風速換算比を用いて、実橋風速に換算してプロットしたため、実験では5次モードの渦励振が終わる風速より高い風速で1次モードが卓越する不規則振動が開始するのに対し、図では両者が同じ風速で発現するかのように見える箇所もある。なお不規則振動は、風速が高い場合には2次モードあるいは3次モードが卓越してくる場合もあったが、風速換算比としては常に1次モードのものをを用いた。

実験の結果、本橋の基本断面は一様流中においては風速が17, 27, 32, 41m/secの風が作用したときに、それぞれ1次、2次、3次、5次の渦励振が発現する可能性が極めて高く、その振巾も1m強になる可能性が認められた。また、36m/sec前後の風が作用するとギャロッピングを発現する可能性があることも確認された。(実験番号1)この実験結果では、ギャロッピングの発現風速より5次の渦励振の発現風速の方が高いという結果になっているが、これは前述したように、模型製作の都合上各振動モード毎に換算風速が異なるため、このようになったのであり、実際には風速が36m/sec以上になった場合にはギャロッピングが発現するものと思われる。乱流中においては、渦励振の発現風速は一様流中における値とほぼ等しいが、振巾は約1/3に減少し、また、高風速における振動現象も緩和される^り。この高風速における振動の発生原因については、議論のあるところであるが、今回は整理都合上バフェティングの欄にその値を記入しておいた(実験番号2)。

背後に岬がない場合にも、桁の定性的な振動特性はほとんど変わらないが、渦励振の振巾はほぼ1/2~1/3に減少し、乱流中における高風速域における振動振巾はほぼ同程度の量を示している(実験番号37, 38)。

5-2-4 制振装置の効果

シングルラップ（+フェアリング）は、背後に艀がある場合には、渦励振に対してのみ効果が認められるが、艀がない場合には、渦励振ギャロッピングに対して効果がある（実験番号16, 17, 39, 40）。

ダブルラップの効果は上記制振装置より制振効果が高く、背後に艀がない場合には、渦励振、ギャロッピングともに完全に抑制する（実験番号41, 42）。

下部スカートは、断続に取りつけた場合には、ほとんど制振効果はない。一方、連続に取りつけた場合には、ギャロッピングを抑制するが、渦励振に対する効果は小さい。しかしながら、背後に艀がある場合で、下部スカートとダブルフラップを併用した場合には、下部スカートを連続させると、乱流中におけるバフティング量を減少させるが、逆に渦励振振巾は大きくなる（実験番号 3, 4, 43, 44, 10, 11, 18, 19, 20, 21）

ダンピングを上げる効果は大きく、下部スカートを断続にとりつけた場合にも対数減衰率 δ を $\sigma=0.1$ まで大きくするとギャロッピングは抑制され、渦励振振巾も大巾に減少する（実験番号 3, 4, 7）

今回の実験ではダブルフラップと下部スカートの断続取り付けによる制振対策手法が総体的にみて一番効果が認められた。なお、艀がない場合には、フラップのみで渦励振とギャロッピングに対する抑制効果が期待できることが確認された（実験番号18, 19, 39, 40, 41, 42）。

また、桁の後流の測定結果より求めた後流の特性のうち代表例を図5-2-6に示す。図からわかるように桁巾員(B)だけ離れた位置では、桁の直後に風速の弱くなる部分があり、風の迎角も中心を向くような角を持っている。また、風のみだれ強さも40%前後とかなり強くなっていることがわかるが、これは風速が低くなったため、相対的にみだれ強さが強くなっている要因もあると考えられる。この傾向は風速が高い程著しく、また、風速が高い場合は、その影響範囲も広く3Bのあたりまで、強い影響をおよぼしていることがうかがえる。

5-3 南備讃瀬戸大橋の耐風性調査

南備讃瀬戸大橋は、3径間の吊橋として計画されている橋梁である。本稿の一般図を図5-3-1に示す。本橋についてはすでに民間の研究所においてその耐風安全性が検討されているので、今回の実験は本橋の耐風安定性を確認することを目的として実施した。また、併せて三分力の測定も行った。

5-3-1 南備讃瀬戸大橋の風洞実験

(1) 実験方法および実験条件

実験は、建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞を用いて実施した。風洞の主要諸元を表5-3-1に示す。模型は2次元剛体模型を用い、8本のコイルバネにより風洞内に支持し、風速迎角を変化させて設定し、各ケースごとに模型の挙動を観測した。使用した模型の図を図5-3-2に示す。使用した気流は乱れのほとんどない一様気流であり、風速の測定はピトー管とマノメータを用いて行った。模型の挙動は2台の光学式変位計により測定し、2つの変位を加算あるいは減算することによりそれぞれ鉛直たわみあるいはねじれ変位を求め、データレコーダおよびペンレコーダに記録した。

相似条件としては幾何学的形状を相似させることの他に、次の6つの無次元量を実橋と模型で一致させた。

$$M/\rho B^2, V/N\eta B, \delta_0\eta, I/\sigma B^4, V/N\theta B, \delta_0\theta$$

ここに、 M ：単位長さあたりの質量、 I ：単位長さあたりの極慣性モーメント、 ρ ：空気密度、 B ：構造物の代表長さ、 V ：風速、 N ：固有振動数、 δ_0 ：無風時の対数減衰率、 η ：鉛直たわみ振動、 θ ：ねじれ振動

これらの相似条件より導かれた実験条件を表5-3-2に示す。質量に関する相似条件を満足させるためには、模型を支持した状態で全体の振動系としてバネ定数を動的な試験により求め、所要の質量およびこのバネ定数より所要の固有振動数を計算し、おもりを調整してその固有振動数に一致させるという方法をとった。減衰率に関する相似条件を満足させるためには電磁ダンパーを用い、その抵抗値を変化させ、所要の減衰率に設定した。なお、ローリング振動を抑制するため、図1-3-3に示すようなローリング振動防止装置を使用して実験した。

(2) 実験結果

本年度実施した完成断面および下部橋部に在来線のみを載せた断面については、自励振動および渦励振ともその発現の可能性は見られなく、本年度実験を実施した両断面については全く問題はないものと思われる。

5-3-2 三分力実験

実験は、建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞を使用し、「本州四国連絡橋風洞実験要領(1980)」に従いピアノ線支持方式で実施した。用いた模型は完成系断面である。実験ケースを表5-3-3に示す。

実験結果より空気力係数を算定する際には、端板およびピアノ線に作用する空気力の修正を試みた。修正方法の概念図を図5-3-4に示す。その結果端板に作用する空気力が、模型の抗力係数に及ぼす影響は1%以下と非常に小さいことが判明したため、この補正は実施せず、ピアノ線抗力の補正のみを実施した。ピアノ線抗力を動圧で除した抵抗面積 A_p は、

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

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

$$C_D = C_D - A_p / A_N$$

となる。

実験結果のうち風荷重の算定に重要な迎角 0° における抗力係数を表5-3-4に示す。同表中には、基準に定められている抗力係数算定式より求めた値もあわせて示した。また各風速、各模型における迎角と空気力係数の関係を表5-3-5および図5-3-5に示す。

表5-3-4より明らかなように今回の測定結果は、設計に使用している値 C_D と $1.05C_D$ の間にある。

橋梁座標値

座標	X	Y	Z	橋梁
1	2202.93	17.15	17.10	17P
2	2211.08	17.17	17.07	
3	2219.23	17.19	17.11	
4	2227.38	17.21	17.15	
5	2235.53	17.23	17.19	
6	2243.68	17.25	17.23	
7	2251.83	17.27	17.27	
8	2259.98	17.29	17.31	
9	2268.13	17.31	17.35	
10	2276.28	17.33	17.39	
11	2284.43	17.35	17.43	
12	2292.58	17.37	17.47	
13	2300.73	17.39	17.51	
14	2308.88	17.41	17.55	
15	2317.03	17.43	17.59	
16	2325.18	17.45	17.63	
17	2333.33	17.47	17.67	
18	2341.48	17.49	17.71	
19	2349.63	17.51	17.75	
20	2357.78	17.53	17.79	
21	2365.93	17.55	17.83	
22	2374.08	17.57	17.87	
23	2382.23	17.59	17.91	
24	2390.38	17.61	17.95	
25	2398.53	17.63	17.99	
26	2406.68	17.65	18.03	
27	2414.83	17.67	18.07	
28	2422.98	17.69	18.11	
29	2431.13	17.71	18.15	
30	2439.28	17.73	18.19	
31	2447.43	17.75	18.23	
32	2455.58	17.77	18.27	
33	2463.73	17.79	18.31	
34	2471.88	17.81	18.35	
35	2480.03	17.83	18.39	
36	2488.18	17.85	18.43	
37	2496.33	17.87	18.47	
38	2504.48	17.89	18.51	
39	2512.63	17.91	18.55	
40	2520.78	17.93	18.59	
41	2528.93	17.95	18.63	
42	2537.08	17.97	18.67	
43	2545.23	17.99	18.71	
44	2553.38	18.01	18.75	
45	2561.53	18.03	18.79	
46	2569.68	18.05	18.83	
47	2577.83	18.07	18.87	
48	2585.98	18.09	18.91	
49	2594.13	18.11	18.95	
50	2602.28	18.13	18.99	
51	2610.43	18.15	19.03	
52	2618.58	18.17	19.07	
53	2626.73	18.19	19.11	
54	2634.88	18.21	19.15	
55	2643.03	18.23	19.19	
56	2651.18	18.25	19.23	
57	2659.33	18.27	19.27	
58	2667.48	18.29	19.31	
59	2675.63	18.31	19.35	
60	2683.78	18.33	19.39	
61	2691.93	18.35	19.43	
62	2700.08	18.37	19.47	
63	2708.23	18.39	19.51	
64	2716.38	18.41	19.55	
65	2724.53	18.43	19.59	
66	2732.68	18.45	19.63	
67	2740.83	18.47	19.67	
68	2748.98	18.49	19.71	
69	2757.13	18.51	19.75	
70	2765.28	18.53	19.79	
71	2773.43	18.55	19.83	
72	2781.58	18.57	19.87	
73	2789.73	18.59	19.91	
74	2797.88	18.61	19.95	
75	2806.03	18.63	19.99	
76	2814.18	18.65	20.03	
77	2822.33	18.67	20.07	
78	2830.48	18.69	20.11	
79	2838.63	18.71	20.15	
80	2846.78	18.73	20.19	
81	2854.93	18.75	20.23	
82	2863.08	18.77	20.27	
83	2871.23	18.79	20.31	
84	2879.38	18.81	20.35	
85	2887.53	18.83	20.39	
86	2895.68	18.85	20.43	
87	2903.83	18.87	20.47	
88	2911.98	18.89	20.51	
89	2920.13	18.91	20.55	
90	2928.28	18.93	20.59	
91	2936.43	18.95	20.63	
92	2944.58	18.97	20.67	
93	2952.73	18.99	20.71	
94	2960.88	19.01	20.75	
95	2969.03	19.03	20.79	
96	2977.18	19.05	20.83	
97	2985.33	19.07	20.87	
98	2993.48	19.09	20.91	
99	3001.63	19.11	20.95	
100	3009.78	19.13	20.99	
101	3017.93	19.15	21.03	
102	3026.08	19.17	21.07	
103	3034.23	19.19	21.11	
104	3042.38	19.21	21.15	
105	3050.53	19.23	21.19	
106	3058.68	19.25	21.23	
107	3066.83	19.27	21.27	
108	3074.98	19.29	21.31	
109	3083.13	19.31	21.35	
110	3091.28	19.33	21.39	
111	3099.43	19.35	21.43	
112	3107.58	19.37	21.47	
113	3115.73	19.39	21.51	
114	3123.88	19.41	21.55	
115	3132.03	19.43	21.59	
116	3140.18	19.45	21.63	
117	3148.33	19.47	21.67	
118	3156.48	19.49	21.71	
119	3164.63	19.51	21.75	
120	3172.78	19.53	21.79	
121	3180.93	19.55	21.83	
122	3189.08	19.57	21.87	
123	3197.23	19.59	21.91	
124	3205.38	19.61	21.95	
125	3213.53	19.63	21.99	
126	3221.68	19.65	22.03	
127	3229.83	19.67	22.07	
128	3237.98	19.69	22.11	
129	3246.13	19.71	22.15	
130	3254.28	19.73	22.19	
131	3262.43	19.75	22.23	
132	3270.58	19.77	22.27	
133	3278.73	19.79	22.31	
134	3286.88	19.81	22.35	
135	3295.03	19.83	22.39	
136	3303.18	19.85	22.43	
137	3311.33	19.87	22.47	
138	3319.48	19.89	22.51	
139	3327.63	19.91	22.55	
140	3335.78	19.93	22.59	
141	3343.93	19.95	22.63	
142	3352.08	19.97	22.67	
143	3360.23	19.99	22.71	
144	3368.38	20.01	22.75	
145	3376.53	20.03	22.79	
146	3384.68	20.05	22.83	
147	3392.83	20.07	22.87	
148	3400.98	20.09	22.91	
149	3409.13	20.11	22.95	
150	3417.28	20.13	22.99	
151	3425.43	20.15	23.03	
152	3433.58	20.17	23.07	
153	3441.73	20.19	23.11	
154	3449.88	20.21	23.15	
155	3458.03	20.23	23.19	
156	3466.18	20.25	23.23	
157	3474.33	20.27	23.27	
158	3482.48	20.29	23.31	
159	3490.63	20.31	23.35	
160	3498.78	20.33	23.39	
161	3506.93	20.35	23.43	
162	3515.08	20.37	23.47	
163	3523.23	20.39	23.51	
164	3531.38	20.41	23.55	
165	3539.53	20.43	23.59	
166	3547.68	20.45	23.63	
167	3555.83	20.47	23.67	
168	3563.98	20.49	23.71	
169	3572.13	20.51	23.75	
170	3580.28	20.53	23.79	
171	3588.43	20.55	23.83	
172	3596.58	20.57	23.87	
173	3604.73	20.59	23.91	
174	3612.88	20.61	23.95	
175	3621.03	20.63	23.99	
176	3629.18	20.65	24.03	
177	3637.33	20.67	24.07	
178	3645.48	20.69	24.11	
179	3653.63	20.71	24.15	
180	3661.78	20.73	24.19	
181	3669.93	20.75	24.23	
182	3678.08	20.77	24.27	
183	3686.23	20.79	24.31	
184	3694.38	20.81	24.35	
185	3702.53	20.83	24.39	
186	3710.68	20.85	24.43	
187	3718.83	20.87	24.47	
188	3726.98	20.89	24.51	
189	3735.13	20.91	24.55	
190	3743.28	20.93	24.59	
191	3751.43	20.95	24.63	
192	3759.58	20.97	24.67	
193	3767.73	20.99	24.71	
194	3775.88	21.01	24.75	
195	3784.03	21.03	24.79	
196	3792.18	21.05	24.83	
197	3800.33	21.07	24.87	
198	3808.48	21.09	24.91	
199	3816.63	21.11	24.95	
200	3824.78	21.13	24.99	
201	3832.93	21.15	25.03	
202	3841.08	21.17	25.07	
203	3849.23	21.19	25.11	
204	3857.38	21.21	25.15	
205	3865.53	21.23	25.19	
206	3873.68	21.25	25.23	
207	3881.83	21.27	25.27	
208	3889.98	21.29	25.31	
209	3898.13	21.31	25.35	
210	3906.28	21.33	25.39	
211	3914.43	21.35	25.43	
212	3922.58	21.37	25.47	
213	3930.73	21.39	25.51	
214	3938.88	21.41	25.55	
215	3947.03	21.43	25.59	
216	3955.18	21.45	25.63	
217	3963.33	21.47	25.67	
218	3971.48	21.49	25.71	
219	3979.63	21.51	25.75	
220	3987.78	21.53	25.79	
221	3995.93	21.55	25.83	
222	4004.08	21.57	25.87	
223	4012.23	21.59	25.91	
224	4020.38	21.61	25.95	
225	4028.53	21.63	25.99	
226	4036.68	21.65	26.03	
227	4044.83	21.67	26.07	
228	4052.98	21.69	26.11	
229	4061.13	21.71	26.15	
230	4069.28	21.73	26.19	
231	4077.43	21.75	26.23	
232	4085.58	21.77	26.27	
233	4093.73	21.79	26.31	
234	4101.88	21.81	26.35	
235	4110.03	21.83	26.39	
236	4118.18	21.85	26.43	
237	4126.33	21.87	26.47	
238	4134.48	21.89	26.51	
239	4142.63	21.91	26.55	
240	4150.78	21.93	26.59	
241	4158.93	21.95	26.63	
242	4167.08	21.97	26.67	
243	4175.23	21.99	26.71	
244	4183.38	22.01	26.75	
245	4191.53	22.03	26.79	
246	4199.68	22.05	26.83	
247	4207.83	22.07	26.87	
248	4215.98	22.09	26.91	
249	4224.13	22.11	26.95	
250	4232.28	22.13	26.99	
251	4240.43	22.15	27.03	
252	4248.58	22.17	27.07	
253	4256.73	22.19	2	

表5-2-2(a) 実験結果一覧表

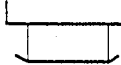
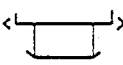
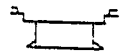
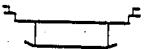
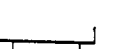
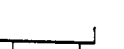
実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
橋桁形状			 下部スカート (幅2m) 断続取付 12m 間隔に4m のスカートを取付							 下部スカート (幅4m, ウェブ角度60°) 連続取付 中央径間中央108m 取付 側径間中央84m 取付		 下部スカート(幅2m) 断続取付 12m 間隔に4m の スカートを取付		 下部スカート(幅2m) 断続取付 12m 間隔に4m の スカートを取付		
山模型の有無	有		有							有		有		有		
無風時対数減衰率 (1次モード)	0.02		0.02		0.04		0.10		0.18		0.02		0.02		0.02	
気流 (I_u : 水平風速の乱れ強さ) (I_w : 鉛直風速の乱れ強さ)	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	
ギャロッピング 発現風速(m/s) (振幅が幅員の1%=19cm)	36	発現せず	37	発現せず	38	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	37	発現せず	発現せず	発現せず	
パフティング 最大振幅 (cm)	V=63m/s V=77m/s (設計風速)	発現せず	110° 170°	発現せず	100° 150°	発現せず	110° 160°	20 30	14 16	75° 113°	16 29	79 120°	発現せず	115° 170°	16 23 150°	
渦励振 上段: 最大振幅 標準偏差 (cm) 下段: 最大振幅時 の風速(m/s)	1次	110 75	40 20	121 82	68 39	75 50	発現せず	20 10	9 5	発現せず	90 50	44 23	110 75	36 21	43 28	発現せず
		17	16	17	16	17		15	15		18	16	18	17	16	
	2次	110 55	30 10	102 70	44 24	25 15	発現せず	15 8	10 4	発現せず	70 50	15 5	89 61	20 7	28 18	発現せず
		27	25	24	23	22		22	21		24	25	26	24	22	
	3次	120 75	70 35	113 76	62 30	10 2	発現せず	9 2	発現せず	発現せず	67 43	21 5	106 70	46 21	11 4	発現せず
		32	33	31	30	30		31			31	30	33	33	30	
	5次	100 65	65 25	97 64	58 27	30 20	発現せず	15 8	10 4	発現せず	60 40	60 24	85 53	54 19	34 21	発現せず
		41	40	40	40	38		37	37		39	40	43	42	39	

表5-2-2(b) 実験結果一覧表

実 験 番 号		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	
橋 桁 形 状		基本断面+フェアリング+ シングルフラップ  シングルフラップ (幅1.5m 傾斜角10°)		基本断面+下部スカート+ダブルフラップ  ダブルフラップ 上段:幅1m, 30° 下段:幅1.5m, 0° 下部スカート 幅2 m ウェブとの角度60°												
				12m 間隔 4 m スカート 中央径間 9 枚 側径間 7 枚		下部スカート連続取付		20 m 間 隔 4 m スカート 桁端から 7 枚		12 m 間 隔 4 m スカート 中央径間11枚 側 径 間 9 枚	ケース 24 に 於てスカート 間隔部を充填	ケース18, 19に 於てスカート 間隔部を充填	ケース 28 に 於てスカート 間隔部を充填	12 m 間 隔 4 m スカート 中央径間 7 枚 側 径 間 5 枚	16 m 間 隔 4 m スカート 中央径間 3 枚 側面径間 2 枚	
		山 模 型 の 有 無		有		有		有		有		有	有	有	有	有
無風時対数減衰率 (1次モード)		0.02		0.02		0.02		0.02		0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	
気 流 (I_u : 水平風速の乱れ強さ) (I_w : 鉛直風速の乱れ強さ)		一様流	乱 流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱 流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱 流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	--様流	乱 流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	一様流	一様流	一様流	一様流	一様流	
ギャロッピング 発現風速(m/s) (振幅が幅員の1%=19cm)		46	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	44	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	発 現 せ ず	
バフエッティング 最大振幅 (cm)		V=63m/s V=77m/s (設計風速)	発 現 せ ず	110° 160°	20 25	90° 135°	8 12	70 105°	発 現 せ ず	100° 150°	16 23	16 20	16 23	24 33	22 53	68 100°
渦 動 振 上段:最大振幅 標準偏差 (cm) 下段:最大振幅 時の風速 (m/s)		1 次	50 30	発現せず	25 15	発現せず	70 50	発現せず	40 26	発現せず	34 20	35 23	31 19	31 19	40 25	36 23
			15		17		17		16		17	17	17	16	15	17
		2 次	30 20	発現せず	10 3	発現せず	25 10	発現せず	13 6	発現せず	25 14	10 2	9 1	12 6	20 11	11 5
			21		26		23		25		24	27	25	25	24	25
		3 次	30 20	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	12 5	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	20 9	15 6
			29						30							29
		5 次	40 25	発現せず	25 15	発現せず	30 20	発現せず	29 18	発現せず	26 15	発現せず	15 7	21 12	30 18	15 8
			38		42		39		40		41		44	40	38	42

・印 推 定 値

表5-2-2(c) 実験結果一覧表

実験番号	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
橋桁形状	基本断面+ダブルフラップ 	基本断面+下部スカート+ダブルフラップ 				基本断面+ダブルフラップ+丸形フェアリング 	基本断面 		基本断面+ダブルフラップ 	基本断面+ダブルフラップ 	基本断面+ダブルフラップ 	基本断面+下部スカート 			
		下部スカート (幅4m, ウェブ角度60° 12m間隔) 中央径間上流側4枚 下流側5枚 側径間上流側4枚 下流側3枚				丸形フェアリング 半径1.5m, 中央径間中央109m 側径間中央84m 取付 ダブルフラップ 下段: 幅1m, 30° 下段: 幅1.5m, 0°			シングルフラップ (幅1.5m, 傾斜角10°)		ダブルフラップ 上段: 幅1m, 30° 下段: 幅1.5m, 0°	下部スカート (幅2m, ウェブとの角度60°) 断続12m 間隔に4mのスカートを取付 中央径間片側あたり9枚 側径間片側あたり7枚			
山模型の有無	有	有				有		無		無		無		無	
無風時対数減衰率 (1次モード)	0.02	0.02				0.02		0.02		0.02		0.02		0.02	
気流 (I_u : 水平風速の乱れ強さ) (I_w : 鉛直風速の乱れ強さ)	一様流	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$	一様流	乱流 $I_u=9\sim14\%$ $I_w=6\sim10\%$
ギャロッピング 発現風速(m/s) (振幅が幅員の1%=19cm)	43	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	37	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	44	発現せず
パフティング V=63m/s 最大振幅 (cm)	発現せず	14	66	8	63	9	60	発現せず	100°	15	100°	9	87°	発現せず	93°
		22	100°	12	95°	14	90°	発現せず	160°	20	145°	15	130°	発現せず	139°
渦励振 上段: 最大振幅 標準偏差 (cm) 下段: 最大振幅時 の風速(m/s)	1次	45	27	発現せず	58	発現せず	65	発現せず	50	20	10	5	発現せず	発現せず	55
		30	17	発現せず	38	発現せず	45	発現せず	35	10	10	5	発現せず	発現せず	18
		16	17		17		17		12	14	15				8
	2次	25	14	発現せず	21	発現せず	30	発現せず	50	10	6	2	発現せず	発現せず	45
		10	7	発現せず	12	発現せず	20	発現せず	30	3	2	発現せず	発現せず	30	発現せず
		23	24		23		22		19	23	23				20
	3次	30	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	9	発現せず	55	30	発現せず	発現せず	発現せず	発現せず	55
		15					3		35	15					35
		31					32		28	30					27
	5次	35	15	発現せず	24	発現せず	30	発現せず	50	50	9	発現せず	発現せず	発現せず	50
		20	8		14		20		35	10	3				30
		38	42		40		39		33	40	38				34
															35

・印 推定値

表5-3-1 フラッター風洞主要諸元

主要寸法	風 洞 形 成		単 回 路 還 流 式
	測定胴	幅 (mm)	2,500
		高 (mm)	4,000
		長 (mm)	10,000
	縮流胴	入 口 (mm×mm)	7,000 × 8,500
出 口 (mm×mm)		2,500 × 4,000	
		縮流比	5.95
		風路全長 (mm)	115,000
送風機	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動翼直径 (mm)		4,000
	有効全圧 (mm Ag)		40.0
	風 量 (m³/s)		242.0
	回 転 数 (rpm)		400.0
	容 量 (kW)		250.0
気流	最大風速 (m/s)		25.0
	乱れ率 (%)		0.5%以下
付 属 計 測 機 器 等			三分力天箒 フラック模型支持装置 乱流発生装置 データ処理装置

表5-3-2 実験条件

完 成 断 面				暫 定 時 断 面		
実 機		所要値	実験値	実 機	所要値	実験値
縮 尺	—	1/58.48	1/58.48	—	1/58.48	1/58.48
重 量	43.26t/m/bridge	28.33kg/model	28.29kg/model	39.6t/m/bridge	25.94kg/model	25.92kg/model
極慣性モーメント	817t・m・s²/m/bridge	15.66kg・cm・s²/model	15.66kg・cm・s²/model	780t・m・s²/m/bridge	14.95kg・cm・s²/model	14.96kg・cm・s²/model
支 持 方 法	—	鉛直たわみ・ねじれ 2自由度		—	鉛直たわみ・ねじれ 2自由度	
振動数	鉛直たわみ	0.162Hz	1.95	0.166Hz	—	2.03Hz
	ね じ れ	0.314Hz	3.78	0.318Hz	—	3.90Hz
振 動 数 比	1.94	1.94	1.94	1.92	1.92	1.92
パ ネ 間 隔	—	—	100cm	—	—	102cm
無風時減衰率	鉛直たわみ	—	0.03 (模型幅/200)	—	0.03 (模型幅/200)	—
	ね じ れ	—	0.03 (0.5°)	—	0.03 (0.5°)	—
風 倍 率	鉛直たわみ	—	4.86	—	—	4.77
	ね じ れ	—	4.86	—	—	4.76

表5-3-3 実験ケース

実験番号	模型番号*	模型充実率	実験風速
1	完成断面 (電力風上側)	0.479	(m/s)
2			7.00
3			14.04
4			
5	完成断面 (電力風下側)	0.479	7.02
6			14.00
7			
8			

注：風速は設計風速とその1/2の風速とした

表5-3-5(a) 三分力測定結果(実験番号1)

迎角(deg)	C_D	C_L	C_M
-15.0	2.654	-0.159	-0.0635
-14.0	2.595	-0.139	-0.0676
-13.0	2.531	-0.125	-0.0548
-12.0	2.457	-0.106	-0.0502
-11.0	2.391	-0.090	-0.0347
-10.0	2.337	-0.076	-0.0240
-9.0	2.266	-0.059	-0.0190
-8.0	2.205	-0.045	-0.0077
-7.0	2.134	-0.039	-0.0043
-6.0	2.053	-0.024	-0.0045
-5.0	1.994	-0.007	0.0077
-4.0	1.939	0.016	0.0116
-3.0	1.910	0.047	0.0164
-2.0	1.910	0.077	0.0242
-1.0	1.896	0.099	0.0437
0.0	1.908	0.121	0.0394
1.0	1.933	0.134	0.0396
2.0	1.961	0.147	0.0479
3.0	2.002	0.159	0.0438
4.0	2.025	0.164	0.0527
5.0	2.081	0.167	0.0554
6.0	2.130	0.172	0.0546
7.0	2.157	0.170	0.0562
8.0	2.204	0.163	0.0600
9.0	2.244	0.164	0.0581
10.0	2.280	0.158	0.0667
11.0	2.347	0.159	0.0667
12.0	2.390	0.161	0.0776
13.0	2.430	0.156	0.0914
14.0	2.498	0.158	0.0964
15.0	2.528	0.155	0.0980

表5-3-4 迎角0°における抗力係数

実験番号	迎角0°における抗力係数		1.05C _{DC}
	実験値 CDE	設計値 CDC	
1	1.908	1.83	1.92
2	1.900		
3	1.884		
4	1.876		
5	1.892	1.83	1.92
6	1.891		
7	1.877		
8	1.914		

設計に使用している値

表5-3-5(b) 三分力測定結果(実験番号3)

迎角(deg)	C_D	C_L	C_M
-15.0	2.623	-0.145	-0.0669
-14.0	2.567	-0.135	-0.0582
-13.0	2.482	-0.120	-0.0510
-12.0	2.424	-0.106	-0.0413
-11.0	2.365	-0.089	-0.0340
-10.0	2.304	-0.073	-0.0249
-9.0	2.240	-0.060	-0.0177
-8.0	2.183	-0.045	-0.0080
-7.0	2.117	-0.033	-0.0029
-6.0	2.027	-0.020	0.0028
-5.0	1.949	-0.002	0.0074
-4.0	1.907	0.021	0.0135
-3.0	1.865	0.050	0.0197
-2.0	1.847	0.082	0.0290
-1.0	1.851	0.106	0.0352
0.0	1.884	0.125	0.0396
1.0	1.898	0.139	0.0429
2.0	1.918	0.153	0.0456
3.0	1.948	0.161	0.0470
4.0	1.991	0.167	0.0491
5.0	2.057	0.174	0.0524
6.0	2.096	0.177	0.0568
7.0	2.127	0.176	0.0575
8.0	2.172	0.173	0.0595
9.0	2.213	0.170	0.0615
10.0	2.269	0.168	0.0662
11.0	2.324	0.167	0.0658
12.0	2.384	0.167	0.0733
13.0	2.404	0.161	0.0904
14.0	2.475	0.164	0.0960
15.0	2.518	0.164	0.1047

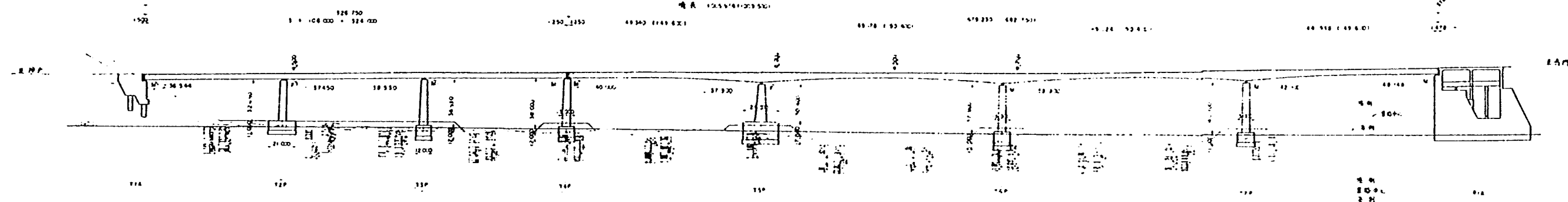
表5-3-5(a) 三分力測定結果 (実験番号 5)

迎角 (deg)	C_D	C_L	C_M
-15.0	2.599	-0.167	-0.0812
-14.0	2.529	-0.150	-0.0819
-13.0	2.480	-0.127	-0.0594
-12.0	2.399	-0.111	-0.0492
-11.0	2.337	-0.089	-0.0429
-10.0	2.292	-0.077	-0.0279
-9.0	2.246	-0.060	-0.0262
-8.0	2.170	-0.056	-0.0150
-7.0	2.087	-0.045	-0.0165
-6.0	2.030	-0.029	-0.0083
-5.0	1.983	-0.011	0.0095
-4.0	1.948	0.024	0.0077
-3.0	1.915	0.054	0.0168
-2.0	1.882	0.080	0.0206
-1.0	1.890	0.104	0.0355
0.0	1.892	0.123	0.0383
1.0	1.923	0.137	0.0422
2.0	1.952	0.145	0.0417
3.0	1.988	0.162	0.0448
4.0	2.018	0.169	0.0504
5.0	2.085	0.167	0.0468
6.0	2.111	0.173	0.0514
7.0	2.153	0.171	0.0603
8.0	2.192	0.168	0.0602
9.0	2.226	0.165	0.0650
10.0	2.282	0.161	0.0637
11.0	2.332	0.158	0.0736
12.0	2.372	0.164	0.0685
13.0	2.413	0.167	0.0756
14.0	2.504	0.177	0.0814
15.0	2.543	0.178	0.0742

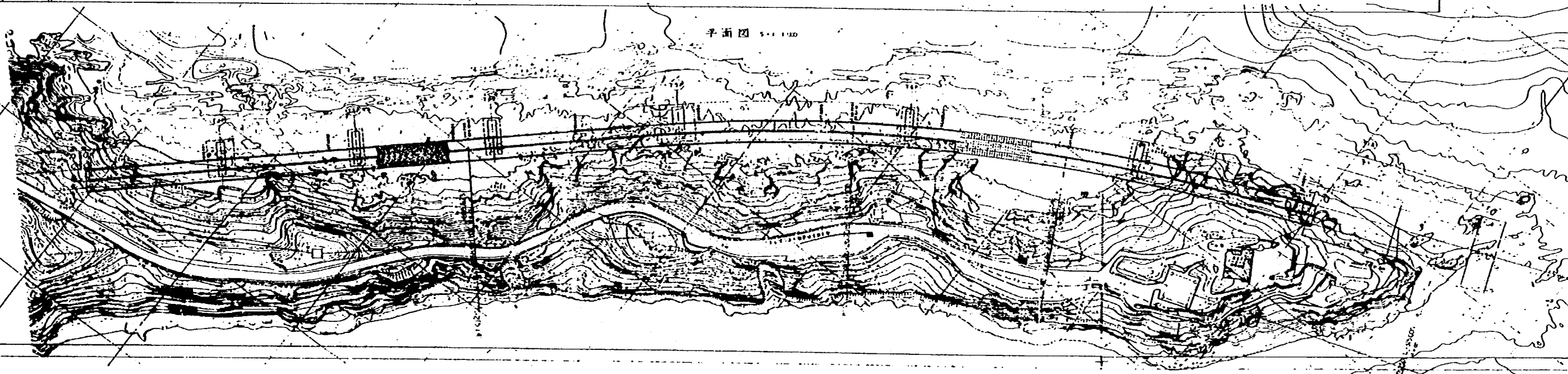
表5-3-5(c) 三分力測定結果 (実験番号 7)

迎角 (deg)	C_D	C_L	C_M
-15.0	2.582	-0.137	-0.0525
-14.0	2.521	-0.128	-0.0492
-13.0	2.449	-0.117	-0.0443
-12.0	2.401	-0.104	-0.0395
-11.0	2.347	-0.089	-0.0331
-10.0	2.287	-0.075	-0.0248
-9.0	2.236	-0.060	-0.0183
-8.0	2.180	-0.046	-0.0115
-7.0	2.104	-0.036	-0.0071
-6.0	2.021	-0.021	-0.0042
-5.0	1.973	-0.003	0.0051
-4.0	1.914	0.023	0.0154
-3.0	1.896	0.059	0.0199
-2.0	1.879	0.088	0.0280
-1.0	1.884	0.111	0.0331
0.0	1.877	0.128	0.0354
1.0	1.912	0.144	0.0406
2.0	1.945	0.157	0.0422
3.0	1.966	0.167	0.0459
4.0	2.014	0.175	0.0464
5.0	2.060	0.177	0.0486
6.0	2.091	0.179	0.0530
7.0	2.147	0.178	0.0564
8.0	2.171	0.174	0.0575
9.0	2.207	0.170	0.0571
10.0	2.257	0.168	0.0568
11.0	2.315	0.170	0.0643
12.0	2.368	0.171	0.0690
13.0	2.423	0.175	0.0733
14.0	2.488	0.181	0.0786
15.0	2.531	0.181	0.0803

侧面图 5.1.7c



項目	単位	数量	単価	金額	備考
材料費	円	100	100	10000	
労務費	円	200	200	20000	
経費	円	50	50	5000	
合計	円	350	350	35000	
売上高	円	400	400	40000	
粗利益	円	50	50	5000	
営業利益	円	100	100	10000	
経常利益	円	150	150	15000	
税引前利益	円	200	200	20000	
法人税	円	40	40	4000	
住民税	円	20	20	2000	
合計	円	260	260	26000	
最終利益	円	140	140	14000	



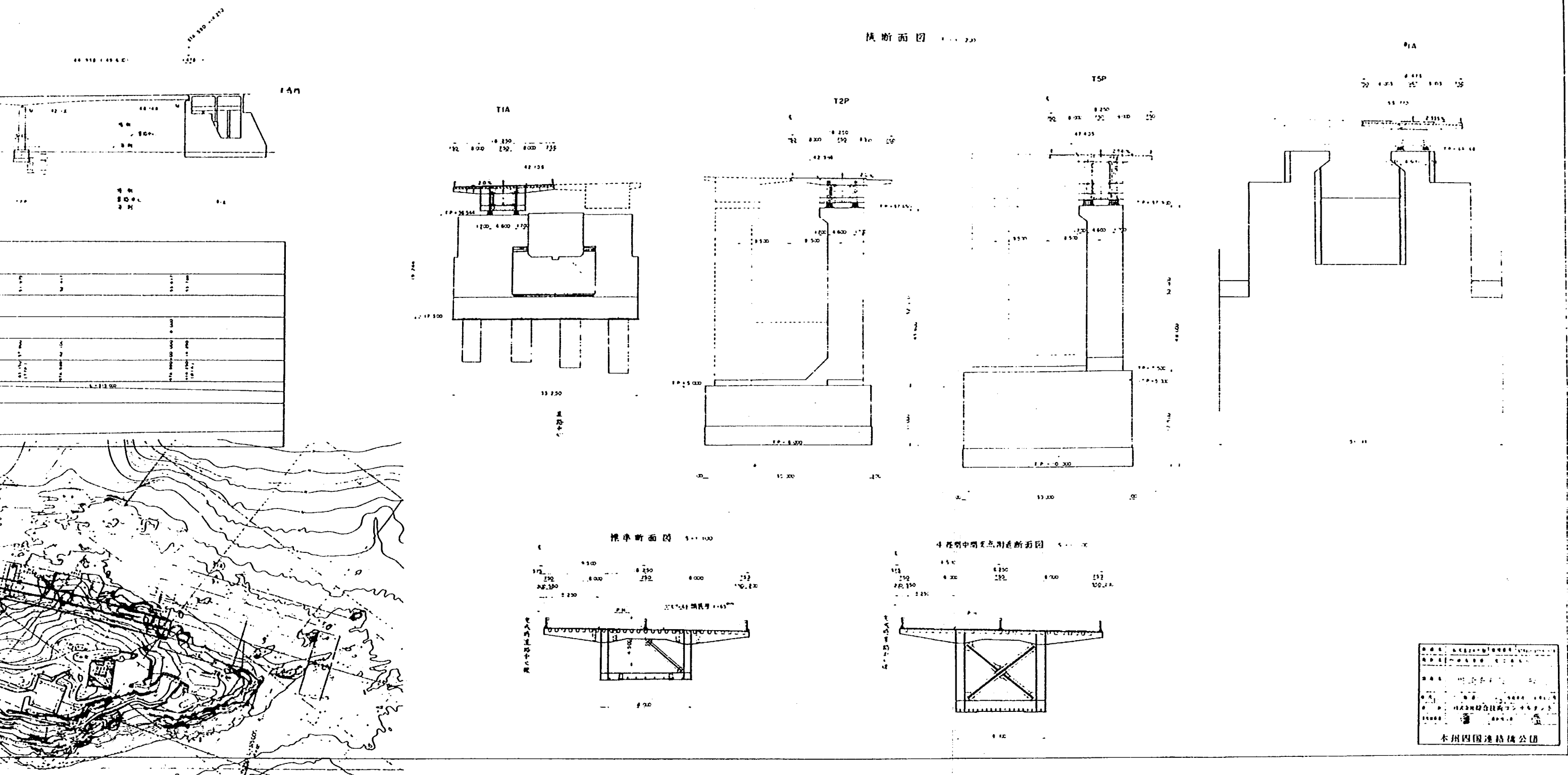


図5-2-1 門崎高架橋一般図

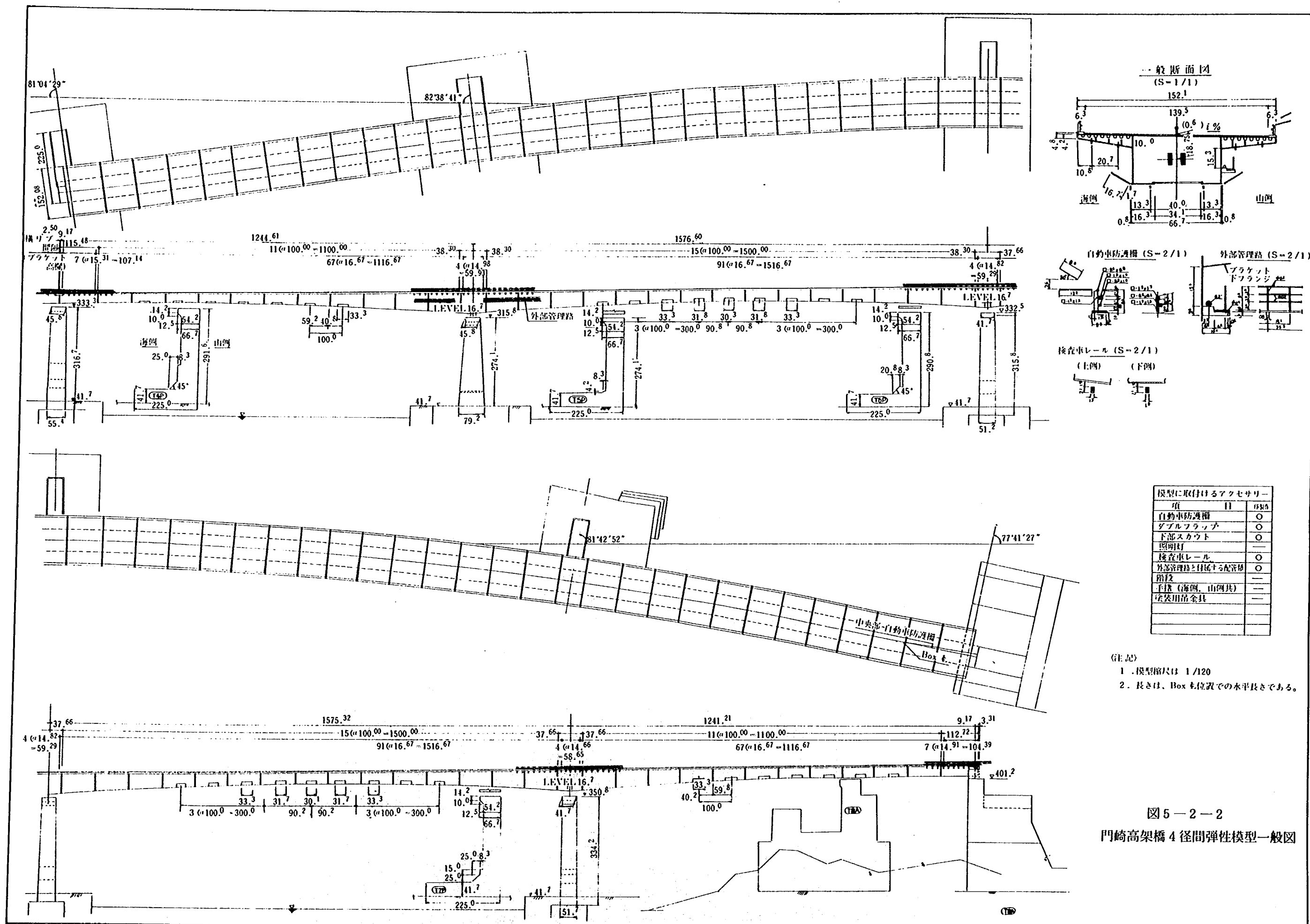


図 5-2-2
門崎高架橋 4 径間弾性模型一般図

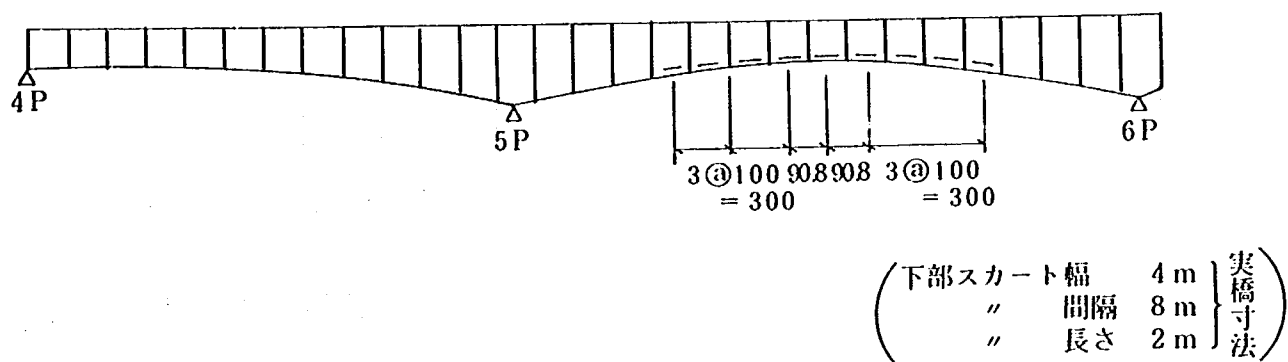


図5-2-3-(a) 下部スカート (中央径間, 中央部, 断続)

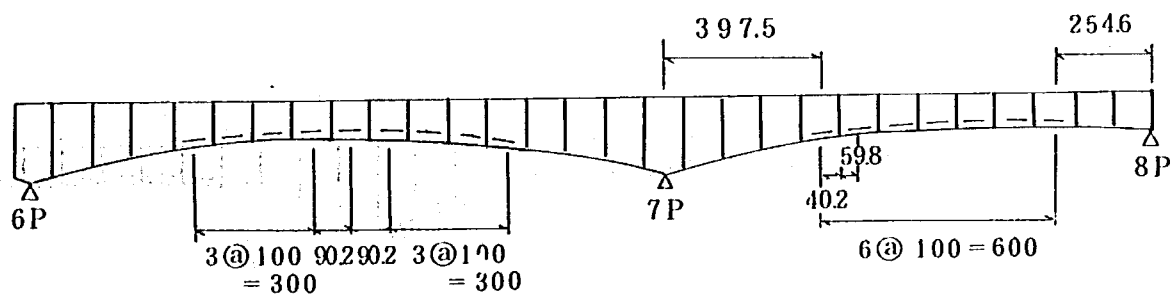
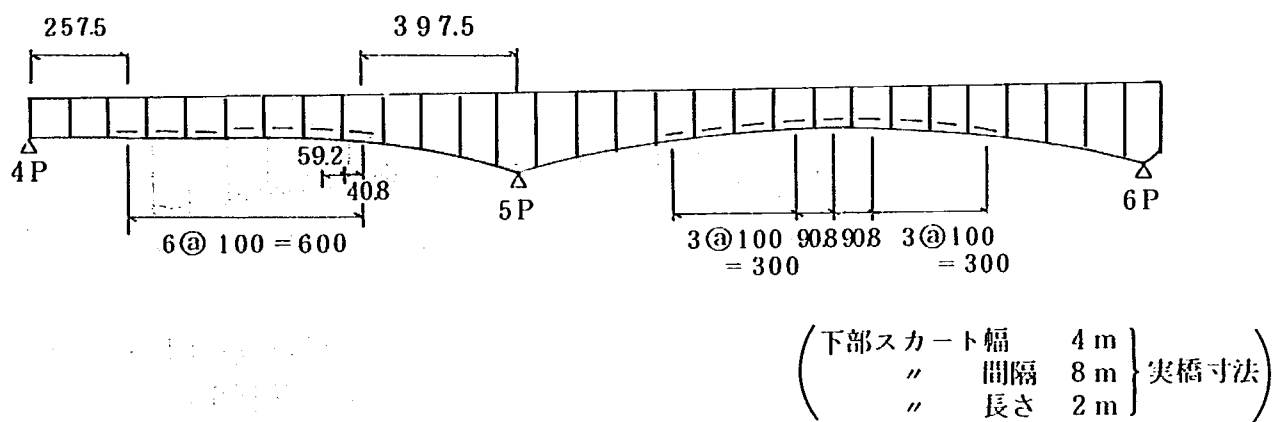
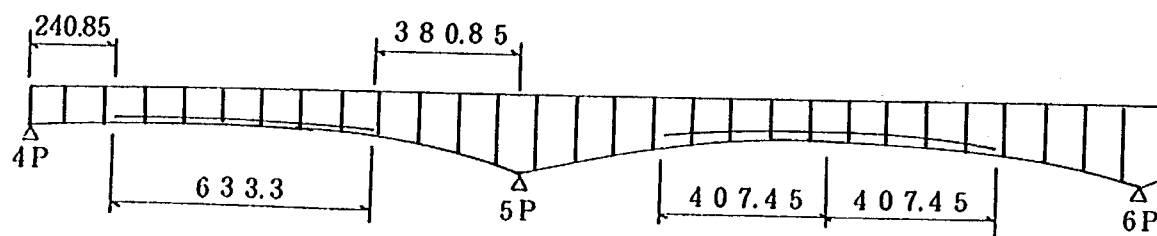


図5-2-3-(b) 下部スカート (全径間, 中央部, 断続)



(下部スカート長さ { 2 m
5 m
実橋寸法

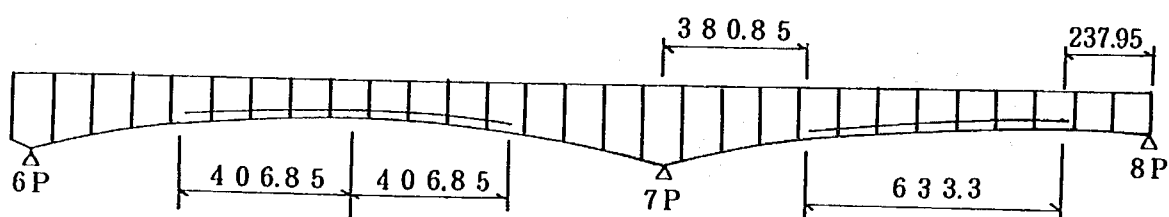
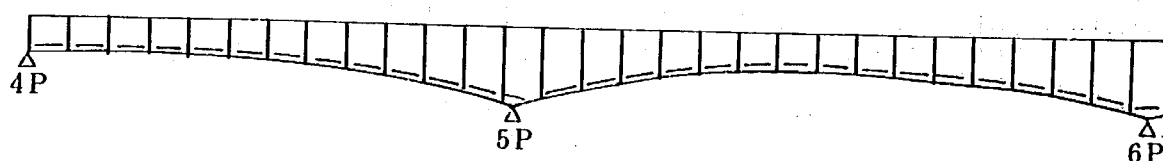


図 5-2-3-(c) 下部スカート (全径間, 中央部, 連続)



(下部スカート長さ 2 m
実橋寸法

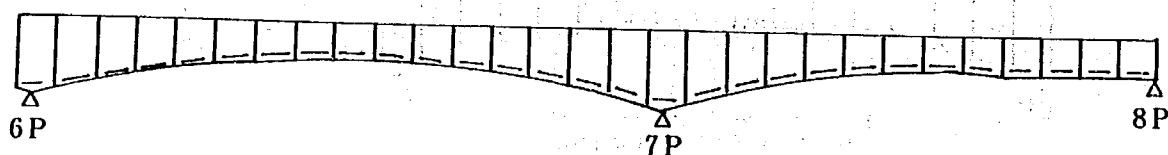


図 5-2-3-(d) 下部スカート (全径間, 全体, 連続)

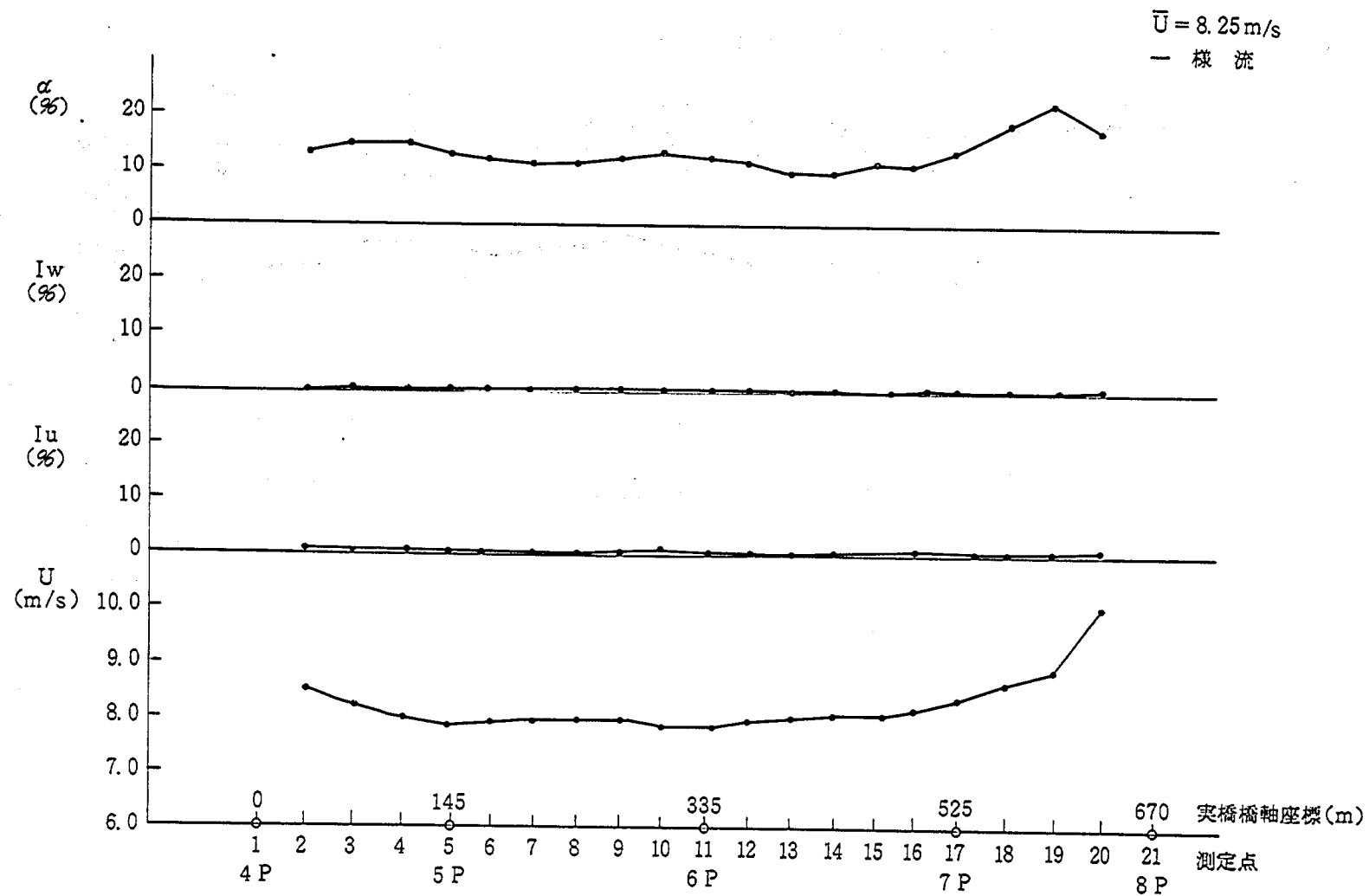


図 5-2-4(a) 一様流中における年流特性

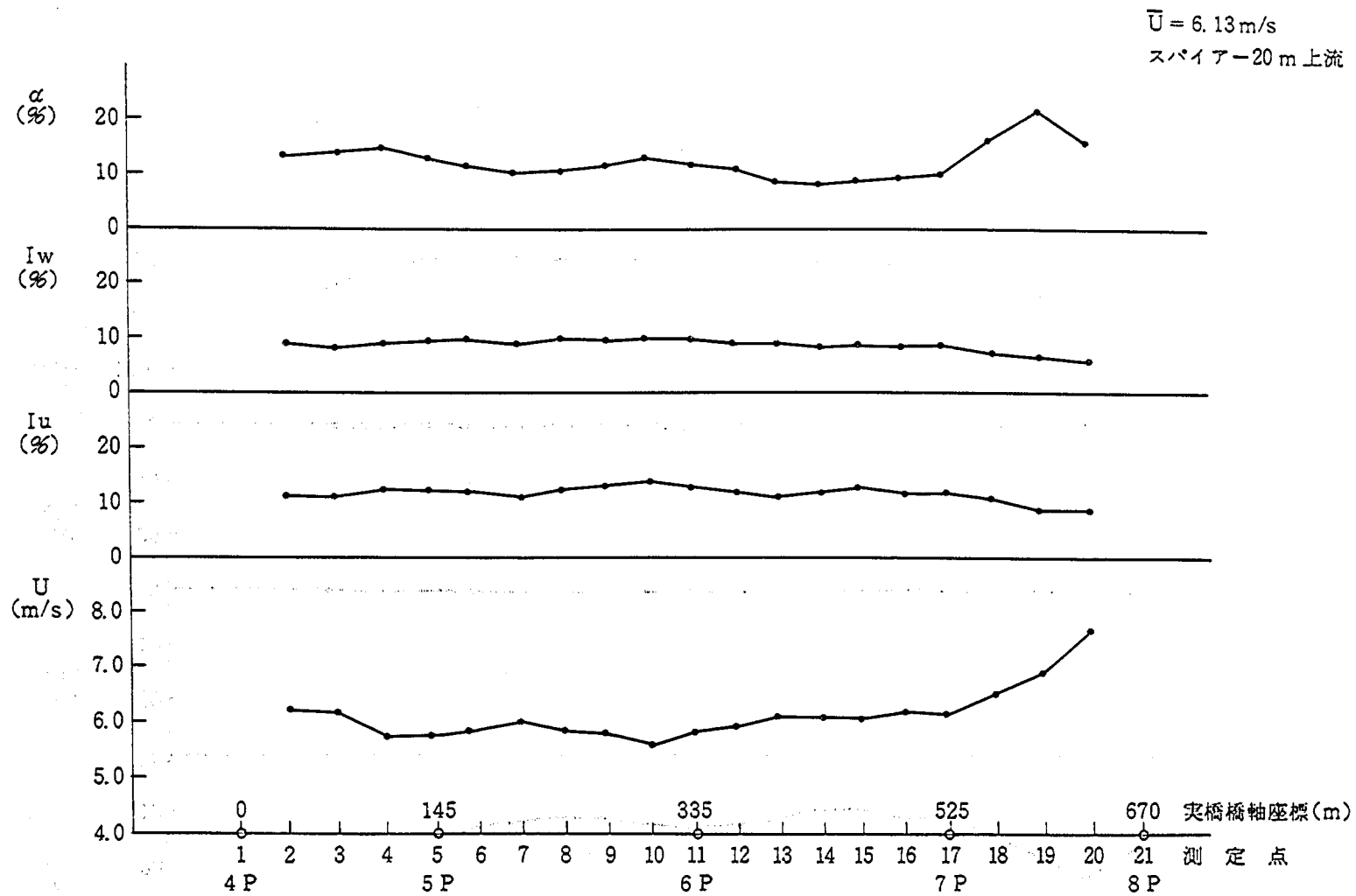


図 5-2-4(b) 乱流中における気流特性

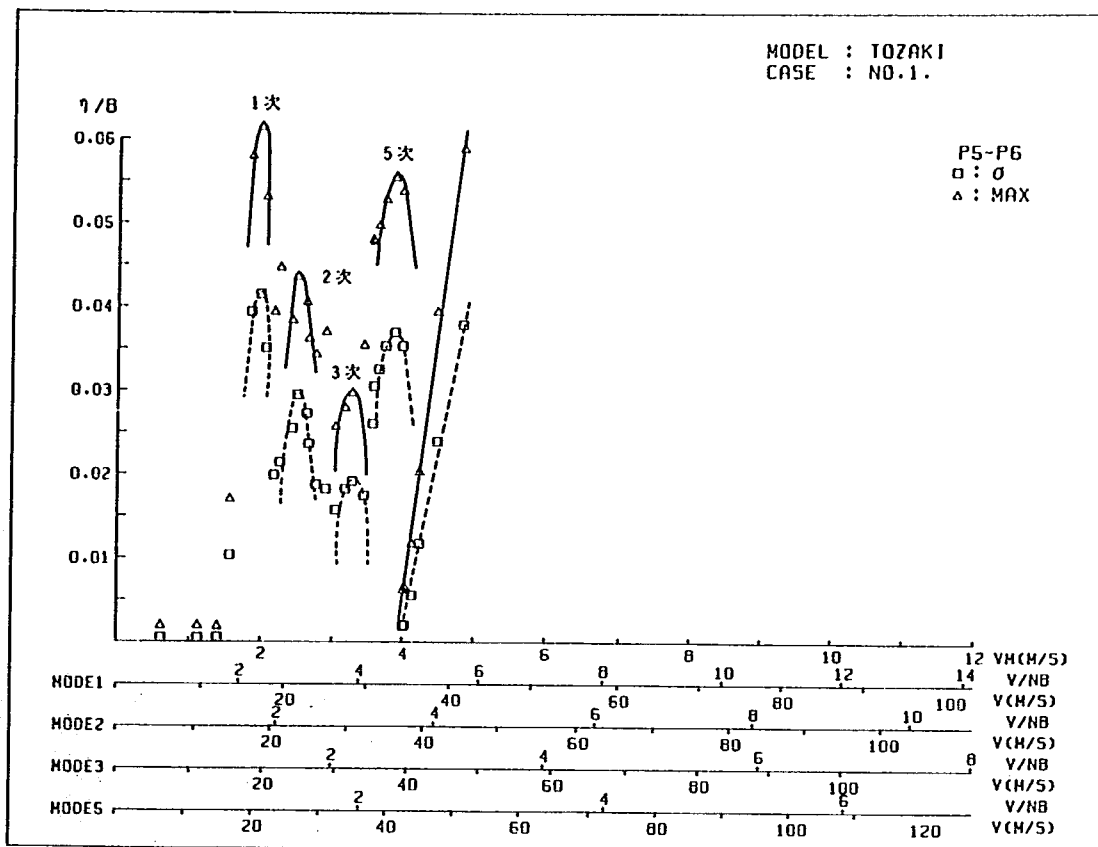


図5-2-5(a) V-A 曲線ケースNo.1

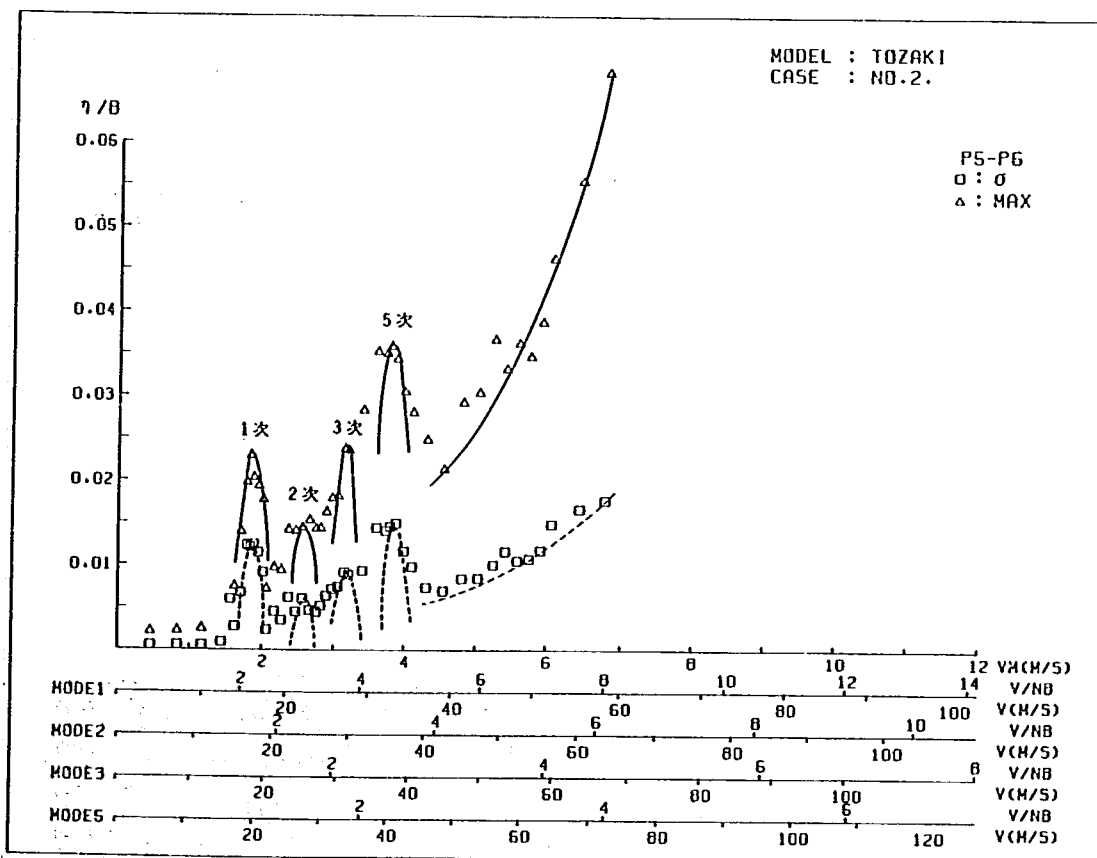


図5-2-5(b) V-A 曲線ケースNo.2

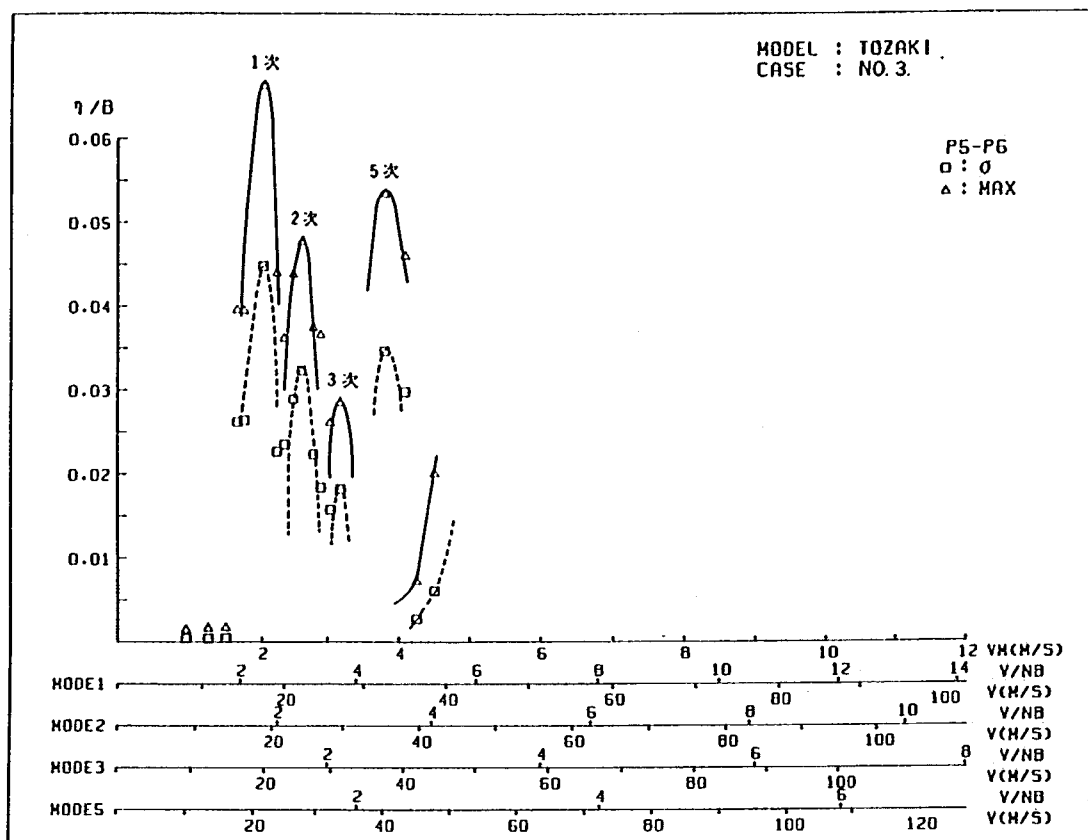


図5-2-5(c) V-A 曲線ケースNo.3

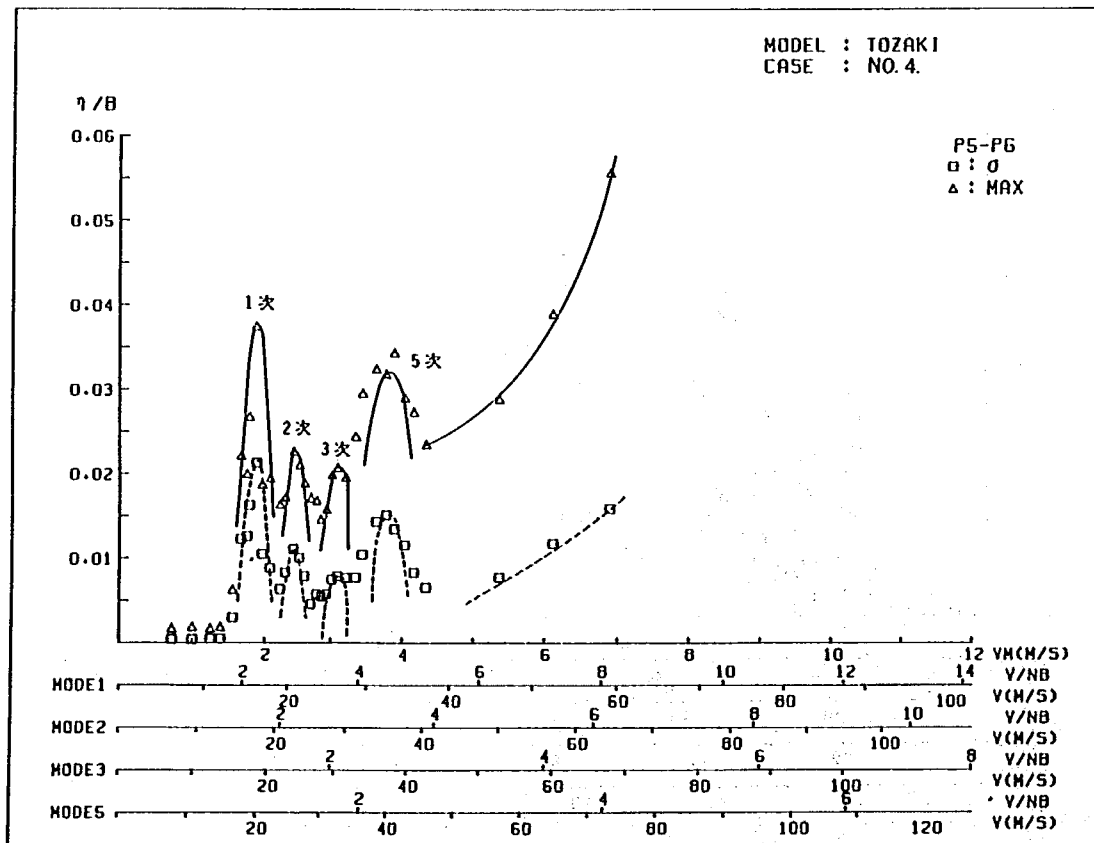


図5-2-5(d) V-A 曲線ケースNo.4

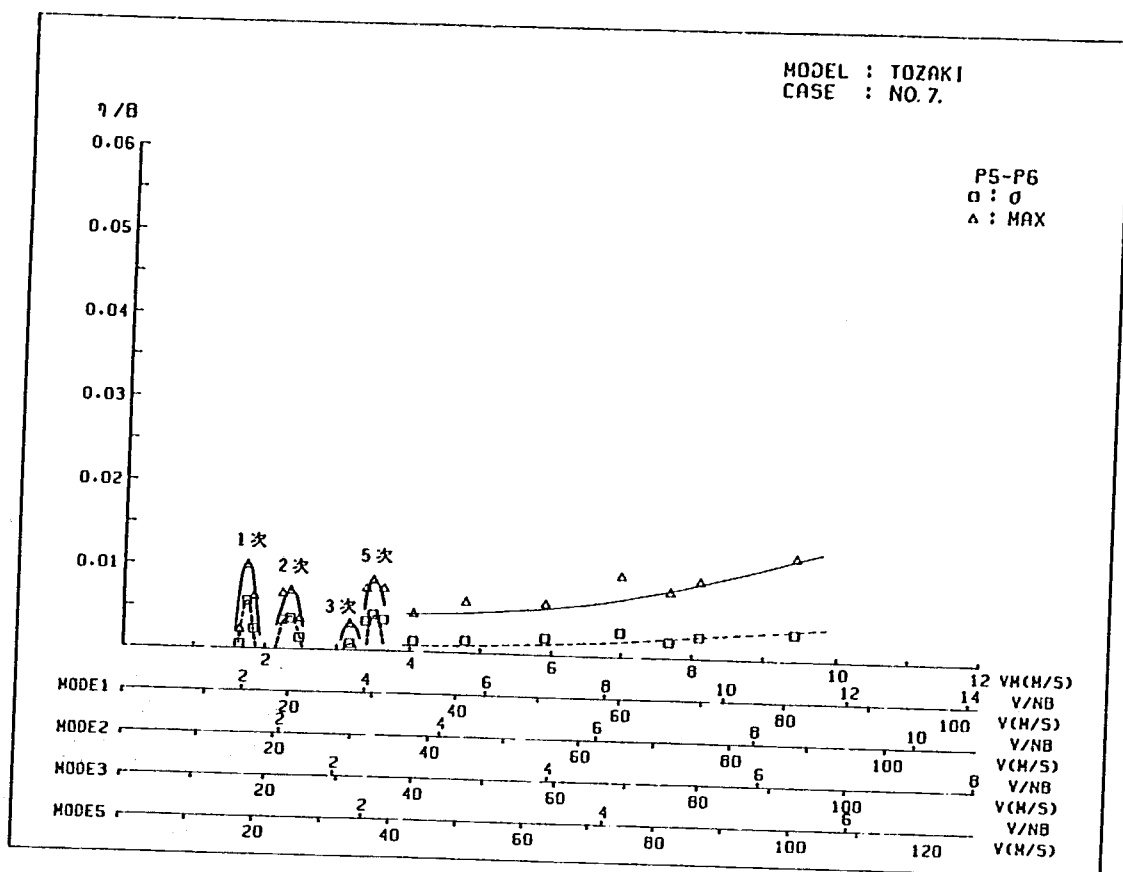


図5-2-5(e) V-A 曲線ケースNo.7

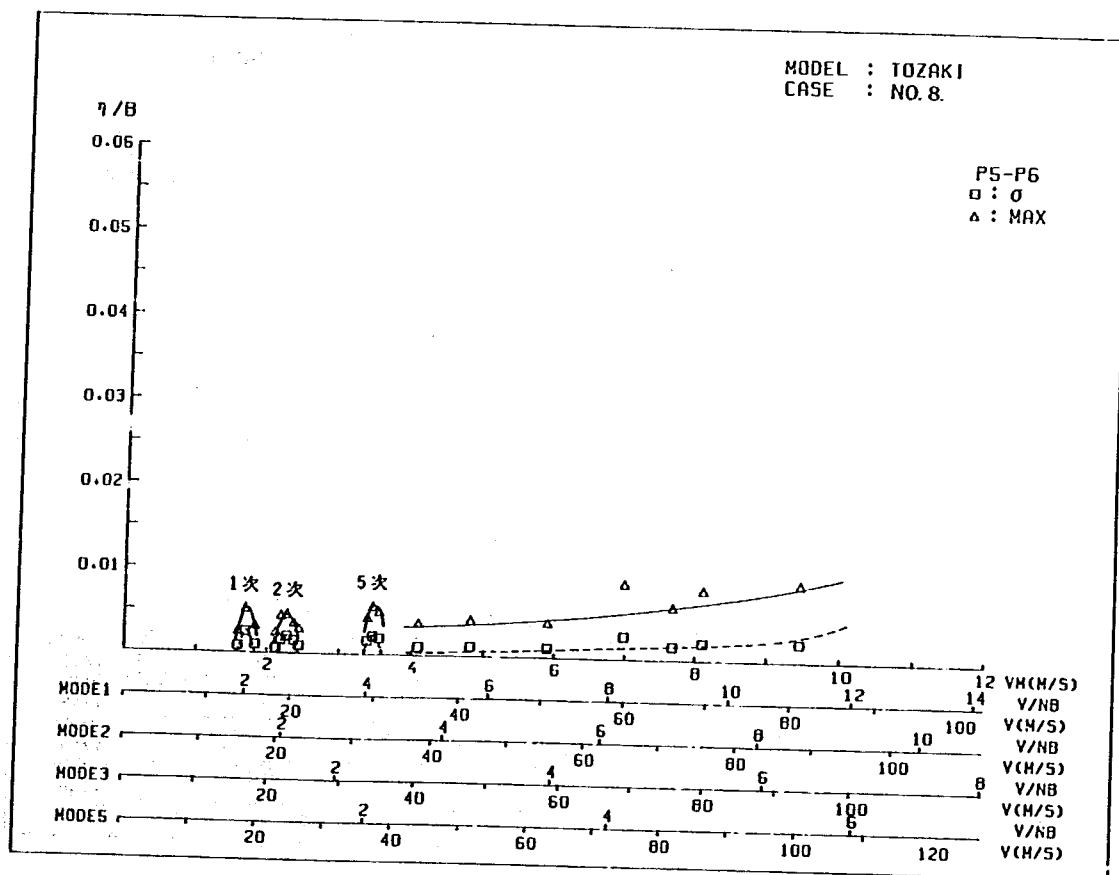


図5-2-5(f) V-A 曲線ケースNo.8

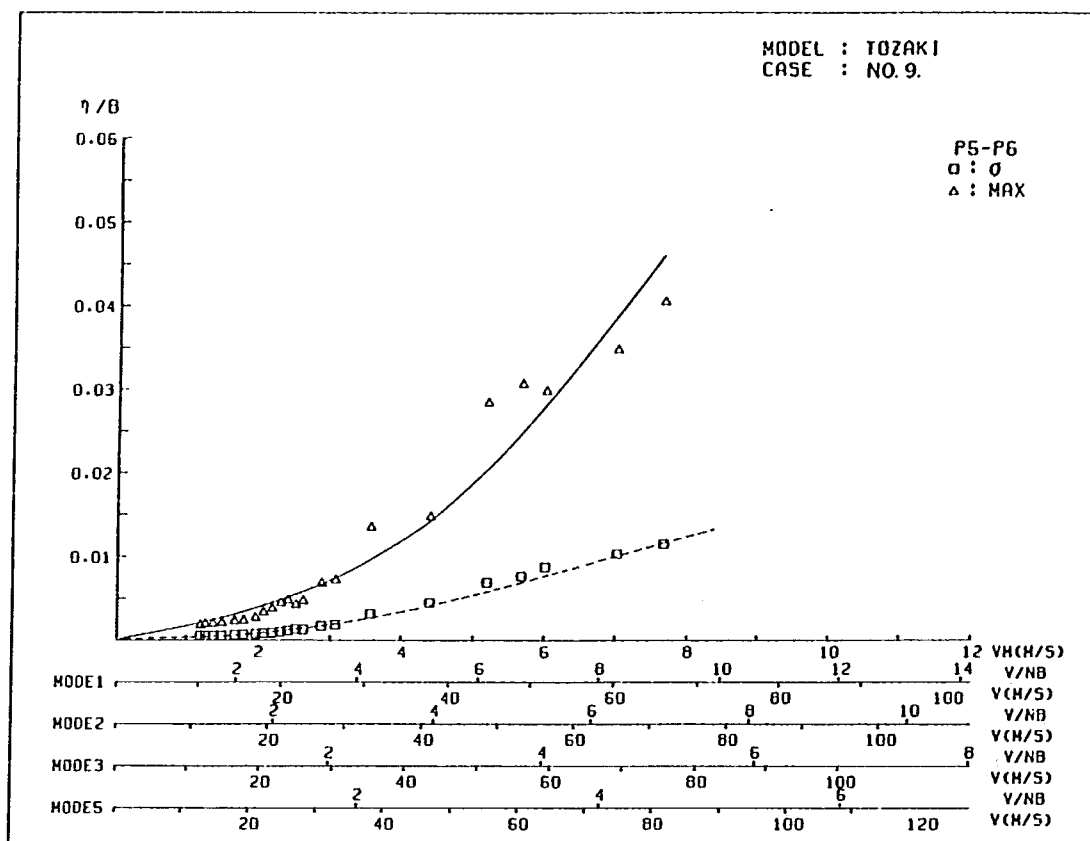


図 5-2-5(g) V-A 曲線ケースNo 9

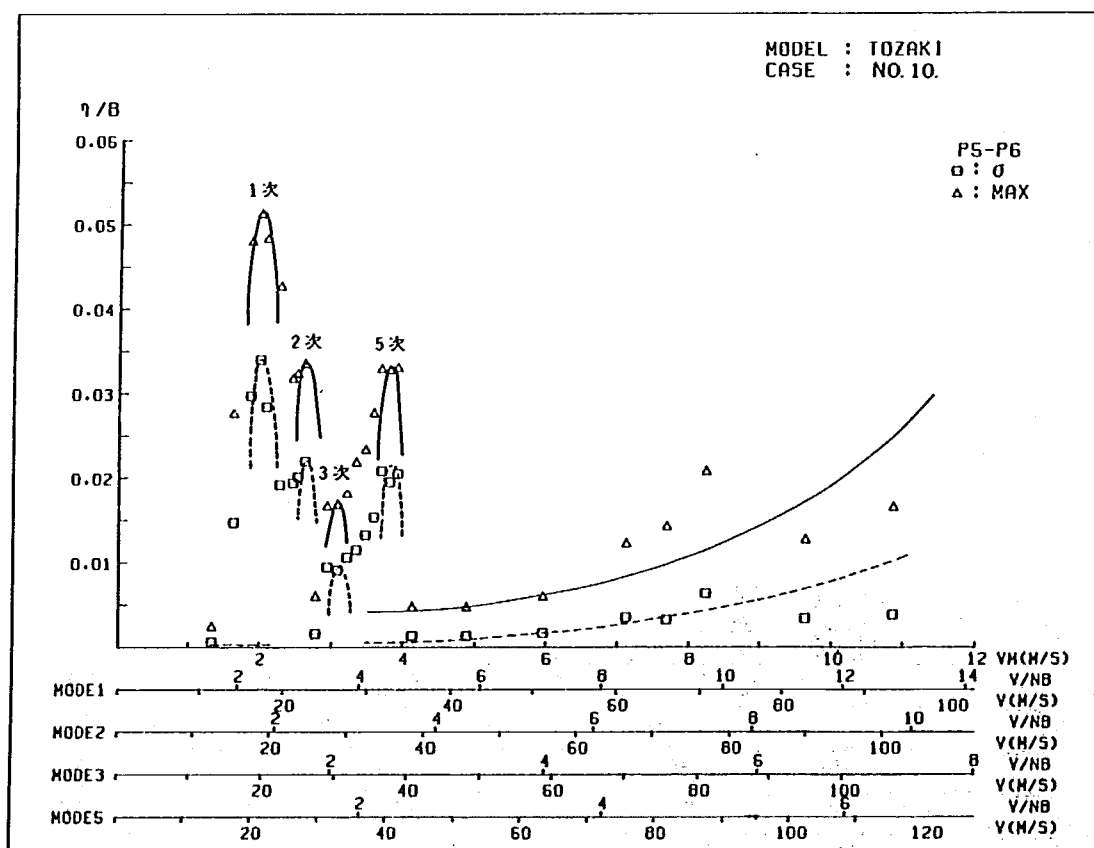


図 5-2-5(h) V-A 曲線ケースNo10

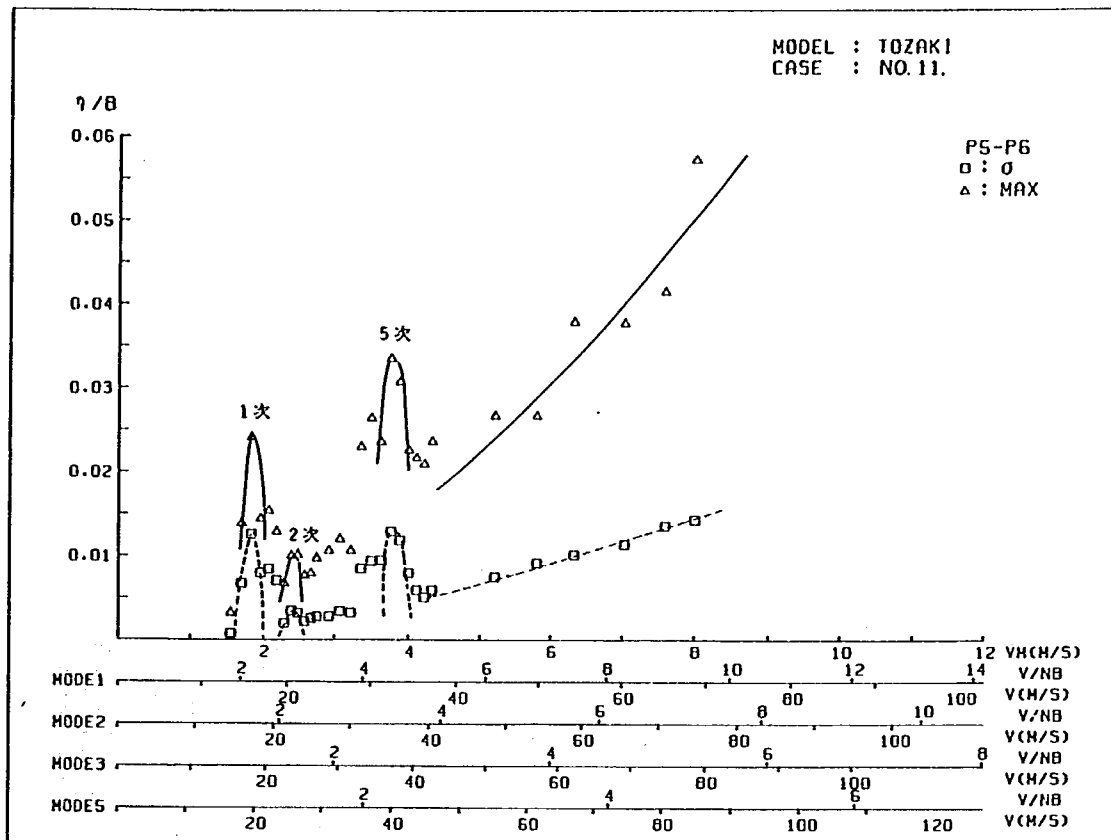


図5-2-5(i) V-A 曲線ケースNo11

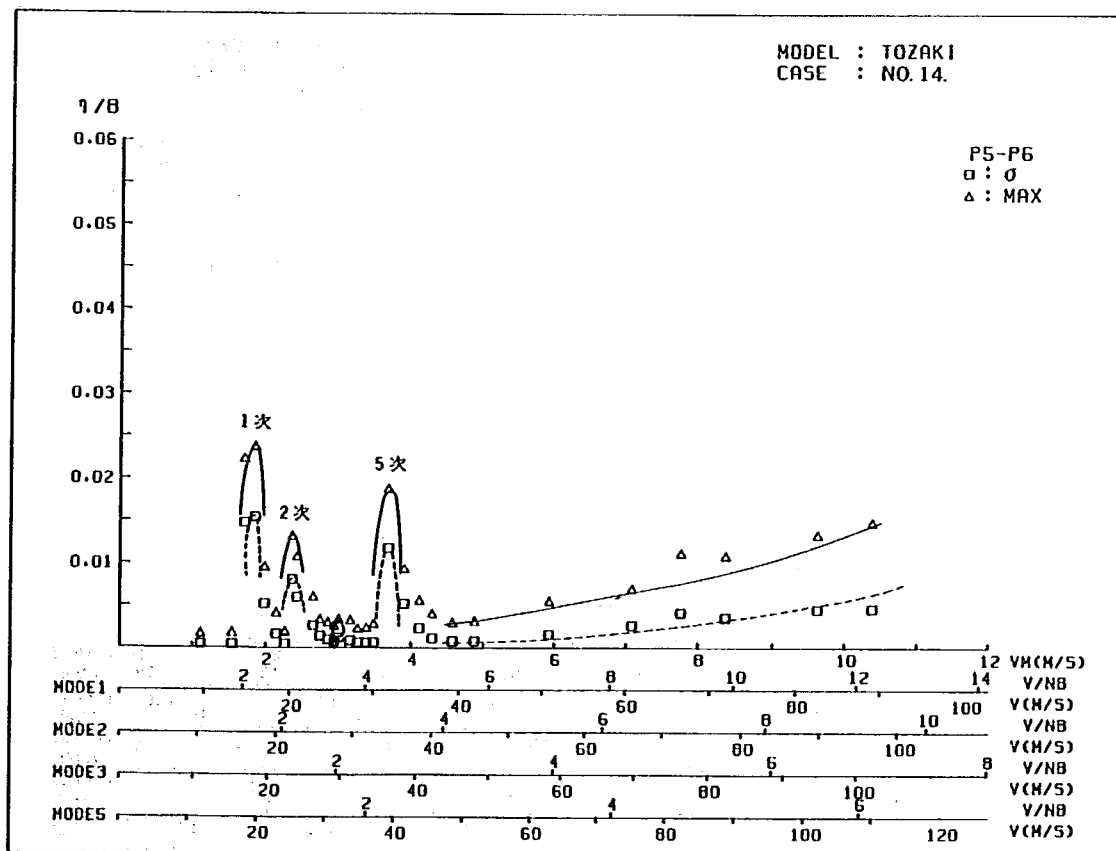


図5-2-5(j) V-A 曲線ケースNo14

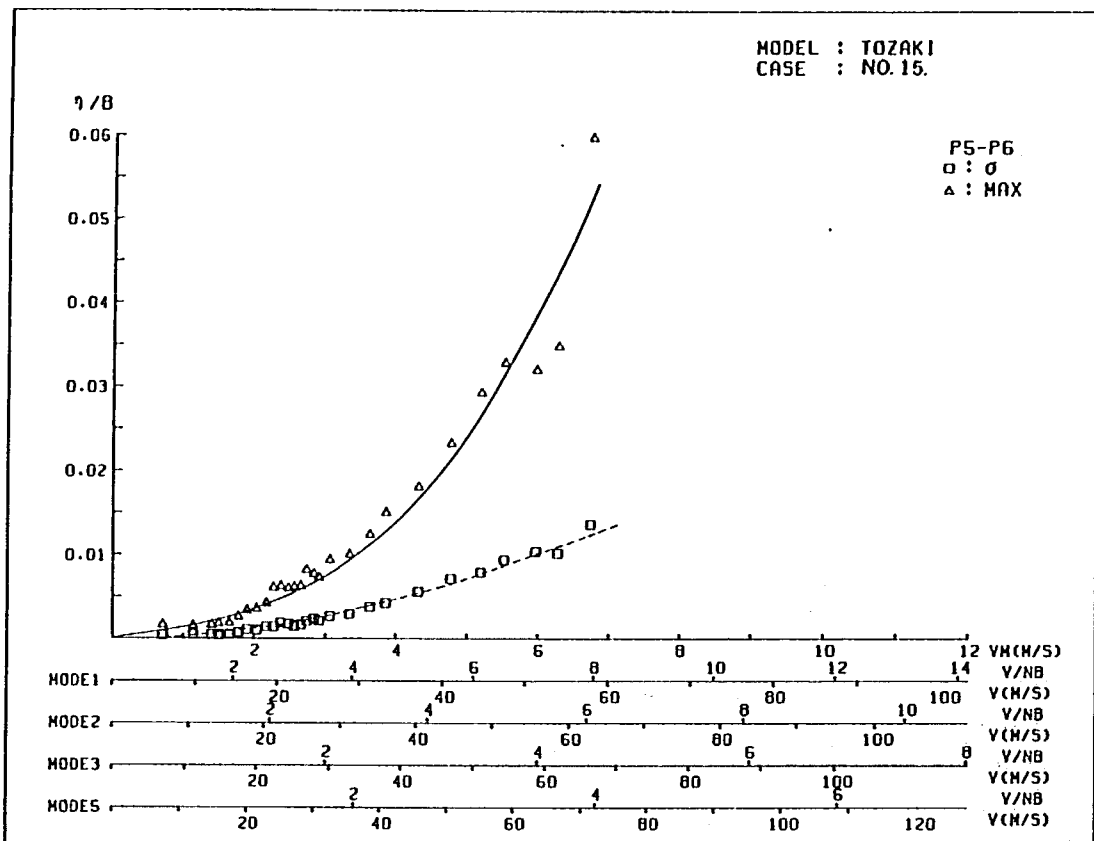


図 5-2-5(k) V-A 曲線ケースNo15

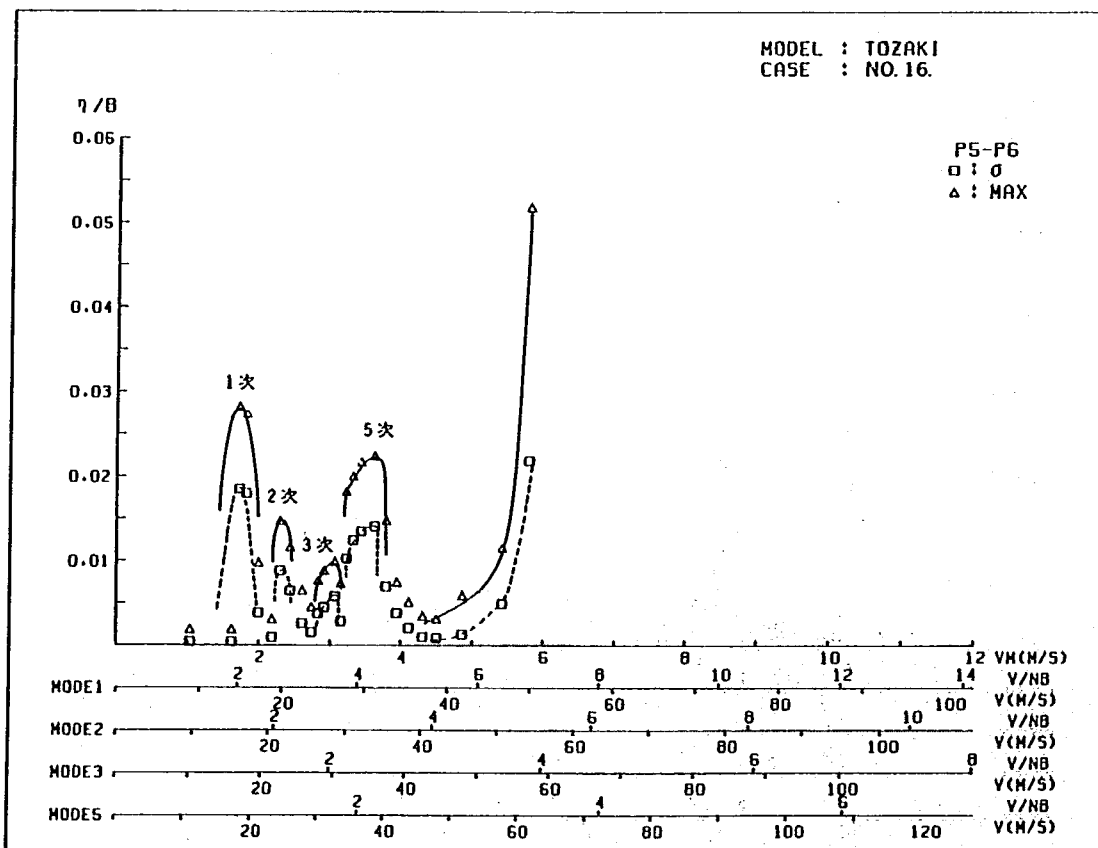


図 5-2-5(i) V-A 曲線ケースNo16

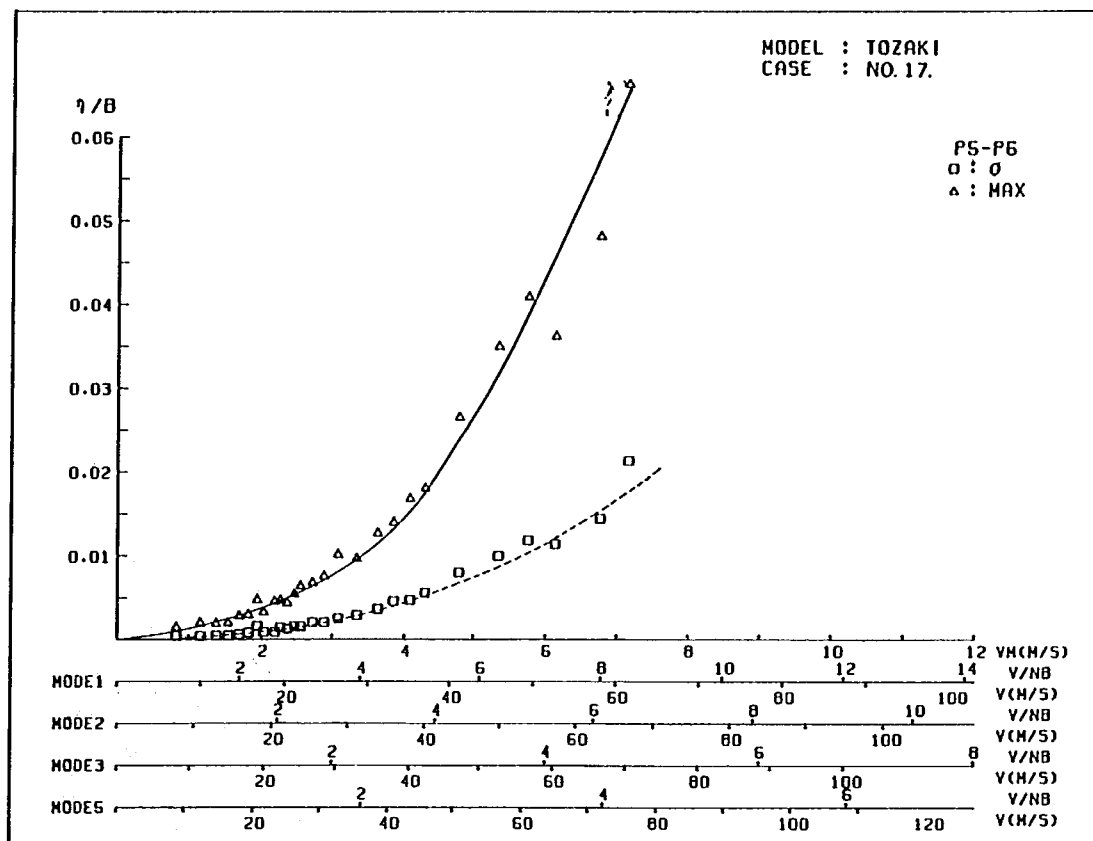


図 5-2-5(m) V-A 曲線ケースNo17

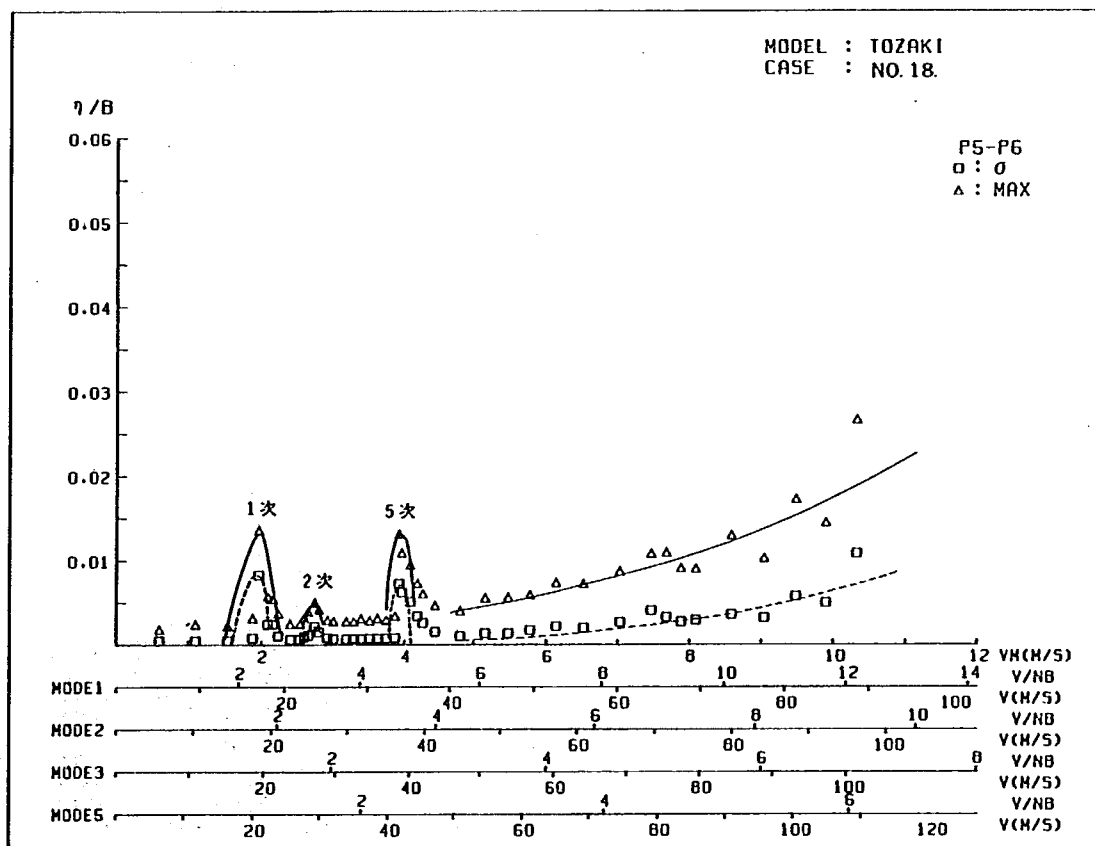


図 5-2-5(n) V-A 曲線ケースNo18

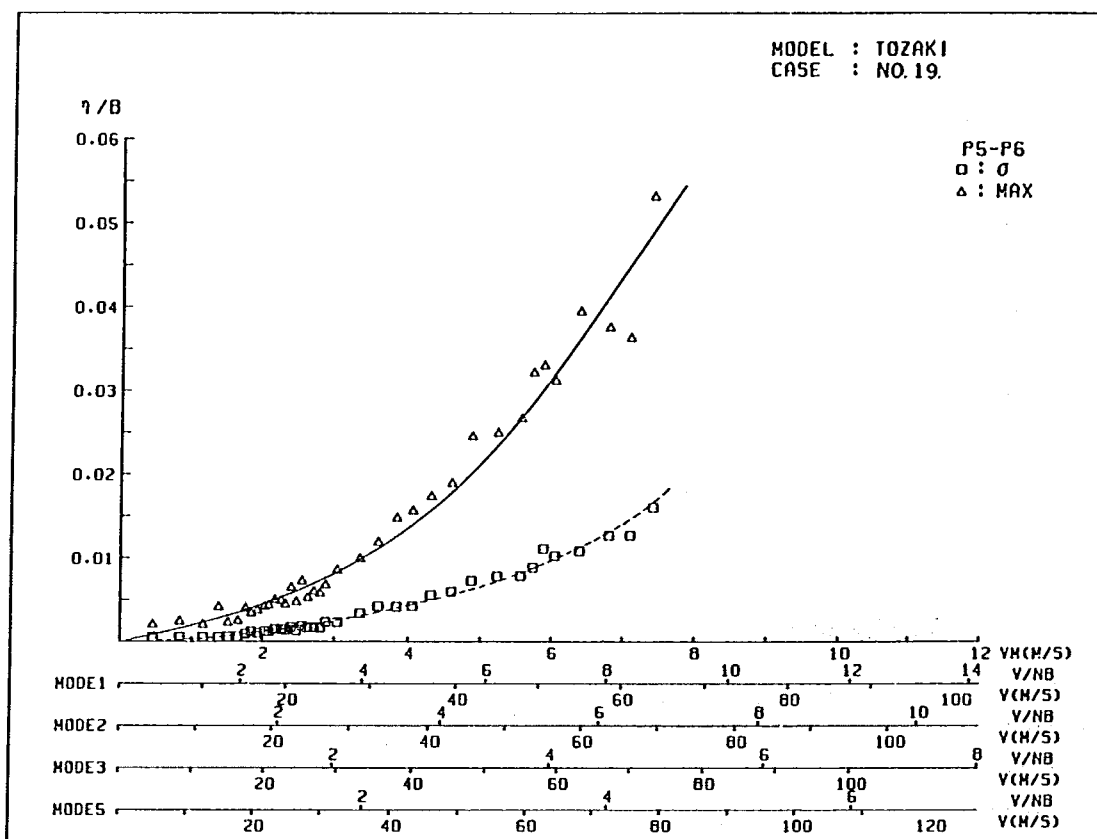


図 5-5-2(o) V-A 曲線ケースNo19

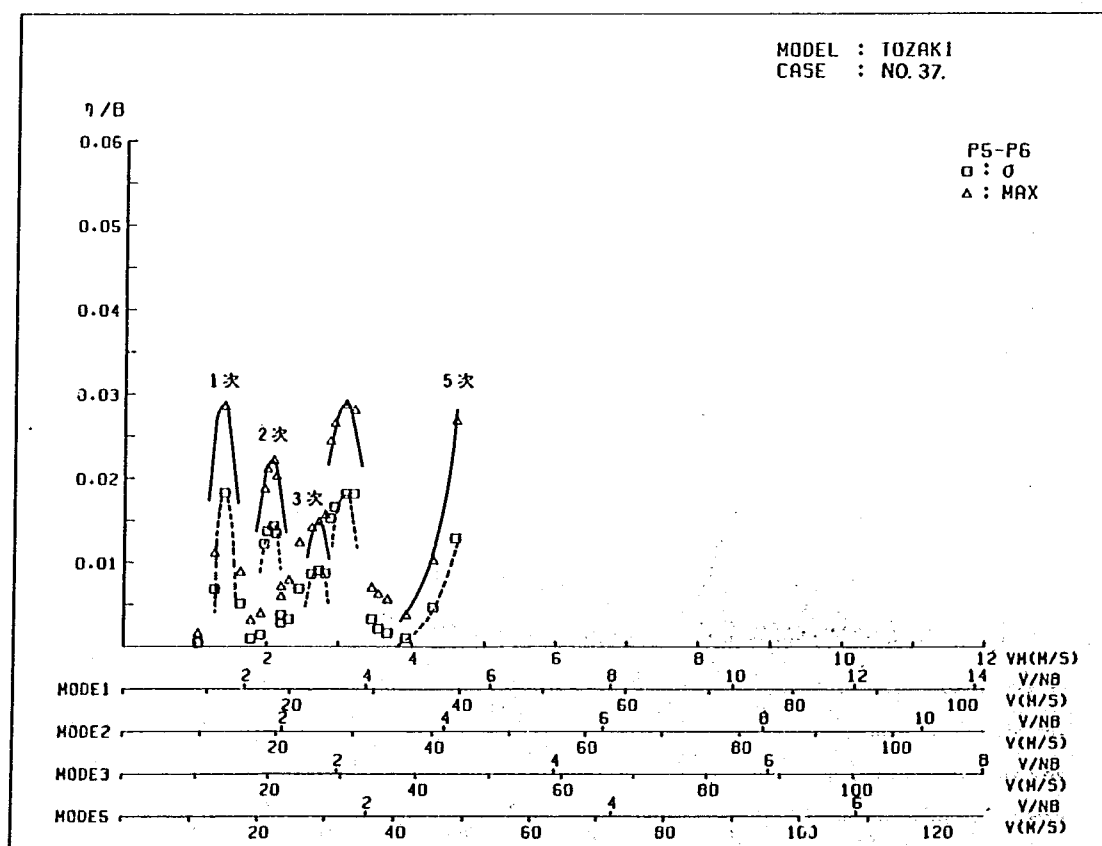


図 5-2-5(p) V-A 曲線ケースNo37

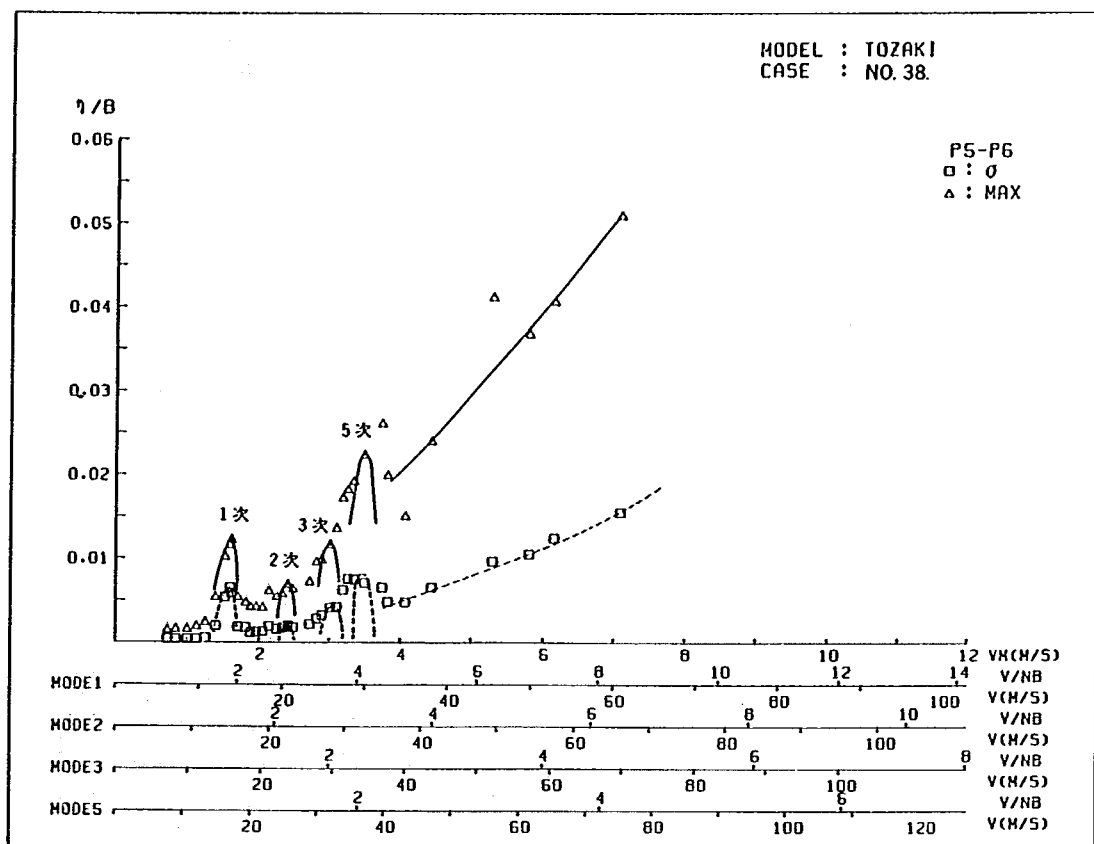


図 5-2-5(q) V-A 曲線ケースNo38

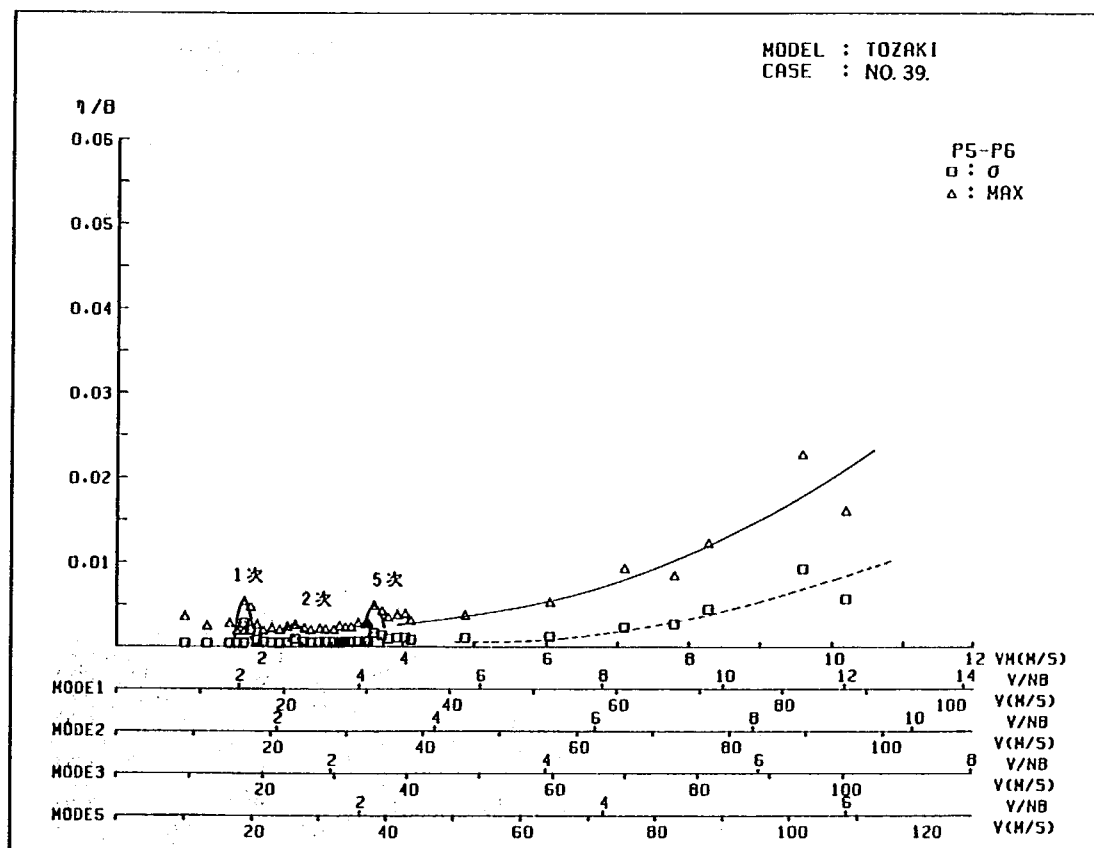


図 5-2-5(r) V-A 曲線ケースNo39

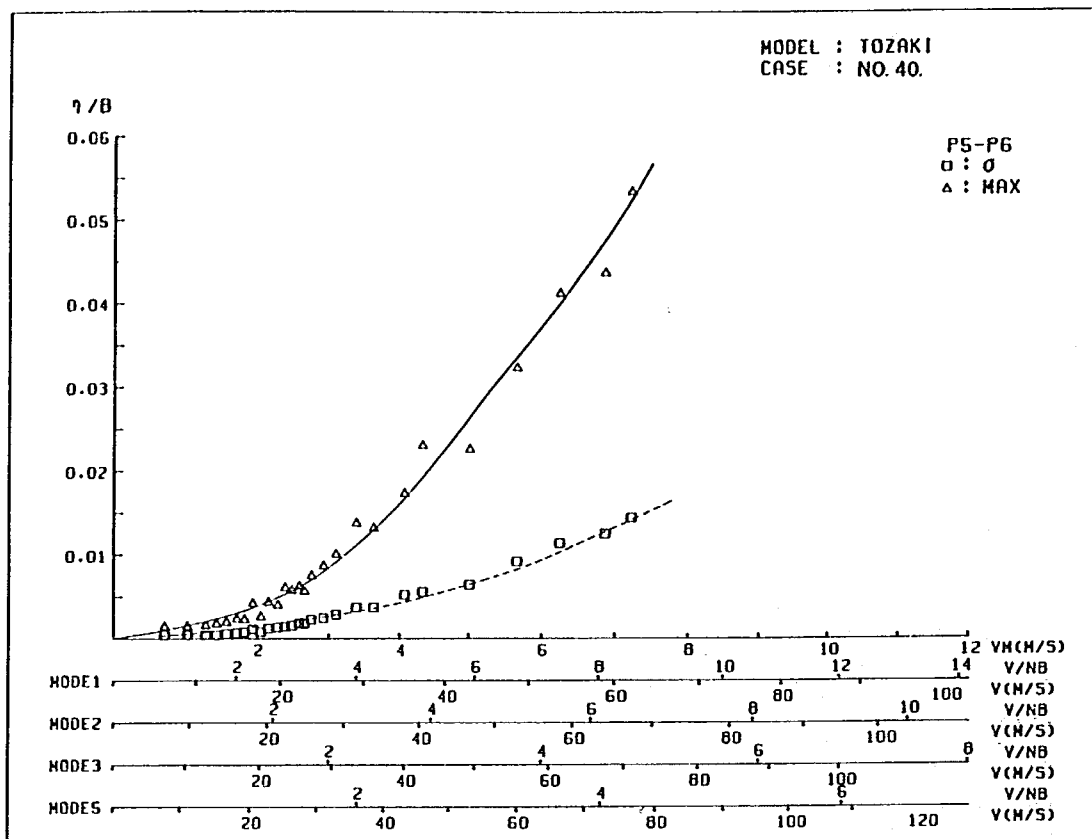


図5-2-5(s) V-A 曲線ケースNo

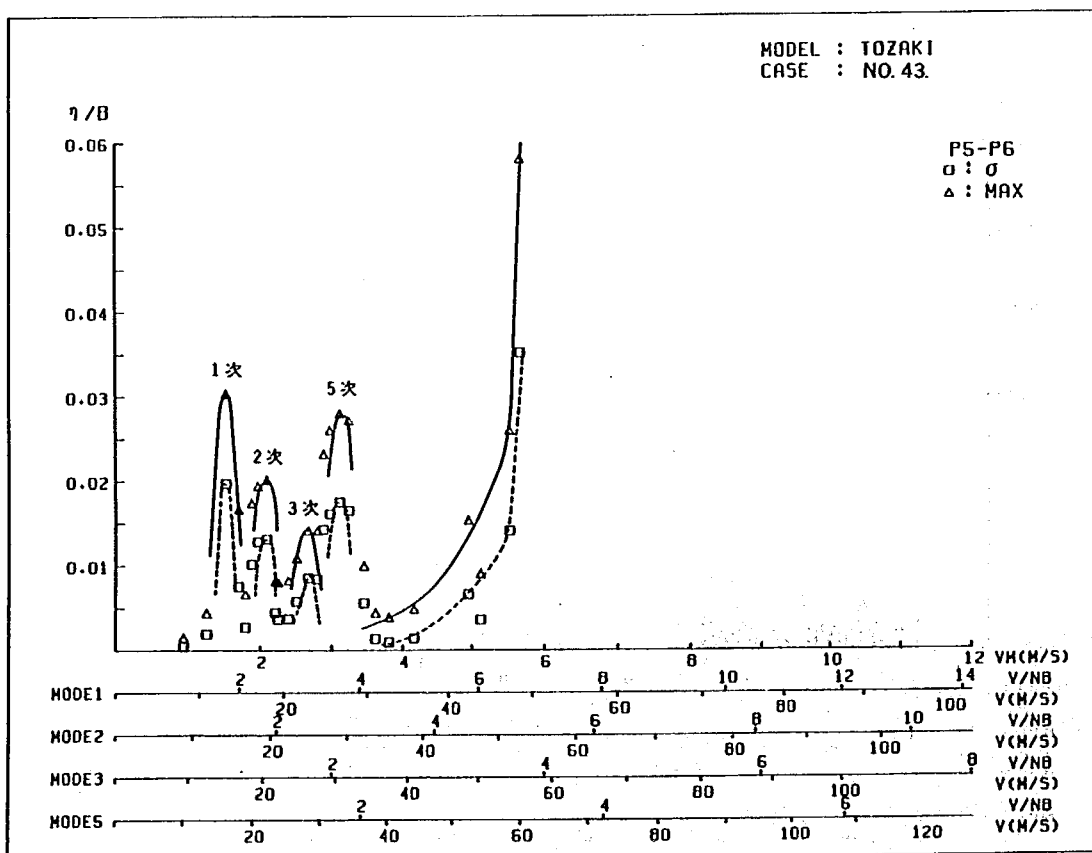


図5-2-5(t) V-A 曲線ケースNo43

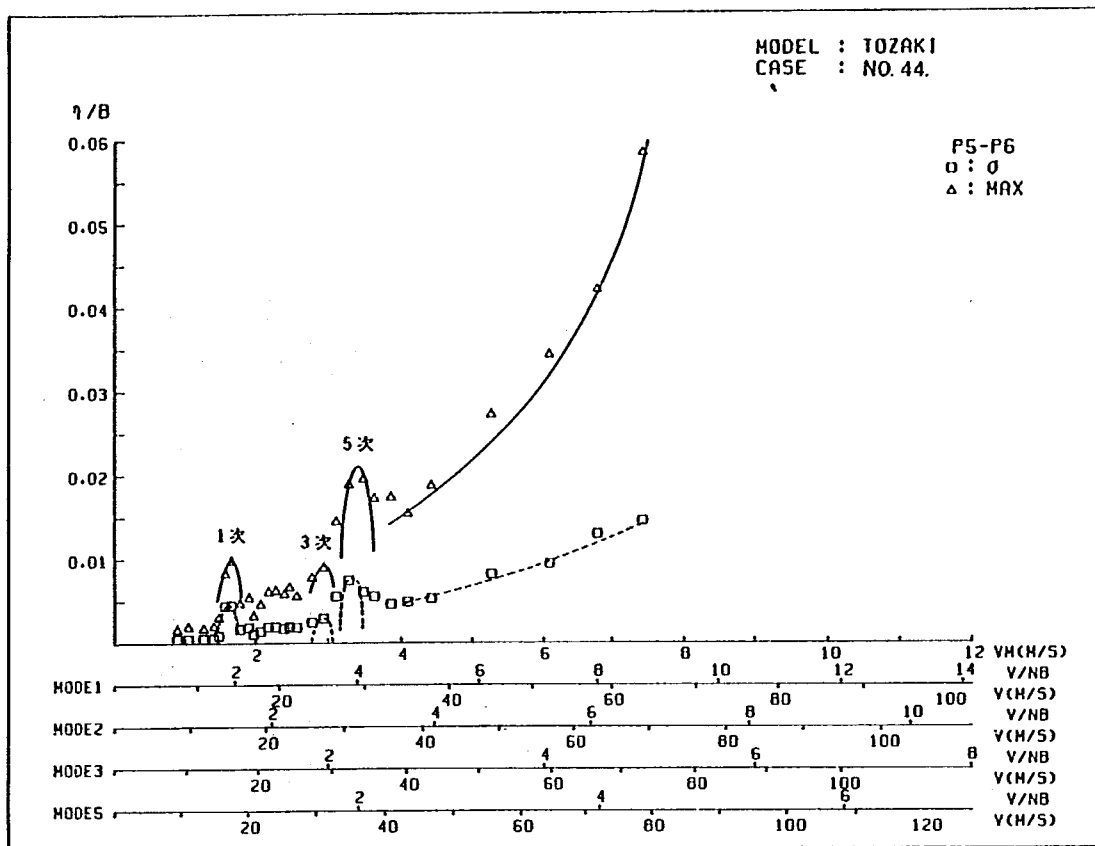


図 5-2-5(u) V-A 曲線ケースNo44

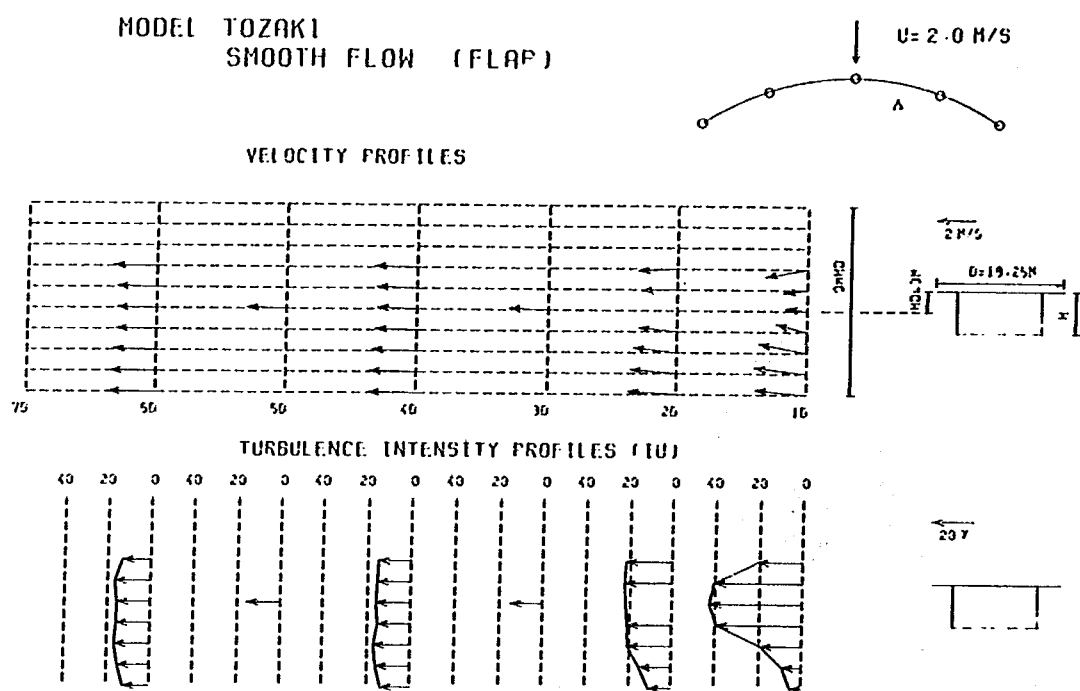


図 5-2-6(a) 桁の後流の特性

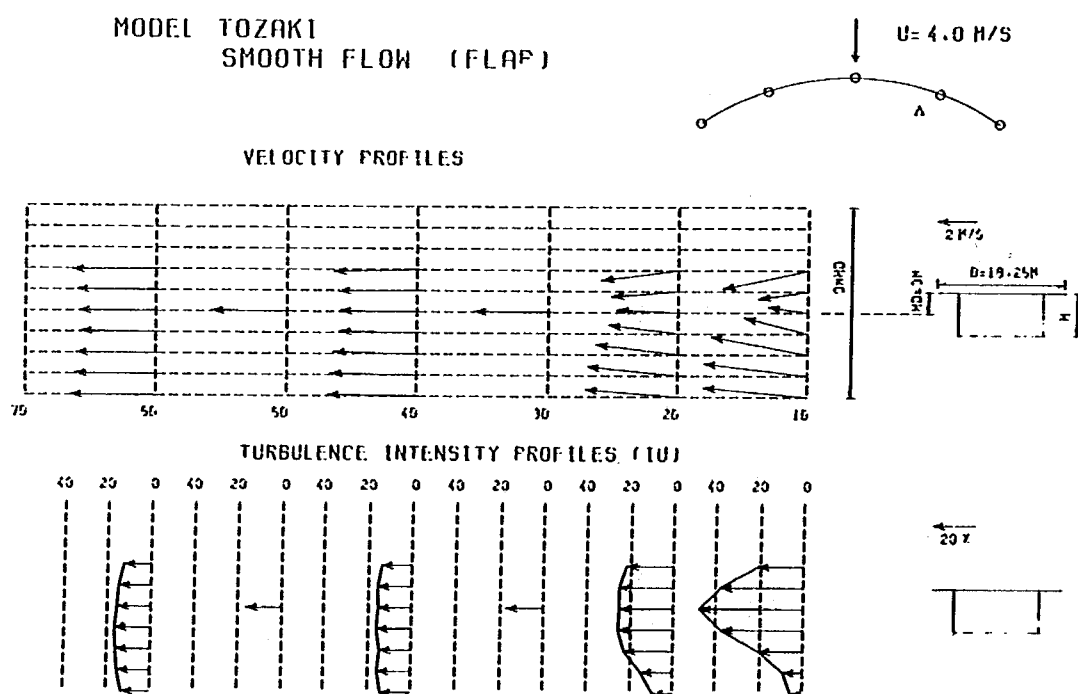


図 5-2-6(b) 桁の後流の特性

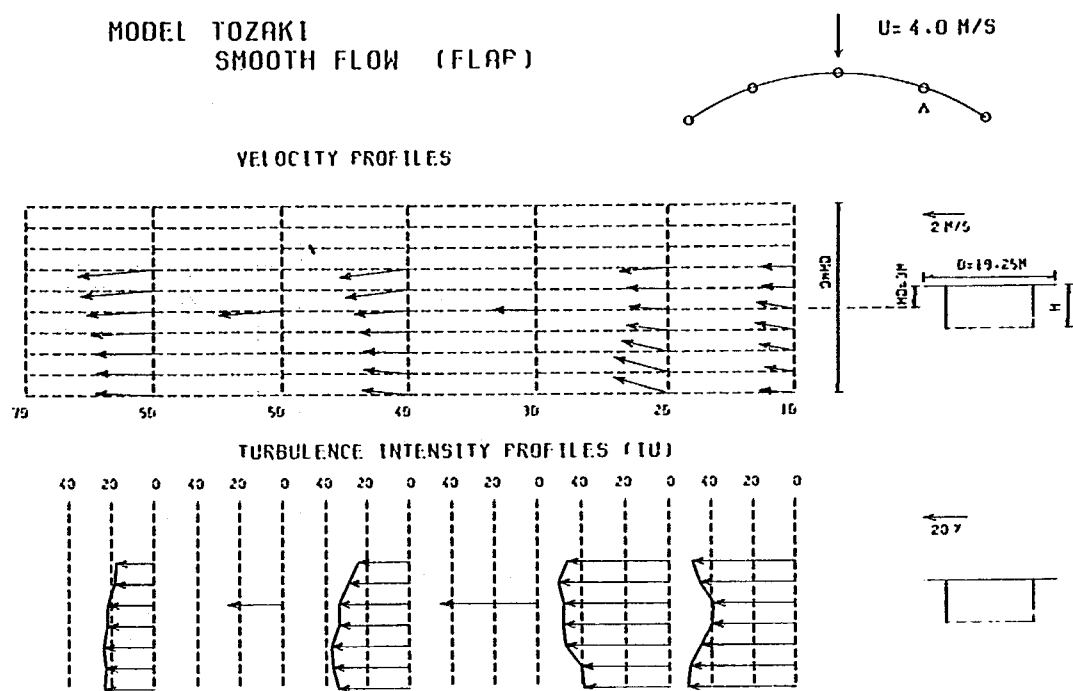


図5-2-6(c) 桁の後流の特性

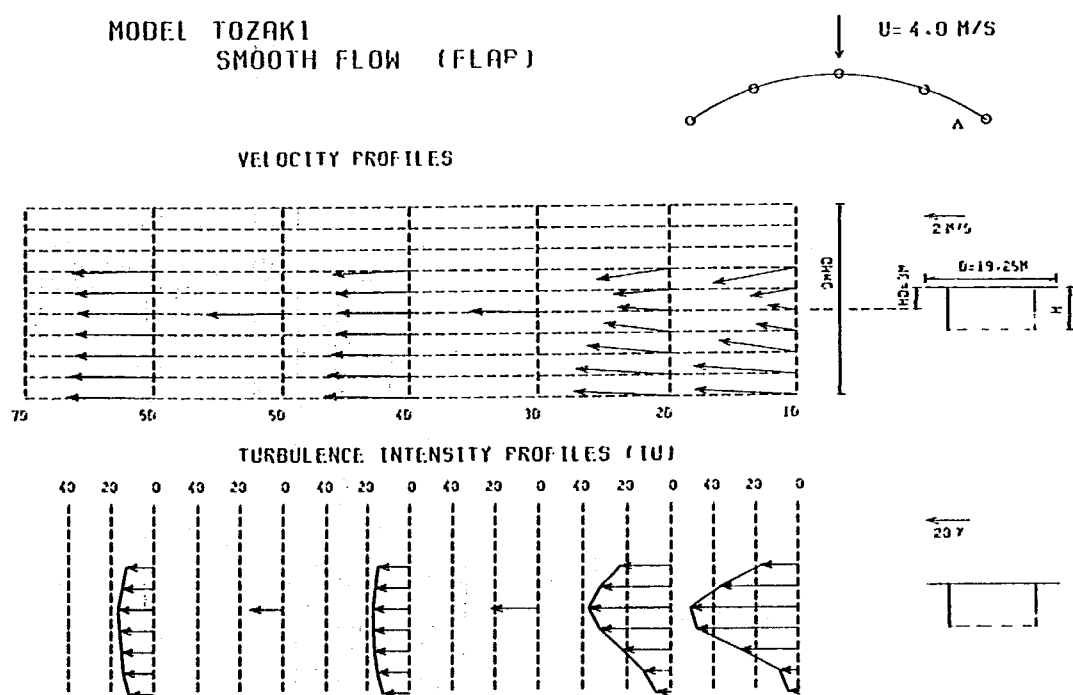


図5-2-6(d) 桁の後流の特性

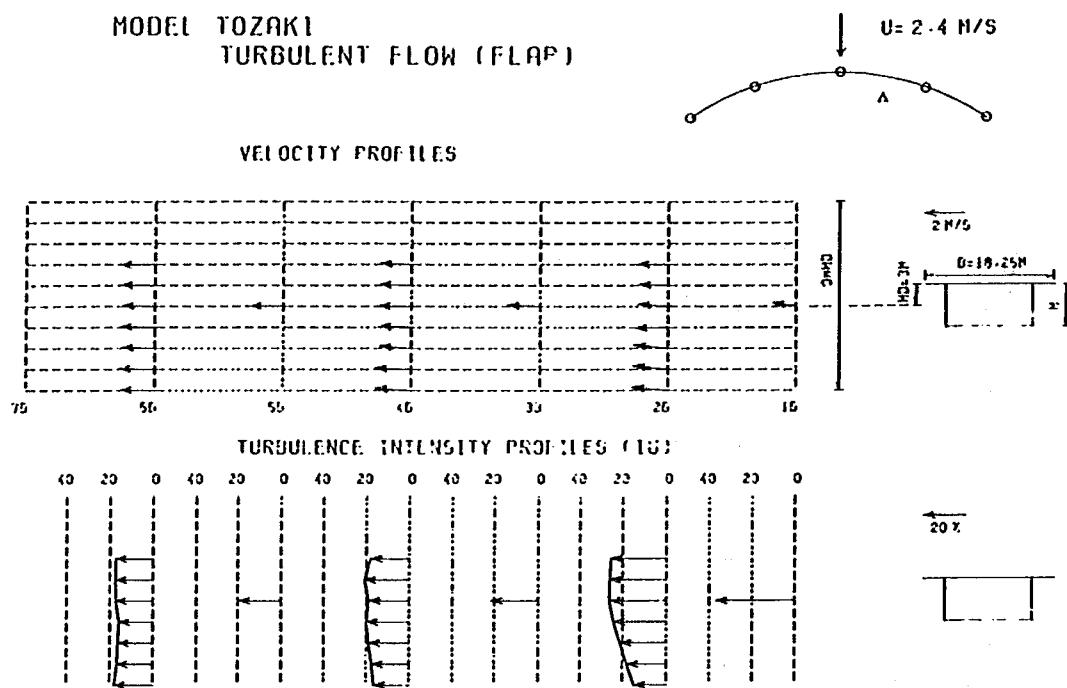


図 5-2-6(e) 桁の後流の特性

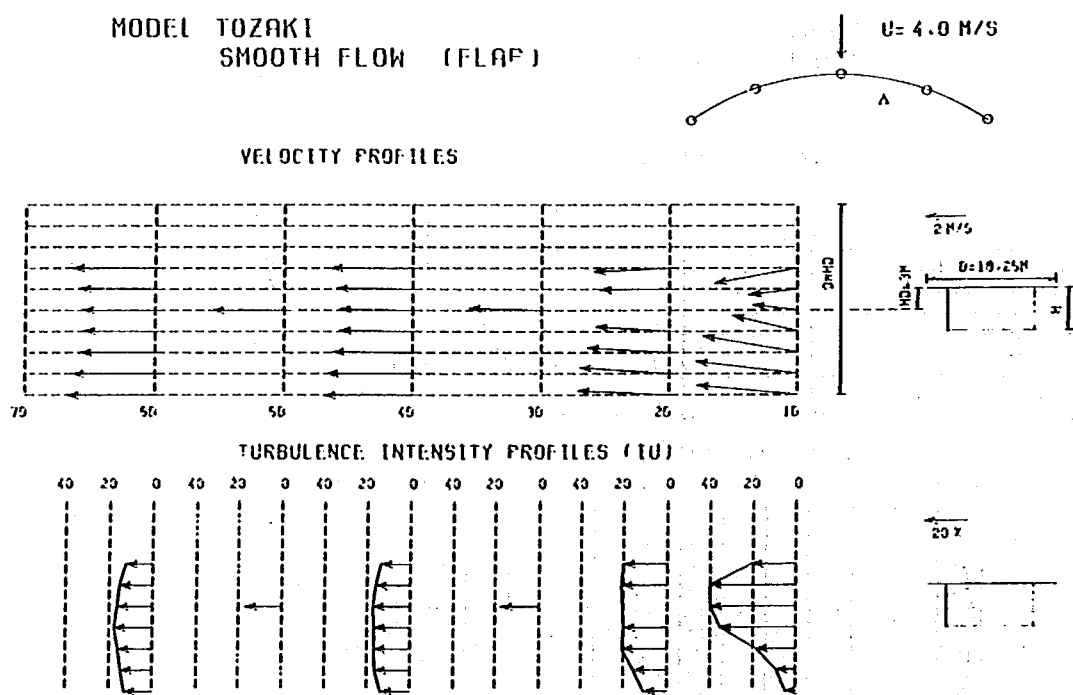


図 5-2-6(f) 桁の後流の特性

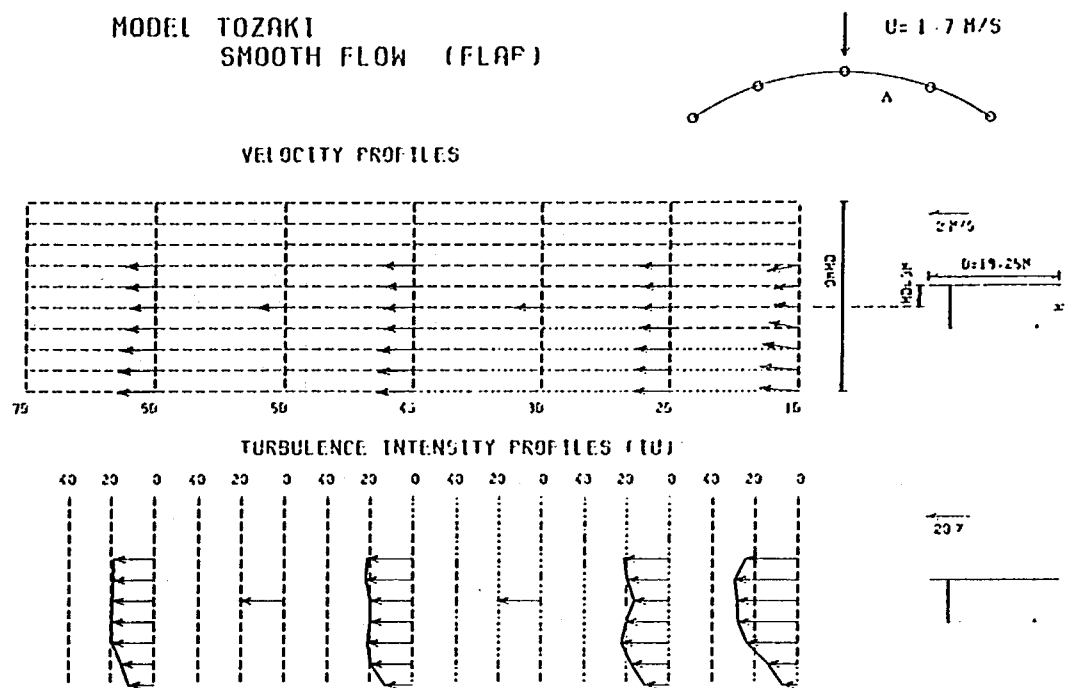


図 5-2-6(g) 桁の後流の特性

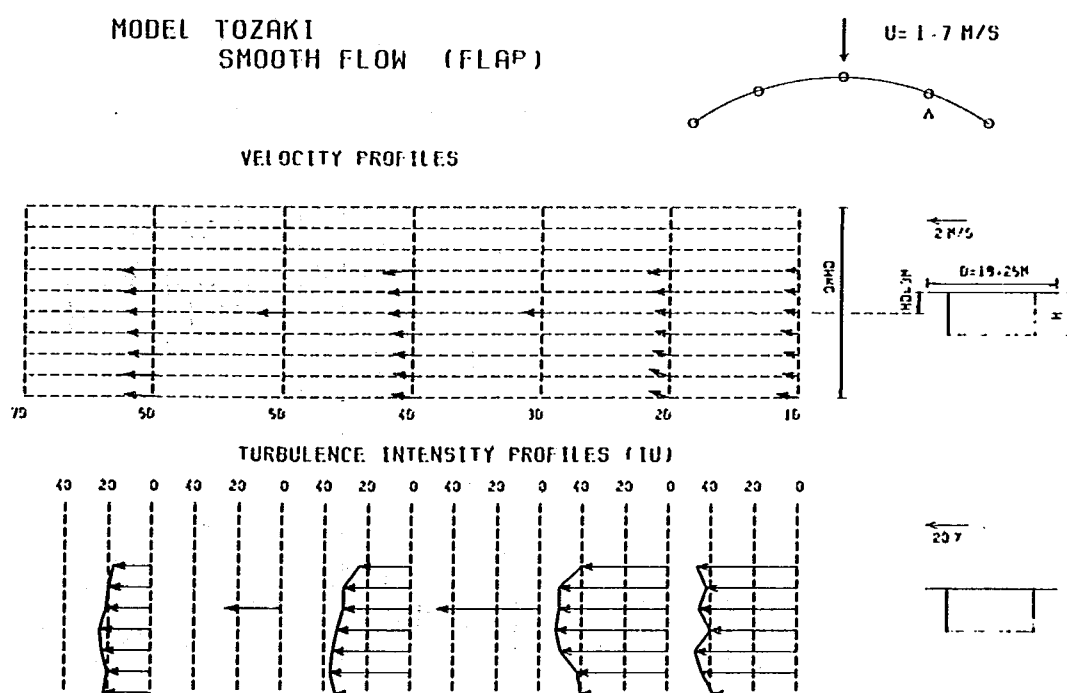
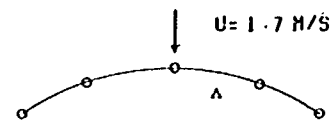
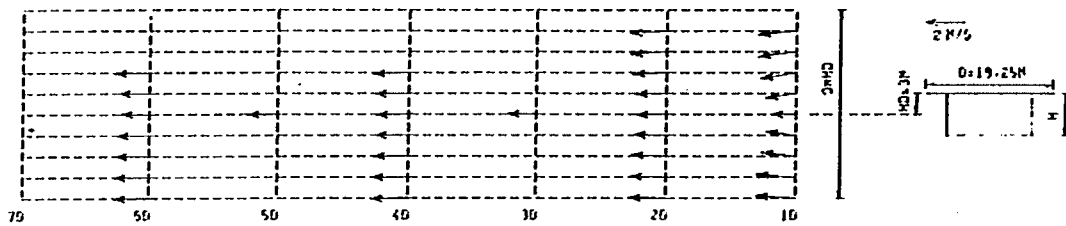


図 5-2-6(h) 桁の後流の特性

MODEL TOZAKI
SMOOTH FLOW (BASIC)



VELOCITY PROFILES



TURBULENCE INTENSITY PROFILES (IU)

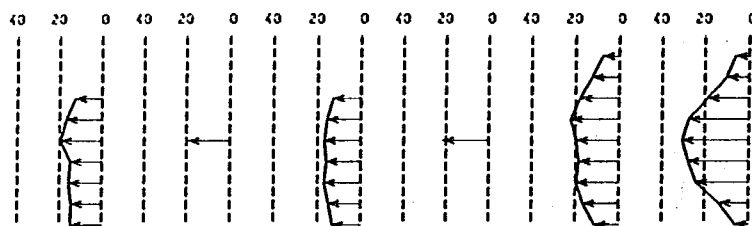
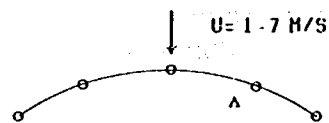
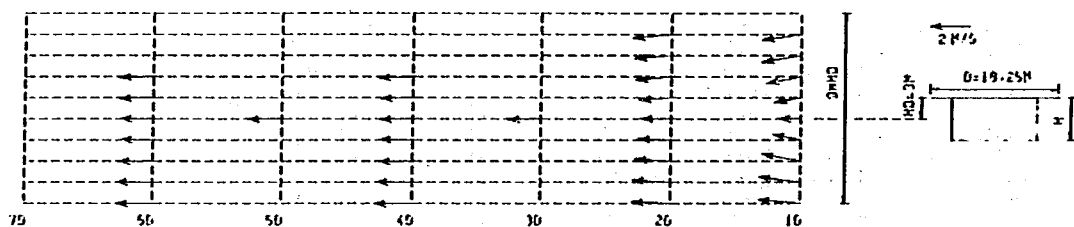


図 5-2-6(i) 桁の後流の特性

MODEL TOZAKI
SMOOTH FLOW (BASIC)



VELOCITY PROFILES



TURBULENCE INTENSITY PROFILES (IU)

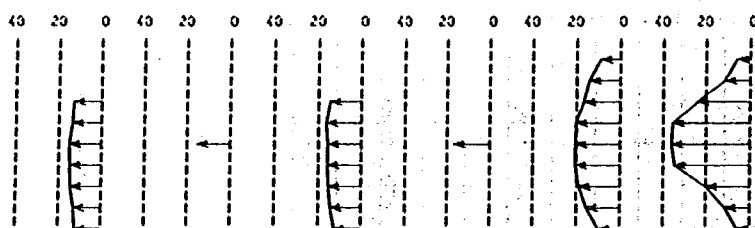


図 5-2-6(j) 桁の後流の特性

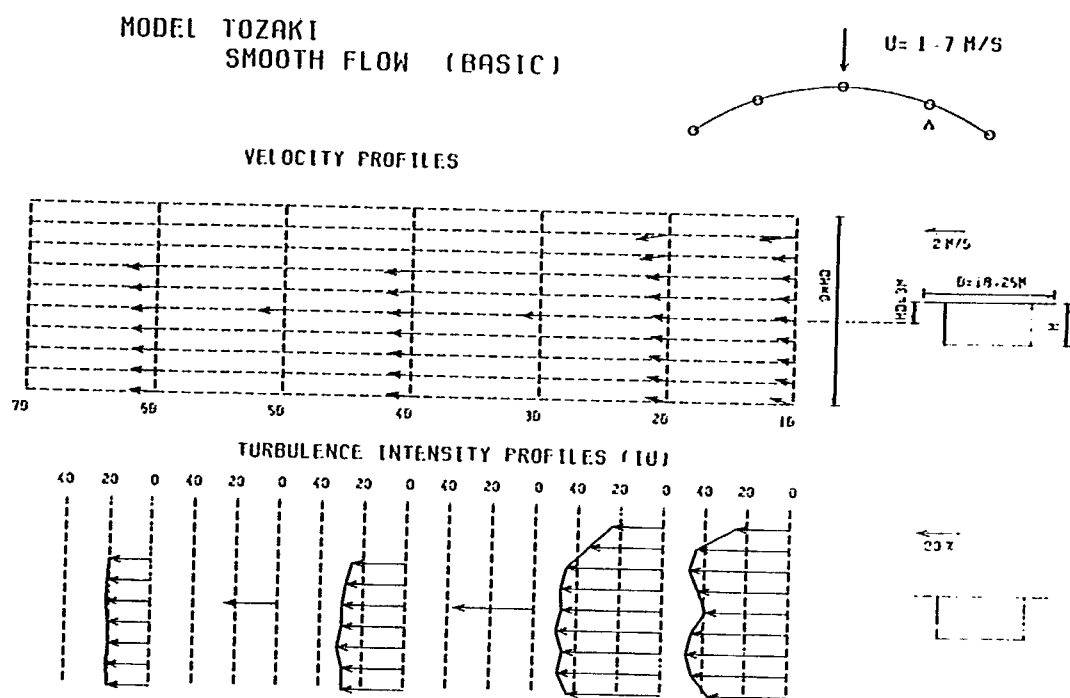


図 5-2-6(k) 桁の後流の特性

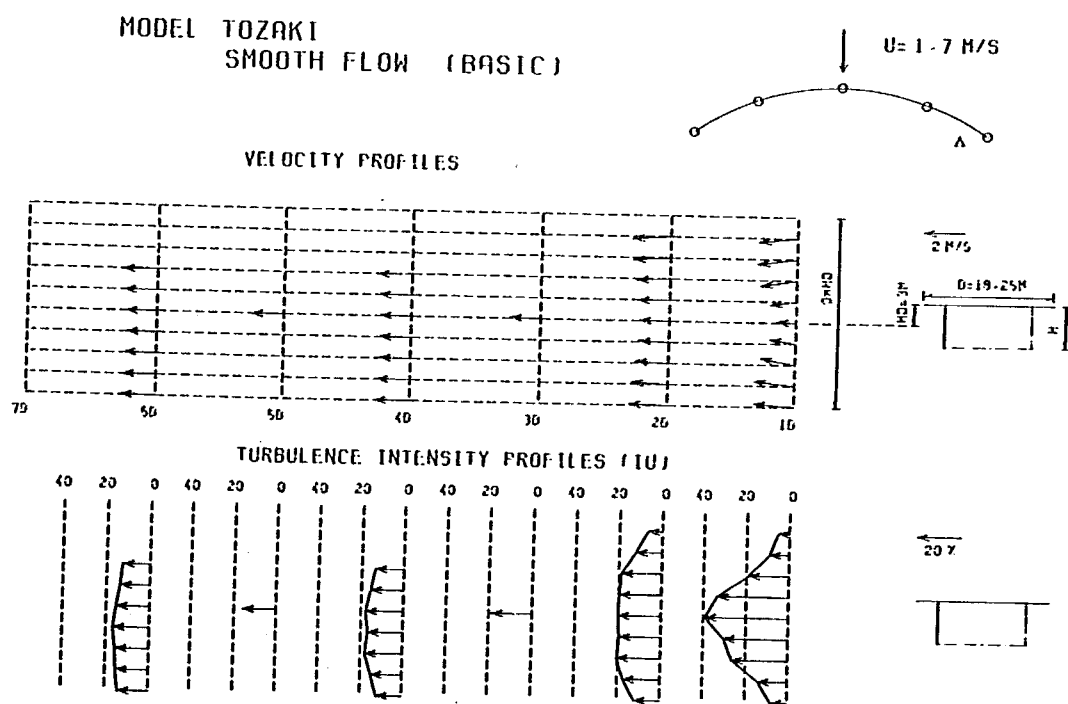
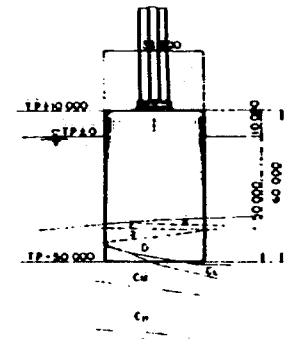
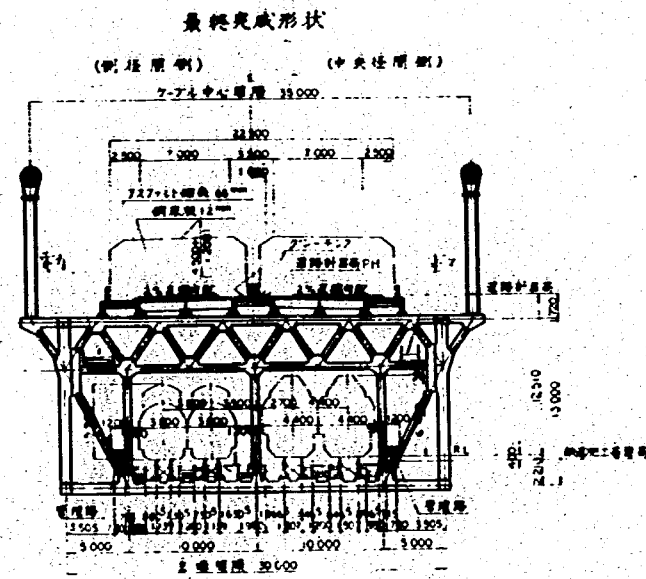


図 5-2-6(l) 桁の後流の特性

側面圖 5:1/2000



— 101 —

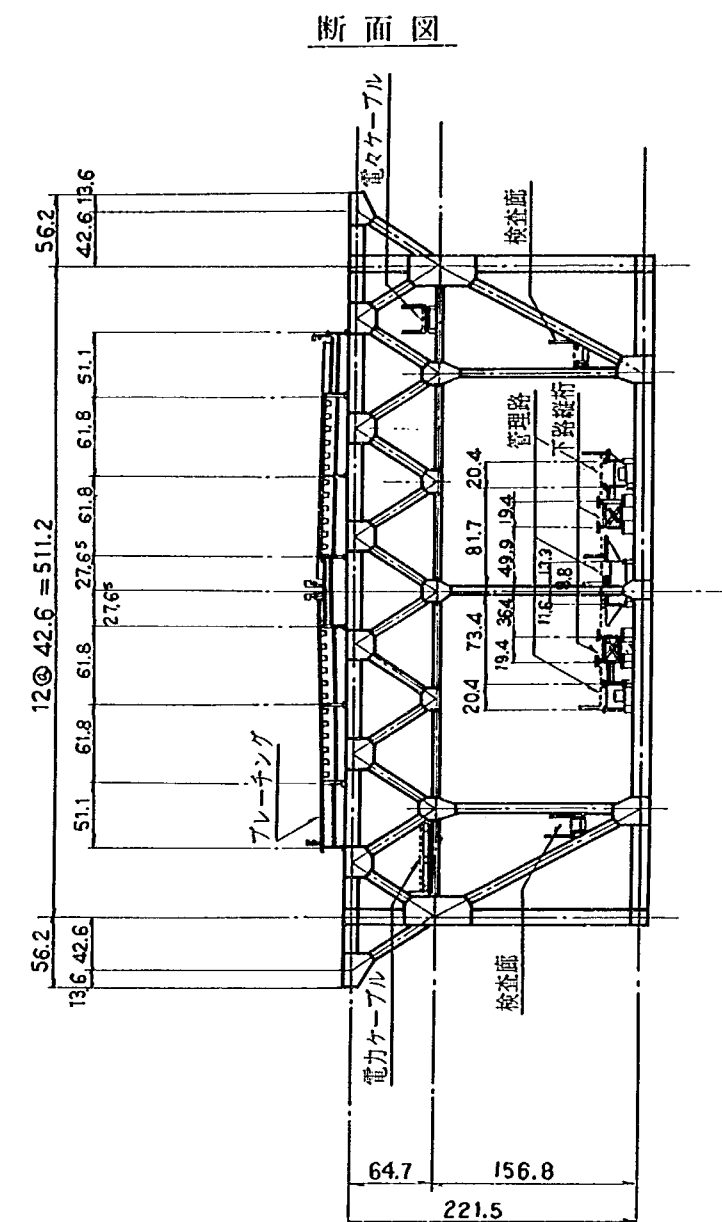
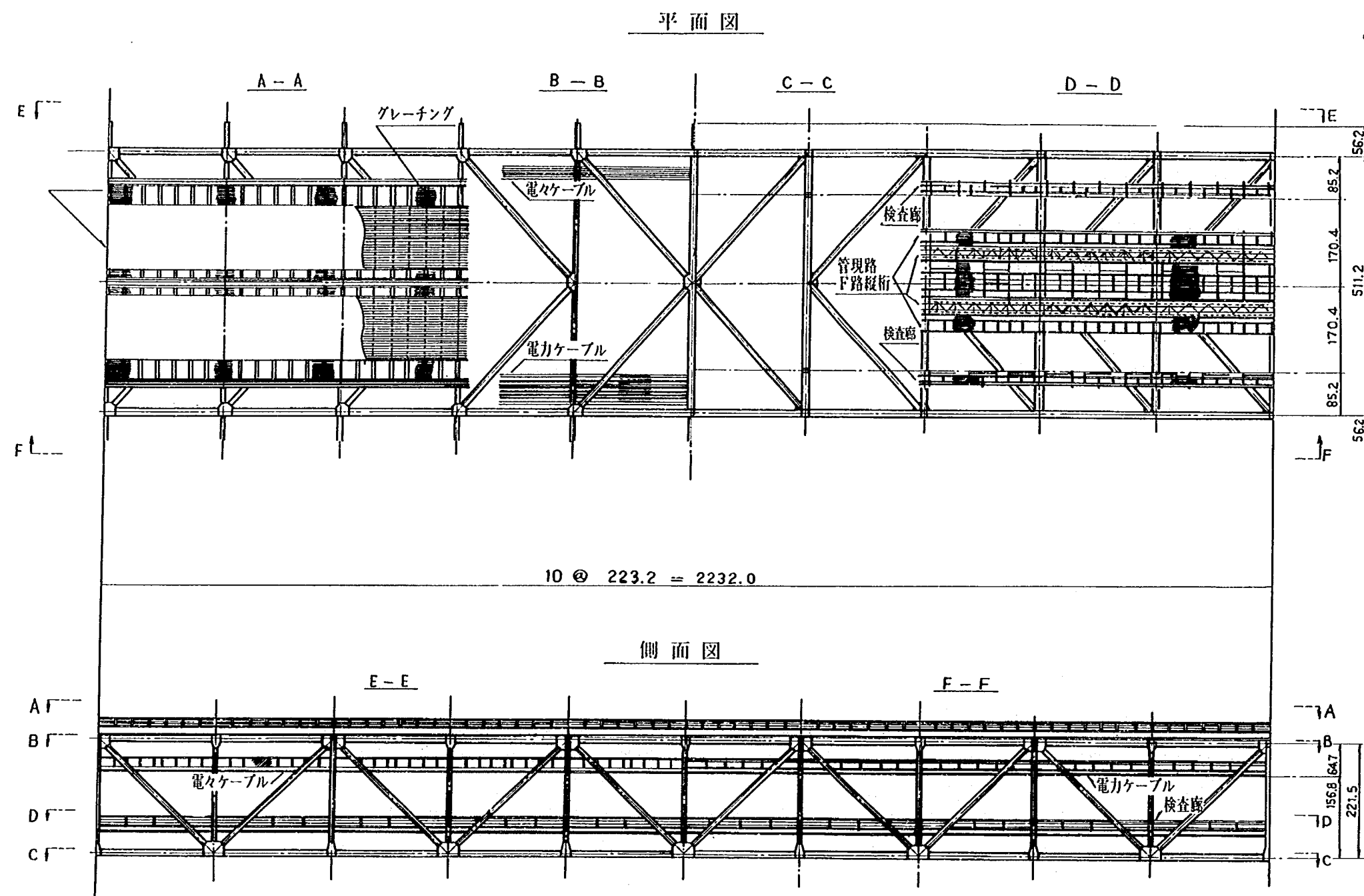


図5-3-2(a) 南備讃瀬戸大橋部分模型 一般図

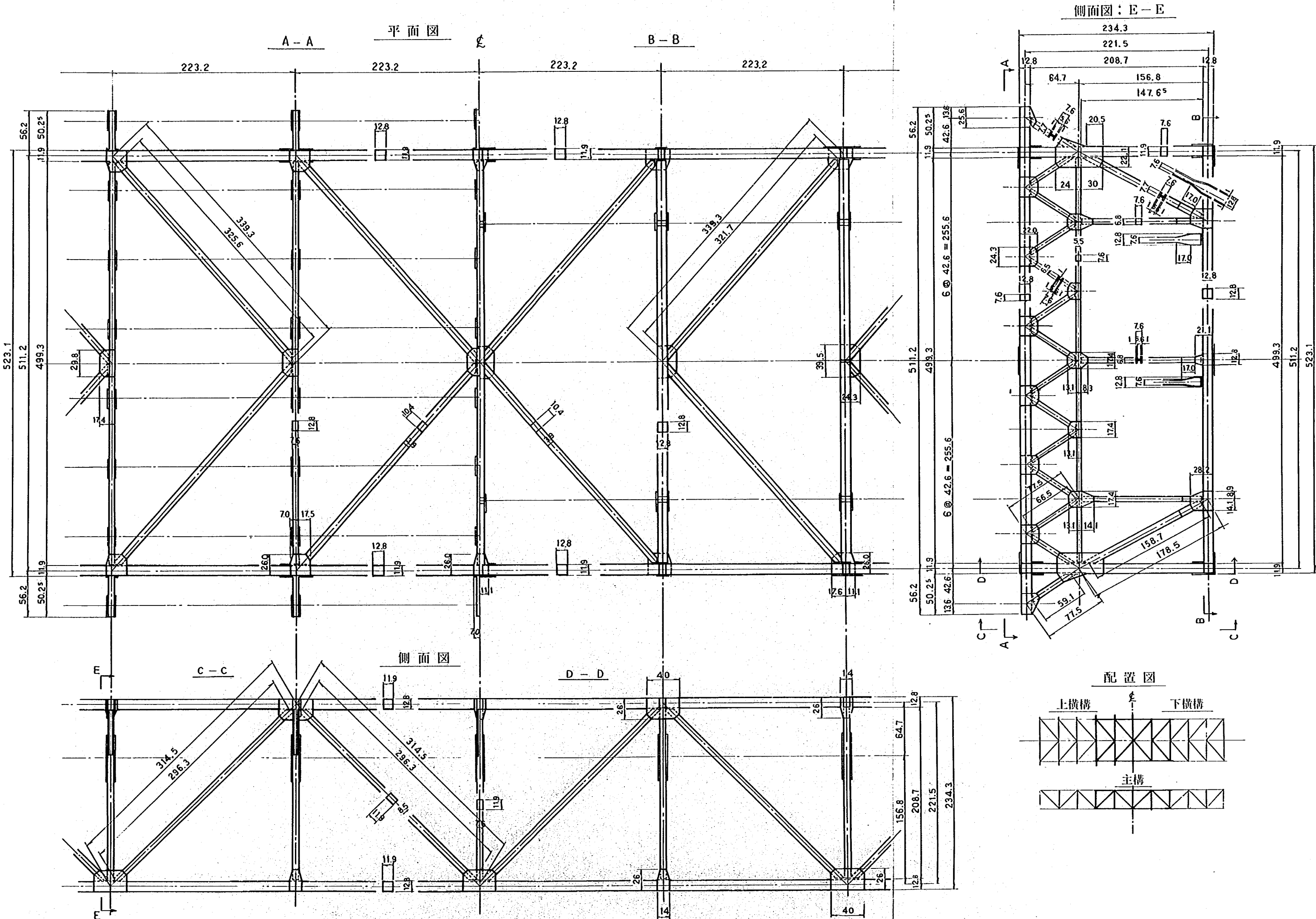
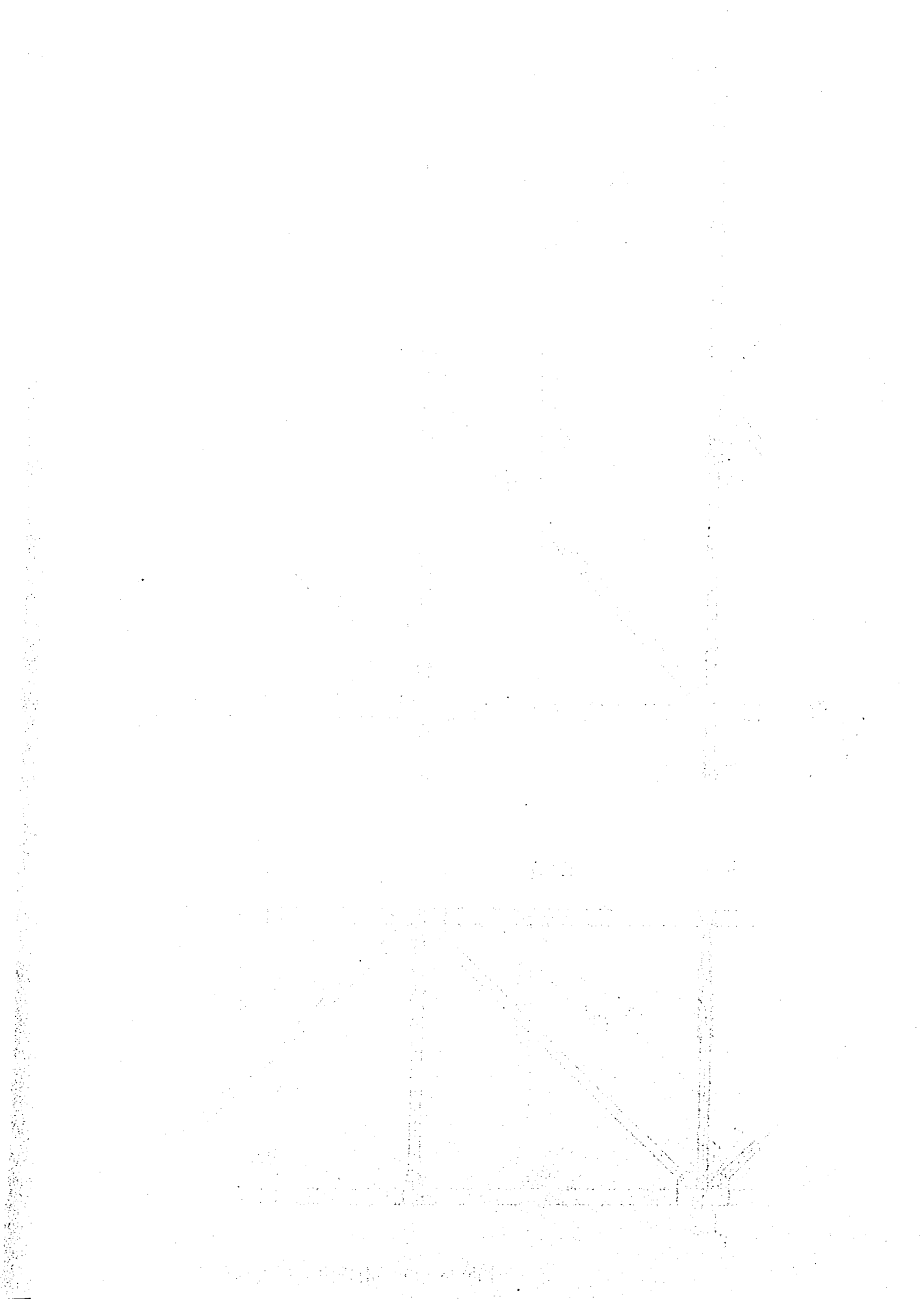


図5-3-2(b) 南備讃瀬戸大橋部分模型：主構トラス図



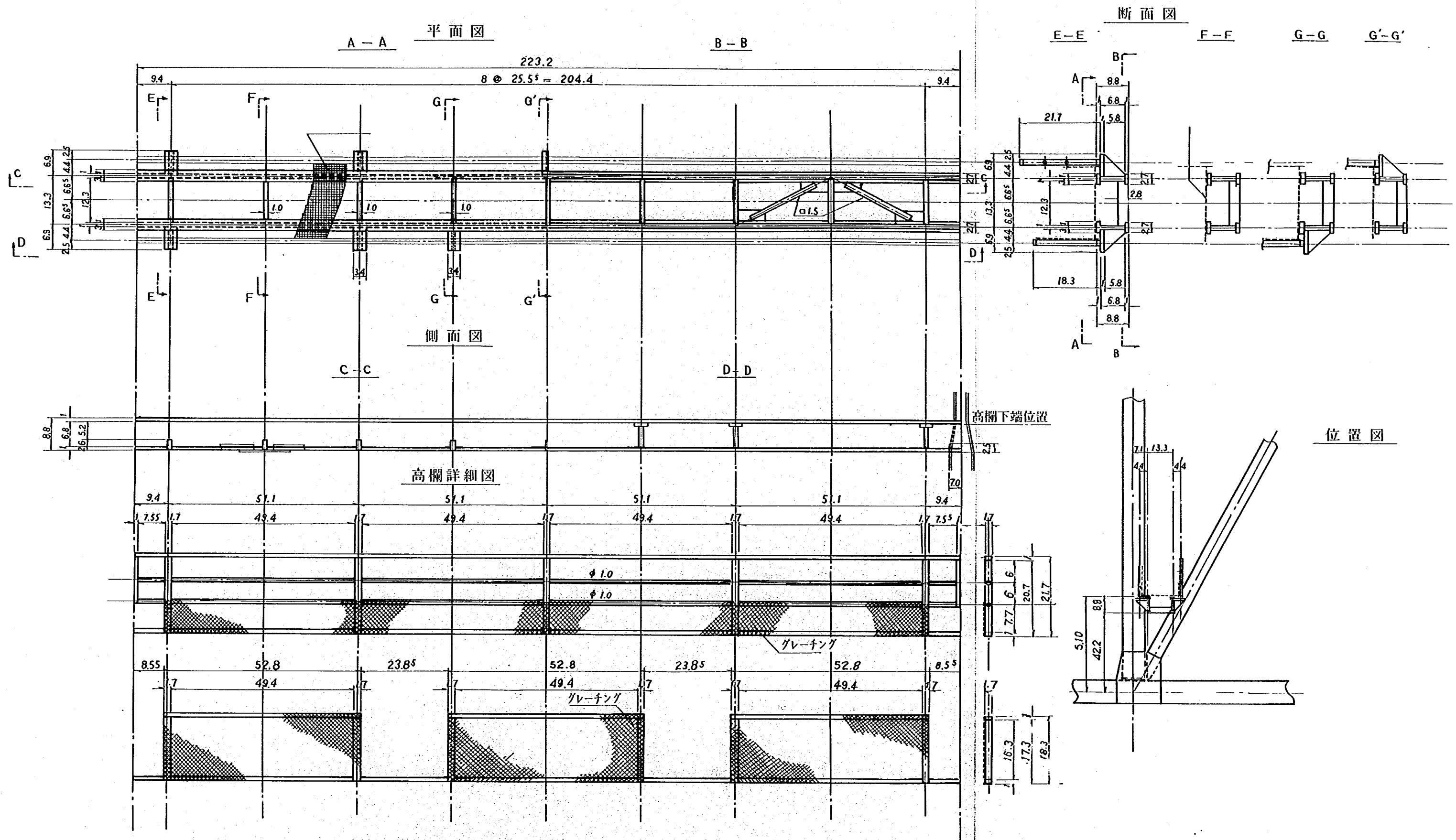


図5-3-2(c) 南備讃瀬戸大橋部分模型：検査廊図

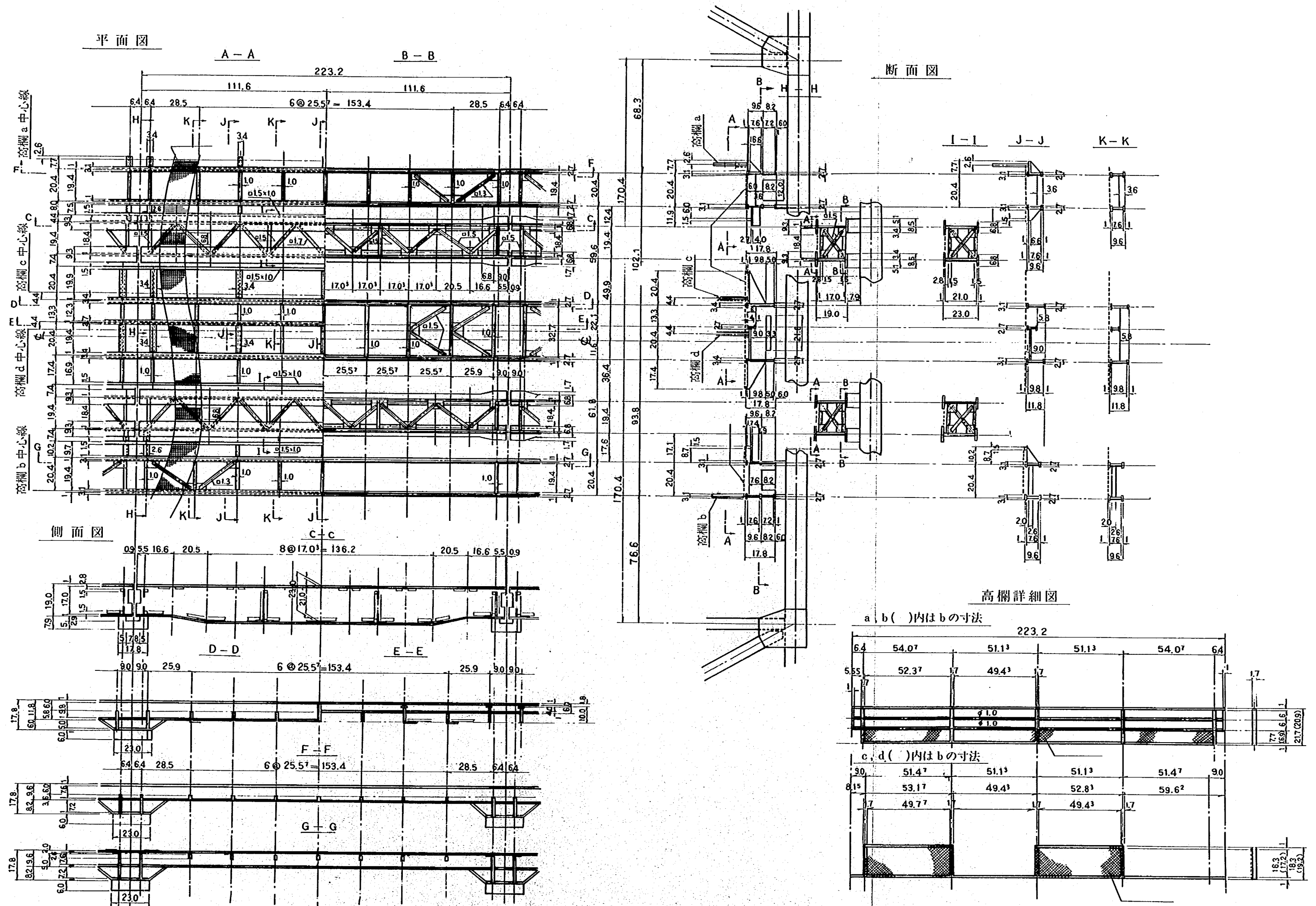


図5-3-2(d) 南備讃瀬戸大橋部分模型：下路床組図

Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section and plan view.

Cross-section (Top):

- Overall thickness: 404.7 mm
- Top layer thickness: 51.1 mm
- Bottom layer thickness: 38.3 mm
- Section line: A-A

Plan View (Bottom):

- Grid dimensions: 61.8 mm, 127.6 mm, 202.35 mm
- Reinforcement bars: 12.1 mm diameter, 17.9 mm diameter, 19.8 mm diameter, 21.0 mm diameter
- Section lines: B-B, C-C
- Scale: 1:10

[illegible]

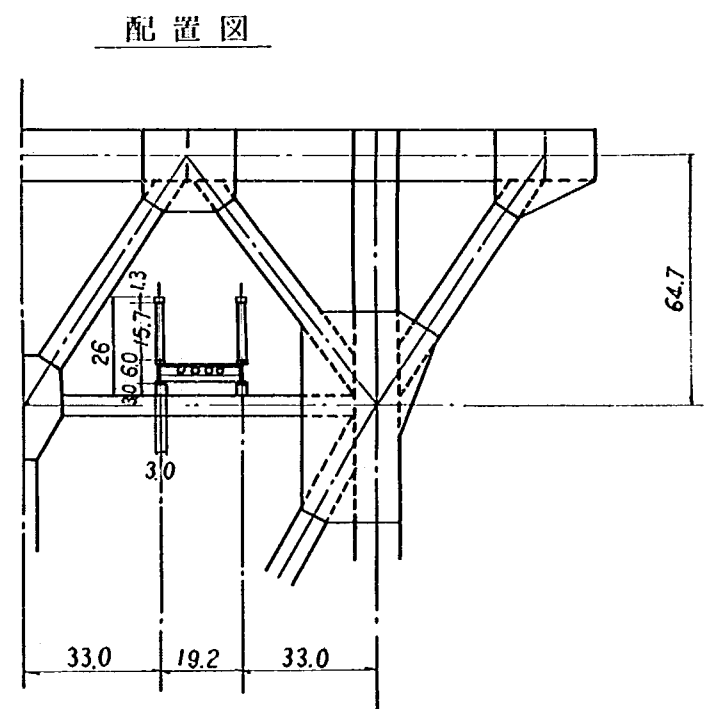
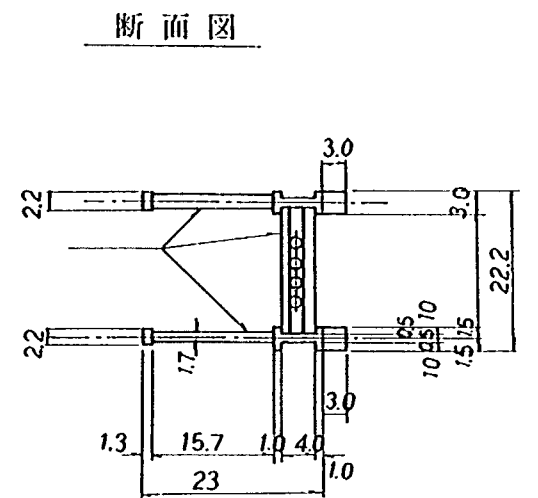
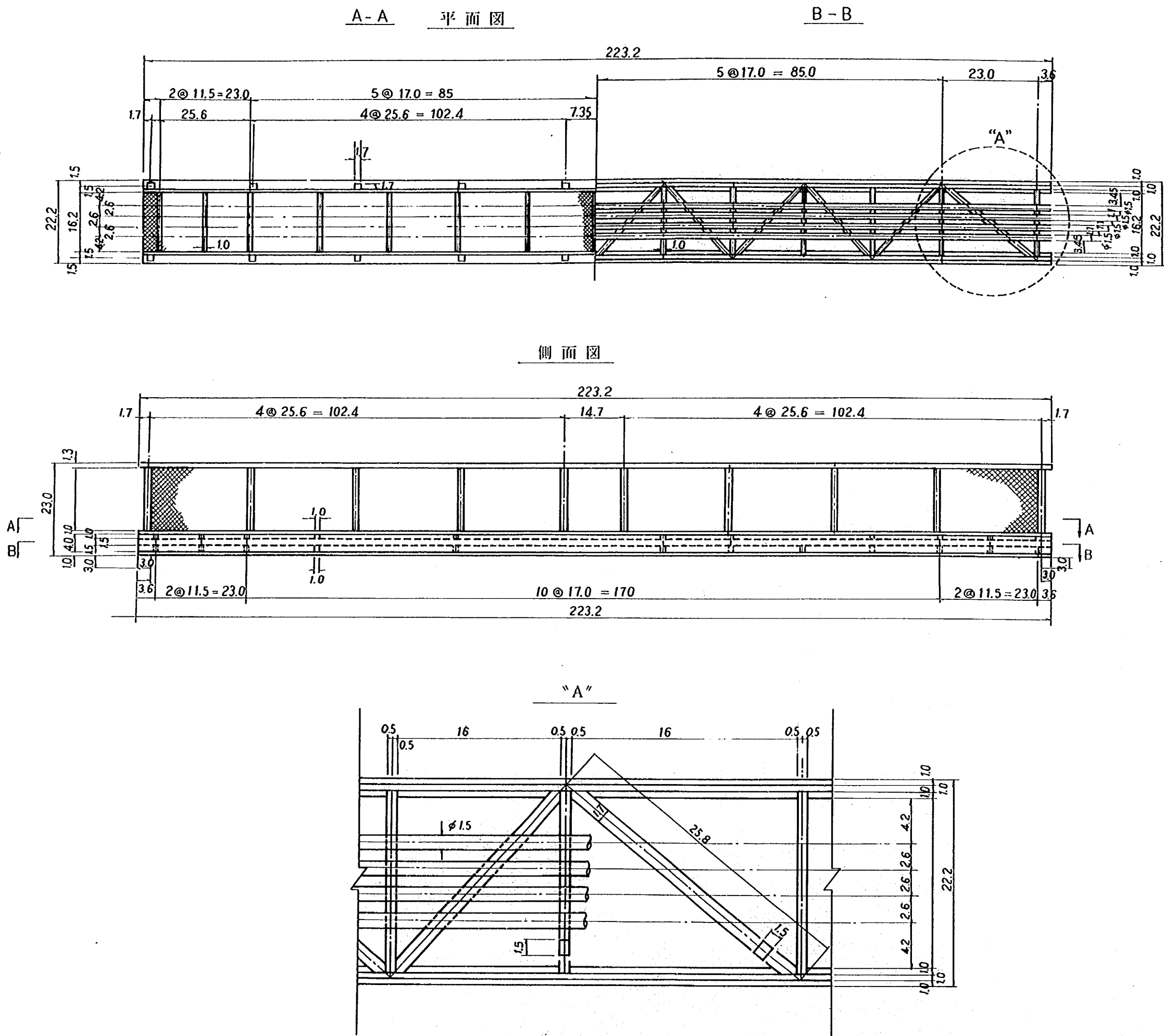
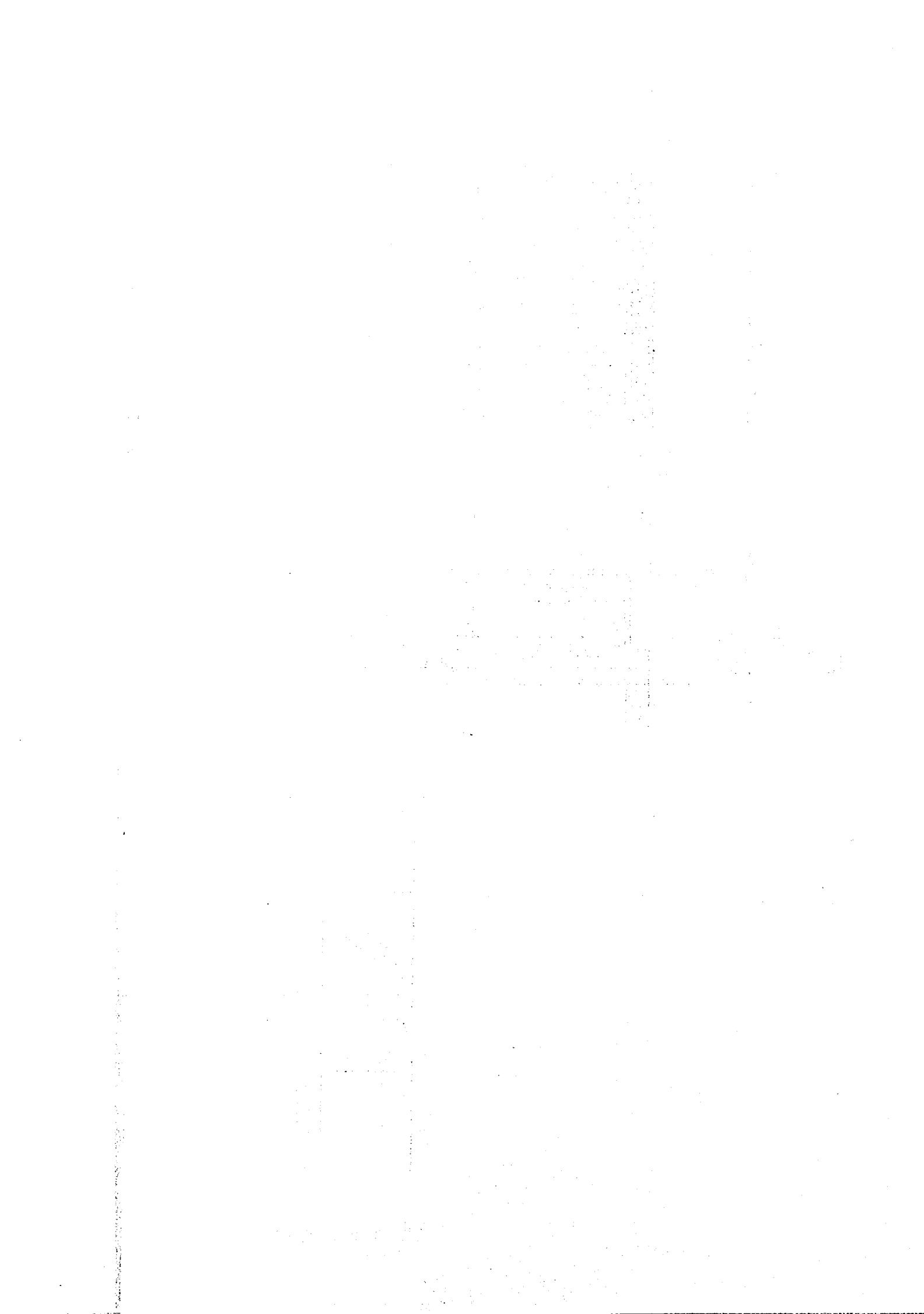


図5-3-2(f) 南備讃瀬戸大橋 電力ケーブル図



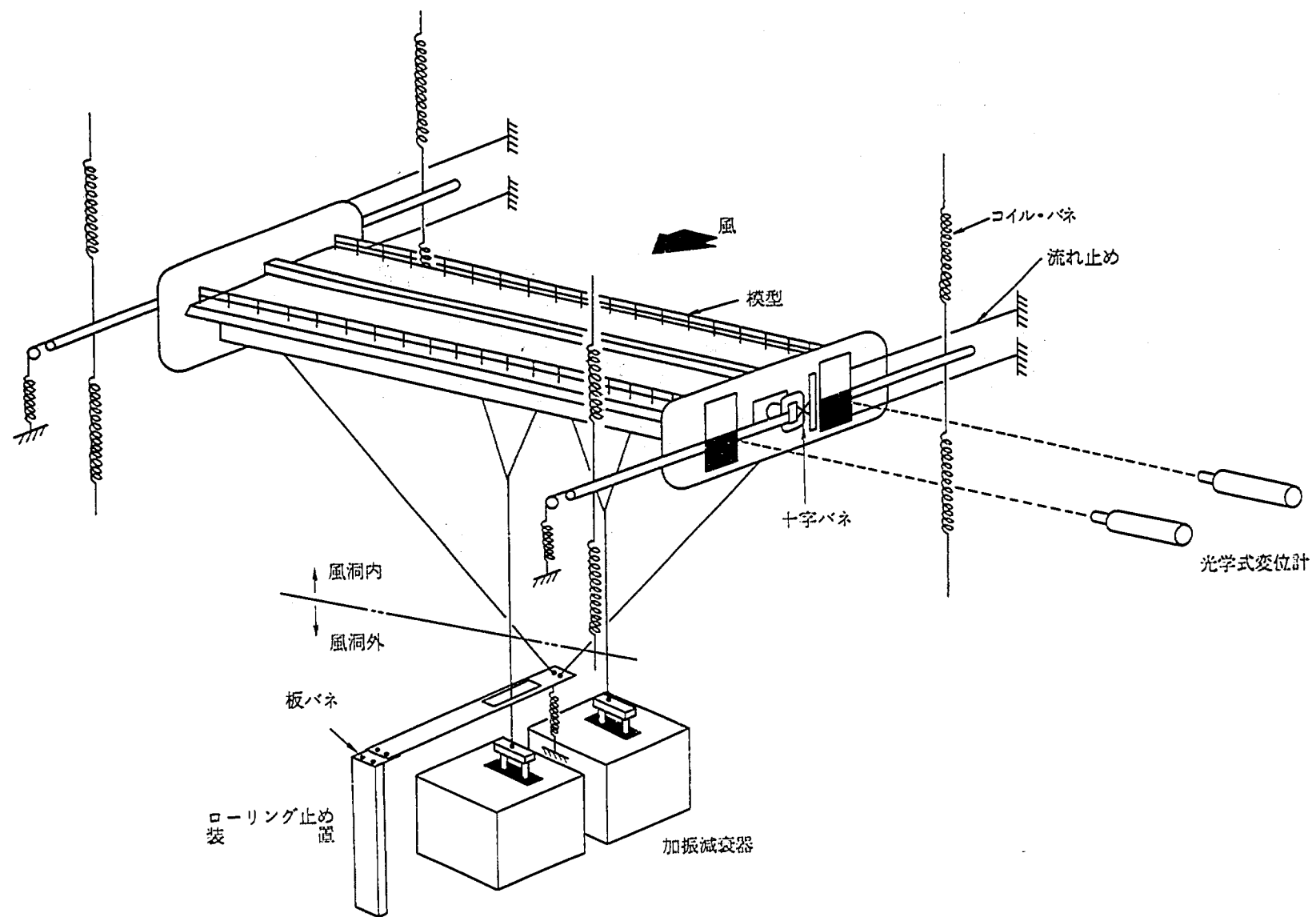


図 5-3-3 実験装置

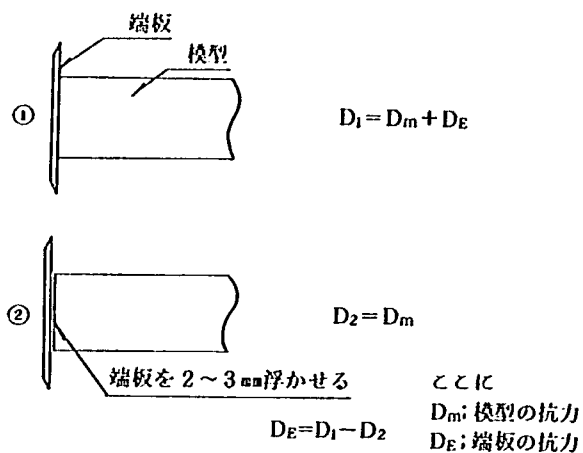


図5-3-4(a) 端板に作用する抗力の測定

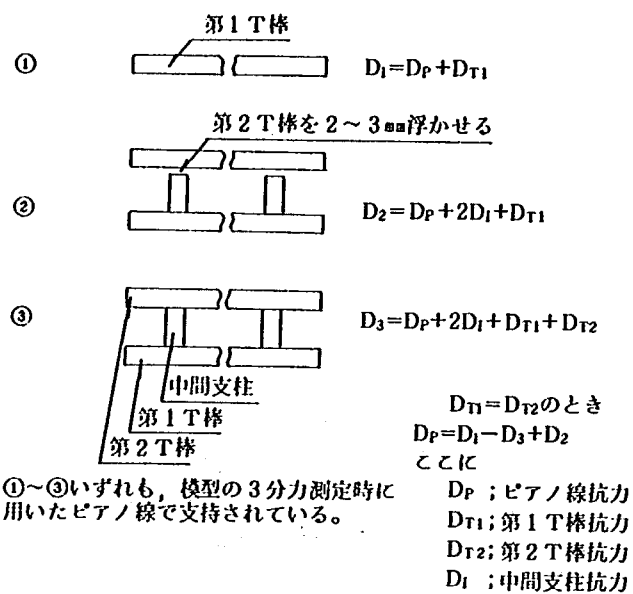


図5-3-4(b) ピアノ線に作用する抗力の測定

表5-3-4 迎角0°における抗力係数

実験番号	迎角0°における抗力係数		1.05 C _{DC}
	実験値 C _{DE}	設計値* C _{DC}	
1	1.908	1.83	1.92
2	1.900		
3	1.884		
4	1.876		
5	1.892	1.83	1.92
6	1.891		
7	1.877		
8	1.914		

* 設計に使用している値

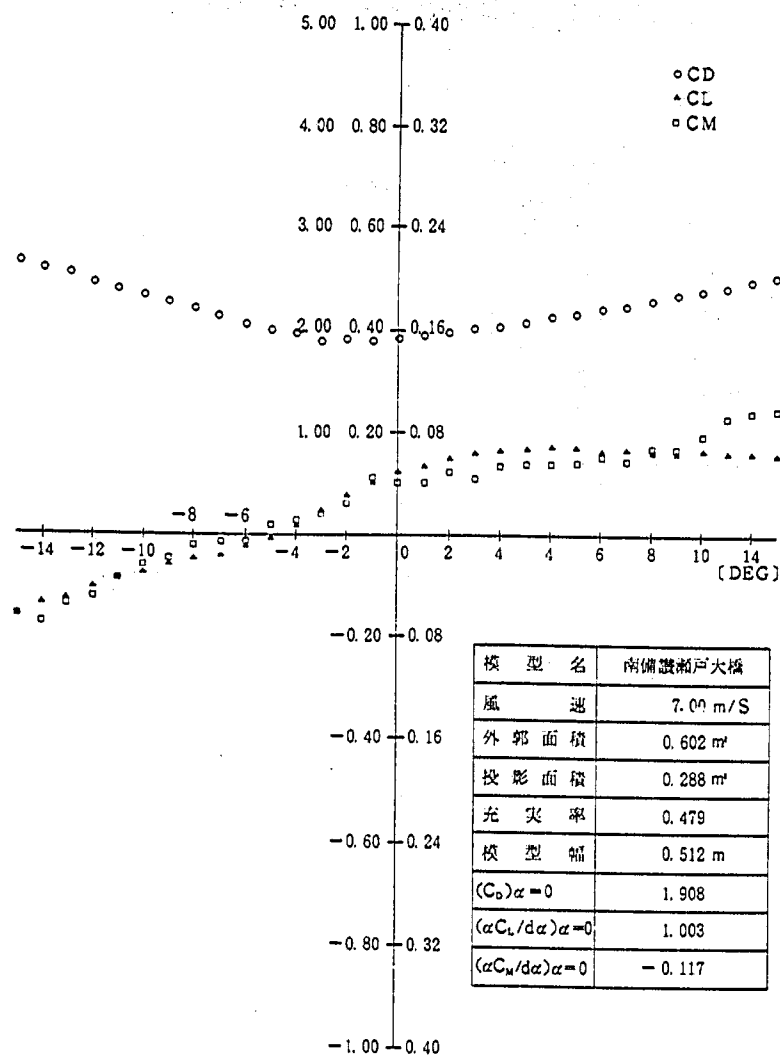


図 5-3-5(a) 三分力測定結果 (電力風上側)

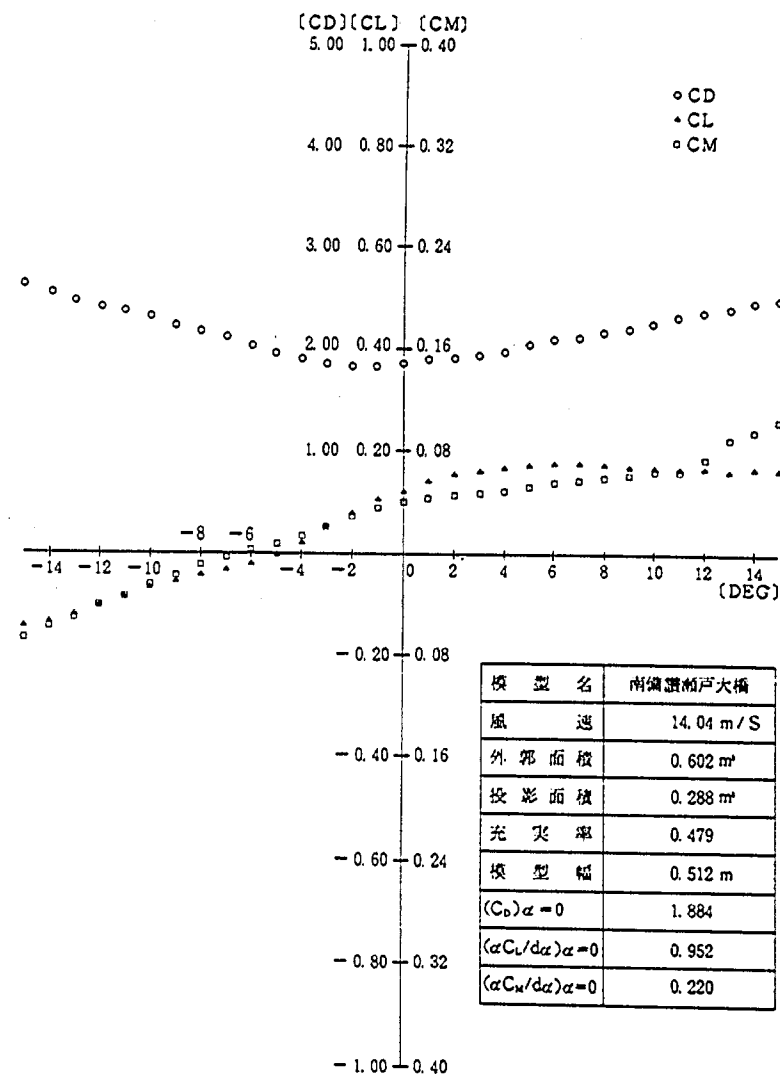


図 5-3-5(b) 三分力測定結果 (電力風上側)

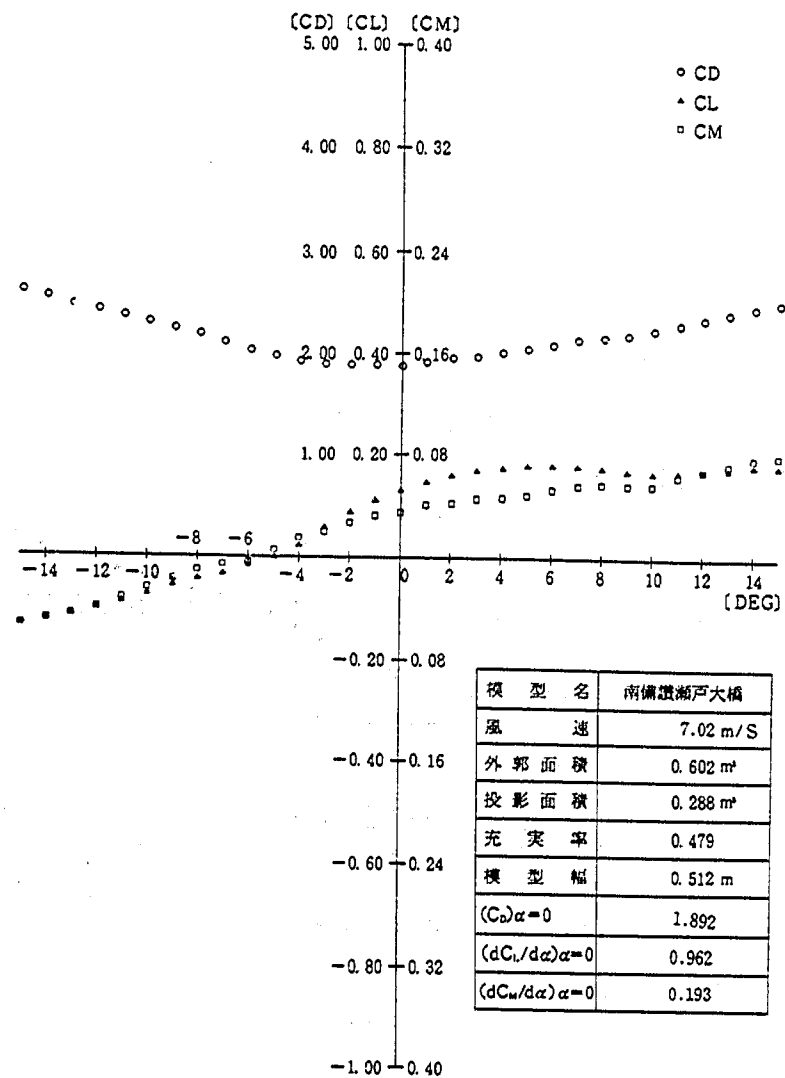


図 5-3-5(c) 三分力測定結果 (電力風下側)

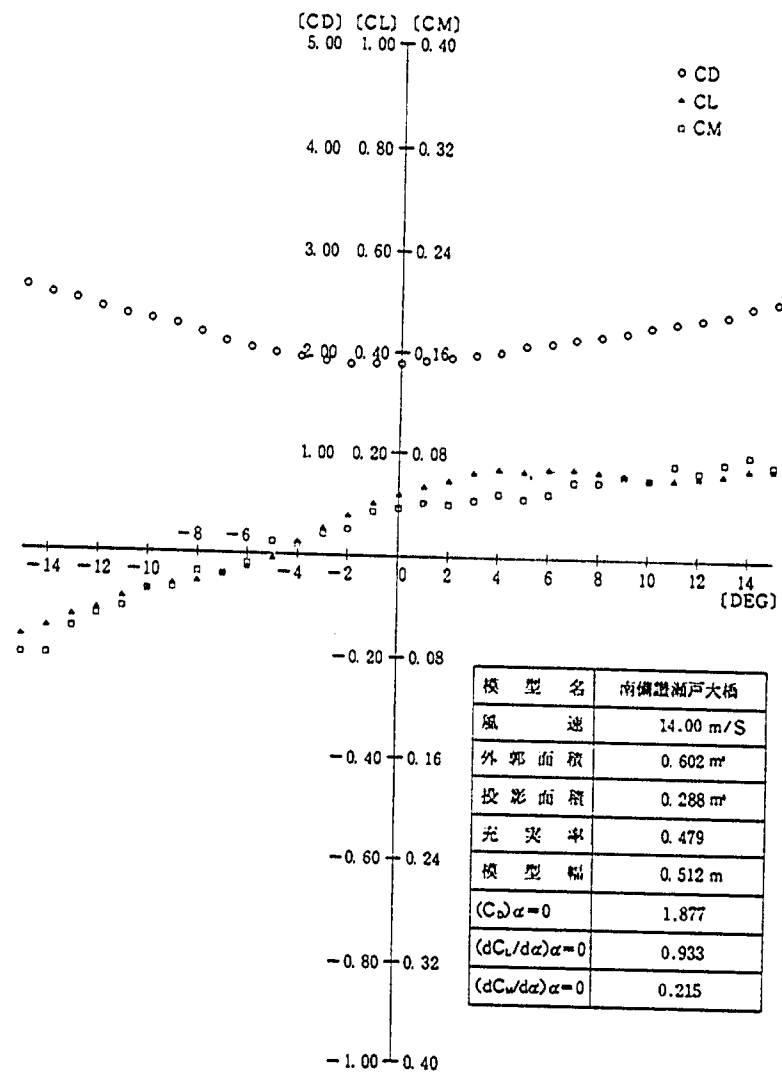


図 5-3-5(d) 三分力測定結果 (電力風下側)

第6章 鋼床版構造に関する調査試験

橋梁研究室 佐伯 彰 一

西川 和 廣

滝沢 晃

6-1 ま え が き

鋼床版トラフリブの現場溶接継手の溶接施工条件について、現場条件を考慮した施工試験と疲労試験を実施してきた結果、現場溶接施工を行うにあたって選択すべき条件や、注意すべき項目について明らかにすることができた。

しかしその中で、施工を確実なものにするためには、主げた（縦げた）ウェブと隣接するリブとの間隔 l （図6-1参照）は、少なくとも300mm以上必要であることがわかった。この値は、“鋼床版設計要領案”（昭和54年7月、本州四国連絡橋公団）の規定である $l=150\sim 200\text{mm}$ を超えるものである。この200mmという数値は、舗装の耐久性を配慮して決られたものであり、 l が大きい場合、ウェブ直上の部分と周囲との曲げ剛性の差が大きくなり、この部分のデッキプレートに曲率の小さいたわみ変形が生じ、舗装に悪影響を及ぼすため、これを避けることを意図している。なお、下限値である150mmは、施工上の制約から決められたとされているが、この程度では溶接工が開先ルート部を直視しながら溶接することができず、感に頼っためくら溶接となってしまうことは、一昨年の報告書に述べた通りである。

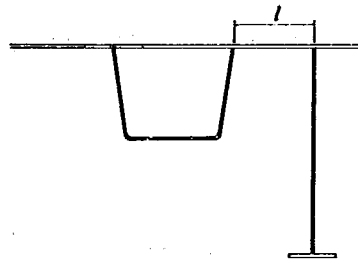


図6-1 主（縦）げたとリブの間隔 l

このような問題に対し、実際には次の方法により対処されている。(1) 主げた（縦げた）に隣接するリブのみ高力ボルト接合とする。

(2) l を300mm以上とし、舗装に対しては別途対策を講じる。

これらのうち、(1)についてはあくまでも応急的な処置として考えられた例があるだけであり、一部だけ施工法が異なることによる作業能率の低下、ボルト接合にすることによって必要となるハンドホールの処理といった新たな問題が生じるものと考えられる。

一方、(2)については2、3の実例はあるようであるが、その効果については明らかにされていない。また、溶接により新たな部材を取付けることになるので、疲労の問題についても検討しておく必要がある。本試験では(2)を前提とし、数種の構造についてその効果を確認するために、模型を製作して載荷試験を

行うことにした。また、一部については疲労試験や有限要素解析により、疲労に対する問題の有無についても検討した。

6-2 対象とした構造

今回試験の対象としたのは、これまで使用された実績のある2つの構造と、新たに考案した1つの構造である。それぞれについて以下に説明する。

その1

主げたウェブとデッキプレートの隅角部に、断面が二等辺三角形となるように帯板材を溶接したものである(6-3-1, 図6-3参照)。これまでに実施されたものは、舗装に対する配慮というよりも、トラフリップ配置の都合で寸法が半端になった場合に、空白部分を埋めるというのが主な目的であることが多く、その効果云々という検討はされていない。また、帯板材の幅もかなり広い(300mm内外)のものが使用されている。

ここではデッキプレートのたわみに対し補強し、かつ溶接施工の防げとならないことを考慮して、帯板材の幅は約140mmと小さいものを使用した。また、片側に取付けることにより、ウェブの面外変形が大きくなり、疲労き裂発生の原因となることを避けるため、ウェブ両側に対称に取付たものとした。

その2

二等辺三角形のプレートを、主げたウェブとデッキプレートの隅角部に一定の間隔で取付けたものである(6-3-1, 図6-3参照)。これについては試験的に取付けた例があるが、その効果は今のところ明らかでない。このタイプでは、三角プレートの寸法および設置間隔が問題となるものと考えられるが、ここでは、150×150×9 mmのプレートを500mm間隔で取付け、プレート中間部におけるデッキプレートのたわみに注目することにした。

その3

主げたウェブとデッキプレートの上に帯板材をそう入したもので、Iげたの上にデッキプレートをのせたような断面となってくる(6-3-1, 図6-2参照)。実際に使用された例はないが、最もシンプルな構造である。ここでは厚さがデッキプレートと同じ12mm、幅100mmの鋼板を使用した。

6-3 試験方法

6-3-1 供試体

供試体は、各種補強方法を比較するための、比較的単純化したH形供試体と、疲労強度を確認するための疲労供試体から成っている。

(1) H形供試体

ウェブと2枚のデッキプレートとから構成されるH形断面を有する供試体であり、両端付近を補剛材により補強したものである。形状および寸法は図6-2および3に示す通りであり、1体の供試体のウェブ両端をそれぞれ異った構造としている。

供試体のタイプは、前節に述べた3種の構造に補強なしのものを加えた4種類である。供試体の名称

とその構造との対応は次の通りである。

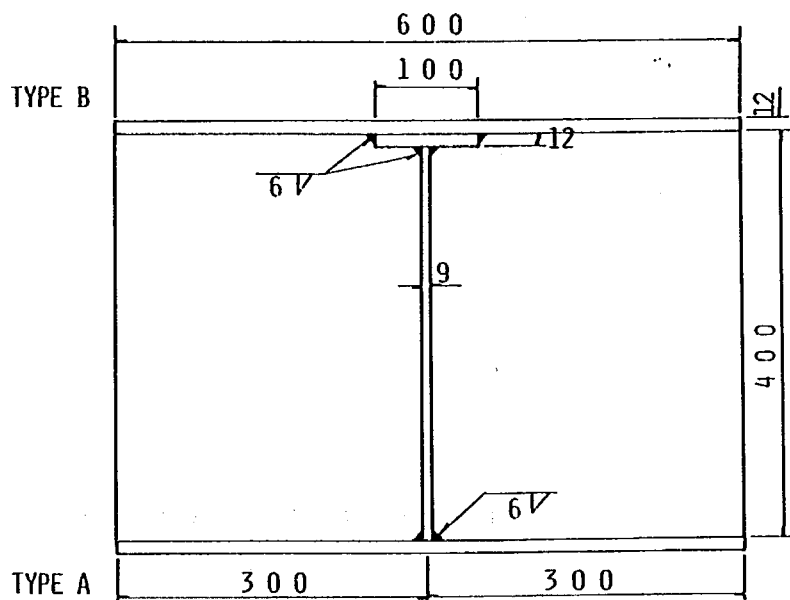


図6-2(a) 供試体タイプAおよびB

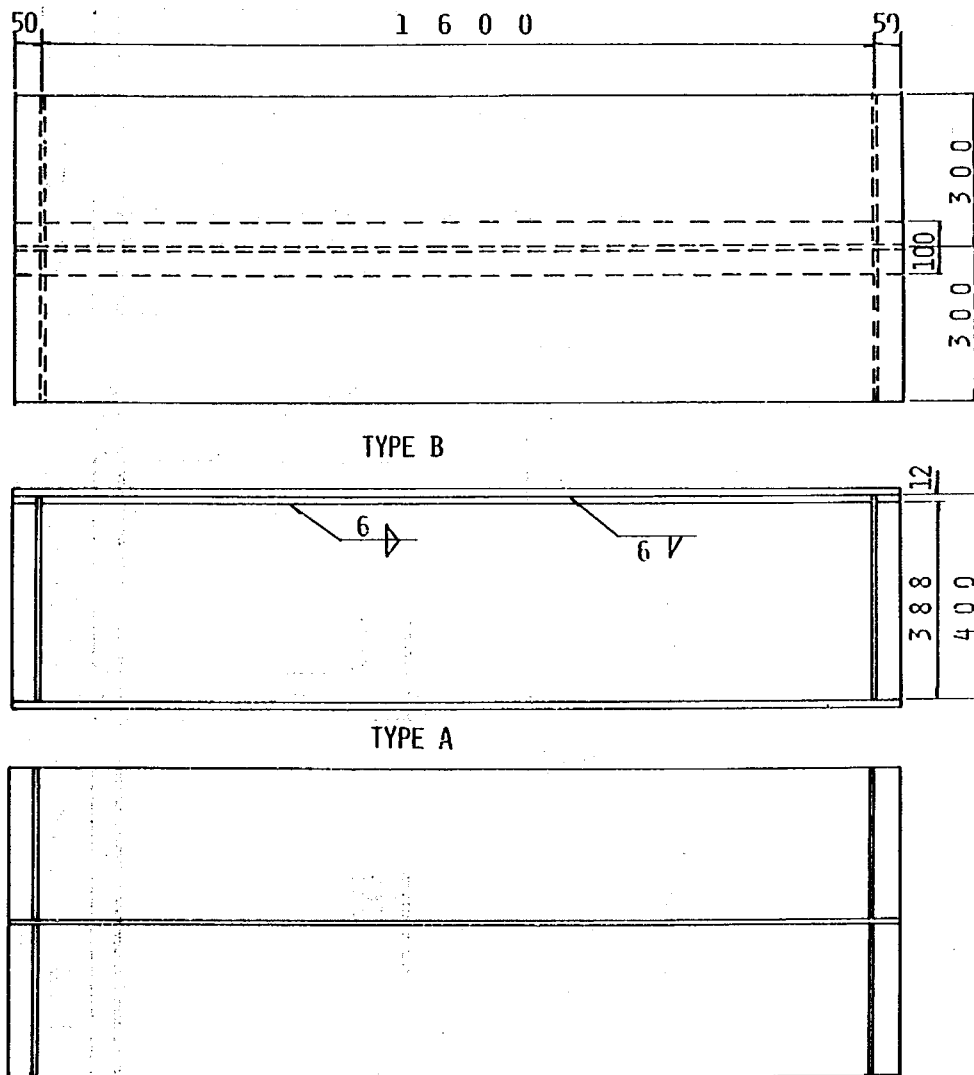


図6-2(b) 供試体タイプAおよびB

タイプA：補強なし

タイプB：ウェブとデッキプレートの上に帯板材をそう入したもの

タイプC：三角プレートを500mm 毎に取付けたもの

タイプD：帯板材により三角形閉断面を構成するもの

以上のうち、タイプDの場合には、デッキプレートのたわみを計測するため、中央部で50mm にわたって補強を中断した。

(2) 疲労供試体

疲労供試体は、3種の構造の中で最も補強効果が大いと思われるタイプDについてのみ製作し、形状も図6-4に示すように実構造に近いものとした。H形供試体と同様に、補強板には50mmの中断部があるが、これはひずみゲージを貼付ける目的のほか、添接部で補強板が中断するのを再現することを意図している。

なお、供試体を使用した鋼材はすべてS S41材である。

6-3-2 載荷方法

載荷には250/200トン疲労試験機を使用した。載荷条件および測定項目は以下に述べる通りである。

(1) H形供試体

供試体は試験機のテストベットにベタ置き状態で載荷した。

載荷ケースは図6-5に示す通り、各タイプに対し2ケースとした。載荷位置はウェブに対し対称とし、間隔をそれぞれ200および400mmとした。供試体と載荷装置の間には、厚さ約20mmのネオプレンゴムをそう入したが、デッキプレート中央線上にひずみゲージを貼付したため、この部分を避けるようにした。

計測は、デッキプレート中央断面のたわみを変位計で、同断面デッキプレート上下面のひずみをひずみゲージにより計測した。変位計は図6-5に示したように50mm間隔で両側に6ヶ所ずつ取付け、ひずみゲージは15mm間隔で貼付けた。

載荷の模様を写真6-1に示す。

(2) 疲労試験体

供試体は、両端(横げた部)が支点となるように設置した。載荷ケースは図6-6に示すように4ケースである。ケース1および2はH形供試体の場合と同じであるが、ケース3および4はそれぞれケース1および2の片側に荷重を載せたものである。

疲労試験に先立ち、4ケースについて静的試験を行ったが、その際最も大きなひずみが発生したケース4について疲労試験を行った。疲労試験における荷重はT-20の輪荷重8トンとその範囲とし、供試体に衝撃がかからないようにするため、下限値を1トンとした。使用したネオプレンゴムの寸法は、H形供試体の場合と同じ50×60mmのものを2枚であるが、実車両における車輪の接地面積を考えると、実際よりもかなり苛酷な試験であるといえよう。

荷重の繰返し数は200万回を目標とし、10万回毎に補強板とデッキプレートおよびウェブプレートとの溶接部の状況を観察した。

なお、ひずみゲージの貼付位置はH形供試体の場合と同様であるが、変位計は使用していない。

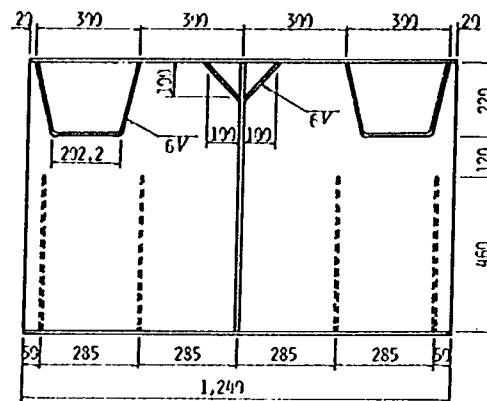


図 6-4(a) 疲労供試体

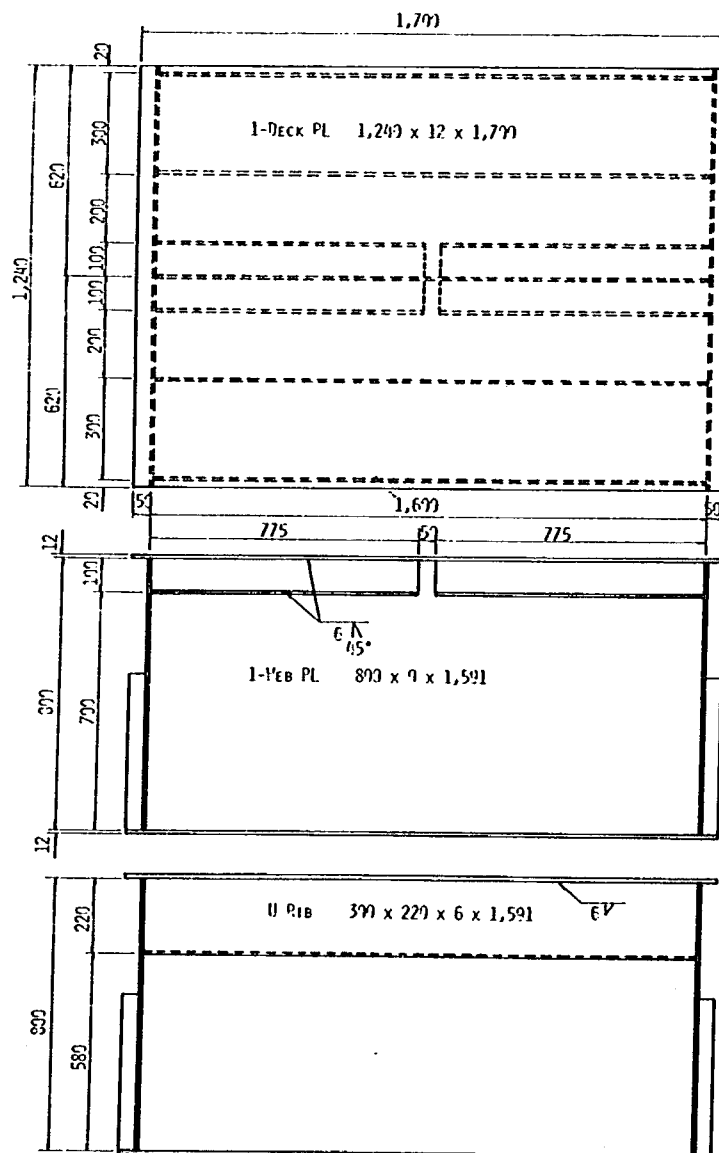


図 6-4 (b) 疲労供試体

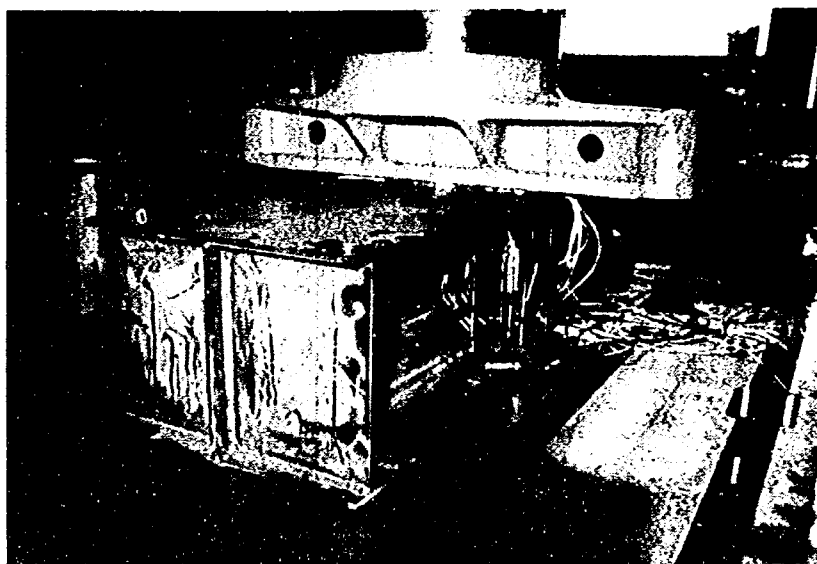


写真 6-1 H形供試体の載荷状況

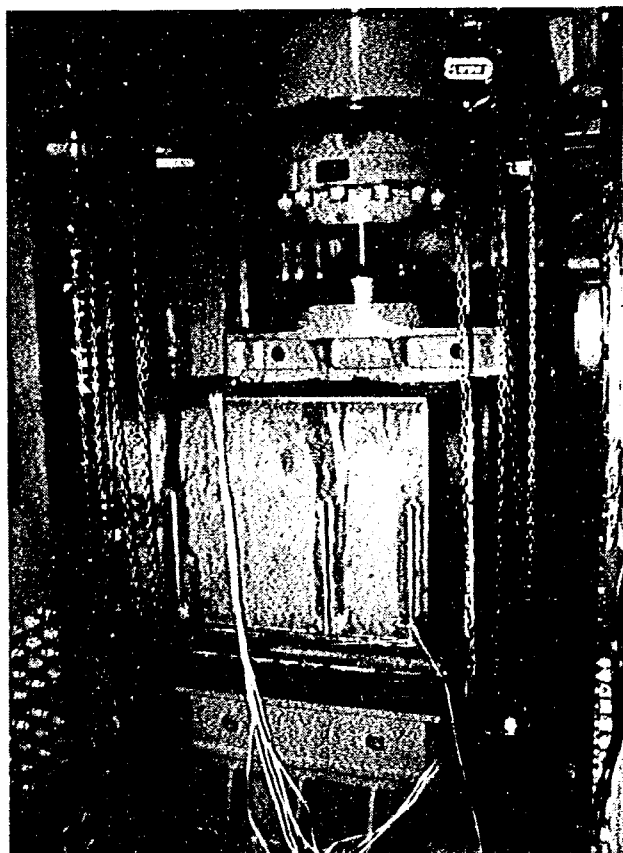


写真 6-2 疲労試験の模様

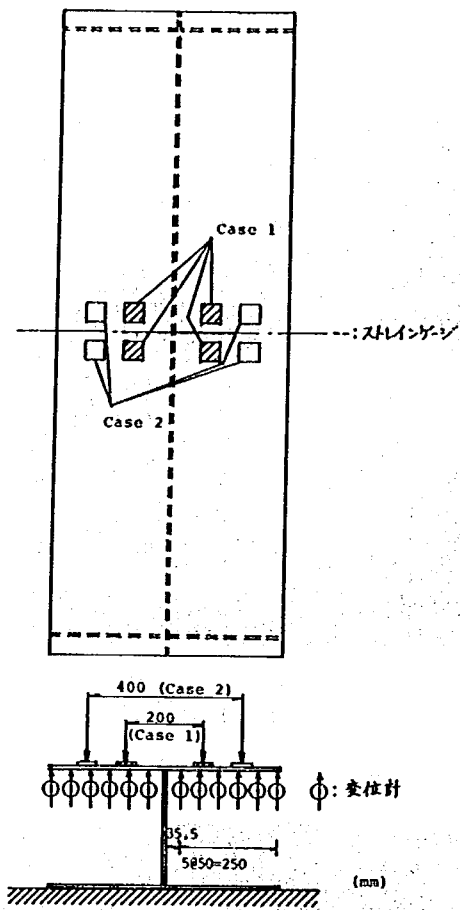


図 6-5 载荷条件および計測器の設置図

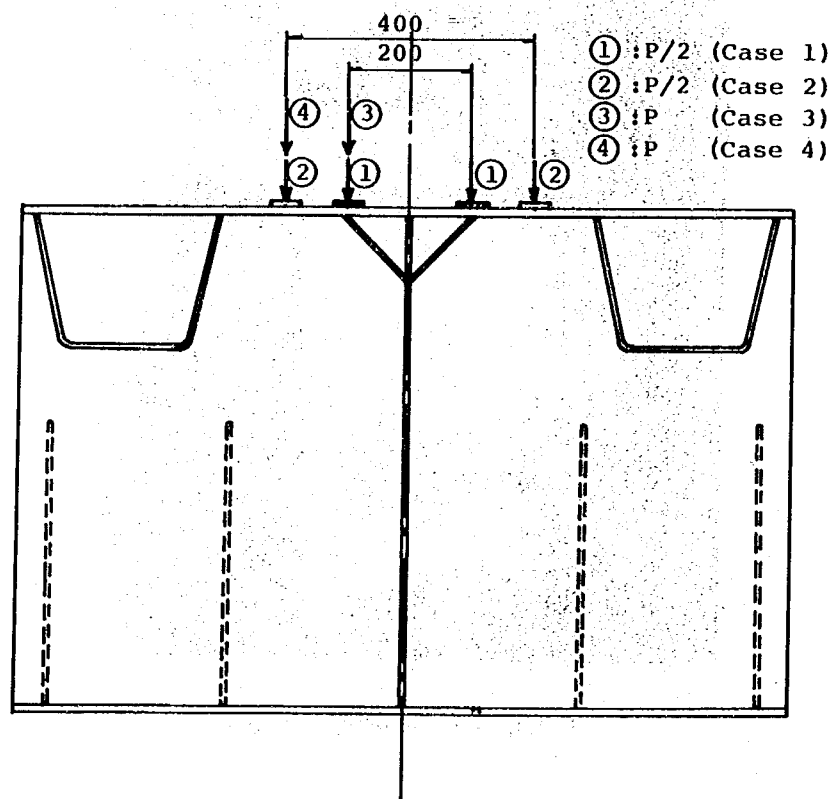


図 6-6 载荷ケース

6-4 試験結果

6-4-1 H形供試体による試験結果

変位計により計測したデッキプレートのたわみ形状を図6-7および8に示す。図は載荷荷重3トンの場合である。本供試体は、実構造物と異なりデッキプレート両端が自由端となっているため、わずかな荷重の偏心により、変位にかなりの偏りが生じたので、ここでは対称位置に設置した変位計による測定値を平均して示してある。

ウェブ近傍では、ガタや供試体の初期ひずみなどによると思われる測定上の誤差の存在により、データが錯綜しているが、ケース1および2を通じ、タイプDの効果が卓越していることは明らかである。その他では、ウェブ近傍のたわみ形状に注目すると、タイプBの場合にある程度の効果が認められるが、タイプCはA（補強なし）とほぼ一致しており、ほとんど効果は認められない。したがって、タイプCの場合には、今回程度の間隔（500mm）で設置したのでは充分でないということがいえよう。

変位計による計測は、その設置間隔に制約があり、偏心による影響も大であると予想されたため、デッキプレートの上下面に15mm間隔（片側については30mm）で貼付けたひずみゲージによる測定値から各部の面外曲げモーメントを求め、それを積分することによりたわみ曲線を求めた。このとき、各ひずみゲージ間のひずみは直線で近似し、ウェブと1番目のゲージの間は外挿によった。

図6-9に、変位計によるたわみの測定値と、ひずみ値から計算したたわみ曲線を比較して示した。タイプA、BおよびCについては、両者はよく一致しているが、Dではかなりかけはなれた結果となってい

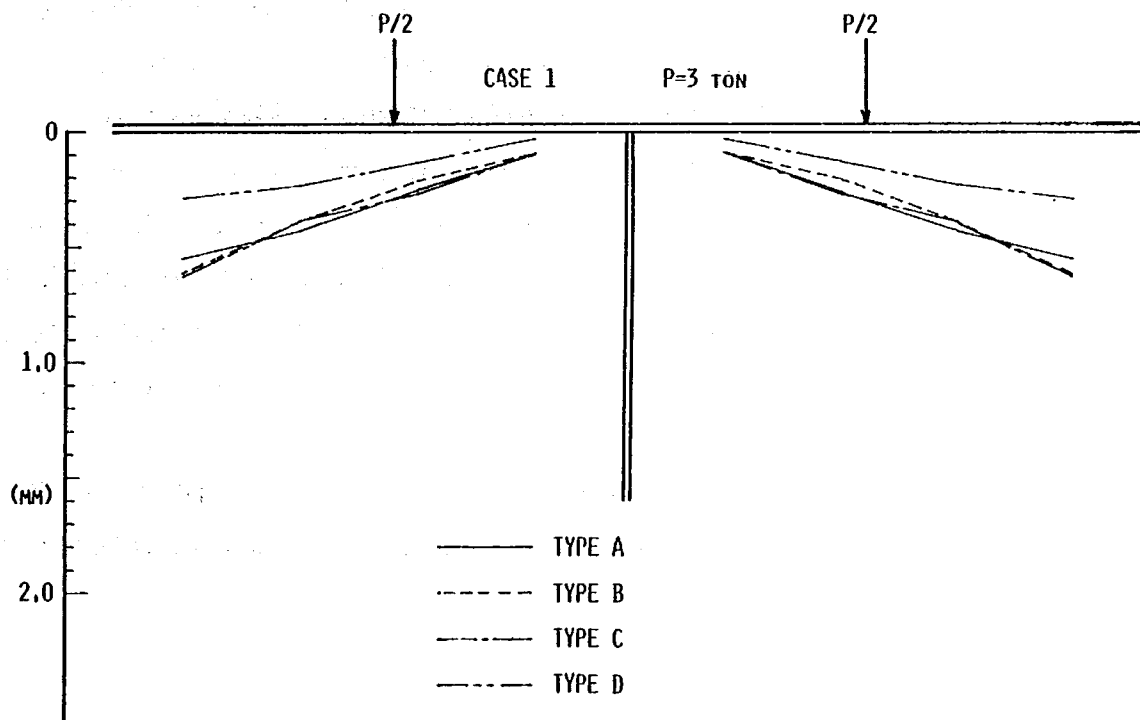


図6-7 変位計により計測したデッキプレートのたわみ（ケース1）

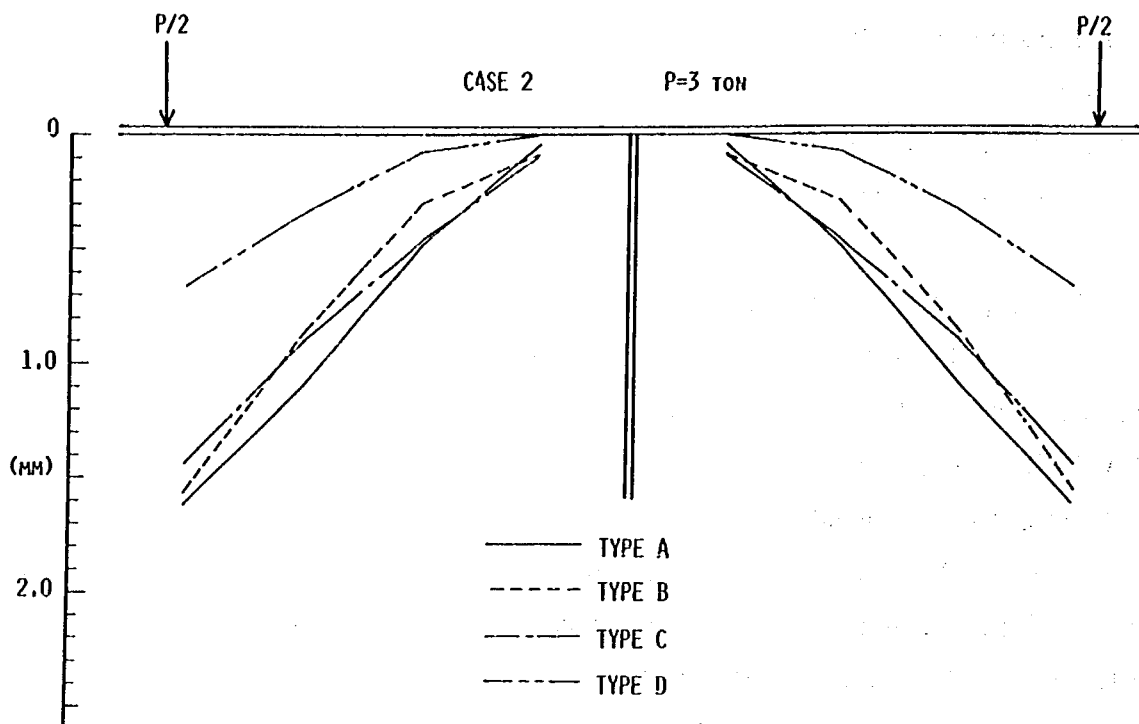


図6—8 変位計により計測したデッキプレートのたわみ（ケース2）

る。これはタイプDにおけるひずみ分布が、他のBタイプに比べてかなり複雑な形状をしており、また、直角方向応力の影響も大であることなどにより、計算上の仮定が成立たなかったものと推測される。なお、タイプBの場合には、ウェブから約50mmの間はプレートがあるためにひずみの測定は行っていないため、変位計によるたわみ線図にすりつけるような形で初期値を設定して途中から曲線を求めてある。

図6—10および11に、各タイプの計算結果を比較して示した。舗装の耐久性に影響のあるデッキプレートのたわみ曲線の曲率についてみると、タイプDではほとんど問題にならない程大きくなっており、Cではウェブ近傍ではほぼAと等しい。Bの場合は、前述の理由でウェブ近傍の曲線が描かれておらず、また、変位計による測定誤差も含むためか、曲線の延長が原点（ウェブとデッキプレートの交点）に向っていないなどの問題があるため単純に比較できないが、曲線の形状を見るかぎり、タイプAやCよりは、ウェブ近傍の曲率がかなり大きいものと判断できる。

以上の結果により、デッキプレートのたわみ形状を改善する方法として、タイプDがもっとも優れていること、タイプBではある程度の効果は認められるが、タイプCについてはその効果に疑問があることが明らかになった。

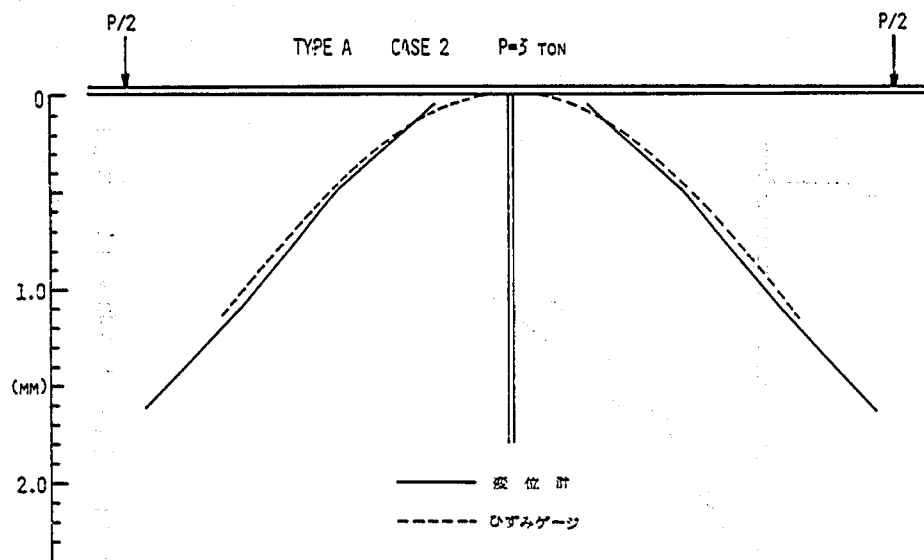


図 6-9(a)

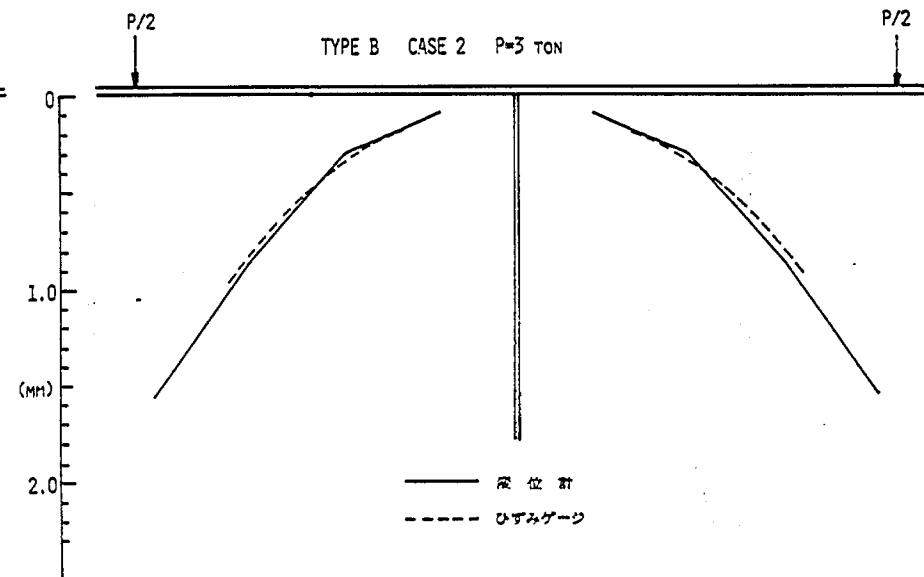


図 6-9(b)

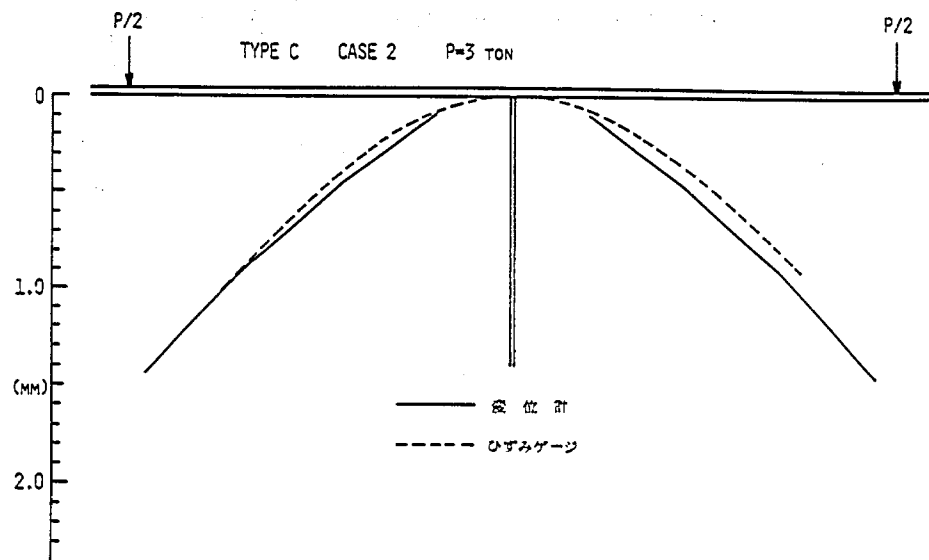


図 6-9(c)

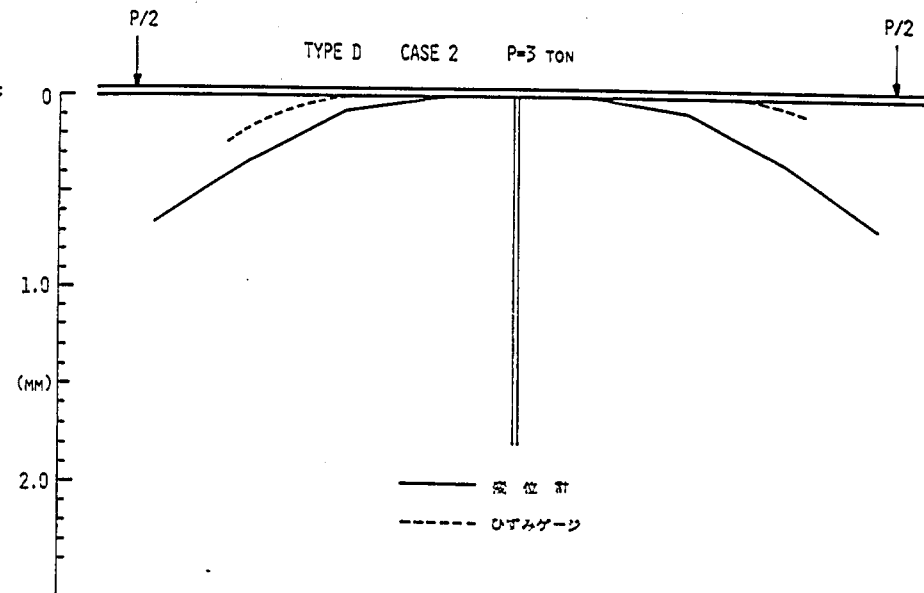


図 6-9(d)

図 6-9 変位計によるたわみとひずみデータから計算したたわみとの比較

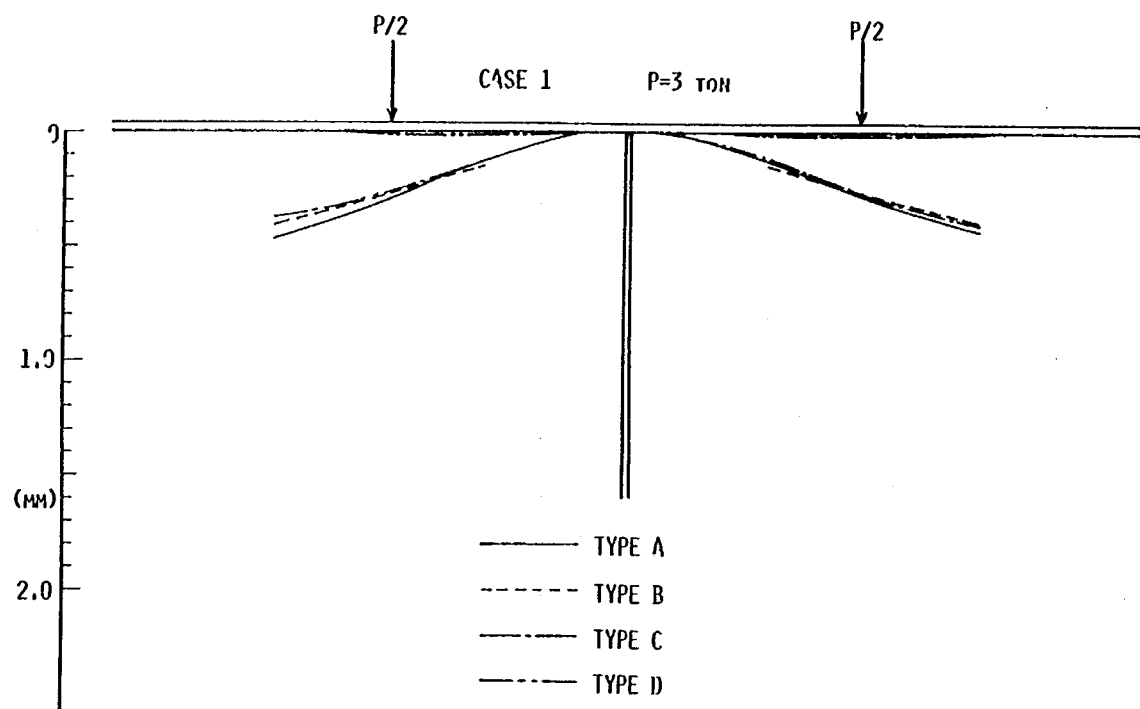


図 6-10 ひずみの計測値を積分して求めたデッキプレートのたわみ曲線 (ケース 1)

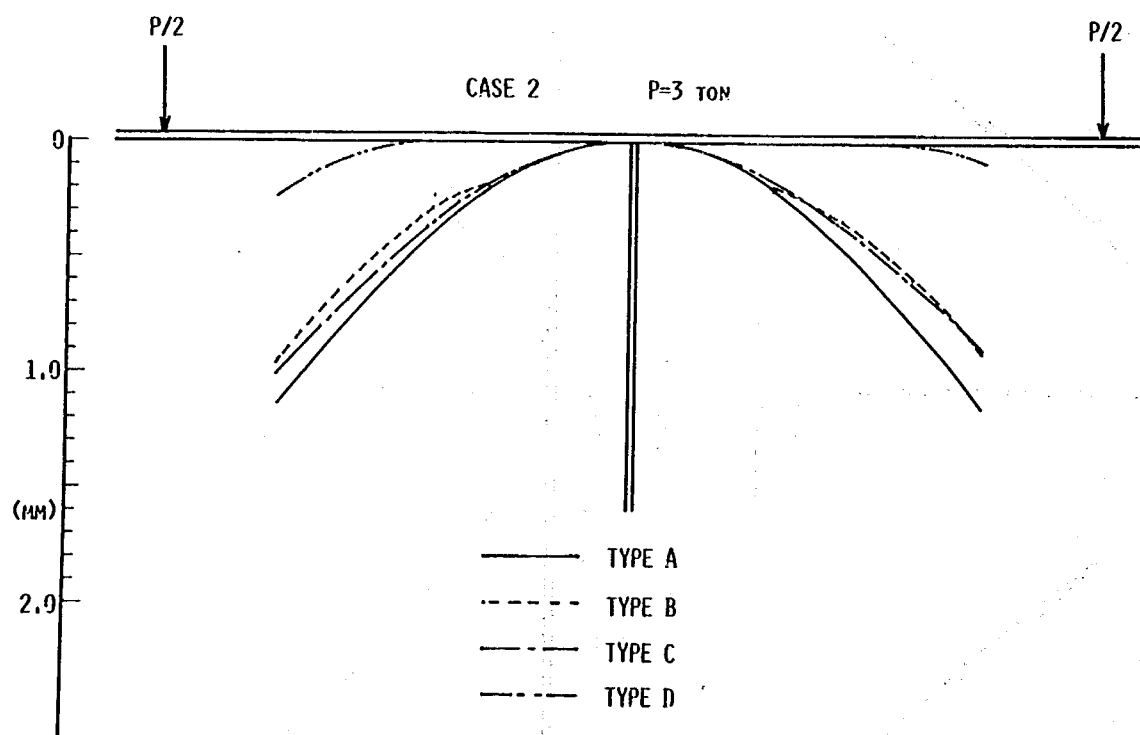


図 6-11 ひずみの計測値を積分して求めたデッキプレートのたわみ曲線 (ケース 2)

6-4-2 疲労供試体による試験結果

静的载荷時におけるひずみ分布を図6-12および13に示す。载荷点のウェブからの距離により、デッキプレート上下面の応力の符号が逆転しているのがわかる。また、偏心载荷とした場合(ケース3および4)においては、荷重と反対側(ウェブに対して)には大きな応力は生じていない。また、図示はしていないが、補強板とウェブの交点付近の応力についても計測したが、最大 200kg/cm^2 程度の応力しか計測されなかった。これは、補強板をウェブ両側に対称に取付けたことによる効果であると考えられる。

図6-14は、デッキプレートのたわみ形状を、ひずみの計測値から積分して求めたものである。主げたウェブ近傍のみに注目すると、载荷位置からウェブ近傍に近い方が条件が厳しくなる傾向は見られるが、H形供試体の場合に比べてその量は非常に小さくなっている。

以上の結果より、疲労試験は最も大きな応力が生じたケース4の载荷条件により行った。荷重は前に述べたように9トン-1トンとし、3 Hzにて繰返し载荷した。

当初200万回の予定で载荷を開始したが、何ら変状は観察されなかった。このため、260万回まで延長して载荷を打切った。

この結果より、タイプDについては、疲労についても問題のない構造であるということが言えよう。

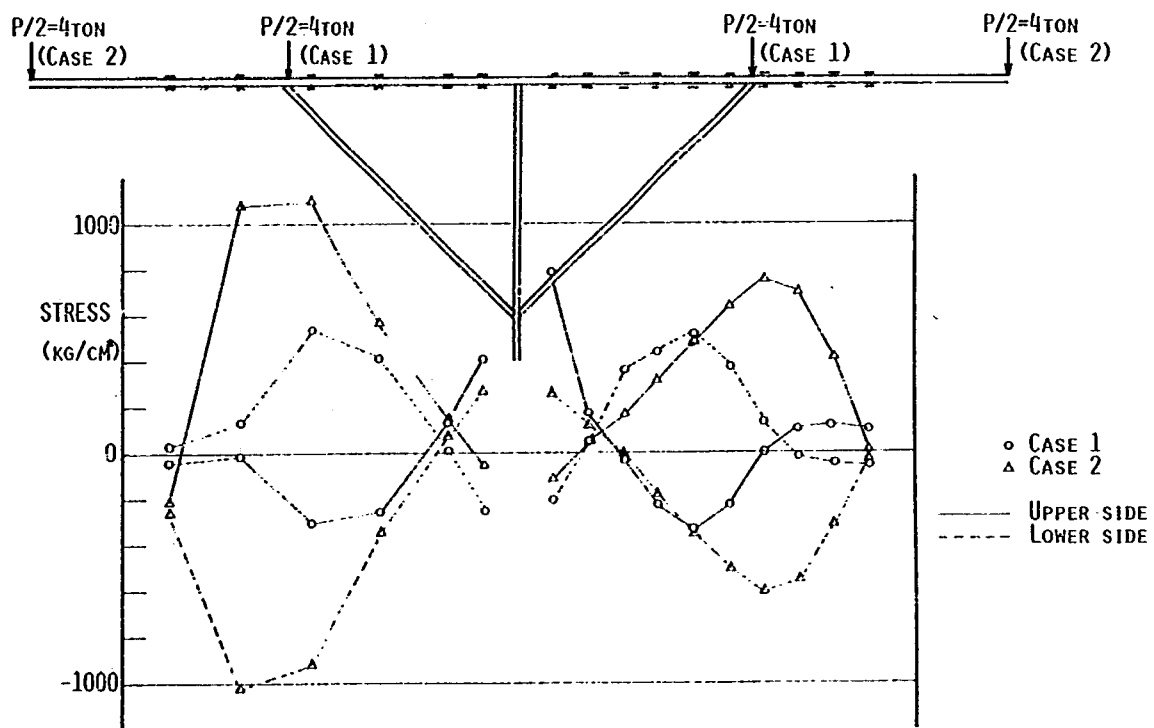


図6-12 デッキプレート上下面の応力分布(1)

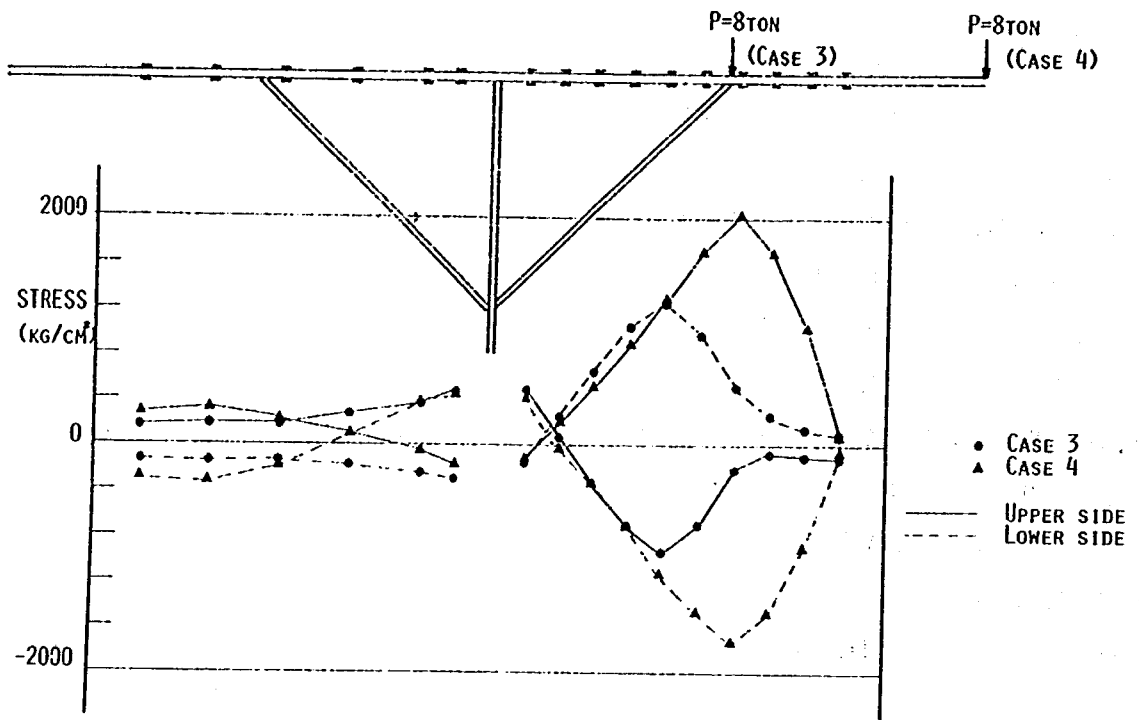


図 6-13 デッキプレート上下面の応力分布(2)

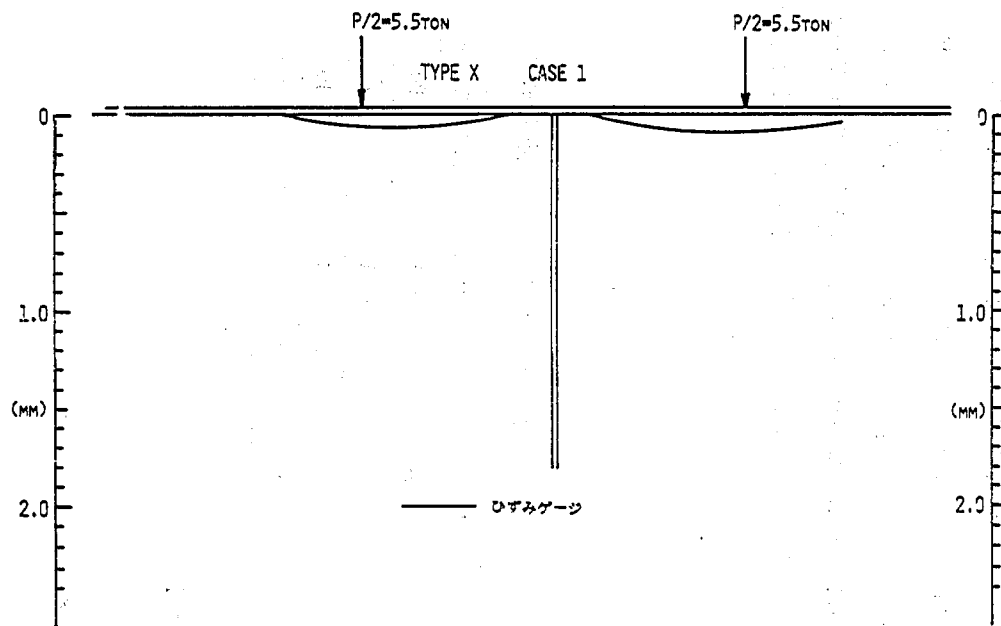


図 6-14(a) デッキプレートのたわみ (ケース 1)

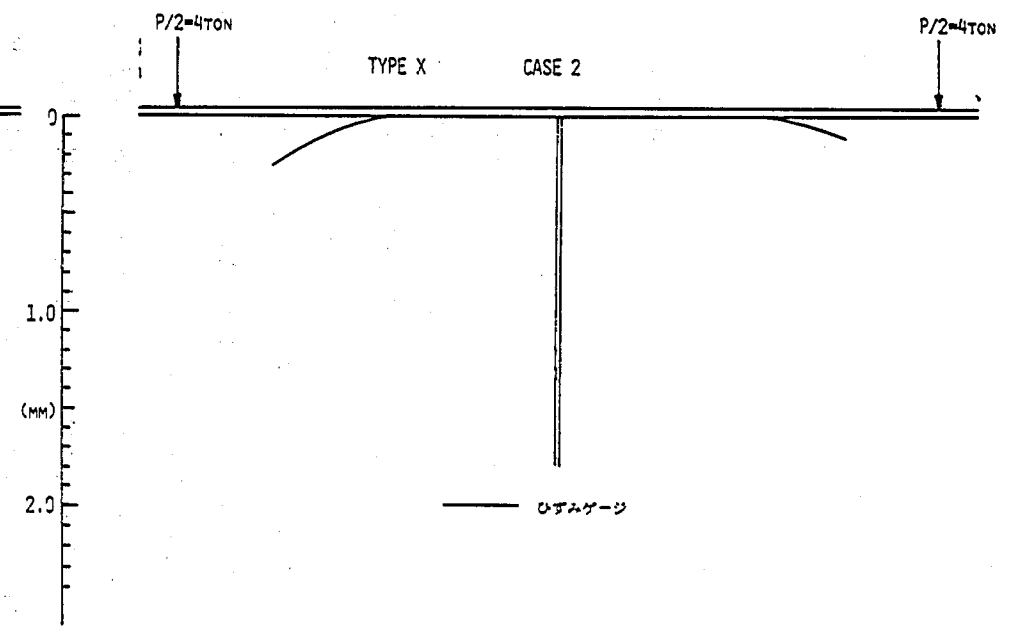


図 6-14(b) デッキプレートのたわみ (ケース 2)

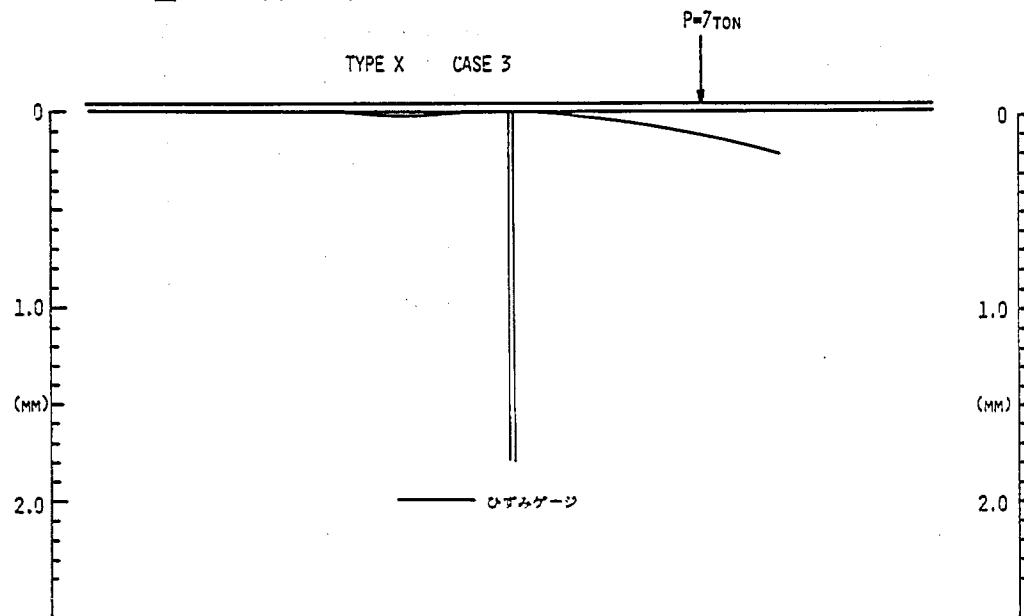


図 6-14(c) デッキプレートのたわみ (ケース 3)

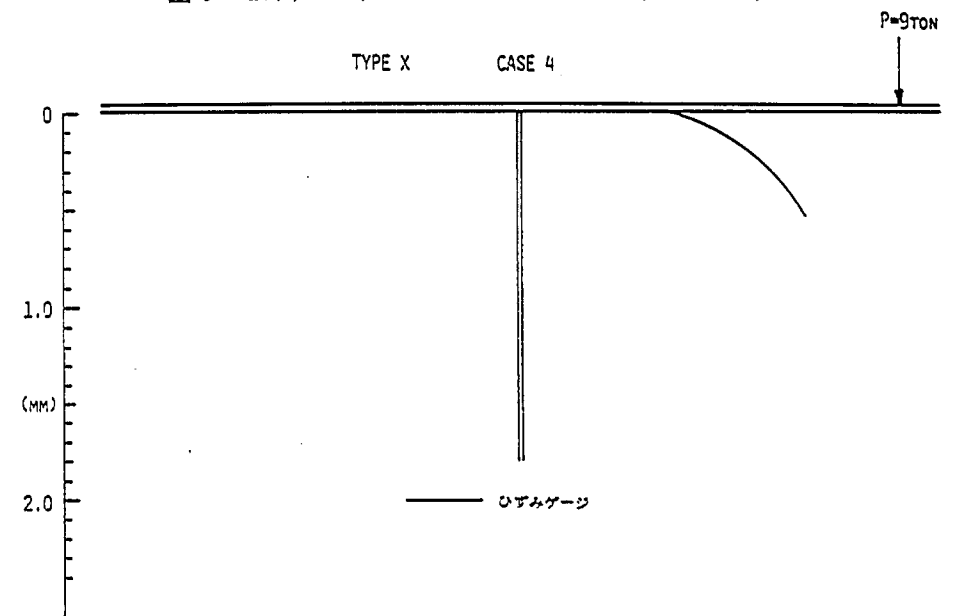


図 6-14(d) デッキプレートのたわみ (ケース 4)

6-5 タイプBに関する2, 3の考察

本試験において、タイプDによる補強方法が最も効果的であり、かつ疲労に関しても問題ないことがわかった。従って、実際にはタイプDを使用していれば間違いないものと考えられるが、次の理由から一定の効果が認められるタイプBの適用性について、若干の考察を加えることにする。

- (1) タイプDの効果が単に舗装対策のみのためとしては過乗のような印象を受ける。
- (2) タイプDでは、鋼床版の橋軸直角方向継手部において、主げたの高力ボルト接合部の区間中断せざるを得ず、この部分の補強効果に疑問が残る。

(2)については、タイプBでは図6-15に示すような処理法により中断区間を最小にすることができる。すなわち、デッキプレートの現場溶接のために、主げたウェブには裏当て材を通すためのスカラップを設ける必要があるが、補強材はハッチで示したように、スカラップの直前まで連続とすることが可能である。

一方効果の点であるが、ウェブ近傍の変位の測定値を用い、最小2乗法により放物線に近似し、ウェブ直上における曲率半径を求めると表6-1のようになる。前の鋼床版設計要領(案)解説に示されている検討例によれば、 l の値を300mmから150mmにした場合、舗装のスチフネスにもよるが、デッキプレートの曲率半径は1.5~2.5倍になっている。これらを合わせて考えると、タイプBではAに比べ1.74倍になっており、 l の値を200mmに制限するのと同程度の効果をもつものと考えられる。

タイプBの補強板の幅を変化させた場合の効果について、断面を平面問題として扱った有限要素解析により検討した。解析モデルは、図6-17に示すような片持ちばり形式であり、実構造よりはH形供試体の条件に近いモデルである。補強板の半幅は、25, 50, 100mmの3種とし、解析における荷重はタイプB相当のモデルと荷重1トン時のたわみ計測値が一致するように決定した。なお、載荷ケースは1を想定した。

デッキプレートの曲率半径を計算したものを図6-16に示すが、補強板の幅を広くする程曲率半径が大きくなる傾向がみられる。したがって、補強効果をさらに増加するためには補強板の拡幅によることも一法であると考えられる。

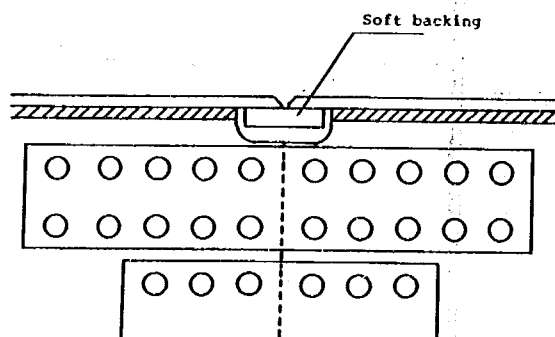


表6-1 デッキプレートの曲率半径

タイプ	曲率半径 (m)	同 比 率
A	8.1	1.00
B	14.1	1.74
C	9.4	1.16
D	—	—

図6-15 タイプBの場合の橋軸直角方向継手部処理の1案

一方、疲労に対して検討するために溶接部の主応力図を描いたが、補強板の幅と荷重位置との関係により3ケースそれぞれが全く異った分布性状を示したため比較にならず、ここではタイプBと同寸法である $a=50\text{mm}$ における主応力図を図6-17に示すに留める。図中 30kg/mm^2 に相当する大きな主引張応力がみられるが、荷重条件が実構造の場合に比べかなり厳しい状態であること、局部応力であることから応力集中の影響も含んでいることなどを考慮すると、必ずしも大きい値とはいえないものと考えられる。いずれにしてもこれだけの資料から疲労強度を云々するのは避けたいと思う。

以上の考察より、タイプBについても十分適用の対象となり得ることを確認することができたものと考えられる。

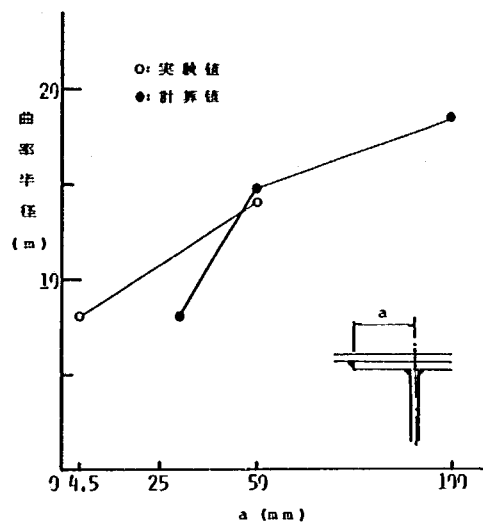


図6-16 補強プレート幅の影響

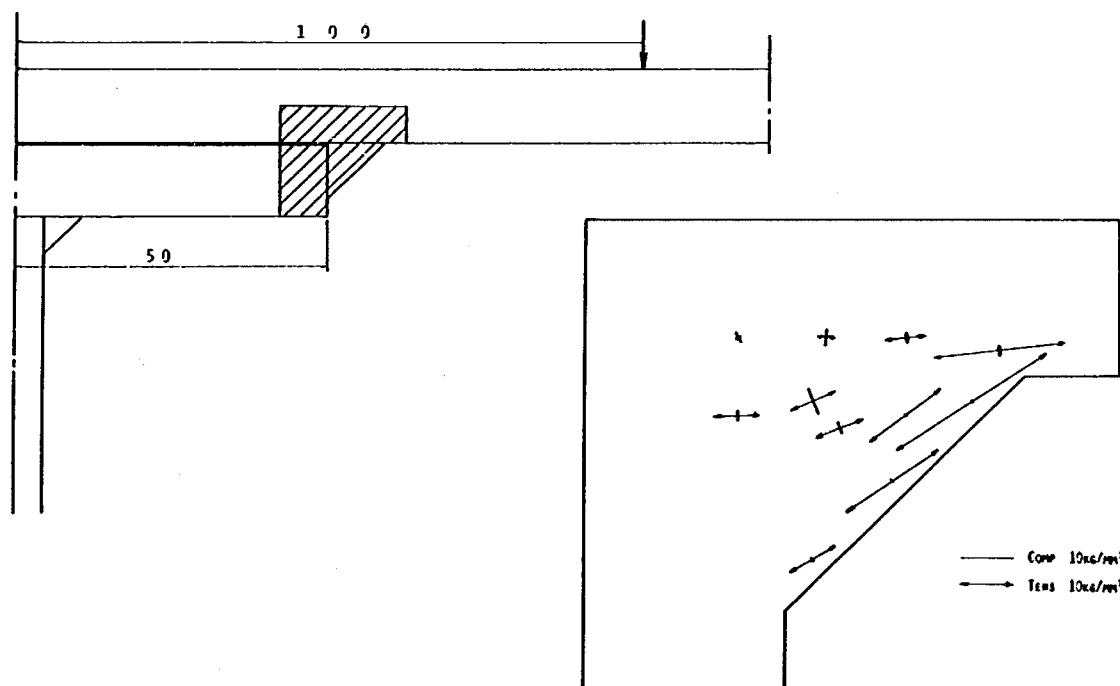


図6-17 溶接部付近の主応力図

6-6 ま と め

昭和54～56年度の試験結果に基づき、鋼床版トラフリブ現場溶接継手の施工を確実に行うには、主げた（縦げた）ウェブと隣接するリブとの間隔は最低300mm以上確保しなければならないという前提に立ち、そうすることにより懸念される舗装への影響を緩和するための数種の補強構造について、供試体による載荷試験を実施して検討を加えた。その結果以下のような結論が得られた。

- (1) ウェブとデッキプレートの隅角部に補強板を溶接し、三角形閉断面を構成するタイプDでは、デッキプレートのたわみ変形を緩和する効果は十分であり、ウェブに対し対称に取付ける限り疲労強度についても問題がない。
- (2) デッキプレートとウェブの間に帯板材をそう入するタイプBでは、Dに比べると小さいが一定の効果があることが確認された。構造がタイプDよりもコンパクトであることから、タイプDよりもむしろ適用性は高いものと考えられる。
- (3) 三角プレートを500mm毎に取付けたタイプCでは、その中間部におけるたわみが補強なしの場合とほぼ等しく、その効果に疑問がある。

第7章 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 荒川直士
川島一彦
田村敬一
相沢興
高橋和之

7-1 まえがき

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

土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会においては、昭和52年度の検討事項として、上記橋梁下部構造支持地盤上における180galの設計加速度の根拠を、明石海峡大橋周辺の既応の地震発生状況から審議検討している¹⁾。ここで用いられた方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間(≒再現期間)を算定するものである。この方法により、上記小委員会では、本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する180galに対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。この方法は、その後、各地の地震動強度を推定するために使用されているが、以下の事項を仮定しており、実際の地震発生状況と必ずしも対応していないことが各方面から指摘されている。

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

以上のような点を正しく地震動強度の解析に取り入れるために、昭和55年に架橋地点周辺を複数のサブゾーン(面震源)もしくは点震源の組み合わせにより表示でき、また、地震の発生頻度、最大発生地震規模はそれぞれの面震源もしくは点震源ごとに定めることができる解析手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK-I を開発した²⁾。また、この手法により昭和52年度の土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において審議されたものと同一の地震発生に関する資料(気象庁資料)、および、最大加速度の距離減衰式を用いて設計加速度の試算を行った結果、同一最大加速度に対応する再現期間は上記小委員会の結果よりもさらに大きくとることができるとの漸定的な結論を得た。

昭和56年度には、断層特性に基づく地震発生状況の地域区分の手法、河角マグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード m_0 の設定方法、 b 値の地域性等を主として文献により調査検討し、解析に用いる定数の選定根拠を明らかにした。また、これにより明石海峡大橋建設地点における最大加速度と再現期間の関係を求め、地域区分の方法により最大加速度の期待値は多少変化するが、基本的には昭和55

年度の解析結果と同様の結論が得られた³⁾。ただし、昭和55年度および56年度の解析では、ともに強震計の短周期成分の補正を施さない加速度推定式を用いているので、短周期補正を加えた推定式による解析は本年度に持ち越すこととなった。さらに、従来最大加速度の期待値しか解析できなかった RISK—I を、加速度応答スペクトルも解析できるよう機能を拡張し、新たに地震動強度期待値の汎用プログラム RISK—I II を作成した。

本年度は、昨年度までの検討結果を踏まえて、強震計の短周期成分の補正を加えた最大加速度および加速度応答スペクトルの推定式（距離減衰式）を用い、明石海峡大橋建設地点における最大加速度および加速度応答スペクトルの期待値を検討した。この結果第1種地盤の表面においては、最大加速度100galの地震動は再現期間140年程度に相当するとの結論を得た。

さらに、本年度から新たに長周期地震動の特性を検討するために、気象庁1倍強震計（低倍率の機械式変位型地震計、固有周期5～6秒）記録の解析を開始した。これは、従来工学の方面で多用されている SMAC—B2型強震計が振子の固有周期0.14秒の機械式強震計であり、数値化の精度等¹⁵⁾¹⁶⁾を考慮すると、周期3～4秒以上の地震動を正しくとらえていないために、周期5～15秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえているといわれている気象庁1倍強震計記録に着目したものである。本年度は1968年十勝沖地震（M=7.9）による東北、北海道地域で観測された17@3=51成分の変位記録を数値化し、これを数値微分した加速度および速度波形の特徴を予備的に検討した。この結果、従来の SMAC 型強震計記録の解析では得られない種々の興味深い知見が得られた²¹⁾。

7-2 調査目的

架橋地点周辺の既往の地震発生状況ならびに強震観測等による地震動の特性に基づき、周地点周辺で期待される地震動強度を合理的に評価し得る方法を開発することを目的とする。

7-3 調査方法

(1) 解析手法の概要（詳細は昭和55年度および56年度の報告書²³⁾参照）

任意の架橋地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は Gutenberg—Richter により次式で表わされるとされている²⁾。

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

ここで

$N(m)$: マグニチュード M が m 以上である地震の発生回数

a, b : 定数

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

(1)を次のように修正する方法が提案されている。

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

もしくは

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

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

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

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

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

ここで, 地震動の距離減衰特性を次式で与える。

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

ここで,

y : 地震動の最大加速度 (広義には, 解析対象とする地震動の特性値)

r : 震央距離 (広義には, 距離減衰の指標となる距離)

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

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

式(6)を変換すれば, m および r はそれぞれ次式で与えられる。

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

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

震発生状況の違いを、(i) 同一の規模の地震の平均発生回数が異なること、および、(ii) 生じ得る最大の地震の規模が異なることによるとし、このような点を解析に反映させるため、ここでは以下の仮定を置く。

- (i) 架橋地点周辺の解析対象範囲を図7-3-1に示すように多数の小領域(以下、これをサブゾーンと呼ぶ、 $SZ=1, 2, \dots, n$) に分割する。

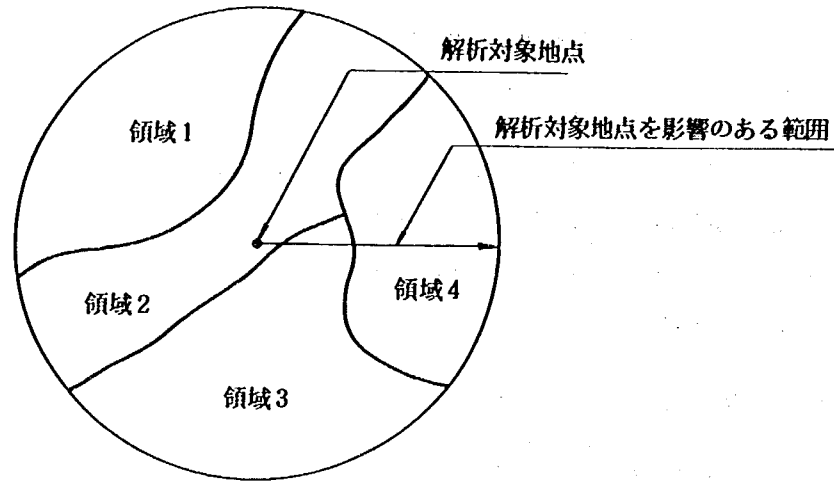


図7-3-1 サブゾーンの分割

- (ii) サブゾーンは、解析地点を中心とする同心円の半径および余弦を与え、これらの集合として定義する。
- (iii) 年平均発生回数および最大地震の規模はサブゾーンごとに評価する。

いま、サブゾーンの個数を N 、第 i サブゾーンの単位面積当りの年平均地震発生回数を $\bar{\nu}_i$ 、最大地震のマグニチュードを m_{ui} とすれば、第 i サブゾーン内に生じる地震により、解析対象地点における地震動の強度 Y がある設定値 y を超える確率は次式で与えられる。

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

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

$$P[M > m | E_i] = 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_1(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \quad (10)$$

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

$$\begin{aligned} & \int_{\theta_{1i}}^{\theta_{2i}} \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} P(M > m | E_i) \bar{\nu}_i r dr d\theta \\ &= \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{1i}}^{r_{2i}} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_1(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr \end{aligned} \quad (11)$$

したがって、全サブゾーンを対象とすると解析対象地点における地震動強度 $Y >$ 設定値 y となる

地震発生回数は式(11)より

$$\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{ui}}^{r_u} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_1(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr \quad (12)$$

となり、これより再現期間 T_R は次式で与えられる。

$$T_R = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \bar{\nu}_i \theta_i \int_{r_{ui}}^{r_u} \left\{ 1 - \frac{1 - \exp[-\beta_i(g_1(y, r) - m_0)]}{1 - \exp[-\beta_i(m_{ui} - m_0)]} \right\} r dr} \quad (13)$$

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

すなわち、 $P(Y > y, T_D)$ は、

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

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

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

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

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

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

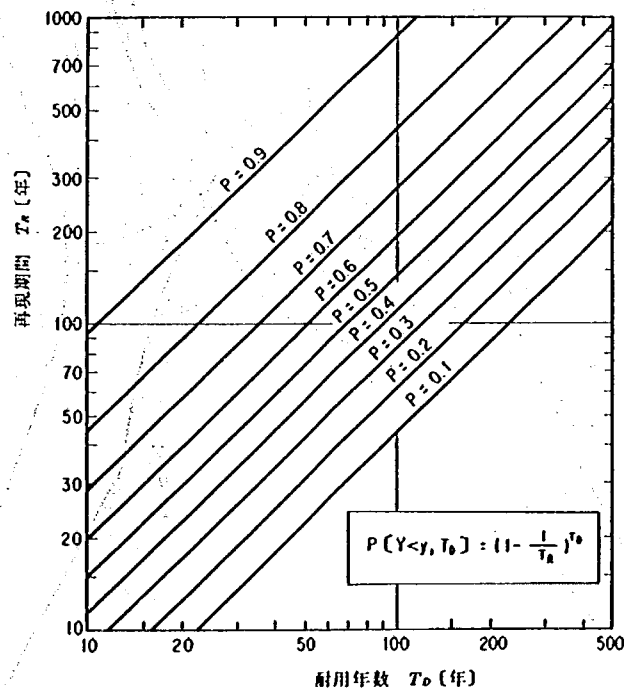


図7-3-2 再現期間 T_R (年) ～耐用年数 T_D (年)
～非超過確率 $[Y < y, T_D]$ の関係

7-4 調査結果

7-4-1 明石海峡大橋建設地点における最大加速度の期待値

図7-4-1は昨年度調査した勝又による我国の地震活動帯の構成を巨視的に示したものである⁶⁾。これによれば明石海峡大橋架橋地点は西南日本弧のほぼ中央に位置していることがわかる。ここで重要なのは、西南日本ではプレート境界の地震が発生する西端が、東北日本のようにはっきりしていない点である。また、図7-4-2および表7-4-1は活断層研究会による我国の活断層区を示している¹¹⁾。本橋架橋地点周辺は、西南日本太平洋斜面（主要断層の活動度 AA）、西南日本外帯（同、B、C）、西南日本内帯西部（同、B、C）および西南日本内帯東部（同、B）に大きく区分されることを示している。さらに、図7-4-3は力武による南海トラフ沿いの巨大地震の発生の時間的、空間的パターンを示したものである¹²⁾。これによれば南海トラフに沿ってほとんど同一地域に巨大地震が発生しており、図7-4-3に示した地域においては1600年以後の巨大地震の繰返し発生時間の間隔は平均して117年、また、その標準偏差は35年程度とされている。

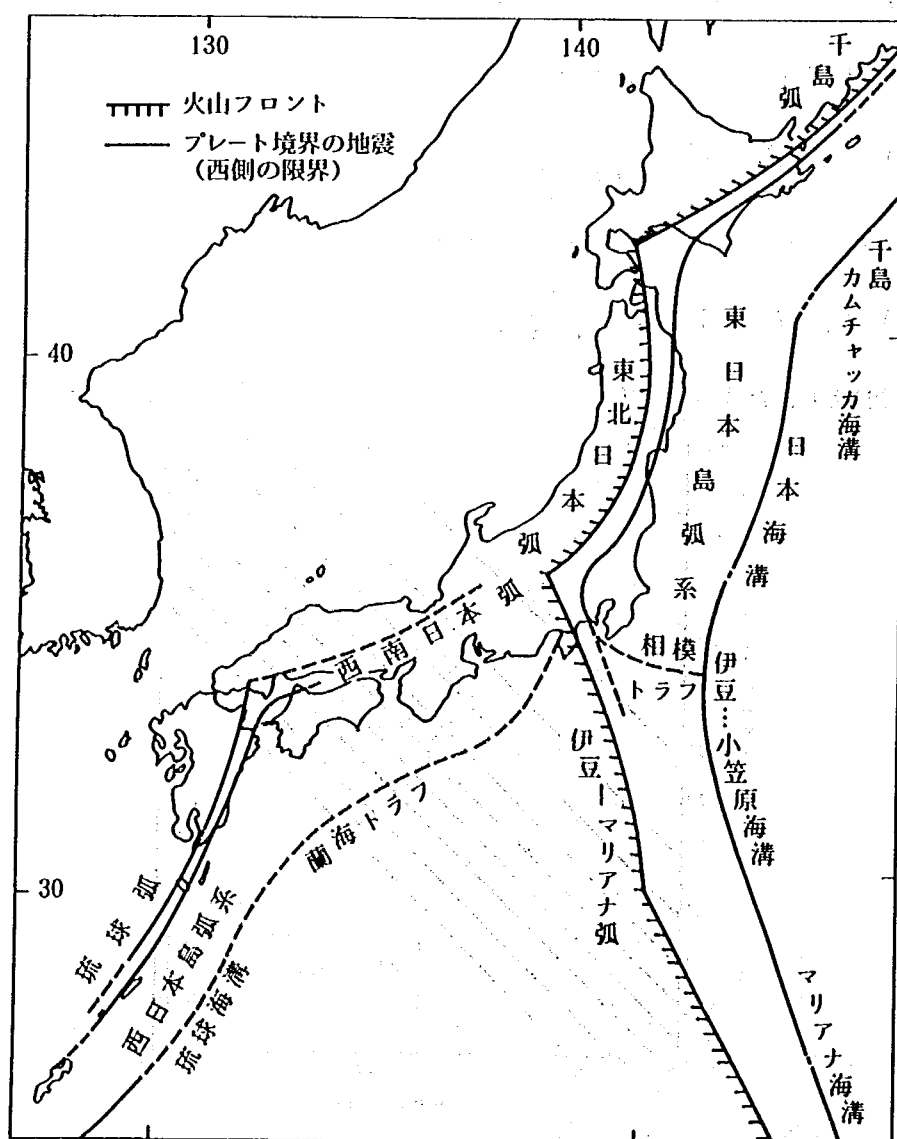


図7-4-1 日本列島の活動帯（勝又による）

以上のような点を考慮し、昭和56年度に明石海峡大橋周辺の地震発生状況を図7-4-4に示すように4つのサブゾーンに分割した。ここで、各サブゾーンごとの特性は表7-4-2に示す通りである。また、サブゾーンごとのM~発生回数N(M)の関係は図7-4-5に示す通りであり、Mが6以上の地震の個数(1885~1979年)はサブゾーン1, 2, 3, 4に対して、それぞれ15, 40, 10, 20である。また、全領域では85となる。これよりサブゾーンごとのb値および1885年以後の既往最大地震を示すと表7-4-3

表7-4-1 活断層区とその中での断層の特性(日本の活断層(活断層研究会)[45]による)

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

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

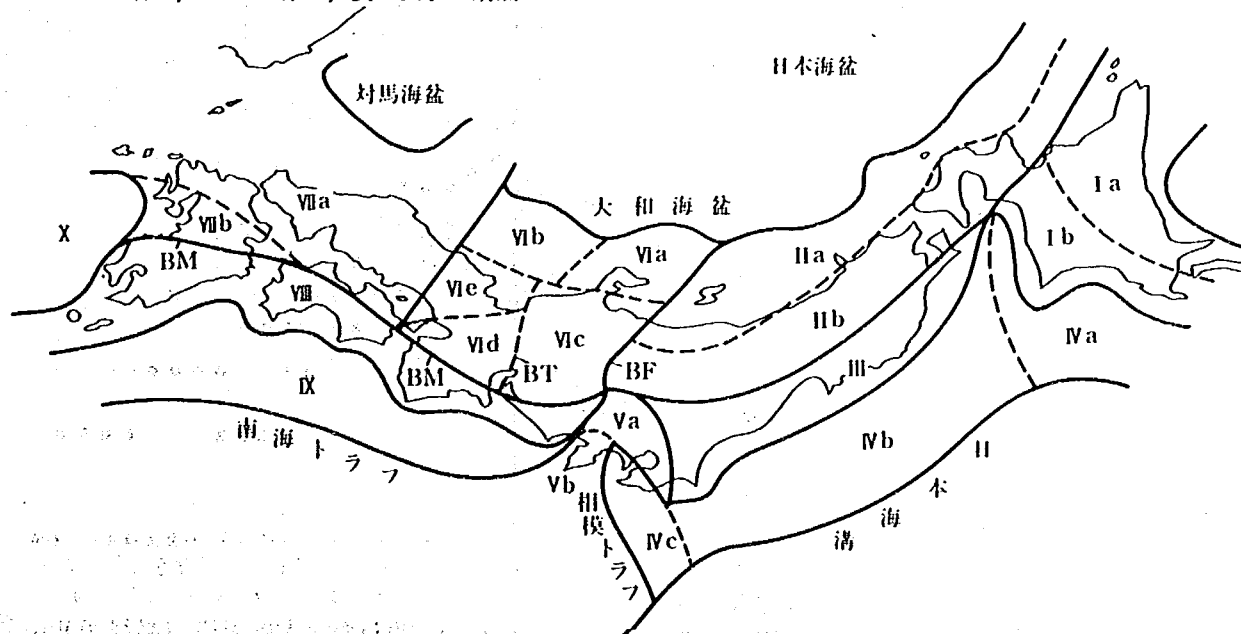


図7-4-2 活断層区(日本の活断層(活断層研究会)[11]による)

のようになる。b 値に関しては、サブゾーンごとにかかなりのばらつきがある。この原因は、昨年度検討した通りでありサブゾーンごとの b 値の違いも考えられるが、それ以上に少数の地震資料をもととした b 値推計の誤差が大きいと考えられる。架橋地点を中心とする半径300km の範囲全体から b 値を求めると 0.906 となり、これは b 値が一般に1.0程度とされていることと矛盾しない。

表7-4-2 サブゾーンの特性

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

表7-4-3 サブゾーンごとの既往最大地震
および解析に用いた生じ得る最大地震 Mu

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

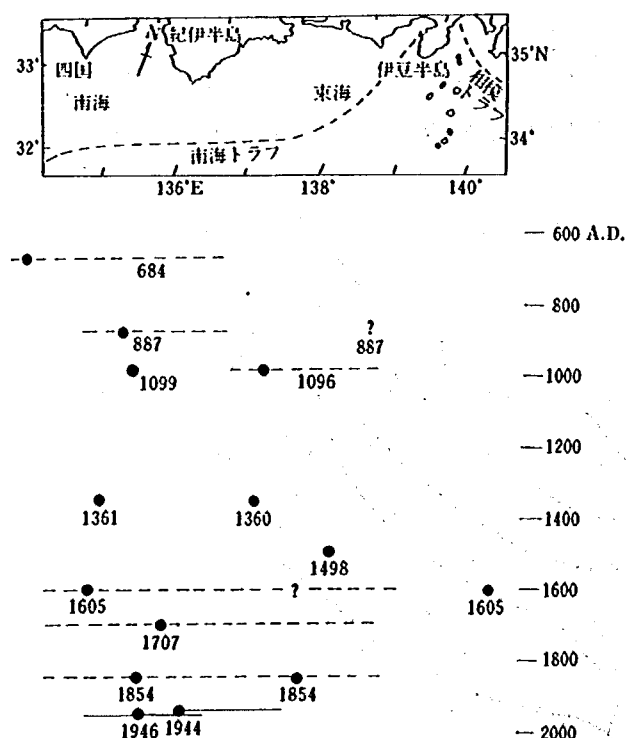


図7-4-3 南海—東海ゾーンにおける巨大地震発生の時間—空間パターン (力武 [12] による)

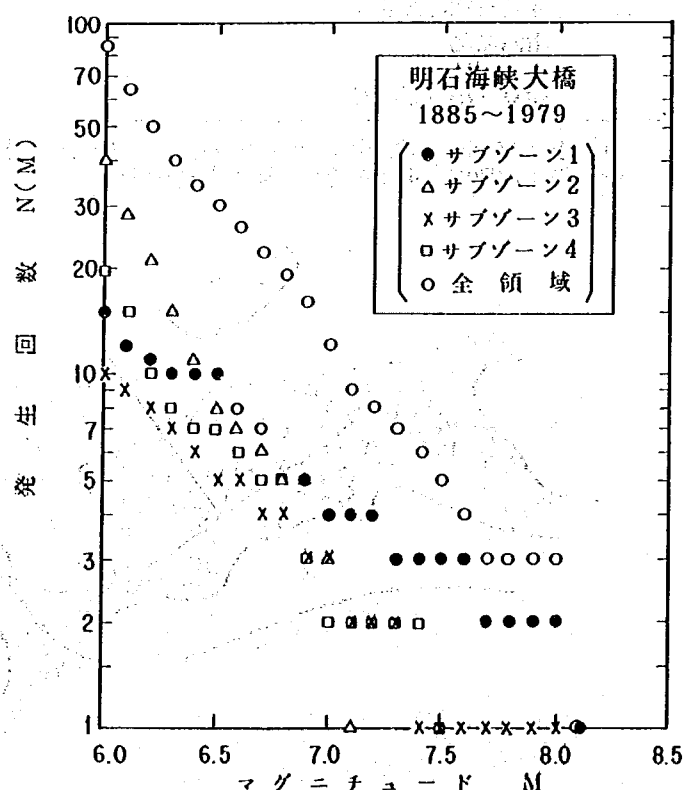
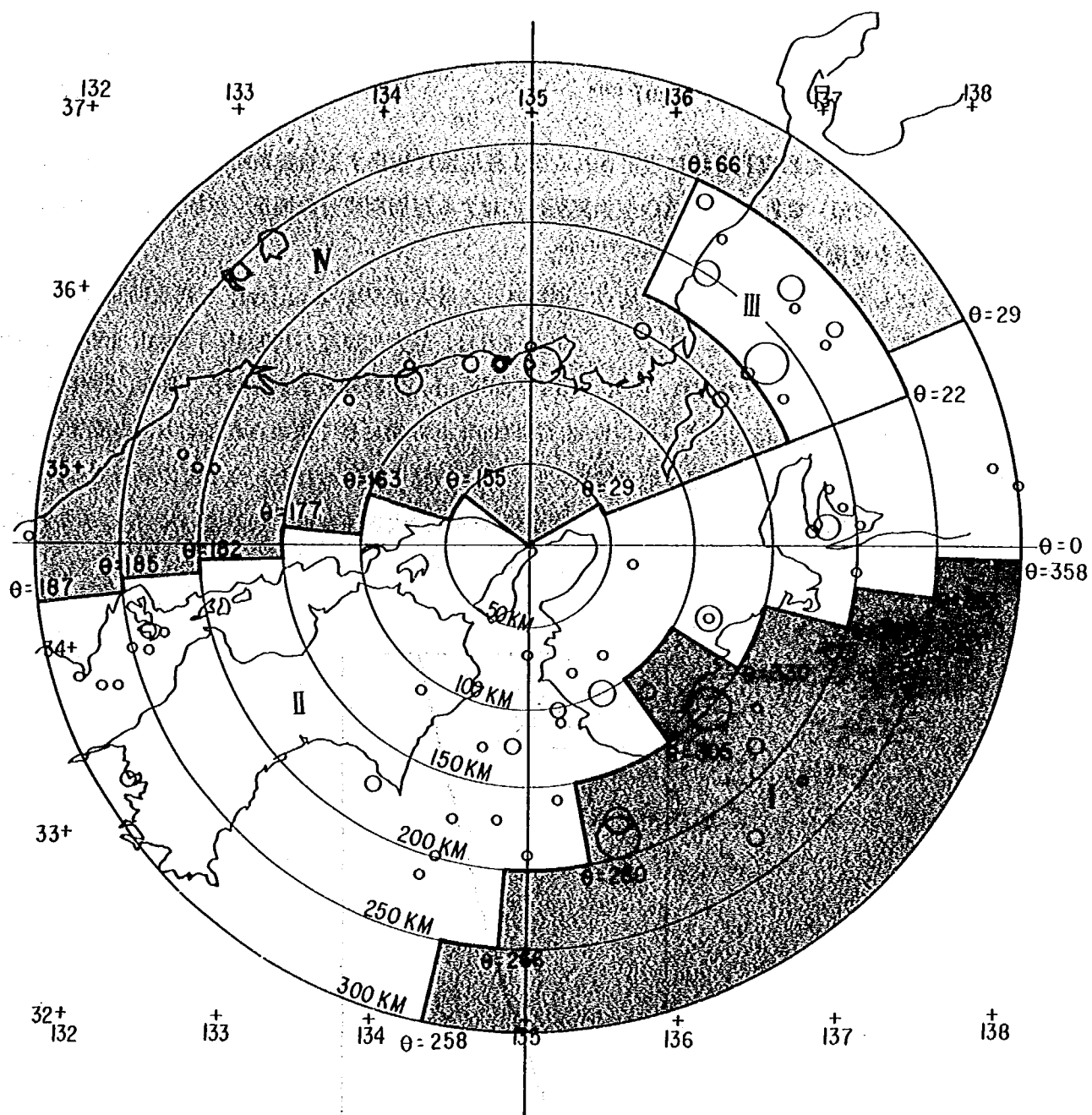


図7-4-5 明石海峡大橋周辺 (半径300km 以内)における発生回数 $N(M)$ ～マグニチュード M の関係



サブゾーン区域	凡 例
I	
II	
III	
IV	

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

図7-4-4 明石海峡大橋周辺地区のサブゾーン分割

次に各サブゾーンごとに起こり得る最大地震のマグニチュード m_{uf} は表7-4-3のように与えた。これは、表7-4-2および図7-4-2をもとに、総合的に判断して定めた値であり、加速度強度期待値が安全側の結果を与えるように配慮している。

式(7)の最大加速度 $a_{\max}[\text{gal}]$ の距離減衰式は、次式とした。

$$a_{\max} = 987 \times 10^{0.216M} \times (r + 30)^{-1.218} \quad (17)$$

上式は、道路橋示方書耐震設計編に規定される第1種地盤に相当する地盤表面における最大加速度を与える推定式(平均値)であり、SMAC型強震記録に対する短周期成分の補正¹⁸⁾を加えるとともに、水平2成分の合成を考慮し求めたものである¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾。

以上のようにして、明石海峡大橋建設地点で期待される最大加速度 $a_{\max}[\text{gal}]$ と再現期間 T_R (年) の関係を求めると、図7-4-6のようになる。これによれば、最大加速度が100gal, 120gal, 150gal, 180galに対応する再現期間は、それぞれ、27年, 45年, 80年, 140年程度と求められる。なお、昨年度の解析では、最大加速度180galに対応する再現期間は約6000年と非常に長く求められており、事実上、このような最大加速度は明石海峡大橋建設地点では生じないとの結果が得られた。今年度の解析では、これが約140年と小さく求められた訳であるが、この理由は式(17)の最大加速度推定式の違いによる。すなわち、昨年度までの解析では最大加速度 $a_{\max}$ を次式で与えていた。

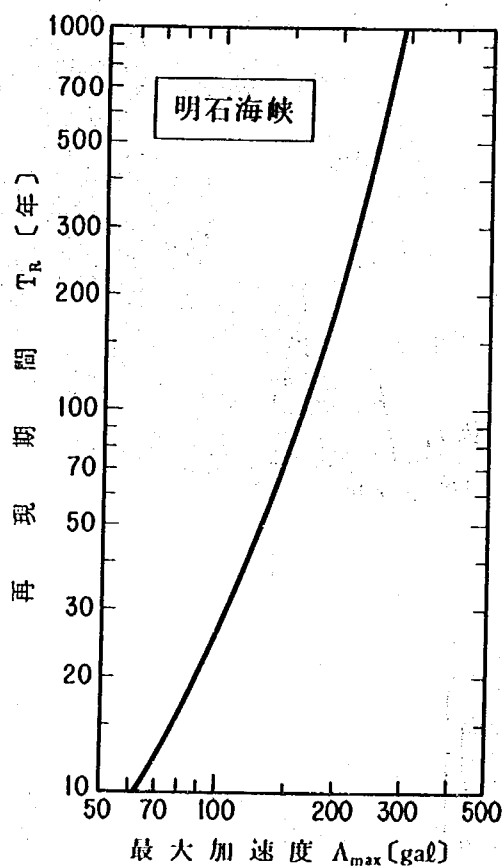


図7-4-6 最大加速度～再現時間の関係

$$a_{\max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (r + 10)^{-0.686}$$

(18)

上式は、SMAC 型強震計の短周期成分の補正が加えられていないとともに、少数の地震記録から求められたために、全体としても非常に小さな最大加速度を与える¹⁸⁾。たとえば、式(18)によれば、マグニチュード 8 で震央距離が 50km の条件でも、最大加速度は 130gal 程度にしかならず、現在までの観測事例からすると明らかに小さ過ぎると考えられる。これに対して、式(17)では同じ条件下で最大加速度は約 250gal となり、従来の経験と矛盾しない。結果として、式(17)は式(18)の 2 倍程度の最大加速度を与える。

以上の結果を、昭和52年度に土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会で審議された最大加速度～再現期間の結果と比較すると図7-4-7のようになる。両者は解析手法、最大加速度の推定式および用いたデータが異なっており、これらを整理すると表7-4-4のようになる。また、参考のため、昭和55年度以後実施してきた試算と本年度の解析との違いも表に示した。

図7-4-7によれば、昭和56年度の解析と本年度の解析では、大きな違いがあるが、これは上述したように使用した距離減衰式による差が現われているためである。一方、土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会の解析では、式(18)の距離減衰式を使っており、式(17)を使用した今年度の解析結果と直接の比較は

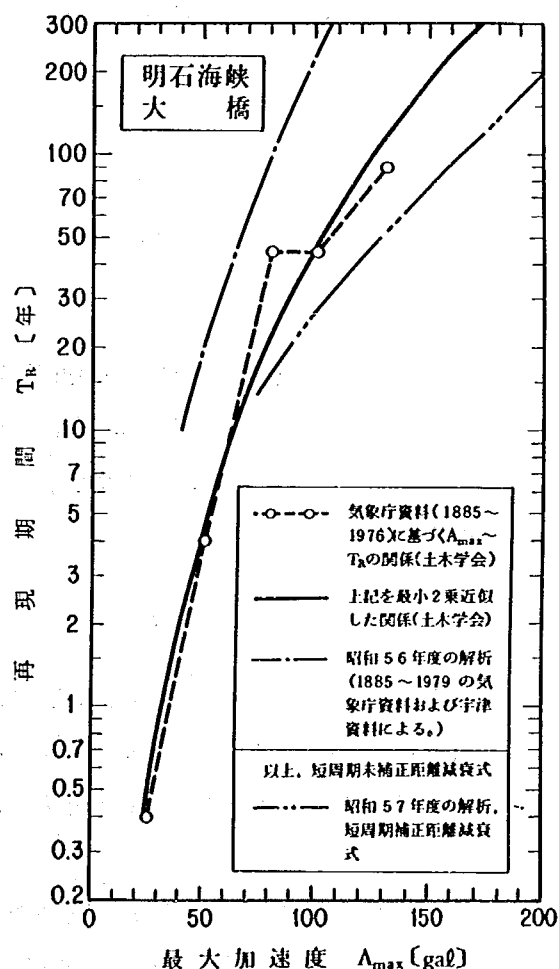


図7-4-7 今年度の解析結果と土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会による検討結果の比較（最大加速度～再現期間の関係）

できないが、結果としては、今年度の解析結果の方が同一再現期間に対する最大加速度は大きくなっている。

表7-4-4 本年度の解析と既往の解析との関係

	土木学会明石海峡 大橋耐震設計小委 員会	昭和55年度の解析 (土研)	昭和56年度の解析 (土研)	本年度の解析 (土研)
解 析 手 法	土木学会方式	RISK-I	RISK-II	同 左
地 震 資 料	気象庁資料 (1885~1976)	気象庁資料 (1885~1979)	宇 津 資 料 (1885~1925)+気 象 庁 資 料 (1926~1979)	同 左
サブゾーン 分 割	な し	漸定分割(地震活 動度を考慮せず)	あり(地震活動度 を考慮)	同 左
最大地震 m_u	はっきりした形で 導入されていない	パラメータとして 変化された場合の 影響を検討	地震活動度から設 定	同 左
最大加速度 推 定 式	道路橋示方書第1 種地盤上の推定式 (SMAC型強震計の 短周期成分未補正)	同 左	同 左	短周期の計器補正 を施した道路橋示 方書第1種地盤上 の推定値
180galに対応 する再現期間	370年	約7000年	約6000年	約140年

7-4-2 明石海峡大橋建設地点における加速度応答スペクトルの期待値

最大加速度と同一の手法により加速度応答スペクトル $S_A[\text{gal}]$ の期待値を求めた。加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は、異なる固有周期間で独立と仮定し、式(17)の最大加速度の距離減衰式のかわりに、次式による加速度応答スペクトルの距離減衰式を用いた。

$$S_A(T_i) = a(T_i) \times 10^{b(T_i)M} \times (r+30)^{-1.178} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (19)$$

ここで、 $a(T_i)$ および $b(T_i)$ は表7-4-5に示す定数である。式(19)は、式(17)と同様に、道路橋示方書耐震設計編に規定される第1種地盤表面における加速度応答スペクトルの平均値(減衰定数5%)を与える推定式であり、SMAC型強震計の短周期成分補正を加えるとともに、水平2成分の合成²⁰⁾を考慮したものである¹⁸⁾¹⁹⁾。

式(19)を用いて再現期間 T_R ~ 加速度応答スペクトル $S_A(T_i)$ の関係を求めると図7-4-8のようになる。これより、一例として再現期間 $T_R = 100$ 年, 150年, 200年, 300年および400年に対する加速度応答スペクトル $S_A(T)$ を求めると図7-4-9のようになる。

一方、図7-4-10は本州四国連絡橋耐震設計基準(昭和52年3月)に示された動的解析に用いる加速度応答スペクトルを示したものである。図7-4-9は減衰定数5%の加速度応答スペクトルの期待値を示

表7-4-5 式 (19) の係数 $a(T_i)$ および $b(T_i)$

固有周期 (秒)	1 種地盤		2 種地盤		3 種地盤		備 考
	$a(T_i)$	$b(T_i)$	$a(T_i)$	$b(T_i)$	$a(T_i)$	$b(T_i)$	
0.1	2,420	0.211	848.0	0.262	1,307	0.208	重相関係数 $R=0.901$ $\log U_{sa}$ の標準偏 差 $\alpha=0.261$
0.15	2,407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238	
0.2	1,269	0.247	466.0	0.315	1,128	0.228	
0.3	574.8	0.273	266.8	0.345	1,263	0.224	
0.5	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281	
0.7	102.5	0.317	34.34	0.440	65.67	0.421	
1	40.10	0.344	5.04	0.548	7.41	0.541	
1.5	7.12	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647	
2	5.78	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666	
3	1.67	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635	

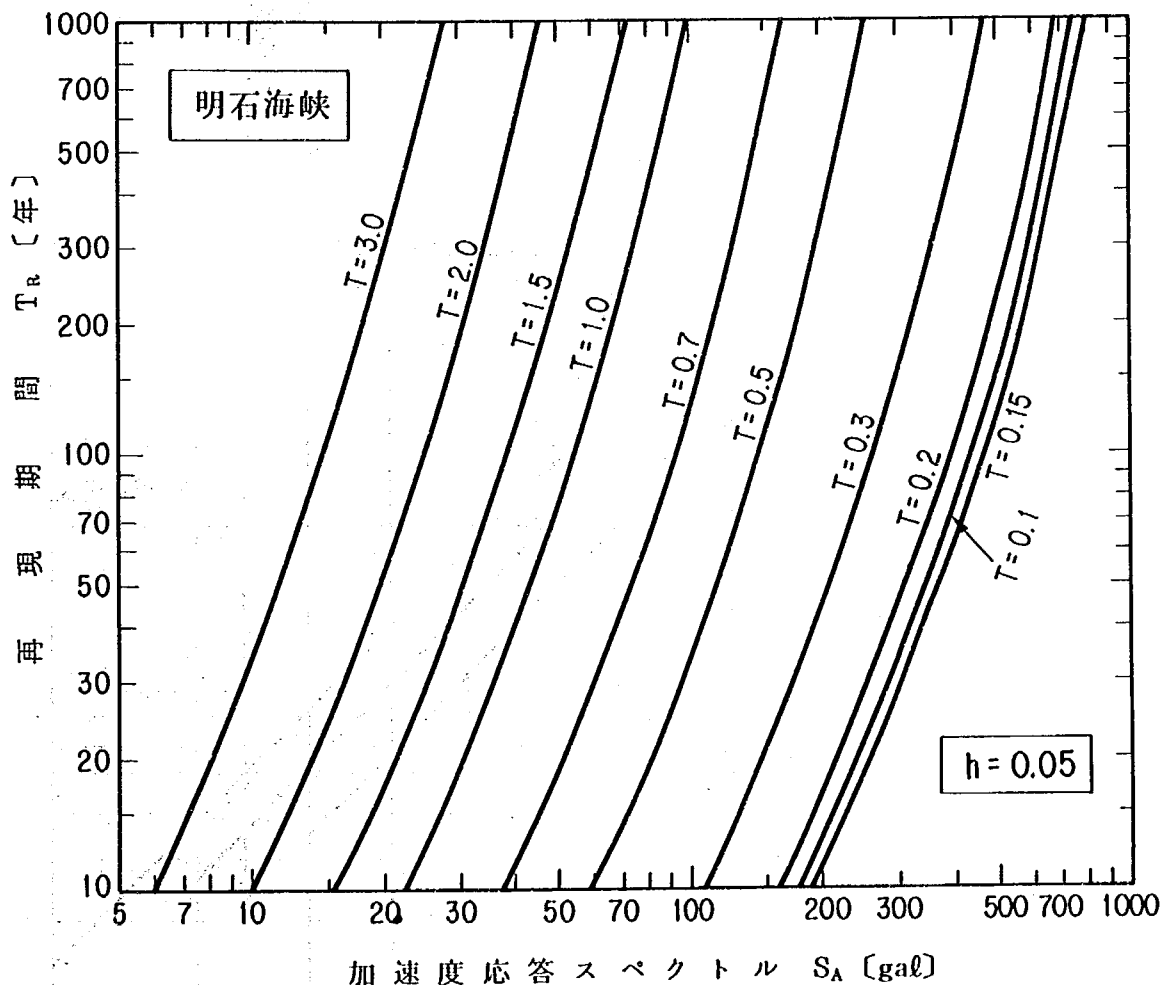


図7-4-8 加速度応答スペクトル S_A [gal] ～再現期間 T_R [年] の関係

したものであるから、図7-4-10の $h=5\%$ の値と比較すると、固有周期が約0.9秒以上の周期領域では、本四スペクトルは再現期間が400年に相当する期待値スペクトルに対し、なお、余裕を持っていることがわかる。固有周期が0.9秒以下の周期領域では、本四スペクトルは頭切りをしてあるため、図7-4-9の期待値スペクトルの方が、スペクトルレベルが高くなっている。これは同じ減衰定数5%といっても

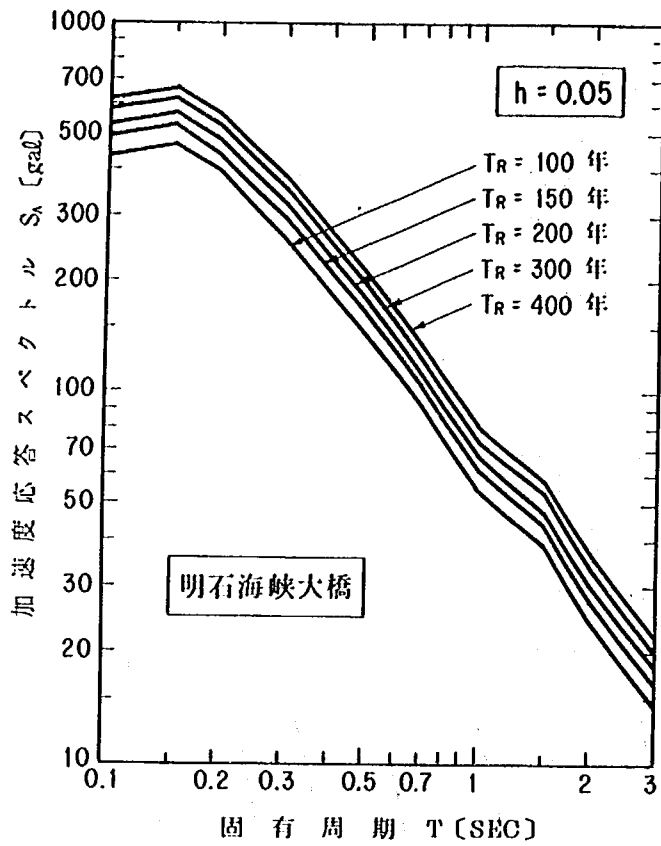


図7-4-9 再現期間 $T_R = 100, 150, 200, 300, 400$ 年に対応する加速度応答スペクトル S_A の期待値

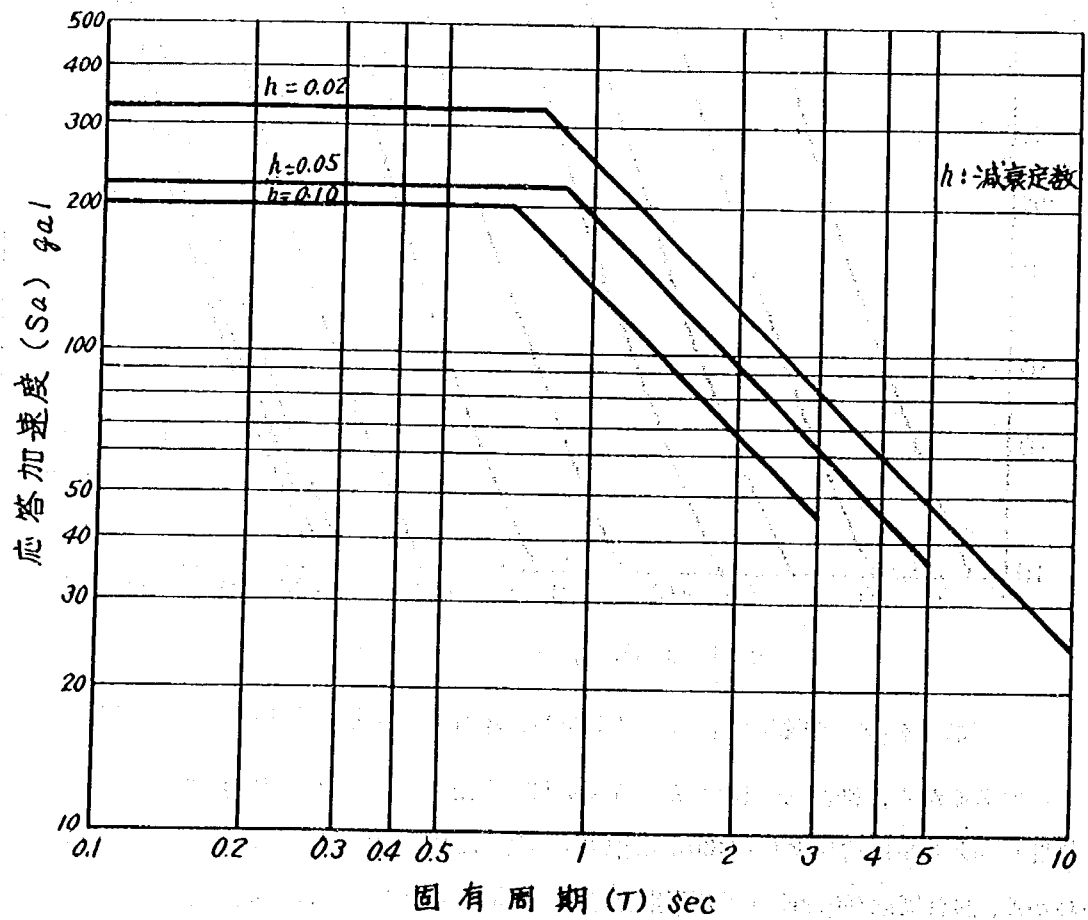


図7-4-10 加速度応答スペクトル曲線

本四スペクトルで想定されている振動レベルが、長周期領域と短周期領域では異なるためと考えられるが減衰定数の周期および振幅依存性については、まだはっきりした関係が求められていないのが実情である。このような点に関する考察を含め、本四スペクトルのレベルに関し、今後慎重に検討していくことが必要とされる。

7-4-3 長周期地震動特性の検討

地震動の特性に関する研究は、我国においては従来 SMAC 型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。また、これらの検討結果に基づき式(17)、(19)のように上記諸特性の推定式（距離減衰式）も提案されるに至っている。SMAC 型強震計の中でも主要記録の大部分を提供しているのは SMAC-B₂型強震計であるが、この型の強震計は、振子の固有周期が0.14秒の機械式強震計であり、さらに記録はスタイラスペーパー上にアナログ記録として得られる。したがって、各種の解析に用いるためにはこれを数値化しなければならないが、主としてこの過程の精度の関係で SMAC-B₂型強震計記録の精度が安定しているのはおおむね0.07～3秒の範囲内とされている¹⁵⁾。さらに、振子の機械的な固有周期が0.14秒であることから、本質的に数秒のオーダーの地震動を正確に記録し得るかどうかに関しては検討の余地があると考えられる。

土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く、固有周期が1～2秒を超えるものは稀であるが、明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになる場合がある。こうした長周期構造物の設計地震力を設定する際には、SMAC 型強震計記録の検討だけでは十分ではなく、長周期の地震動特性を慎重に検討する必要があると考えられる。

本年度は上記の観点から周期5～15秒程度の長周期地震動を比較的正しくとらえていると考えられる気象庁1倍強震計（固有周期5～6秒の機械式変位型地震計）の記録に着目し、1968年十勝沖地震による51成分の記録を数値化することにより、これらの特性を予備的に検討した²¹⁾。1968年十勝沖地震を選んだのは、同地震のマグニチュードが7.9と大きく、また計器観測が本格化してからの唯一の大規模地震であり、マグニチュード8クラスの巨大地震による地震動特性を解明するのに都合がよいと考えたためである。

記録の数値化を行ったのは、釧路、森、函館、根室、盛岡、仙台、広尾、大般渡、札幌、室蘭、秋田、石巻、宮古、留萌の14箇所で作られた気象庁1倍強震計記録であり、数値化の方法は SMAC 型強震計記録に従った。これにより得られるのは変位記録であるので、これを周波数領域で数値微分して、速度および加速度を求めた。一例として、釧路および札幌の例を示すとそれぞれ図7-4-11および7-4-12のようになる。

詳細な解析は、次年後以後に実施予定であるが、気象庁1倍強震計記録およびこれから求めた速度、加速度波形を従来得られている工式強震計（SMAC）記録と比較すると、全体として次のような特徴のあることがわかる。これらは、明石海峡大橋等基本固有周期が数秒となる長大吊橋の設計地震力を検討する際に基本となる事項である。

(1) 継続時間が非常に長い。

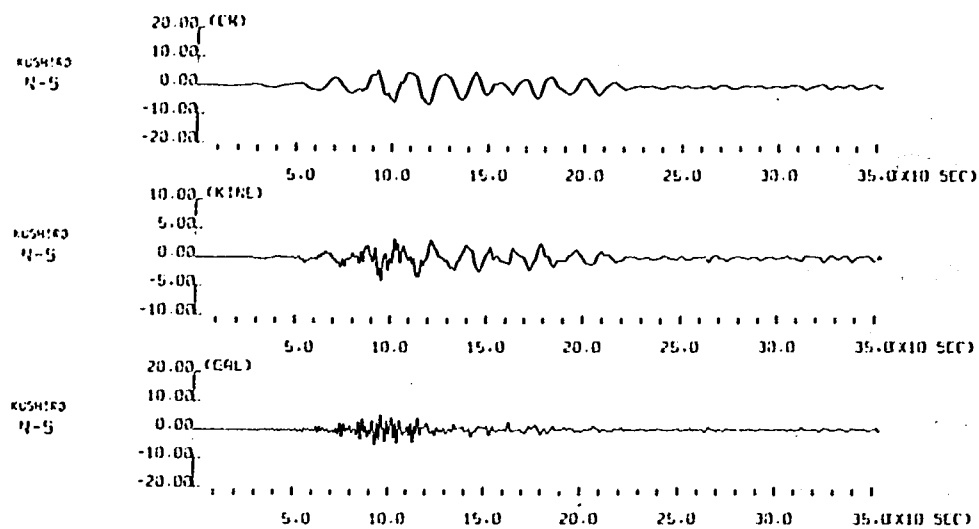


図7—4—11(a) NS成分，気象庁1倍強震計記録から求めた変位，速度および加速度（釧路）

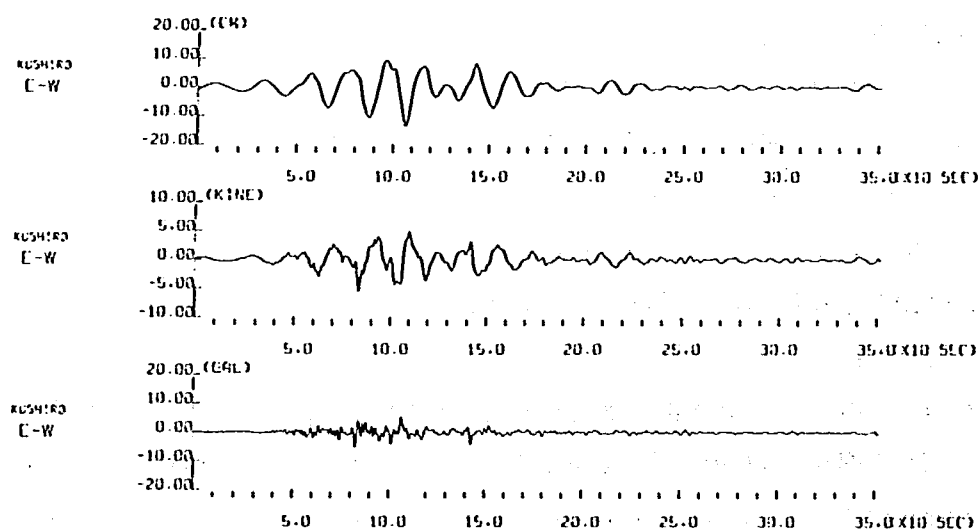


図7—4—11(b) EW成分，気象庁1倍強震計記録から求めた変位，速度および加速度（釧路）

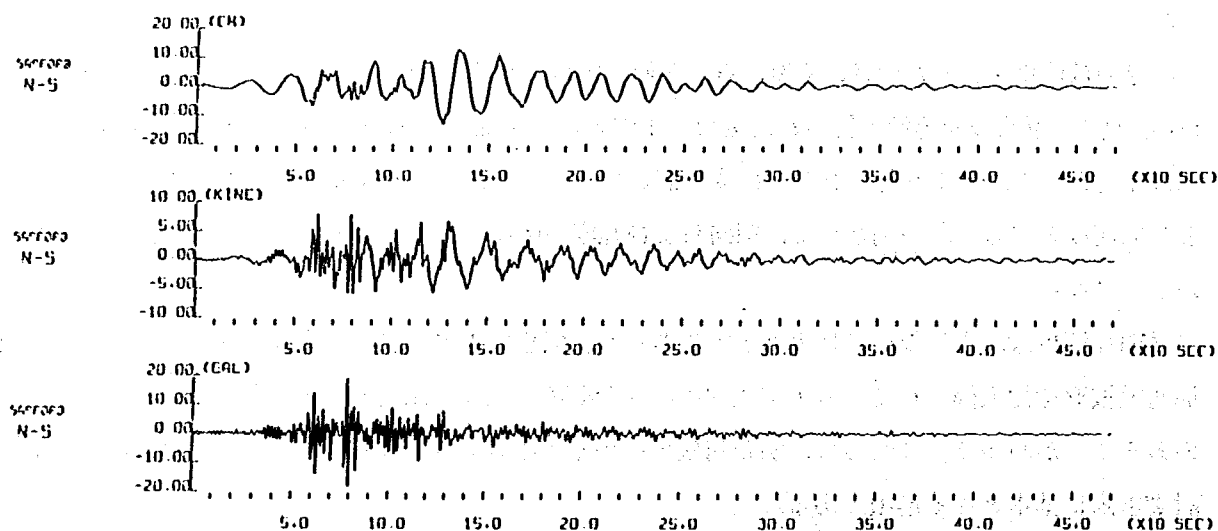


図7—4—12(a) NS成分，気象庁1倍強震計記録から求めた変位，速度および加速度（札幌）

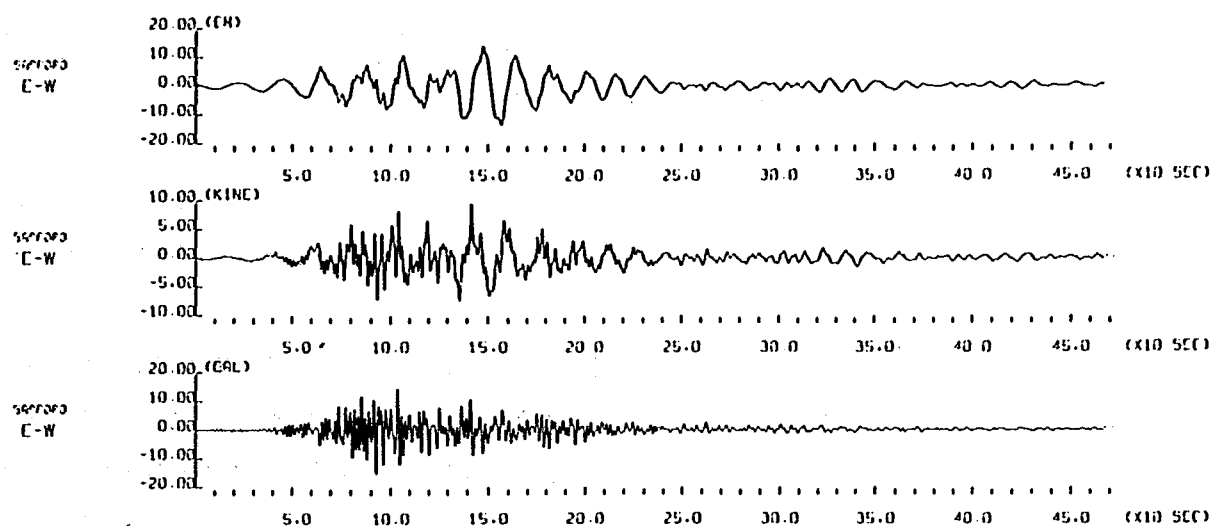


図7-4-12(b) EW 成分，気象庁 1 倍強震計記録から求めた変位，速度および加速度（札幌）

気象庁 1 倍強震計記録では大部分の記録の継続時間は 450 秒程度（約 7 分）ある。これに対し，一般に従来得られている工学式強震計記録の場合には長い記録でも数値化可能な継続時間（加速度が 10～20gal 程度以上）は 90～120 秒程度にすぎない。加速度の記録を目的とした工学式強震計では，せん断波の主要部が終り，加速度がある程度小さくなると自動的に記録を停止する。したがって記録の後半には加速度は小さいが周期の長い波のあることはわかっているにもかかわらず記録を得ることができない。これに対して変位の記録を目的とする気象庁 1 倍強震計ではせん断波の後に続く表面波成分まで記録できるため継続時間が長くなると考えられる。

(2) 長周期成分を卓越して含んでいる。

変位記録には周期 5～15 秒の非常に長い周期の波が卓越しているのが認められる。このような長周期成分の波は数値化精度の関係で，工学式強震計記録の数値積分からは正しく求められないものである。なお，今回の解析では長周期側の遮断周期を 20 秒としているため，20 秒以上の周期成分は含まれていない。

(3) 変位振幅が大きい。

気象庁 1 倍強震計では記録可能な最大変位は本来 ± 3 cm のはずであるが，計器補正の効果で，最大変位はこれよりもかなり大きくなり，たとえば震央からの距離が 370km ある留萌の EW 成分では 19.5cm に達する。このような大きな変位は 15 秒程度の長周期成分に伴って生じたものであり，上述したように工学式強震計記録の解析からは決して求められないものである。

(4) 加速度振幅が小さい。

記録精度および数値化の精度を考慮し，短周期側の遮断周期を 2 秒としているため，短周期成分が欠落している。したがって，最大加速度は見かけ上小さくなっている。

7-5 ま と め

明石海峡大橋架橋地点周辺の既往地震発生状況に基づき，昨年度開発した地震動強度期待値の解析手法（RISK—II）により，短周期の計器特性の補正を施した距離減衰式を用いて，第 1 種地盤表面における最

大加速度および加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の期待値を求めた。また、これとは別に長周期地震動の特性を調べる目的で1968年十勝沖地震による気象庁1倍強震計（低倍率変位型地震計）記録を数値化し、その波形特性を予備的に検討した。本年度の検討結果から以下の結論が得られた。

- (1) 最大加速度が100gal, 120gal, 150gal, 180galに対応する再現期間は、それぞれ27年, 45年, 80年, 140年程度と求められる。ただし、これは最大加速度推定式のばらつきを考慮せず、平均値を用いた場合の結果である。
- (2) 加速度応答スペクトルの期待値を求め、これを本州四国連絡橋耐震設計基準に規定されている動的解析用加速度応答スペクトル（減衰定数5%の場合）と比較すると、固有周期が約0.9秒以上の長周期領域では、本四スペクトルは再現期間400年に相当する期待値スペクトルに対してもなお、余裕がある。固有周期が0.9秒以下の周期領域では、本四スペクトルは頭切りをしてあるため、そのスペクトルレベルは再現期間100年に相当する期待値スペクトルを下廻っている。ただし、これに関しては、本四スペクトルに考慮されている減衰定数の効果を吟味し、今後、検討を加える必要がある。
- (3) 1968年十勝沖地震による気象庁1倍強震計記録には周期2～20秒の長周期地震動が含まれており、a) 継続時間が非常に長く、b) 全体として15秒付近で卓越した長周期成分を含んでおり、また、c) 変位振幅が非常に大きい点において、従来工学の分野で検討されてきたSMAC型強震計記録とは大きく異なっている。これらの特性は数値化を含めた総合精度の面からSMAC型強震計記録では検討できない点であり、今後長周期構造物の設計地震力を設定するに際し、長周期地震動の特性を慎重に検討していくことが必要とされる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書，土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会，昭和53年3月。
- 2) 建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土木研究所資料，第1696号，昭和56年7月。
- 3) 建設省土木研究所：長大橋の設計地震入力に関する調査試験，昭和55年本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料，第1660号，昭和56年3月。
- 4) 坪平忠二：地震のマグニチュードについて，地震，第2輯，第10巻，第1号，1957。
- 5) 宇津徳治：地震学，共立全書，1979。
- 6) 勝又 護：地震発生のしくみ，光風社，1981。
- 7) 勝又 護：日本列島およびその周辺におけるサイスミシティとそれに関連する諸問題，駿震時報，第35巻，第3，4号，1970。
- 8) The Central Meteorological Observatory：The Catalogue of Major Earthquakes which Occured in Japan (1885—1950)，1952。
- 9) 気象庁：日本付近の主要地震の表（1926—1956），1958。
- 10) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動，震研集報，Vol.54，1979。

- 11) 活断層研究会：日本の活断層一分布図と資料一，東京大学出版会，1980.
- 12) 力武常次：地震予知・警報論，学会出版センター，1979.
- 13) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土研資料第1185号，昭和52年.
- 14) 土木学会：屋外貯蔵タンクの耐震安全性検討のための入力地震波の変位特性に関する調査報告書，昭和57年12月.
- 15) 川島一彦，高木義和，相沢興：ディジタルによる SMAC 型強震計記録の数値化精度，土木学会論文報告集，No324，1982.
- 16) 川島一彦，高木義和，相沢興：数値化精度を考慮した SMAC-B₂型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，Vol.325，1982.
- 17) 井上涼介，藤野陽三，松原勝己，伯野元彦：断層震源モデルを適用した周期10秒前後の地震動評価の試み，土木学会論文報告集，Vol.317，1982.
- 18) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法——（その3）最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の関与——，土研資料，第1864号，昭和57年11月.
- 19) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの統計解析，第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年12月.
- 20) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動および応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平2成分合成の影響，土木学会論文報告書，Vol.329，1983.
- 21) 建設省土木研究所：気象庁1倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の検討——1968年十勝沖地震記録の解析——，土研資料，第1869号，昭和58年.

第8章 長大橋の耐震性に関する試験調査

8-1 まえがき

本州四国連絡橋においては明石海峡大橋を始め深い水深下に長大橋の基礎を計画せざるを得ないケースが多く、その構造として脚付きケーソンは有力な方法と考えられすでに櫃石島橋に採用され施工が行われている。

本調査は、地震時における脚付きケーソンのケーソン部および脚柱部の応答・脚柱部底面と側方の地盤反力応答に着目し、力学モデルがどの程度簡素化し得るかを検討するものである。そこで本年度は、第一段階として脚柱部の応答性状について調査し、今後の解析手法検討に当たっての参考とするものである。

一般に、この脚付きケーソンの脚柱部は沈設されたケーソンの下方に大口径の場所打ち杭が密に打ち込まれるように計画されるため、通常の杭基礎に比べてかなり杭間隔が狭く、杭の反力特性にいわゆる群杭効果が影響するものと考えられる。この群杭効果は、杭本体のモデル化のいかんにかかわらず常に重要な問題となるものであり、今回はこの群杭効果に着目し静的解析により検討を行った。

群杭効果とは、多数本の杭を近接して打設する場合に、各杭がフーチングによる拘束のみならず、地盤の変形を介して互いに影響しあうことをいう。既往の実験や研究により群杭は単杭に比べて K_n 値(水平方向の支持力係数)が低減することは知られているが、その低減率については明確に把握されていない。

そこで本調査では、各杭が地盤を介して連成変形することを考慮して求めた剛性マトリクス(地盤復元力の剛性、杭体としての剛性、杭先端の境界条件から成る)と、各杭がそれぞれ単杭であるものとして得られる剛性マトリクスを比較することによって群杭効果を評価するものとした。地盤変位の影響については、地盤を半無限弾性体とし、ミンドリンの解を用いて求めた。また、道路橋示方書IV下部構造編(以下、道路橋示方書とする)に基づいて計算を行い比較検討を行った。

本解析で設定した脚付きケーソン基礎の構造寸法は、明石海峡大橋下部工一般図(2 P, 3 P)および櫃石島橋下部工構造図(HB 3 P)を参考にして設定し、地層は脚付きケーソン基礎設置予定地点付近のものをを用いた。

8-2 調査目的

本調査は、明石海峡大橋架橋地点において脚付きケーソン基礎を設計した場合における脚付きケーソン基礎の脚柱部の群杭効果を含む静的な変形特性について検討し、今後脚付きケーソン基礎の合理的な耐震設計手法を開発するための参考資料を得ることを目的とする。

8-3 群杭効果の検討

8-3-1 地盤変位の影響係数と剛性マトリクス

地盤を半無限弾性体とし、ミンドリンの解を用いて地盤変位の影響係数を算出し、地中の各位置において地中変位に関する影響係数を求めると(1)式のようになる。

$$\{x_{ij}\} = [F_{EV}] \{P_{ij}\} \quad (1)$$

x_{ij} : i 番目杭の j 点の変位

F_{EV} : 地盤の撓性マトリクス

P_{ij} : i 番目杭の i 点の荷重

(1)式は、地中の各杭位置における変位と荷重が地盤の存在によって連成する関係を表したものである。厳密に荷重方向と変位方向の連成を考慮すると(1)式の F_{EV} はかなり複雑なものとなる。しかし杭基礎の変形特性では荷重方向の変位とこれによる復元力のつりあいが支配的になると考えられるので、解析条件を簡略化した。すなわち、杭先端の支持地盤においては、鉛直方向荷重による鉛直方向変位を対象とし水平変位の連成は無視した。同様に、杭の横方向地盤については、水平方向荷重による水平方向変位のみを対象とした。

地盤復元力の剛性マトリクス K_{EV} は、 F_{EV} の逆マトリクスを求めることにより得ることができる。

$$\{P_{ij}\} = [K_{EV}] \{X_{ij}\} \quad (2)$$

(2)式の K_{EV} と杭の剛性マトリクス (K_{EI}) を加え合せることにより地中に打設された群杭のつりあいを得られる。

$$\{P_{ij}\} = [K_{EV} + K_{EI}] \{X_{ij}\} \quad (3)$$

P_{ij} : i 番目杭の i 点の荷重

x_{ij} : i 番目杭の i 点の変位

ここで、先端地盤の回転ばね k_r 、せん断ばね k_s は K_{EV} のように各杭間での連成がないものとして K_{EI} の中に独立した値を加える。

8-3-2 杭頭の剛性マトリクスと群杭効果の評価

(3)式において、地中部に外力が作用しないとすると地中部での変位を消去することができ、次式のような各杭頭部におけるつりあい式を得る。

$$f_i = K_g U_i \quad (4)$$

f_i : i 番目杭の杭頭力

U_i : i 番目杭の杭頭変位

K_g : 群杭としての杭頭剛性マトリクス

一方、杭1本だけが地中にあると考え、(1)~(4)式の操作を行うことにより、単杭としての杭頭剛性マトリクスを得る。

$$f_i = K_i U_i \quad (5)$$

K_i : i 番目杭を単杭としたときの杭頭剛性マトリクス

次に、(4)、(5)式に頂版の拘束条件を代入し杭基礎全体としての剛性を求める。ここで頂版変位 (U_o)、頂版外力 (f_o) は、いずれも頂版底面中心で定義する。

杭頭変位と頂版変位の関係は

$$\left. \begin{aligned} U_i &= T_i U_o \\ U &= T U_o \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

T_i : 頂版底面中心から i 番目杭までの距離

T : 各杭の頂版底面からの距離をまとめたもの

杭頭力と頂版力の関係は

$$f_o = \sum_i^n T_i^T f_i = T^T f \quad (7)$$

(4)式に頂版条件の(6)、(7)式を代入する。

$$\begin{aligned} f_o &= T^T f = T^T K_g U = T^T K_g T U_o \\ f_o &= K_o U_o \end{aligned} \quad (8)$$

K_o : 群杭としての頂版剛性マトリクス

一方(5)式に(6)、(7)式を代入すると

$$\begin{aligned} f_o &= T^T f = T^T K_s U = T^T K_s T U_o \\ f_o &= K_s U_o \end{aligned} \quad (9)$$

K_s : 単杭を n 本頂版で結合したときの剛性マトリクス

(8),(9)式はそれぞれ地盤復元力の連成による群杭効果を含む場合と含まない場合の頂版における剛性マトリクスである。

8-4 脚付きケーソン基礎の構造

8-4-1 構造寸法の設定

対象とする脚付きケーソン基礎は、明石海峡大橋下部工一般図(2 P, 3 P)および榎石島橋下部工構造図(HB 3 P)をもとに設定した2 P 案, 3 P 案のうち, 2P 案を採用した。また, 採用した構造の外形寸法, 地層構成は明石海峡大橋で計画されるケーソン基礎のものをを用いた。脚部の杭径, 杭配列は榎石島橋下部工を参考にし, 以下の様に設定した。

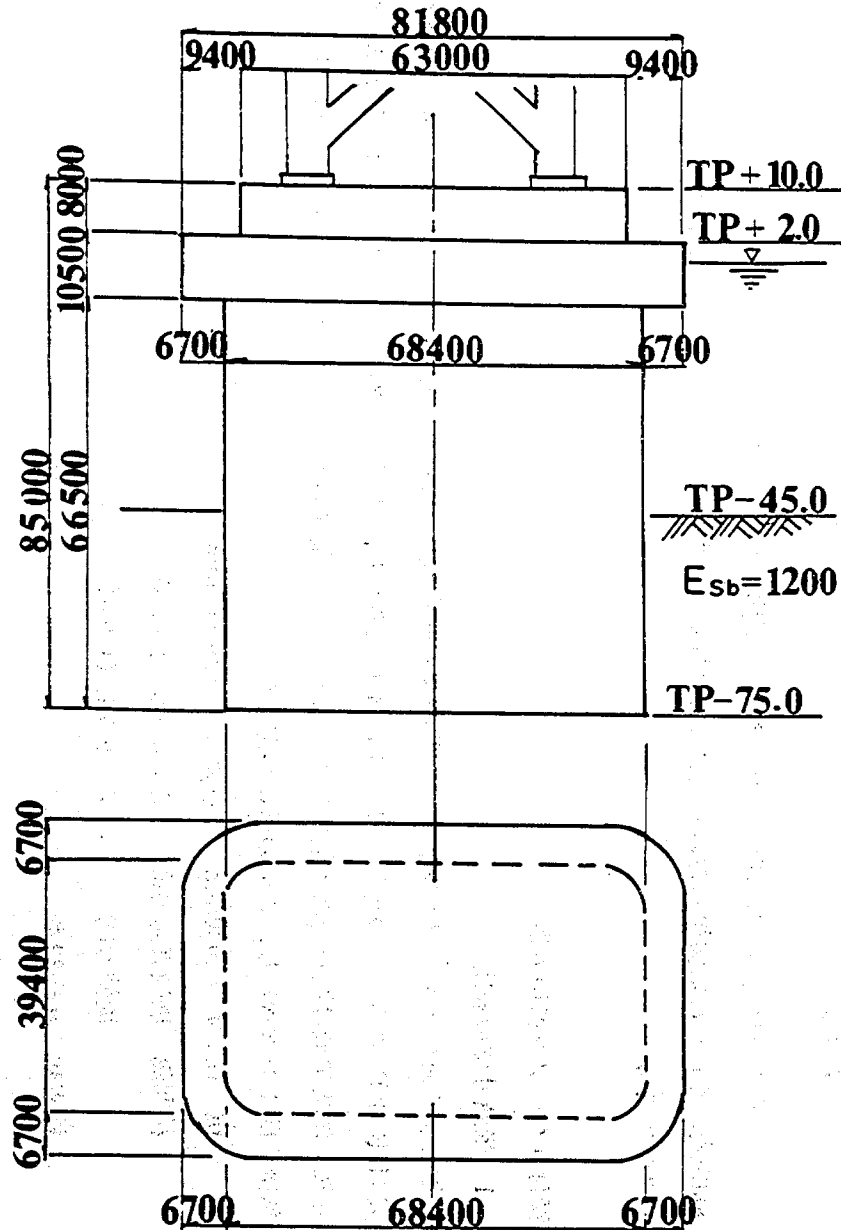
杭 径 $\phi = 5000\text{mm}$ 杭長 : $\ell = 30,000\text{mm}$

杭間隔 橋軸直角方向 : $\lambda = 8.3\text{m}$ (1.67D)

 橋軸方向 : $\lambda = 9.7\text{m}$ (1.95D)

杭本数 $n = 32$ 本

2P ケーソン基礎 (現計画)



2P 脚付ケーソンとしての想定図

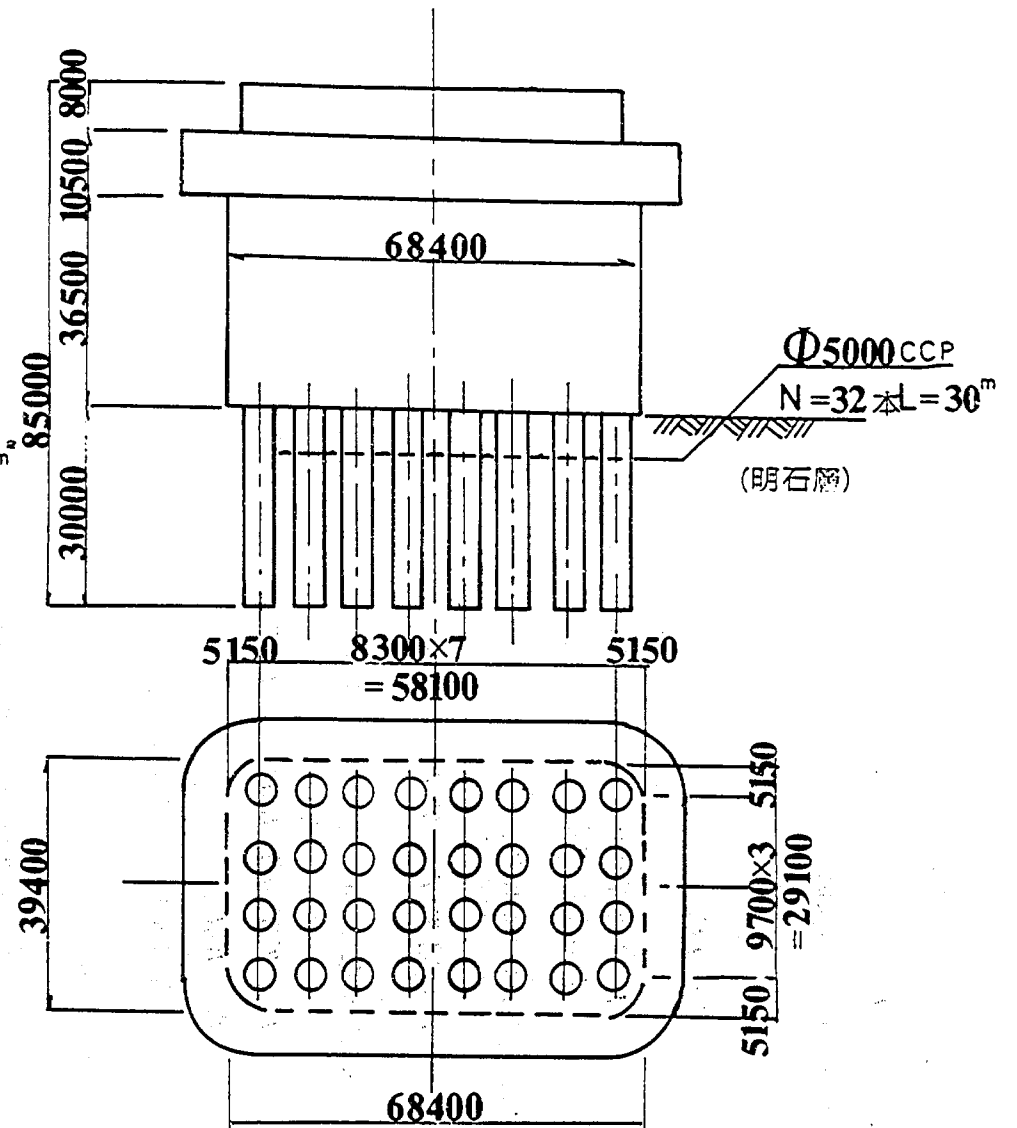


図8-4-1 2P 脚付ケーソン案

図8-4-1に2P橋脚を脚付きケーソンとした場合の想定図を示す。

8-4-2 杭および地盤定数

(1) 脚柱杭の諸元

杭 : 場所打ち杭 $\phi 5000$ $\ell = 30\text{m}$

杭径 : $D = 5\text{m}$

断面積 : $A = \pi D^2/4 = 19.6\text{m}^2$

断面2次モーメント : $I = \pi D^4/64 = 30.7\text{m}^4$

弾性定数 : $E = 3.0 \times 10^6 \text{t/m}^2$

(2) 地盤定数

表8-4-1 2P位置の地盤定数

	層名称	変形係数 (Esb)	層厚	地震時換算係数
根入れ層	明石層	kg/cm ² 1,200	m 30	$\alpha = 2$
支持層	明石層	1,200	15	$\alpha = 2$
	神戸層 K ₁	3,000	30	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₂	3,500	30	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₃	4,000	60	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₄	4,000	50	$\alpha = 1$
	花崗岩	15,000	—	$\alpha = 2$

2P位置では、表8-4-1のように基礎底面下の地盤が深さ方向に変位しているの、支持層の変形係数は道路橋示方書に従い、換算変形係数を求めることによって得た。

換算変形係数 : $E_o = 3177 \text{kg/cm}^2$

(3) 杭に作用する地盤のばね係数

根入れ層の水平方向ばね係数および杭先端における支持層の鉛直方向ばね係数はミンドリンの解を用いて求める。また杭先端における水平方向せん断ばね係数 k_s および回転ばね係数 k_R については群杭効果を無視し、道路橋示方書に従ったばね係数を用いる。杭先端におけるばね係数 k_s , k_R の算出は次のとおりである。

鉛直方向地盤反力係数 : K_v

$$K_v = \frac{\alpha E_o}{30} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = \frac{3177}{30} \left(\frac{500}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 12.6 \text{ kg/cm}^3$$

杭先端の水平せん断ばね係数 : k_s

$$k_s = K_v \cdot A \cdot 1/\lambda = 12.6 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 5^2}{4} \times \frac{1}{3} \div 8 \times 10^4 \text{ t/m}$$

杭先端の回転ばね係数 : k_R

$$k_R = K_v \cdot I = 12.6 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 5^4}{64} \div 4 \times 10^5 \text{ tm/rad}$$

(4) 地中杭の分割長

分割長 $\Delta\ell$ は、明石層の水平方向の支持力係数 K_h 値を推定し、杭の特性値 β を基準として $\Delta\ell < 1/\beta$ となるように決めた。

明石層 $\alpha E = 2400 \text{ kg/cm}^2$, 杭径: $D = 500\text{cm}$

より

$$K = \alpha E \cdot D^{-\frac{3}{4}} = 2400 \times 500^{-\frac{3}{4}} \div 22 \text{ kg/cm}^3 = 20 \times 10^3 \text{ t/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{KD/4EI} = \sqrt[4]{20 \times 10^3 \times 5/4 \times 3 \times 10^6 \times 30.7} = 0.13 \text{ 1/m}$$

$$1/\beta = 1/0.13 = 7.7\text{m}$$

従って、地中杭の分割長は、 $\Delta\ell = 7.5\text{m} (\beta\Delta\ell = 0.98)$ とする。

8-5 解析実施ケース

2 P 橋脚の橋軸直角方向について、根入れ層ならびに支持層の群杭効果に着目した以下のケースを計算した。橋軸直角方向を対象とするのは、杭配列からみて橋軸方向よりも群杭としての効果が大きいと判断したためである。

表8-5-1 群杭効果を考慮する条件と記号

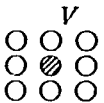
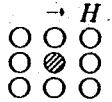
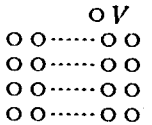
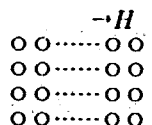
支持層鉛直方向に関する条件			根入れ層水平方向に関する条件		
条件名	内 容	備 考	条件名	内 容	備 考
V-1		群杭効果考慮しない。 (各杭単独)	H-1		群杭効果考慮しない。 (各杭単独)
V-2		隣り合う杭が連成する。	H-2		荷重方向前後の杭のみ連成する。
			H-3		荷重方向前後左右の隣り合う杭が連成する。
V-3		すべての杭が互いに連成する。	H-4		すべての杭が互いに連成する。

表8-5-2 条件の組み合わせと実施ケース

根入れ層条件 支持層条件	H-1	H-2	H-3	H-4
V-1	ケース1-1	ケース1-2	ケース1-3	ケース1-4
V-2	ケース2-1	ケース2-2	ケース2-3	
V-3	ケース3-1			

表8-5-1に示す各条件を組み合わせ表8-5-2に示す8ケースについて実施した。

表8-5-1における条件V-1~V-3は支持層における杭先端の鉛直方向変位に関するものである。V-1は各杭の位置で地盤がそれぞれ独立に鉛直変位を生じるものとしたものであり、鉛直方向の群杭効果は生じないものである。V-2は各杭にそれぞれ隣りあった杭位置での地盤のみが連成して変位するものとした条件であり、群杭効果は互いに隣りあう杭どうしの間で生じるものである。V-3は32本の杭全部の位置で地盤が連成変位するものとしたものである。また表8-5-1の条件H-1~H-4は杭の側方地盤の水平変位に関する条件である。H-1は各杭の位置で地盤がまったく単独に変位するものとしたもので水平方向の群杭効果は考えないものである。H-2は荷重方向について各杭の前後に位置する杭間の群杭効果のみを考慮しようとするものである。H-3はV-3と同様に各杭と前後左右に隣りあう杭どうしの群杭効果を考慮するものである。H-4は32本の杭すべてが関係する群杭効果をみようとするものである。半無限弾性体中の荷重による弾性体中の変位は8-3で述べたようにミンドリンの解によって求められる。2P橋脚位置での地盤を弾性体と仮定した場合、地中変位は図8-6-1、図8-6-2のように得られる。これらの図によれば地中載荷による変位の影響は、かなり遠方までおよぶようである。しかしながら現実の地盤では地中の載荷点直近において、特に非線形性が顕著になるであろうし、また実際の杭基礎では地盤中にかなり剛性の高い杭体が打ち込まれており、地中変位の伝達を阻止する効果があるものと考えられる。このような条件を考慮するとき現実の地盤-構造系では、図8-6-1、図8-6-2に示すほどには地盤変位が伝達しない可能性が考えられる。表8-5-1の条件V-2やH-2、H-3は、実構造において変位が図8-6-1や図8-6-2ほど伝わらない場合を考えて設定した条件である。なお、鉛直方向荷重に対する鉛直変位は軸対称に生じるためVに関する条件では、H-2に相当するものを外している。表8-5-2の実施ケースのうち、ケース1-1は支持層、根入れ層ともに変位の連成を考慮しないものであり、このケースがいわゆる単杭として扱ったケースとなるので、群杭効果を評価する指標となるものである。ケース1-1~1-4は、支持層の鉛直方向は単杭扱いとし、根入れ層の水平方向の連成効果に着目するものである。また、ケース1-1、2-1、3-1は根入れ層を単杭扱いとし、支持層の鉛直方向群杭効果に着目するものであり、ケース2-2、2-3は支持層と根入れ層の効果を重ね合わせてみるケースである。

8-6 計算結果

8-6-1 地中載荷による地盤変位

水平方向載荷による水平変位の例を図8-6-1に示した。図8-6-1(a)は荷重方向に並ぶ着目点での荷重方向の変位を示したものであり、図8-6-1(b)は荷重直角方向に並ぶ着目点の荷重方向変位を示したものである。いずれも着目点は荷重と同じ深さの水平面上にあり、荷重深さは地表面、GL-15m、GL-30mの3段階のものについて示している。また載荷点での変位は、等分布荷重による変位を計算したものである。鉛直荷重による支持層の変位も同様に図8-5-2に示した。各図中のプロット点は2P橋脚での杭位置を示している。8-3の手順で算出する群杭の効果は、載荷点での変位に対する他点変位の相対的な量によって決定される。載荷点とこれより10m(2D)離れた位置における変位の比を見ると図8-6-1(a)では10m位置で約30%、図8-6-1(b)では約20%、図8-6-2では18%となっている。弾性地盤中にお

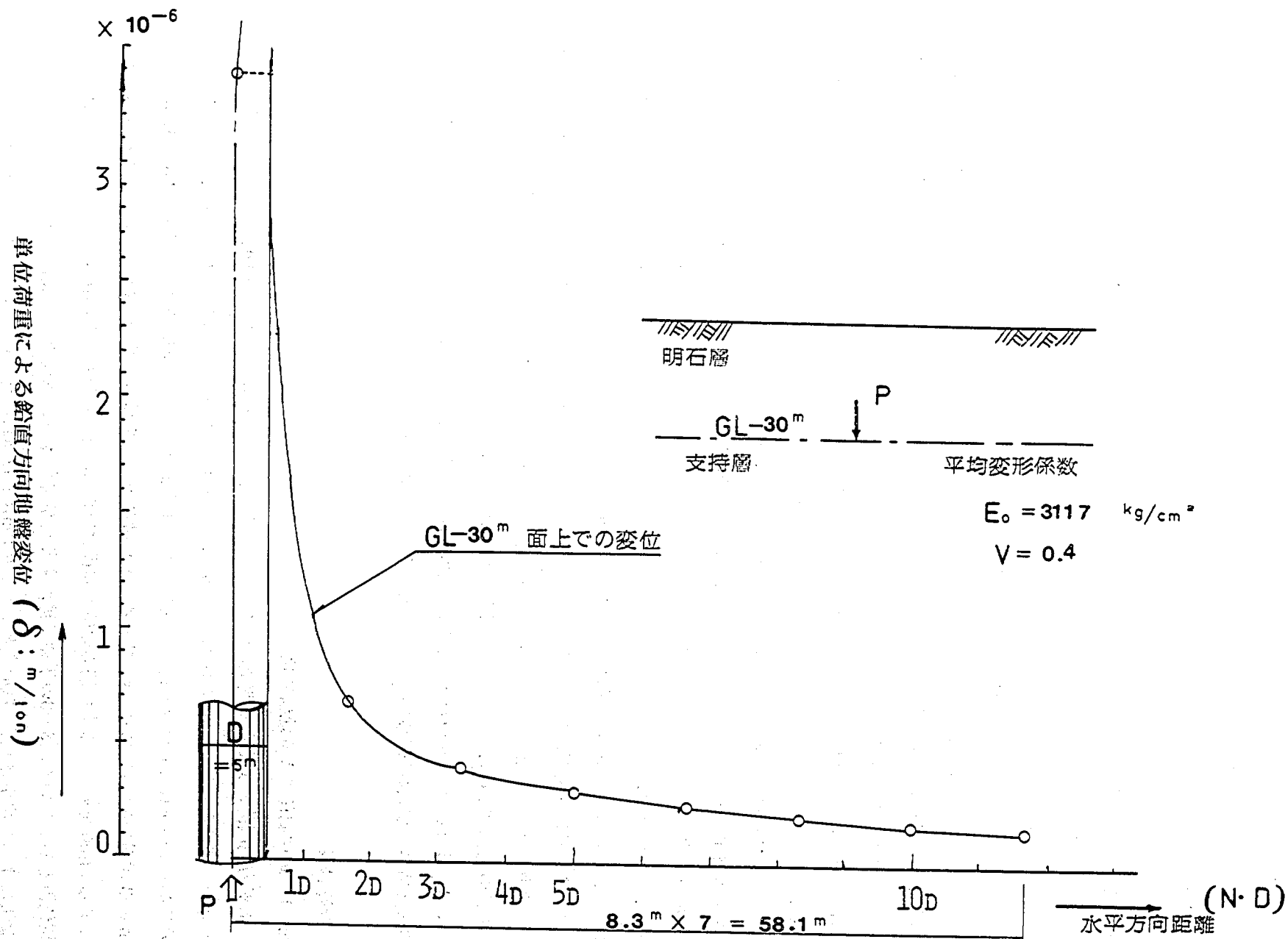


図8-6-2 Mindlinの解による地中鉛直変位の例 (着目点は荷重直角方向)

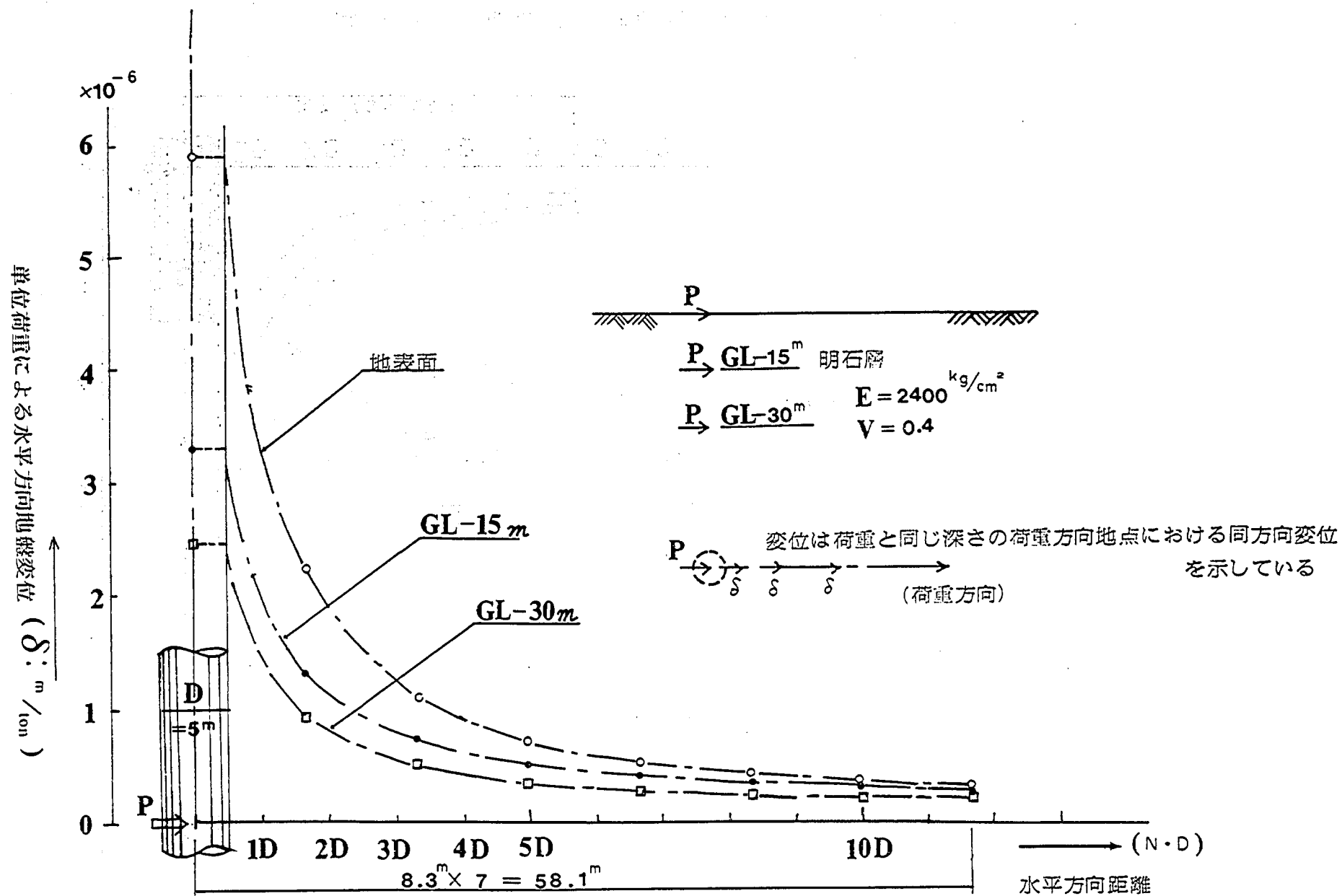


図8-6-1(a) Mindlinの解による地中水平変位の例 (着目点は荷重方向)

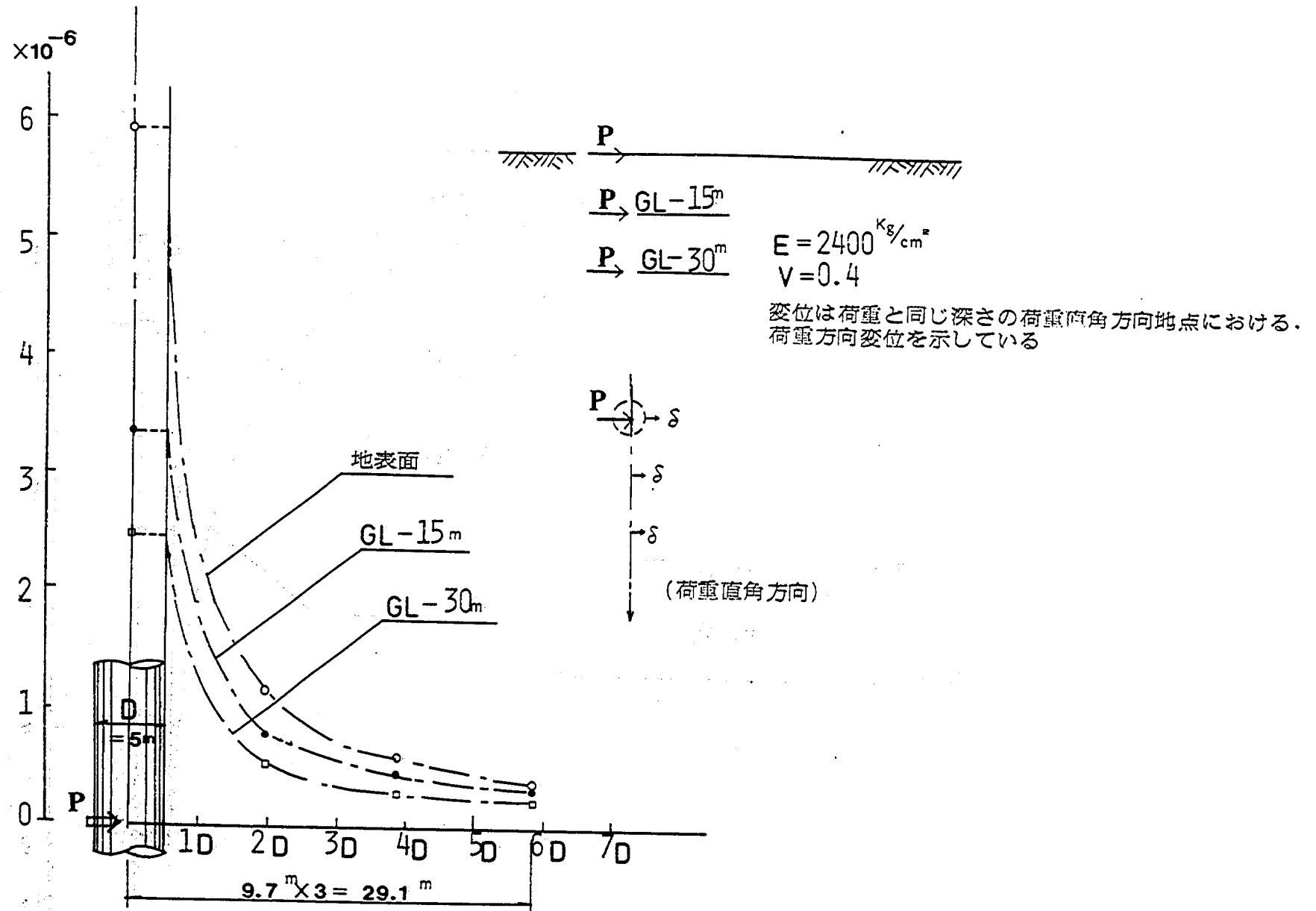
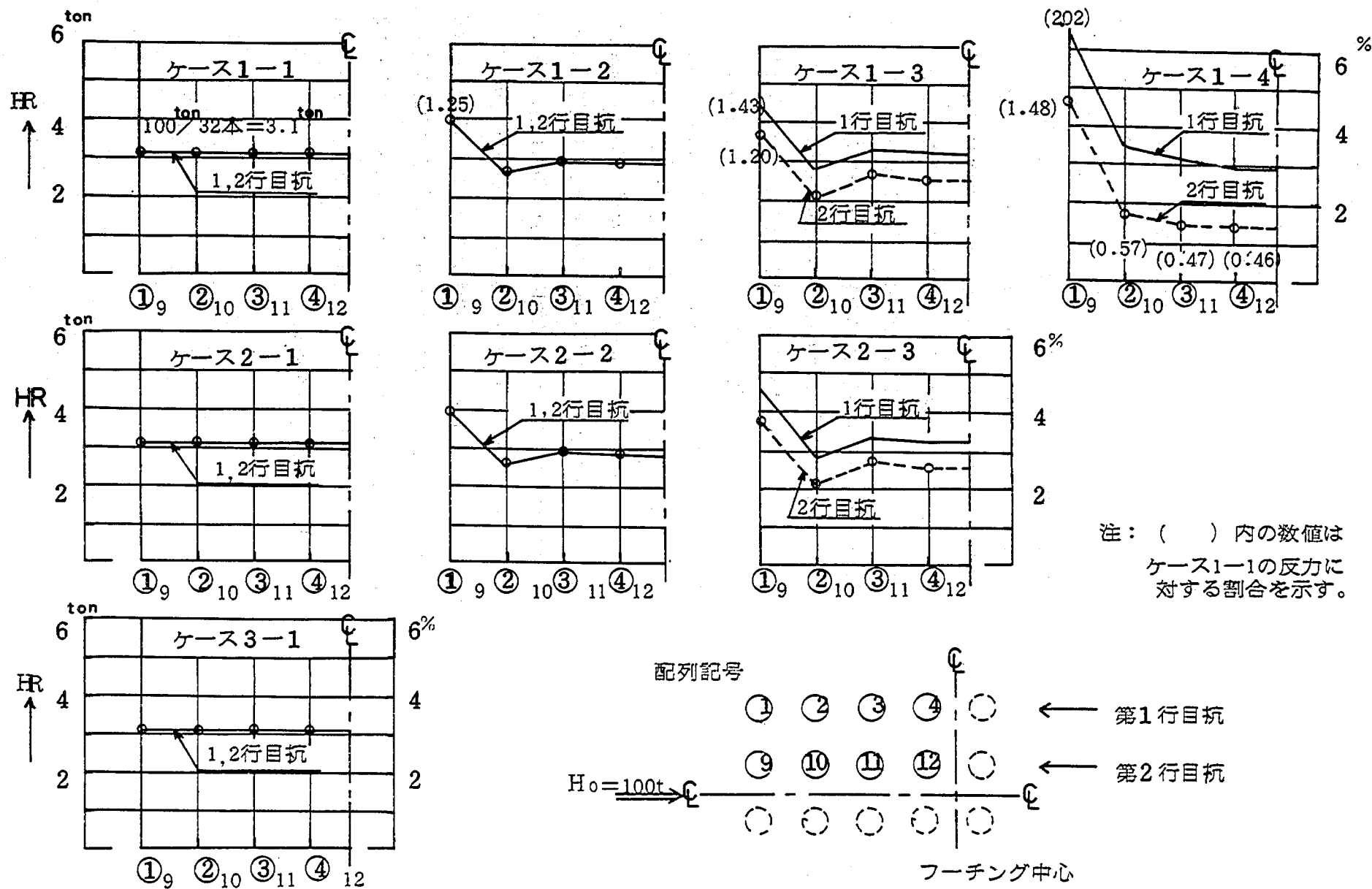


図8-6-1(b) Mindlin の解による地中水平変位の例 (着目点は荷重直角方向)



注：() 内の数値は
ケース1-1の反力に
対する割合を示す。

図8-6-3 各杭頭に生ずる水平反力分担

いても群杭効果には鉛直方向や荷重直角方向との連成よりも、荷重方向における連成変位の影響が大きく現れるようである。

8-6-2 杭頭剛性と群杭効果

各ケースの杭頭（フーチング下端中央）剛性マトリクスを表8-6-1(a)に示す。また、これらの逆マトリクスである杭頭の撓性マトリクスを表8-6-2(a)に示す。

表8-6-1(b)は各ケースにおける剛性マトリクスの各要素をそれぞれ対応するケース1-1の要素で割った値を示したものである。また表8-6-2(b)は各ケースにおける撓性マトリクスの要素をケース1-1で割った値である。図8-6-1(b)より側方根入れ層の連成範囲を増加させたケース1-1~1-4では、特に水平剛性 K_H の低下が顕著である。荷重方向の前後2本を含む3本間の地盤変位を連成させたケース1-2では、ケース1-1に比べて K_H が約60%に低下する。また、前後左右を含む9本間での変位を連成させたケース1-3では40%に低下し、全杭間での変位を連成させたケース1-4では約20%にも低下する。一方、このような根入れ層中の連成効果を考慮しても回転剛性 K_M にはそれほど大きな影響は現われてはいない。鉛直剛性 K_V は杭配列が対称であることから、回転や水平方向成分と連成することなく、またこれらのケース（1-1~1-4）では鉛直剛性を一定に設定しているため、何らの影響も受けていないのは当然である。次にケース1-1, 2-1, 3-1は、支持層の鉛直方向の連成範囲のみを増加させたものである。鉛直剛性 K_V は隣接する杭を含む9本間での連成を考慮すると50%に低下し、また基礎全体での連成を考慮すると25%にまで低下する。一方回転剛性 K_M は隣接杭との連成を考えると約65%に低下するが全体での連成を考慮してもこの値はほとんど変化しない。これはフーチングの回転変位に際して杭先端が一様に鉛直方向へ変化することではなく、荷重方向の前方が沈下し、後方は逆に浮き上がる方向に変位するためであり、このような逆対称の変形が生じるとき図8-6-2のような形で連成する地盤変位の影響が連成相殺されるためと考えられる。ケース2-2, 2-3と他のケースを比較しても支持層の鉛直変位の連成条件を変化させるとき、この影響は鉛直剛性 K_V と回転剛性 K_M に現れ、根入れ層の水平変位の連成条件を変化させるとき、その影響はほとんど水平剛性 K_H だけにみられることがわかる。表8-6-2(b)は、撓性マトリクスに現れる効果をみたものであるが、これは言い換ればフーチングに作用する単位外力に対するフーチング変位に現れる群杭効果をみることになる。表8-6-1(b)の剛性に現れる効果は $\alpha_{ij} < 1$ の形で表現しているが、表8-6-2(b)では $\beta_{ij} < 1$ となっているのはこのためである。すなわち群杭効果が増せば単位外力に対するフーチングの変位が大きくなるためである。このようにみると表8-6-2(b)からも群杭効果について表8-6-1(b)と同様の傾向がある。

ケース 1-1

9.90×10^6	-4.16×10^7	
Sym	3.98×10^9	
		9.47×10^6

ケース 1-2

5.74×10^6	-2.88×10^7	
Sym	3.90×10^9	
		9.47×10^6

ケース 1-3

3.99×10^6	-2.21×10^7	
Sym	3.86×10^9	
		9.47×10^6

ケース 1-4

1.85×10^6	-1.34×10^7	
Sym	3.81×10^9	
		9.47×10^6

ケース 2-1

9.90×10^6	-4.16×10^7	
Sym	2.56×10^9	
		4.85×10^6

ケース 2-2

5.75×10^6	-2.88×10^7	
Sym	2.48×10^9	
		4.85×10^6

ケース 2-3

3.99×10^6	-2.21×10^7	
Sym	2.44×10^9	
		4.85×10^6

ケース 3-1

9.90×10^6	-4.16×10^7	
Sym	2.56×10^9	
		2.35×10^6

$$\begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_H & K_{MH} & 0 \\ K_{MH} & K_M & 0 \\ 0 & 0 & K_V \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_0 \\ O_0 \\ V_0 \end{Bmatrix}$$

表 8-6-1(a) 杭頭の剛性マトリクス K
(フーチング下端中央)

ケース 1-1

1.0	1.0	
1.0	1.0	
		1.0

ケース 1-2

0.58	0.69	
Sym	0.98	
		1.0

ケース 1-3

0.40	0.53	
Sym	0.97	
		1.0

ケース 1-4

0.19	0.32	
Sym	0.96	
		1.0

ケース 2-1

1.0	1.0	
Sym	0.64	
		0.51

ケース 2-2

0.58	0.69	
Sym	0.62	
		0.51

ケース 2-3

0.40	0.53	
Sym	0.61	
		0.51

変位 荷重	U_0	O_0	V_0
H_0	α_{11}	α_{12}	
M_0	α_{21}	α_{12}	
V_0			α_{33}

荷重, 変位と各要素との対応

K_{Sij} : 単杭の K
(ケース 1-1)
 K_{Gij} : 群杭の K
(1-1 以外のケース)

ケース 3-1

1.0	1.0	
Sym	0.64	
		0.25

$$\alpha_{ij} = K_{Gij} / K_{Sij}$$

表 8-6-1(b) 杭頭剛性に現われる群杭の効果
(フーチング下端中央)

ケース 1-1

1.06×10^{-7}	1.17×10^{-9}	
Sym	2.63×10^{-10}	
		1.06×10^{-7}

ケース 1-2

1.81×10^{-7}	1.33×10^{-9}	
Sym	2.66×10^{-10}	
		1.06×10^{-7}

ケース 1-3

2.60×10^{-7}	1.48×10^{-9}	
Sym	2.68×10^{-10}	
		1.06×10^{-7}

ケース 1-4

5.56×10^{-7}	1.96×10^{-9}	
Sym	2.69×10^{-10}	
		1.06×10^{-7}

ケース 2-1

1.08×10^{-7}	1.76×10^{-9}	
Sym	4.19×10^{-10}	
		2.06×10^{-7}

ケース 2-2

1.85×10^{-7}	2.14×10^{-9}	
Sym	4.27×10^{-10}	
		2.06×10^{-7}

ケース 2-3

2.65×10^{-7}	2.39×10^{-9}	
Sym	4.32×10^{-10}	
		2.06×10^{-7}

ケース 3-1

1.08×10^{-7}	1.76×10^{-9}	
Sym	4.19×10^{-10}	
		4.25×10^{-7}

$$\begin{Bmatrix} U_0 \\ O_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_u & F_{uo} & 0 \\ F_{ou} & F_o & 0 \\ 0 & 0 & F_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix}$$

表 8-6-2(a) 杭頭のフレキシビリチーマトリクス F
(フーチング下端中央)

ケース 1-1

1.0	1.0	
1.0	1.0	
		1.0

ケース 1-2

1.71	1.20	
Sym	1.01	
		1.0

ケース 1-3

2.45	1.33	
Sym	1.02	
		1.0

ケース 1-4

5.24	1.77	
Sym	1.02	
		1.0

ケース 2-1

1.02	1.59	
Sym	1.59	
		1.94

ケース 2-2

1.74	1.93	
Sym	1.62	
		1.94

ケース 2-3

2.50	2.15	
Sym	1.64	
		1.94

荷重 変位	H_0	M_0	V_0
U_0	β_{11}	β_{12}	
O_0	β_{21}	β_{22}	
V_0			β_{33}

荷重、変位と各要素との対応

F_{sij} : 単杭の F
(ケース 1-1)

F_{cij} : 群杭の F
(1-1 以外のケース)

$$\beta_{ij} = F_{cij} / F_{sij}$$

ケース 3-1

1.02	1.59	
Sym	1.59	
		4.01

表 8-6-2(b) 単位荷重による杭頭変位に現れる群杭の効果
(フーチング下端中央)

8-6-3 各杭の水平力分担

各ケースのフーチング底面中央に単位水平外力 ($H_0=100\text{ton}$) を載荷したときに生じる各杭の水平反力を図8-6-3に示す。32本の杭は橋軸方向、橋軸直角方向ともに対称形に配列されているため、32本の内の1/4ブロックの8本についてのみの値を示した。他の配置の杭ではそれぞれ対称位置の杭と同じ値となる。地中変位の連成をまったく考慮しないケース1-1は群杭効果が生じないとしたケースであり、この場合 $H_0=100\text{ton}$ に対して32本の杭がそれぞれ一様な反力分担 ($100\text{ton}/32\text{本}=3.125\text{ton}$) を示している。根入れ層に関して水平方向変位の連成を荷重方向前後の2本を含む3本間で考慮したケース1-2では、図8-6-3に示した1行目の杭 (①~④) と2行目の杭 (⑨~⑫) は等しい分担を示す。この場合端部の杭の反力は3.9t/本となり一様に分担する場合 (ケース1-1) の1.25倍となる。逆に端部から2番目の杭の分担力は減少して2.6ton/本となり、ケース1-1の0.85倍となる。3番目より内側では一様に分担する場合と大差は生じていない。ケース1-3では荷重方向の前後左右を含む9本間で変位連成を考慮しており、この場合は1行目 (①~④) と2行目 (⑨~⑫) に比べて1.2~1.3倍多く分担する。すべての杭間で変位の連成を考慮したケース1-4ではこの差が大きくなる。ケース1-4で最も多く反力を分担する杭は1行目の端部の①杭であり、一様に分担する場合の約2倍 (6.3ton/本) である。次に分担の多い杭は2行目の端部の⑨杭で一樣分担時の約1.5倍 (4.6ton/本) である。また1行目のフーチング中央付近の杭②, ③, ④は約3 ton/本となり、これらはほぼ一樣分担の場合に近くなる。2行目のフーチング中央付近⑩, ⑪, ⑫では1.5ton/本となり一樣分担時の1/2もしくはこれ以下の分担を示す。このように群杭効果が現れるとき最外縁において水平反力の分担が増加し、逆に群杭の内部に配置された杭では分担が減少するという結果が生じている。一方支持層の鉛直方向変位の連成を考慮したケース2-1, 2-2, 2-3およびケース3-1から水平反力の分担における鉛直方向群杭効果の影響はほとんどみられず、水平反力の分担は主として根入れ層の水平変位の連成に生じるといえる。

8-7 道路橋示方書による杭基礎およびケーソン基礎の剛性との比較検討

図8-4-1の2P橋脚 (脚付きケーソン案) を杭基礎および杭群で囲まれた断面のケーソン基礎と考えて道路橋示方書に従って地盤反力係数 (K 値) を介し、それぞれの剛性を算出する。これらと地盤変位の連成を考慮した表8-6-1(a), 表8-6-2(a)に示す剛性マトリクス, 撓性マトリクスを比較し、それぞれの扱い方による剛性 (または撓性) 評価の相対関係を調べる。

8-7-1 道路橋示方書による剛性

(1) 杭基礎として K 値より求める剛性

道路橋示方書に従い、K 値より算出される杭頭剛性を求める。

$$\text{群杭の低減率: } \mu \quad L = 8.3\text{m}, D = 5\text{m}$$

$$\mu = 1 + 0.2(L/D - 2.5) = 0.83$$

横方向地盤反力係数

$$K_H = \alpha E_1 \times D^{-\frac{3}{4}} \times \mu = 22.7 \text{ kg/cm}^3 \times 0.83 = 18.9 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{K_H D / 4EI} = 0.126 \quad 1/\text{m}$$

$\beta l = 0.13 \times 30 = 3.9$ 従って無限杭として算出する。

各杭 1 本当りの杭頭ばね定数

$$K_1 = 4EI\beta^3 = 7.45 \times 10^5 \text{ t/m}$$

$$K_2 = 2EI\beta^2 = 2.94 \times 10^6 \text{ t}$$

$$K^3 = 2EI\beta^2 = 2.33 \times 10^7 \text{ tm/rad}$$

鉛直ばね K_1 は杭径が大きいので、ケーソンとして計算し、また杭本体の伸縮剛性は無視する。

鉛直方向反力係数 (支持層)

$$K_v = 0.4273 \times D^{-\frac{3}{4}} \alpha E_o = 12.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$k_1 = k_v \times \frac{\pi}{4} D^2 = 2.47 \times 10^5 \text{ t/m}$$

横方向と同様に $\mu = 0.83$ を考慮すれば

$$k_1 = 2.05 \times 10^5 \text{ t/m}$$

各杭の杭頭ばねを用い杭基礎全体としての杭頭剛性は次のようになる。

$$f_0 = \begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta_0 \\ v_0 \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} nk_1, & -nk_2, & 0 \\ -nk_2, & nk^3 + \sum_i k_i \lambda_i^2, & 0 \\ 0, & 0, & nk_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.4 \times 10^7, & -0.97 \times 10^8, & 0 \\ -0.97 \times 10^8, & 3.1 \times 10^9, & 0 \\ 0, & 0, & 6.6 \times 10^6 \end{bmatrix}$$

杭頭の撓性マトリクスは次のようである。

$$[F] = [K]^{-1} = \begin{bmatrix} 4.7 \times 10^{-8}, & 1.4 \times 10^{-9}, & 0 \\ 1.4 \times 10^{-9}, & 3.7 \times 10^{-10}, & 0 \\ 0, & 0, & 1.5 \times 10^{-7} \end{bmatrix}$$

(2) ケーソン基礎として K 値より求める剛性

杭群で囲まれた体積をもつケーソン基礎と考える。道路標示方書に従い、地表面位置でのケーソン基礎としてのばね定数を求める。

地盤反力係数

$$K_H = 0.4273 \times B_H^{-\frac{3}{4}} \times \alpha E_1 \times 1.2 = 2.9 \text{ kg/cm}^3$$

$$K_v = 0.4273 \times B_H^{-\frac{3}{4}} \times \alpha E_o = 2.4 \text{ kg/cm}^3$$

$$K_s = \lambda K_v = 0.8 \text{ kg/cm}^3$$

ただし, $B_H = 3198 \text{ cm}$, $B_V = 4639 \text{ cm}$, $\lambda = 3$ とする。

地表面位置でのばね係数

$$K_1 = 2b \times K_H \times \ell + K_s \times A = 4.7 \times 10^6 \text{ t/m}$$

$$K_2 = 2b \times K_H \times \ell^2 \times \frac{1}{2} + K_s \times A \times \ell = 9.6 \times 10^9 \text{ t}$$

$$K_3 = 2b \times \frac{1}{3} K_H \ell^3 + K_s \times A \ell^2 + \frac{4}{3} ba^3 \times K_V = 4.2 \times 10^9 \text{ tm/rad}$$

ただし, $\ell = 30\text{m}$, $2b = 34.1\text{m}$, $2a = 63.1\text{m}$

$$A = 63.1 \times 34.1 = 2152\text{m}^2$$

鉛直ばね係数: $K_4 = K_V \times A = 5.2 \times 10^6 \text{ t/m}$

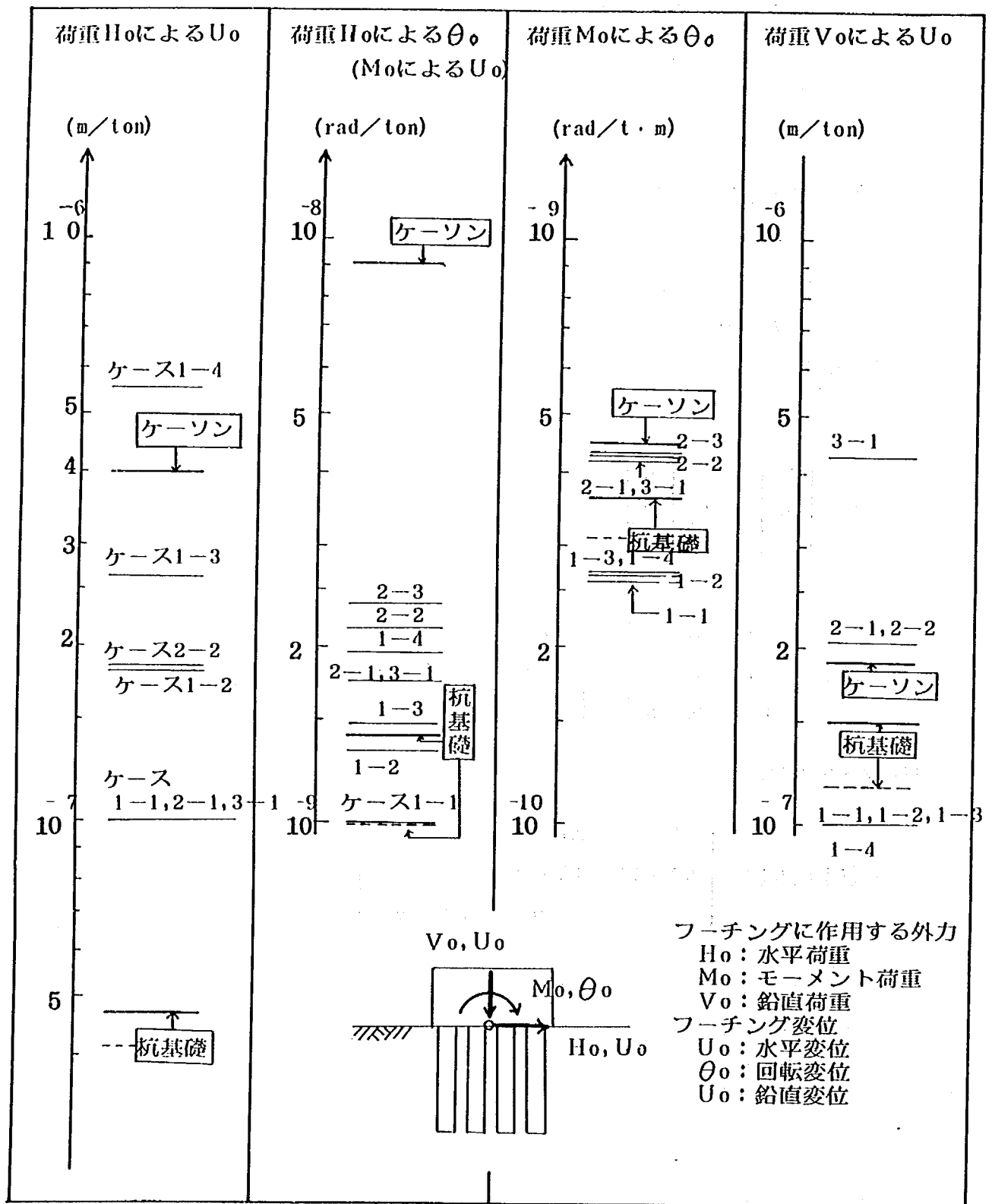
以上のばね係数 ($K_1 \sim K_4$) を8—3で示した杭頭剛性と同じ定義で表わすと次の剛性マトリクスとなる。

$$f_0 = \begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta_0 \\ v_0 \end{Bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 & K_2 & 0 \\ -K_2 & K_3 & 0 \\ 0 & 0 & K_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.7 \times 10^6 & -9.6 \times 10^7 & 0 \\ -9.6 \times 10^7 & 4.2 \times 10^9 & 0 \\ 0 & 0 & 5.2 \times 10^6 \end{bmatrix}$$

撓性マトリクスは

$$[F] = [K]^{-1} = \begin{bmatrix} 4.0 \times 10^{-7} & 9.1 \times 10^{-9} & 0 \\ 9.1 \times 10^{-9} & 4.5 \times 10^{-10} & 0 \\ 0 & 0 & 1.9 \times 10^{-7} \end{bmatrix}$$



注) 杭基礎とは道示 IV による杭と考えた場合
 ケーソンとは道示 IV によるケーソンと考えた場合
 図中---は道示 IV による群杭低減を無視した場合の
 杭基礎の値を示す。

図8-7-1 単位荷重当りの変位比較

8-7-2 杭基礎、ケーソン基礎との比較

道路橋示方書に従って得られた値と8-6-2で得た値を比較し図8-7-1に示す。剛性マトリクスの各要素は杭頭に単位変位を与えるに要する外力を示しており、撓性マトリクスは、杭頭に単位外力を与えた場合の変位を示している。両者は表裏一体のものであるが、後者の方が力学的に理解し易い表現であると思われるため、図8-7-1では撓性マトリクスの各要素を単位荷重による変位として示している。図8-6-1より杭頭（フーチング底面）に作用する水平力 H_0 による水平変位 u_0 において、道路橋示方書に従って杭基礎として算出される値は他のものに比べて剛性の高い評価を行っていることがわかる。また、ケーソン基礎として算出される値はケース1-3とケース1-4のほぼ中間に位置しており、群杭効果が極度に発揮されるとケーソン基礎の挙動に近づくという一般概念とほぼ一致する。水平荷重 H_0 による回転角 θ_0 では、支持層における鉛直方向変位の連成を考慮しないケース1-1, 1-2, 1-3が、道路橋示方書による杭基礎の値に近い値を示している。これに比べてケーソン基礎としての値はかなり大きくなっている。これは一般にケーソンのような剛性変形を行う場合、同一地盤内において地盤ばね全体の中心が杭基礎に比べて深くなるためであると思われる。モーメント荷重 M_0 による回転角 θ_0 では、ケーソン基礎、杭基礎として算出される値には大きな差はなかった。しかし、支持層の連成を考慮しないケース1-1, 1-2, 1-3, 1-4はそれぞれほぼ同じ値を示し、杭基礎やケーソン基礎としての値よりも剛性の高い評価となっている。また、支持層の連成効果を考えたケース2-1, 2-2, 2-3, 3-1はそれぞれ近い値を示し、ケーソン基礎としての値に近似する傾向にある。鉛直力 V_0 による鉛直変位 v_0 においてもケーソン基礎と杭基礎は大きな差はなく、9本分の連成効果を考えたケース2-1, 2-2がケーソン基礎としての値に近い。これを考えないケース1-1, 1-2, 1-3, 1-4は、それぞれ同じ値を示し、杭基礎としての値よりも剛性が高いものとなっている。また、ケース3-1では他のものに比べて沈下量を過大評価するようである。ここで道路橋示方書による杭基礎とケーソン基礎のみに着目して比較すると、水平力 H_0 による水平変位 u_0 と水平荷重 H_0 による回転角 θ_0 の関係において両者の特徴が現れている。すなわち H_0 による u_0 はもっぱら水平方向の剛性によって決まると考えられ、杭基礎の杭密度が増加するときケーソン基礎としての剛性に近づくものと思われる。一方、 H_0 による θ_0 はもっぱら基礎全体の剛性の中心の深さによって決まると思われる。ケーソン基礎の場合、ケーソン本体は剛性が高いので、剛性の中心深さは地盤ばね係数のみによって決定される。杭基礎では、杭本数が増加しても杭自身の剛性が増加しなければ、剛性の中心深さは常に一定のところにある。そして杭基礎とケーソン基礎の剛性の中心深さを比較検討すると一般にケーソン基礎の方が深い位置にあると考えられる。これは脚付きケーソン基礎の脚部をモデル化する場合、各杭が剛体であるとみなすことができないかぎり基礎全体の挙動を剛体として扱うのは簡略化しすぎる傾向にあるものといえる。

8-8 結 論

本調査により以下のような結論を得た。

1. 根入れ層水平方向の変位の連成を考えると杭頭における水平剛性は低下し、全杭間での変位の連成を考慮した場合(ケース1-4)では単杭×32本とした場合(ケース1-1)の約20%にまで剛性が低下した。
2. 支持層の鉛直方向変位を全杭間で連成させた場合(ケース3-1)ではケース1-1の鉛直剛性の約25%にまで低下した。またこの条件ではフーチングの回転剛性にも影響が現われ、ケース1-1としての回転剛性に比べて約65%に低下した。
3. 根入れ層の水平変位の連成条件を変化させるとき、ほとんど水平剛性にのみその影響が現れた。また、支持層の鉛直変位の連成条件を変化させるとその影響は鉛直剛性と回転剛性に現れた。
4. 道路橋示方書により杭基礎、ケーソン基礎として算出される剛性と本解析による群杭の剛性を比較するとき、各ケースともこれらの中間またはこれらに近い値を示しており、異なる観点から算出した値として特異な結果を示すことはなかった。
5. 道路橋示方書による値との相対的評価としては、表-2に示した条件のうち、水平方向の変位を連成させるケースでは $H-3$ 、 $H-4$ 、鉛直方向の変位を連成させるケースでは $V-2$ が、群杭の効果を表現するモデルとして適当であると考えられた。

8-9 あ と が き

本報告では群杭効果に関してミンドリンの解に基づく数値解析を中心に行った。しかし今回の調査では主に杭頭剛性の低下に着目した検討を行っており、群杭効果という問題に関しては今後設計に用いるべき等価な K 値の算定や地中部杭の応力、変形等に現れる効果の影響についての検討と、これらの数値解析の検証となるような調査や実験を行うことが必要である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会論文集第241号1975年9月小坪他
- 2) くい基礎の静的水平抵抗に関する実験研究
昭和49年3月 足立義雄 土木研究所報告146号の3
- 3) Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics H. G. Poulos, E.H. Davis

本州四国連絡橋の設計・施工に
関する研究

土研資料第 1973 号
昭和 58 年 3 月

建設省土木研究所橋梁計画官

要 旨

本四公団受託研究に関する57年度の報告書である。



郵便はがき

40円
を
は
い
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
橋梁計画官
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1973号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印