

道央自動車道 石狩川橋の設計・施工および振動試験

鈴木 裕 二*
森 田 登**

1. はじめに

道央自動車道は、北海道を南から北へ縦貫する高速自動車国道であり、現在登別室蘭 IC～深川 IC 間 (209.2 km) が開通している。石狩川橋は現在工事中の深川 IC～旭川南 IC 間にある暫定車線施工の橋長 543.8 m の PC 8 径間連続箱桁橋であり、道央自動車道が唯一石狩川を横過する橋梁である。石狩川橋は連続構造の PC 橋

としては我が国最大級の橋長を有し、支承には大反力ゴム支承を採用している。このゴム支承は、上部工の水平反力をゴム支承のせん断バネを利用して各橋脚の分担を調整する反力分散方式としている。また側径間のゴム支承は水平変位調整を行って上部工のクリープ、乾燥収縮によるゴム支承のせん断変形を吸収して支承厚を薄くしている。このように我が国であまり例のない構造であるため、事前にゴム支承の実験を行うとともに橋梁完成後

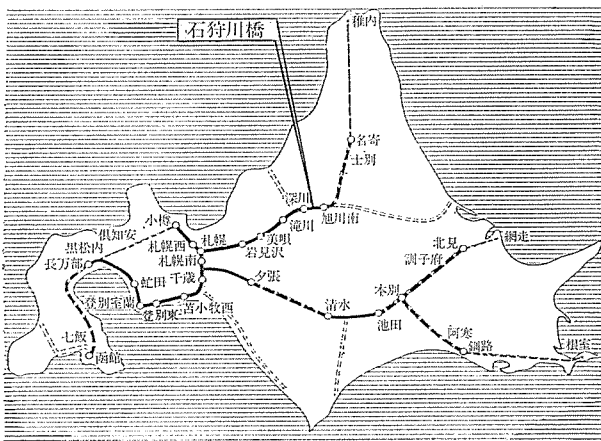


図-1 位置図

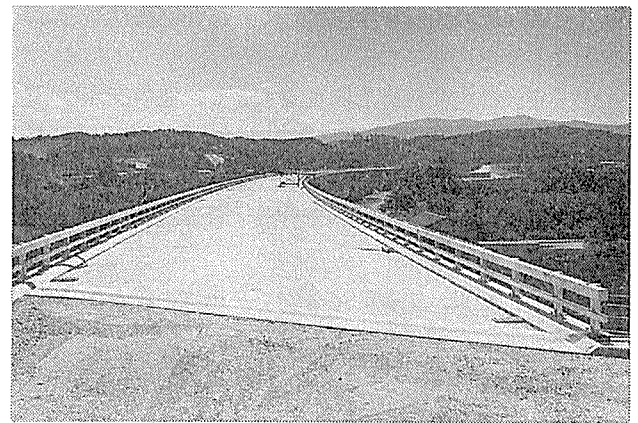


写真-2 石狩川橋 (A₂ 橋台から)

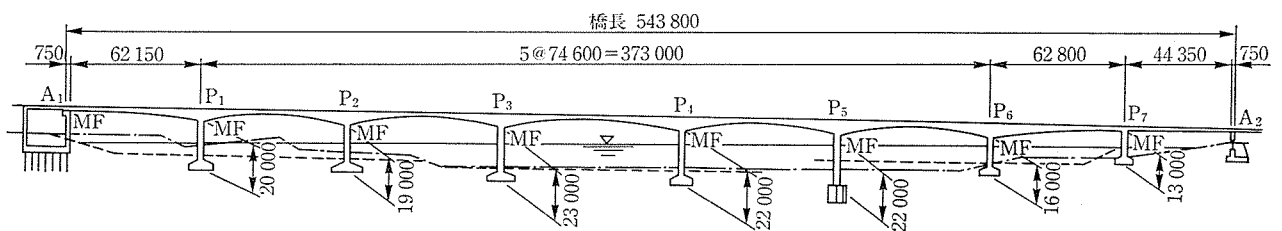


図-2 石狩川橋一般図



写真-1 石狩川橋 (A₁ 橋台側)

* Yuji Suzuki : 日本道路公団札幌建設局構造技術課

** Noboru Morita : 日本道路公団札幌建設局旭川工事事務所

◇工事報告◇

に実橋の振動実験を実施した。ここでは石狩川橋の設計から振動実験までを報告する。

2. 石狩川橋の設計

2.1 計画概要

石狩川橋の計画にあたっては、架橋位置が河川の湾曲部にあり、高水敷までの出水が周期的にあるため、次のような条件があった。①できるだけ河積阻害率を低くする。②現高水敷部分を含め河川内の P₂~P₆ 間には、ベント・支保工等の設置できる期間が限定される。また気象条件として極寒地であるため、現場作業は 11 月から 4 月末まで 6 か月間冬期休止期間となる。一方、下部工の基礎は地盤が良好なため、施工上からニューマチックケーソンとなる P₅ 橋脚を除きすべて直接基礎である。

このような条件の下で、上部工形式は施工性・経済性から張出し施工による PC 箱桁橋が採用された。構造として走行性と維持管理を考慮して 8 径間連続構造とし、下記の 2 案を比較した。

- ① 中央部の 2 橋脚を固定支承とし、他の支点は可動支承とする形式(支承は鋼製支承とゴム支承を比較)
- ② すべての支承を、常時は可動支承とし地震時には上部工水平力を全橋脚に分散する形式(ゴム支承を使用)

比較した結果、工費的にも安く、橋脚の幅を同一にできる②の形式を採用することとした。

2.2 設計条件

設計条件を次に示す。

路線名：北海道縦貫自動車道 函館名寄線

道路規格：第一種 3 級 A 規格

橋長：543.8 m

有効幅員：10.0 m

平面線形：R=1 200 m

縦断勾配：1.435%

構造形式：PC 8 径間連続箱桁

活荷重：TL-20, TT-43

震度：K_h=0.14

2.3 PC 上部工の設計

PC 上部工の橋軸方向設計断面力は、バネ支承を有する平面骨組モデルとして変位法により求めた。設計は施工段階に従って橋脚、地盤およびゴム支承の合成バネ(鉛直、水平)を用いて繰り返し計算を行って支承の厚さを決定し、それを用いて上部工の応力精査を行った。また施工途中の支承の水平変位調整による上部工の軸力への影響は小さいため考慮しないものとした。解析モデルと支承のバネ定数を表-1 に示す。

2.4 支承の設計

(1) 基本条件

本橋の中間支点橋脚での反力は約 2 400 t と大きく、伸縮桁長も 270 m と長い。このため、ゴム支承は面積、厚さとも大きなものが必要となる。我が国でも大反力のゴム支承の使用例はいくつかあるが、石狩川橋のように反力分散沓を大規模にかつ極寒地において使用した例はない。このためゴム支承の低温の特性や実際に使用する支承の品質試験を実施することとした。

実際の設計では以下の条件で設計した。

- ① ギュム支承の許容値は次のとおりとする。

最大支圧応力度：σ_{max}=70 kg/cm²

最小支圧応力度：σ_{min}=15 kg/cm²

静的せん断弾性係数：G₀=13 kg/cm²

せん断変形率：常時 70%，地震時 150%

- ② 上部工の地震力はゴム支承のせん断力として各橋脚に分散させる。

- ③ ギュム支承厚は均質な加流製品を確保するため最大厚を 20 cm 程度とし、上部工のクリープ、乾燥収縮による水平変位が大きい側径間のゴム支承にはあらかじめ逆方向にせん断変形を与えてギュム支承厚を決める(水平変位調整工)。

- ④ ギュム支承は施工性等を考慮して橋脚は 4 点支承、橋台は 2 点支承とし、支承一個当りの設計反力は最大約 650 t とする。

表-1 設計バネ定数(常時)

(単位：水平、鉛直 t・m, 回転 t・m/rad)

項目	箇所	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	A ₂
合成バネ (地盤+橋脚+ゴム支承)	水平(軸方向)	1 102	3 267	2 664	3 676	4 047	2 781	3 459	2 841	912
	鉛直	218 200	267 838	225 477	477 810	537 286	307 158	255 392	360 573	139 800
	回転(面内)	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ゴム支承	水平(軸方向)	1 102	5 700	3 376	5 832	6 580	4 312	4 840	3 400	912
	鉛直	218 200	789 600	442 400	855 600	1 254 000	979 600	532 000	879 600	139 800
合成バネ (地盤+橋脚)	水平(軸方向)	∞	7 656	12 634	9 941	10 514	7 833	12 124	17 286	∞
	鉛直	∞	405 327	459 847	1 082 121	940 063	447 462	491 194	611 066	∞
	回転(面内)	∞	2 049 745	2 611 499	2 413 545	2 488 806	3 139 935	2 958 734	2 636 112	∞
地盤	水平(軸方向)	∞	1.11×10	1.27×10	2.20×10	2.14×10	1.43×10	2.65×10	1.64×10	∞
	回転(面内)	∞	4.07×10	7.14×10	9.70×10	8.64×10	1.34×10	7.14×10	3.49×10	∞

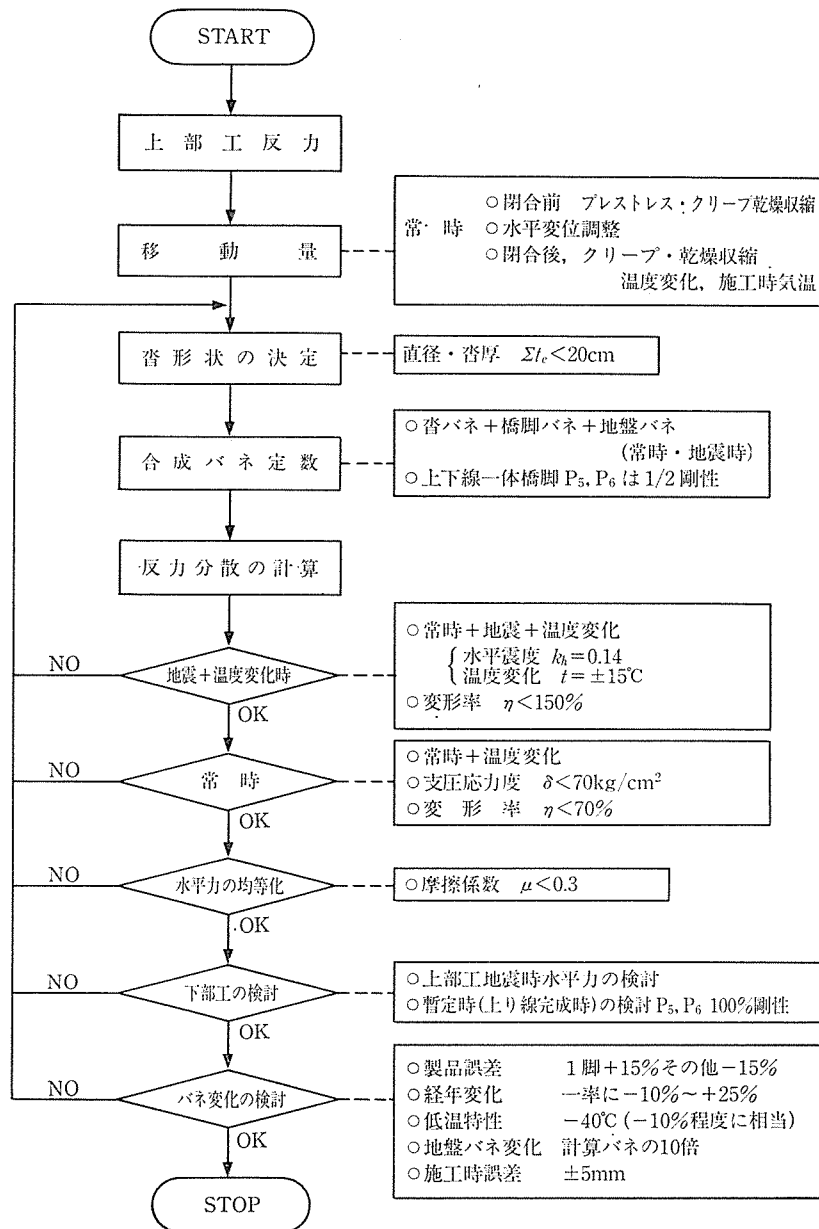


図-3 ゴム支那の設計

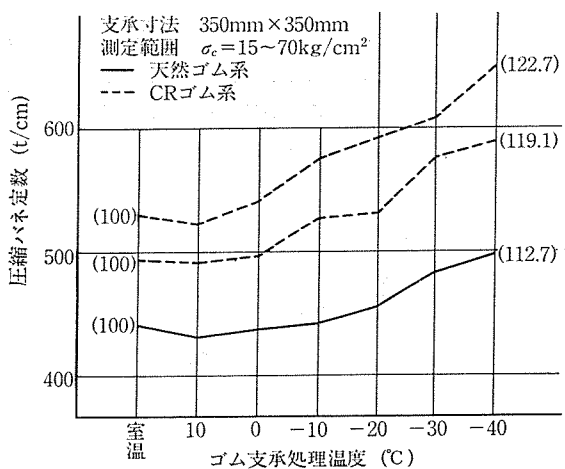


図-4 圧縮バネ定数

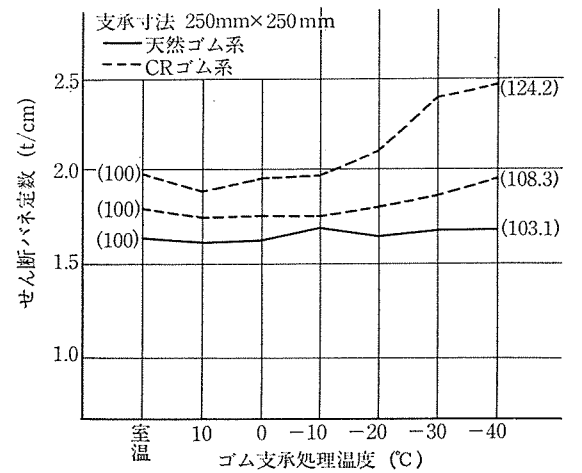


図-5 せん断バネ定数

◇工事報告◇

- ⑤ ゴム支承と上下部工の間にはズレ止めを設けず、ゴムとコンクリートとの摩擦抵抗力により力を伝達するものとし、ゴム支承がすべらないよう摩擦抵抗には所定の安全率を持つようにする。
- ⑥ 落橋防止構造として、橋脚には鋼製ストッパー、橋台にはコンクリートブロックを設けるものとする。

(2) ゴム支承の設計

(1) の設計条件を基にゴム支承の厚さを調整することにより各橋脚に伝達する上部工水平力を調整するように設計した。この設計の流れを図-3に示す。

(3) ゴム支承の品質、低温特性

低温特性の試験温度は常温から -40°C までとし、圧縮バネ定数とせん断バネ定数について試験を行った。試験を行ったゴム支承はリングタイプの天然ゴム系が1種類、積層タイプのCRゴム系が2種類である。試験結果を図-4, 5に示す。これによれば、いずれのゴム支承とも温度が低くなるにつれ圧縮バネ定数、せん断バネ定数とも大きくなる傾向がある。しかし、この中で今回使用する天然ゴム系が最も温度変化に伴う変化が小さく、その変化は -20°C において12%程度であり、使用にあたって問題がないことがわかった。

また大型のゴム支承は製造にあたって内部と外部において均一な性質が保たれているかが問題となる。ゴム支承の製造はゴム生地と補強鋼材を加流圧着させて行う。加流とは熱と圧力を加えて一種の化学変化を起こさせることであり、本橋に用いる大きさ、厚さのゴム支承では製造過程でゴム支承の内部に熱が伝わりにくいため、外面と内部で加流状態が異なる可能性がある。このため、大きなゴム支承では均一な品質を確保することが製造上の問題であり、本橋では事前に実際使用する支承と同じ厚さの試作品を作り、そのいくつかの部分から試料を採取してゴムの均質性を確認し、その製造法により実際の支承を製造することとした。

実際に使用するゴム支承はすべて現地に据え付ける前に圧縮せん断試験を実施した。試験結果から求めた各橋脚ごとの圧縮-せん断バネ定数を設計値と比較したが、設計で考えたおりの物性を確保できたと考えられる。

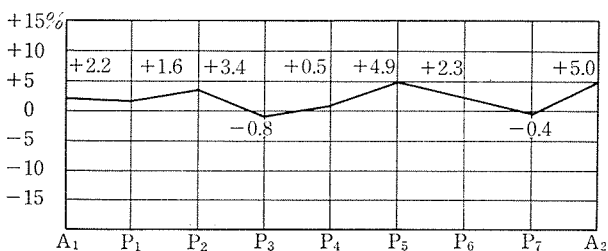


図-6 せん断バネ定数の設計値と実測値の誤差

3. 施 工

3.1 上部工の施工概要

P_1 橋脚から P_7 橋脚間の現河川内は出水の危険性が高いため、ディビダーク工法による張出し施工とした。張出し施工に先立ち、橋脚には上部工施工中のアンバラメントに対する鋼棒と落橋防止の鋼製ストッパーを設置した後、橋脚頭部のコンクリート打設を行った。橋脚完成後、脚頭部にゴム支承を設置して仮沓の施工、柱頭部の施工を行った。上部工の張出し施工を行った後、閉合は $P_2 \sim P_5$, $A_1 \sim P_1$, $P_6 \sim A_2$ を順次行い、その状態で水平変位調整を行ってから $P_1 \sim P_2$, $P_5 \sim P_6$ の閉合を行った。橋体完成後、地覆・高欄を施工した。なお本橋の高欄は、本橋が暫定2車線施工であり冬期の除雪時の一般交通の支障にできるだけならないように排雪できる鋼製高欄とした。

3.2 水平変位調整工

本橋のゴム支承は、上部工のクリープ・乾燥収縮による水平変位を吸収するため、あらかじめせん断変形を与えておくこととした。その方法として図-7, 8に示すとおり、まず3つのブロックごとに閉合し、次に3つのブロックを閉合する前に側径間のブロックにおいて、水平変位およびジャッキアップを行うことにより各橋脚・橋台のゴム支承のせん断変形量を調整した。水平変位は、落橋防止装置である鋼製ストッパーと上部工との間にセンターホールジャッキを設置して行い、ジャッキアップはフラットジャッキおよび油圧ジャッキを用いて行った。

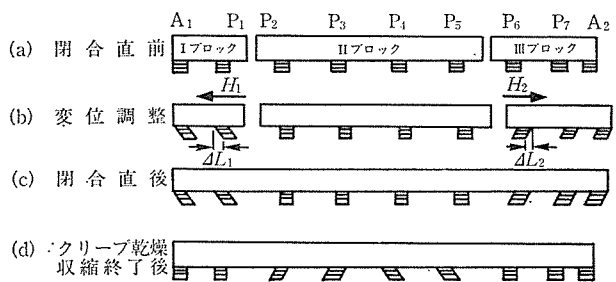


図-7 水平変位調整

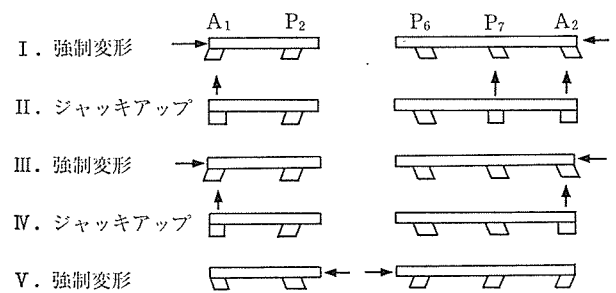


図-8 水平変位調整手順

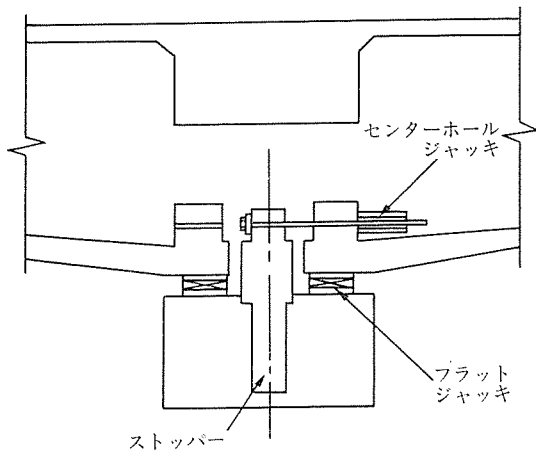


図-9 強制変位工

4. 振動試験

4.1 試験目的

本橋は大反力のゴム支承を用いて地震時の上部工水平力を各橋脚に分散すると同時に、橋脚の固有周期を長周期化することにより免震的な効果を期待している。

本橋のような大規模な橋梁でこのような形式を採用し

た例はなく、実際の挙動が設計と同様であるか確認する必要がある。また今後同様な形式を建設する場合の設計の資料を得ておく必要もある。このため橋梁本体の振動試験を行うこととした。

4.2 試験概要

振動試験および解体の全体の流れを図-10に示す。試験自体は閉合前振動試験と橋梁閉合後に各橋脚の振動

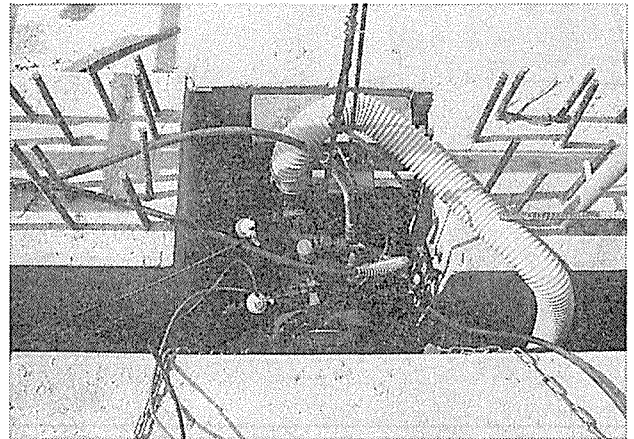


写真-3 ジャッキの据付け状況

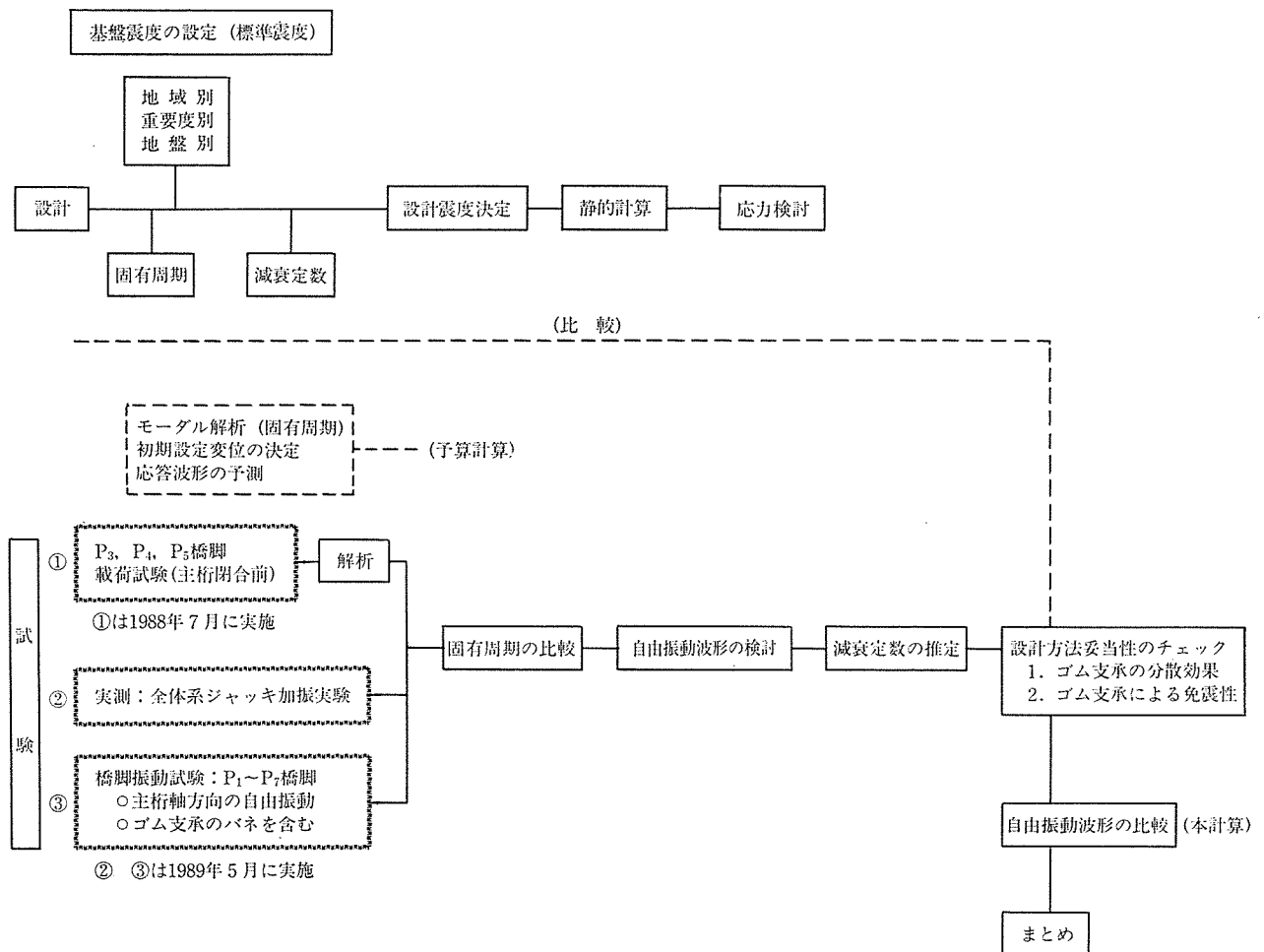
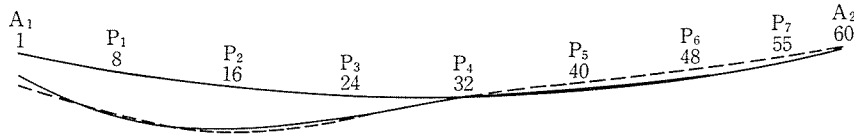


図-10 振動試験解析フロー

◇工事報告◇

試験および全体振動試験を行った。閉合前の橋脚振動試験は P₃, P₄, P₅ 橋脚の閉合直前の状態となり合う上部工を PC 鋼材で結び、それを緊張することにより水平方向に載荷する。この状態で変位等を測定した後、緊張力 (100 t) を一挙に解放してそのときに生じる振動加速度を記録する。この記録から固有振動数を求め、間接的に橋脚のバネ定数を求めた。

上部工閉合後の各橋脚振動試験と全体振動試験の加振は、急速解放機能を有する最大押し力 180 t のジャッキ (日本道路公団試験所所有) 4 台を使用して行った。各橋脚の振動試験は 150 t の載荷荷重で行った。一方、全体振動試験はあらかじめ計算した振動モードに近い変形になるようジャッキの載荷力を設定し、ジャッキの油圧を同時に解放することにより自由振動を起こさせた (図



CASE 3 (橋軸直角方向起振: モード No.2) において初期設定する変位形
 P₁=150t, P₂=75t, P₃=75t
 実線: ジャッキ初期設定変位形
 点線: 振動モード形(モード No.2) → D:EXP3

図-11 初期設定変位の設定

表-2 振動試験ケース

試験種別	目的	実験ケース	測定項目	備考
全体加振	ゴム支承による地震力分散効果の実証	I モード No. 1: 橋軸方向振動モード A ₁ に反力 (P ₄ , P ₆ 橋脚振動試験)	ゴム支承の変形 主桁, 橋脚の応答	急速解放機能付きジャッキ使用 (180 t, 150 mm : 4 台)
	石狩川橋の耐震性能の確認	II モード No. 1: 橋軸方向振動モード P ₁ , P ₄ , P ₆ に反力	* 主桁と橋台の相対変位 * 主桁と橋脚の相対変位 * 加速度	基本振動モードを起振
橋脚加振	①固有周期 ②減衰定数 ③ゴム支承のせん断バネ定数 ④橋脚基礎のせん断バネ定数	III モード No. 2: 橋軸直角方向振動モード P ₁ , P ₂ , P ₃ に反力 (P ₁ , P ₂ , P ₃ 橋脚振動試験)		
		IV モード No. 2: 橋軸直角方向振動モード P ₅ , P ₆ , P ₇ に反力 (P ₅ , P ₇ 橋脚振動試験)		設計水平震度 K _h =0.14 (橋軸, 橋軸直角とも)

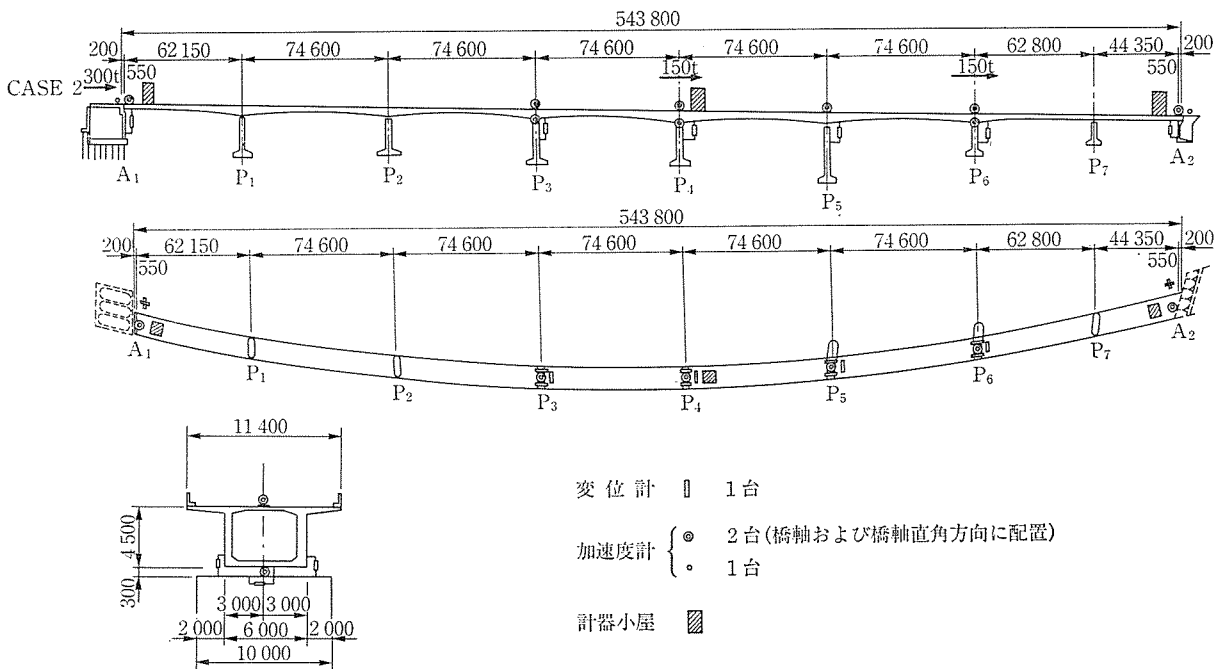
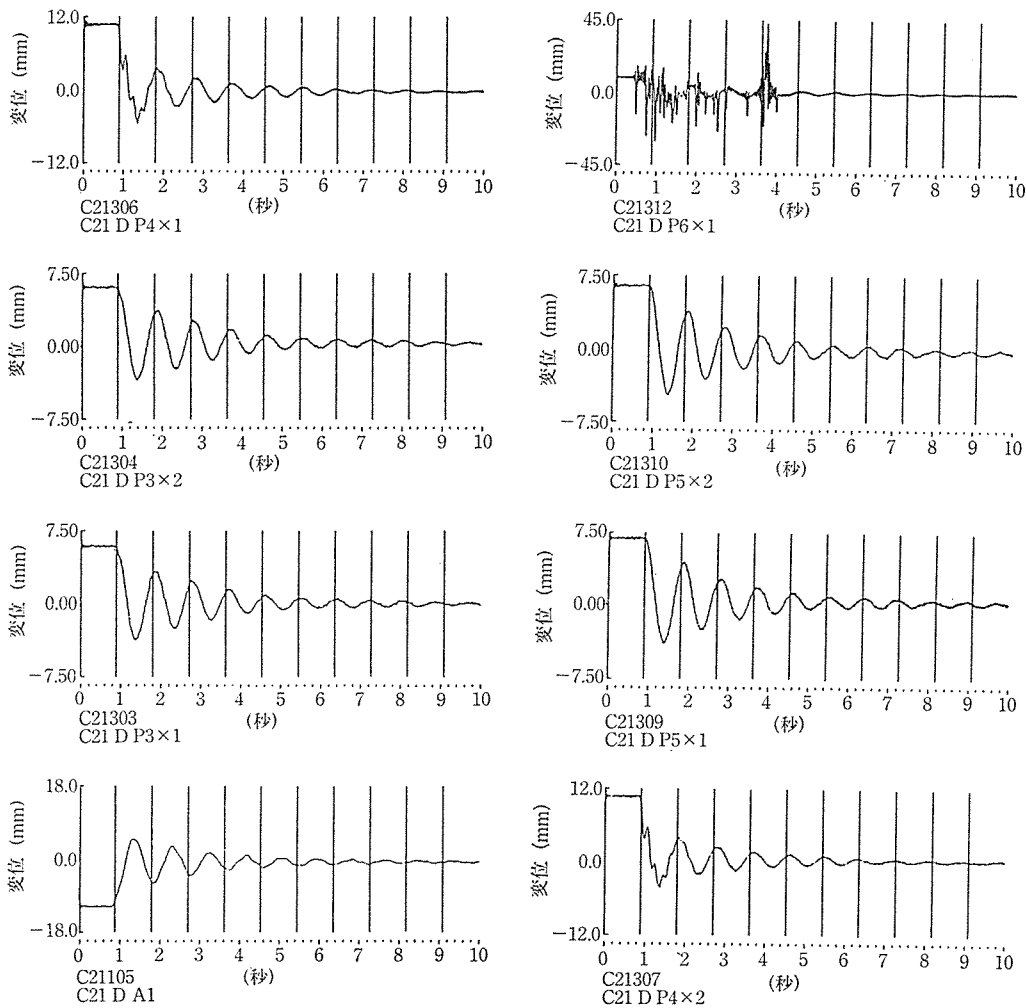


図-12 測定器機配置の例 (ケース 2)



図—13 実測変位波形 (ケース 2)

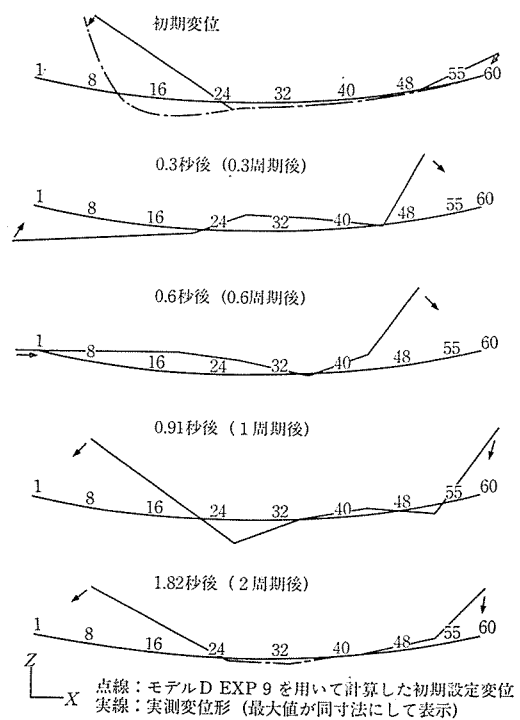
—11)。全体振動試験にこの方法を用いた理由は、ゴム支承の挙動を調べるには 10~20 mm の振幅で振動させる必要があるが、ジャッキによる載荷方式は本橋のような主桁自重が 1200 t と重くても加振可能なためである。

全体振動試験は橋軸方向と橋軸直角方向に卓越する振動モードについて 2 ケースずつ合計 4 ケースを行った。また各橋脚の振動試験は 7 橋脚すべてについて実施した。

設置した計器は、橋軸および橋軸直角方向に変位計、加速度計であり、配置の例を図—12 に示す。

4.3 試験結果

試験の実測変位波形を図—13 に示す。橋軸方向の振動周期は 0.91 秒であった。計測された変位から試験ケースの上部工の動きを図—14 に示す。この試験ケースは橋軸方向の振動試験であったが、A₁ 橋台が斜角を有しており加振方向が橋軸方向と一致していないこと、橋梁自体が R=1200 m の曲線桁であることなど、橋梁は複雑な動きをしている。一方、橋軸直角方向の振動は予



図—14 振動試験 (ケース 1) での上部工の動き

◇工事報告◇

想されたとおりの動きをした。また加速度の最大値は、橋脚で 150 gal, 上部工で 50 gal を記録した。

4.4 試験結果の解析と考察

(1) ゴム支承のせん断バネ定数および橋脚基礎のバネ定数各橋脚のゴム支承のせん断バネ定数は一つのパラメータで決まるとし、これと各橋脚の基礎のバネ定数を未知数として、各橋脚ごとの振動試験と全体振動試験の実測固有周波数と一致するように繰り返し計算を行った。その計算の流れを図-15 に示す。この結果、支承および橋脚のバネ定数はいずれも当初設計値より大きくなった。ゴム支承のバネ定数は図-16 に示す設計用値より大きい小変形域 ($\delta=0\sim 10\text{ mm}$) の 1.1 倍となった。また橋脚の基礎のバネ定数は多くのところで設計値より大きく、特に P_2, P_3, P_4, P_5 橋脚では基礎のバネ定数を大きくしただけでは振動試験結果の周波数と一致しないので橋脚高を計算上低くした。

試験結果と周波数を一致した計算ケースの固有値とモード図を図-17 に示す。この中で各振動試験ケースは図に示したモードが合成したものと考えられる。またこの解析結果を基にしたゴム支承と橋脚のバネ定数を用いて、振動試験での静的な載荷状態での計算値と実測値を比較したが、一部を除いてほぼ一致した。このためゴム支承の動的バネ定数は静的バネ定数とほぼ同じであると考えられる。また振動波形から考えて、あらかじめゴム支承にせん断変形を与えていた影響はないと思われる。

ゴム支承のバネ定数が設計値よりも大きくなった原因としては、振動試験でのゴム支承の変形量は 10 数 mm であるが、この値はゴム支承の変形としては小変形域であるため大きい値となったことが考えられる。また、橋脚のバネ定数が大きかった原因としては、振動レベルが小さいため埋戻し土により橋脚振動の固定端が設計よりも上に上がったことなどが考えられる。

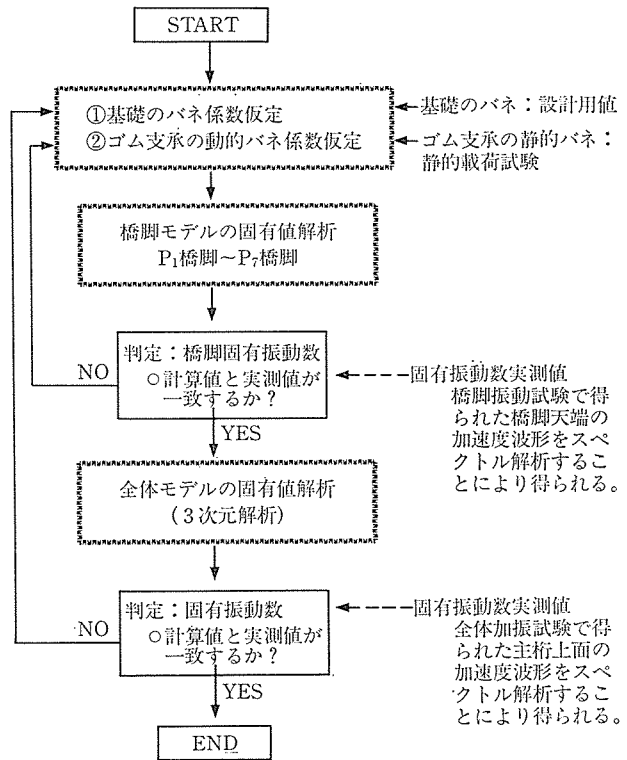


図-15 ゴム支承のせん断バネおよび橋脚基礎バネ決定のフロー

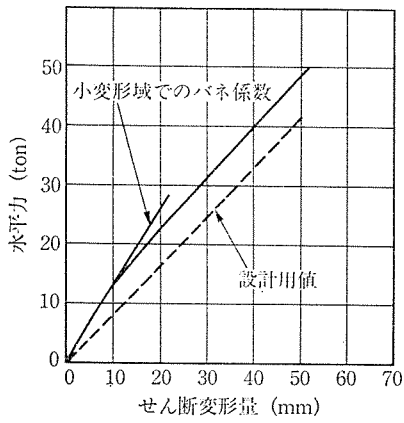
一方、上部工連結前の振動試験と上部工完成後の橋脚単独の振動試験結果から各々もとめた地盤のバネ定数は一致しなかった。これは、下部工の埋戻し土の状況が試験を行った時期により異なったためと思われる。

(2) ゴム支承の上部工水平反力の分散効果

図-18 に振動試験ケース 2 における振動周期ごとの変位とゴム支承の水平荷重分担率を示すが、これによれば振幅やせん断変形があるなしにかかわらず、上部工水平反力の分散効果はあると考えられる。また各橋脚の分担率は当初設計とほぼ同じであった。

表-3 最終決定モデルの固有値表

JOB-NAME	MODE NO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
T:EXP9 ゴム 0-10mm ×1.1	FREQUENCY (Hz)	1.00472	1.02035	1.08690	1.09462	1.17737	1.23028	1.27025	1.44942	1.53694	1.77653	
	PERIOD (sec)	0.99530	0.98006	0.92005	0.91356	0.84935	0.81282	0.78725	0.68993	0.65064	0.56289	
	EFFECTIVE MASS (%)	X	0.1606	55.3768	0.9834	0.1624	0.2191	0.0042	0.0057	0.0097	0.0007	0.0005
		Y	0.	0.0000	0.0000	0.	0.	0.0045	0.	0.0535	0.0000	0.0077
Z		18.3702	0.7170	14.0715	12.6529	4.2303	0.0002	2.6636	0.0001	0.0929	0.	



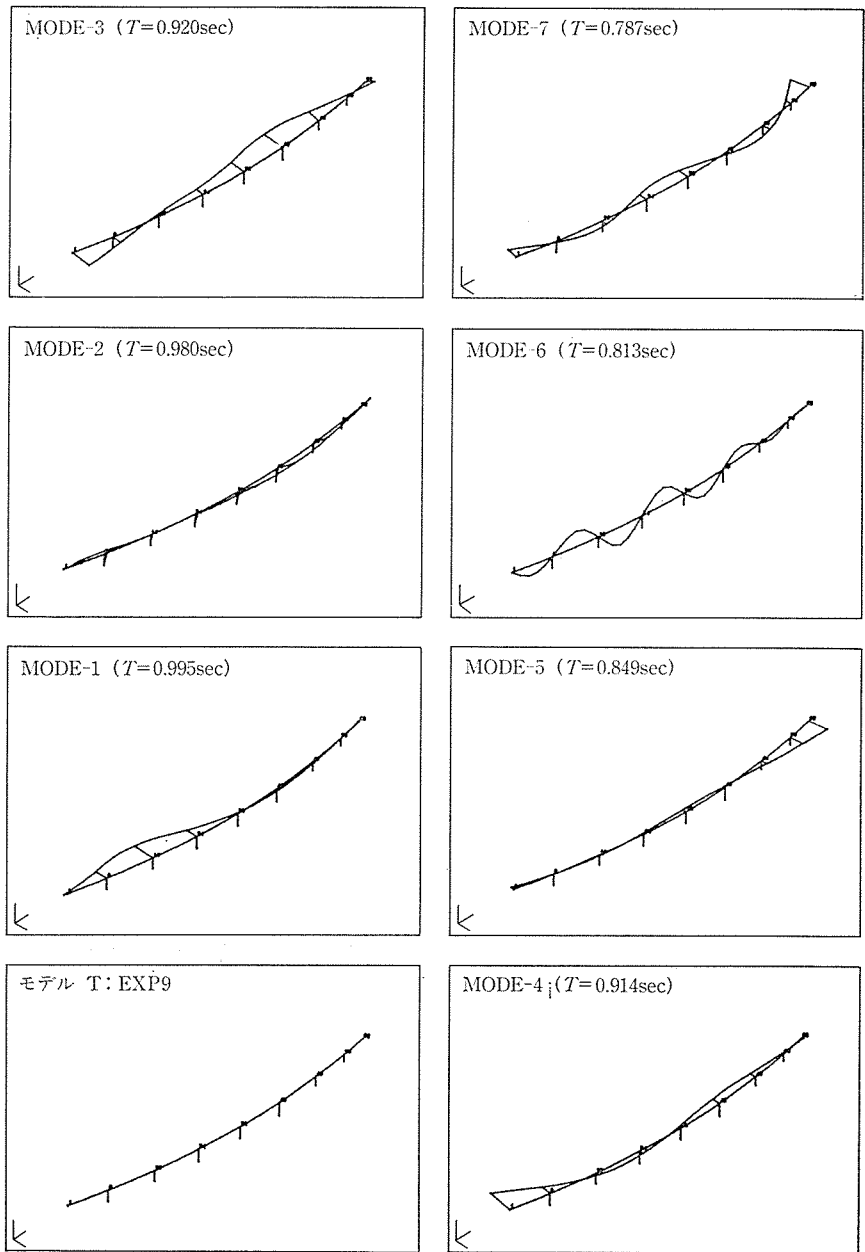
図—16 ゴム支承のバネ定数

(3) ゴム支承の使用による耐震性の向上(免震性)

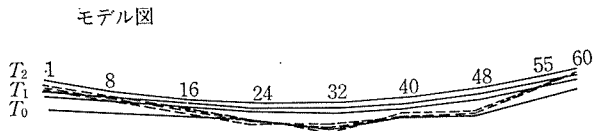
振動試験での橋軸方向の振動周期は 0.91 秒であったが、ゴム支承をピン支承に変えた構造として固有周期を計算した値は 0.4 秒程度であった。このことからゴム支承を用いることにより橋梁の固有周期を長周期化できることがわかった。しかし当初設計で考えたほど長周期化にはならなかった。結果的に耐震性の向上という点では達成できなかった。

(4) 減衰定数

変位波形およびパワースペクトルから減衰定数を求めた。変位波形から求めた減衰定数と時間との関係の例を図—19 に示す。また全体振動試験の中から橋台での変位波形から求めた減衰定数と振幅

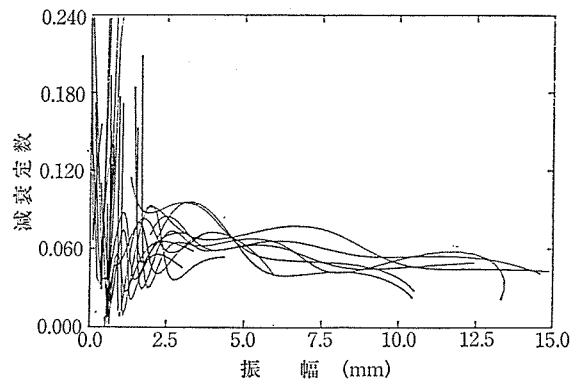


図—17 最終モデルのモード図



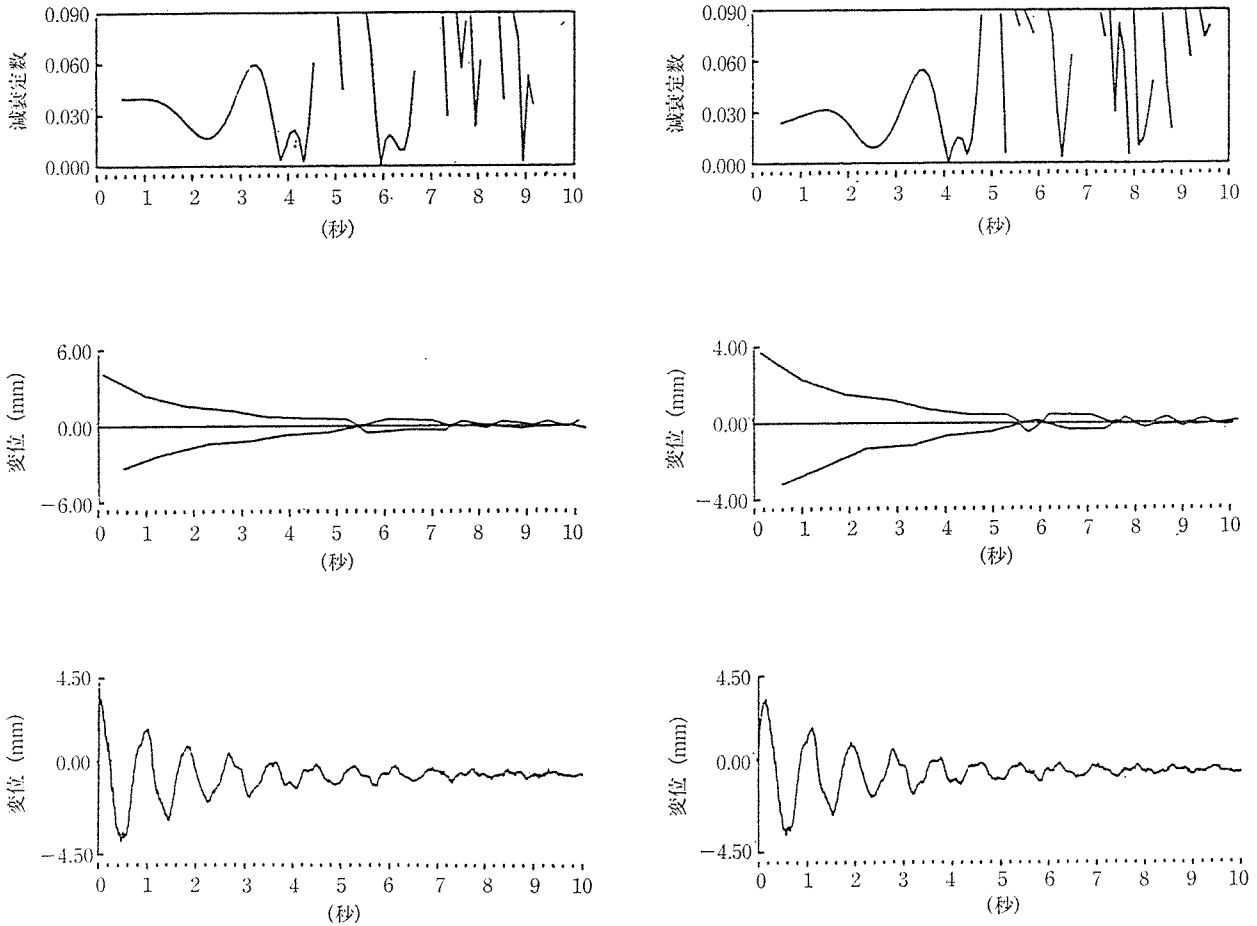
点線：ゴム支承の主桁方向水平荷重分担率
 ①各測点のゴム支承の主桁方向変形にそのせん断バネを乗じ、ゴム支承の実測変形に基づくせん断抵抗力を求める。
 ②各測点について計算した主桁方向のせん断抵抗力を総和する。
 ③各測点の主桁方向のせん断抵抗力を、その総和で除して求めた値を「主桁方向水平荷重分担率」とした。
 実線：各測点で実測した主桁方向（OR 主桁直角方向）の変位を、図のZ軸方向に測り、これを直線で結んだ、主桁の変形図
 T_0 → 振動開始直後
 T_1 → 0.91秒後
 T_2 → 0.91 × 2 秒後

図—18 変位と橋脚の荷重分担率



図—19 橋台での減衰定数の集計

◇工事報告◇



図—20 変位波形から求めた減衰定数(橋台)

との関係を 図—20 に示す。これらの解析から減衰定数は 0.05~0.06 と考えられる。

(5) 石狩川橋の安全性

振動試験結果と当初の詳細設計との比較を行い、本橋の安全性について検討した。その結果、静的設計では橋梁の固有周期が当初設計より短いため震度が大きくなるので、地震時の断面力は当初設計よりも大きくなる。しかし橋脚の安全性に問題があるような許容応力度超過はなかった。また振動試験結果の減衰定数を 0.05 使用して動的解析を行って断面力を当初設計(当初の動的解析での減衰定数は 0.02 と 0.05 の 2 ケース)と比較したが、橋軸方向には当初設計より小さく、橋軸直角方向には大きな値となった。しかし橋脚の耐力に問題はなかつ

た。

5. おわりに

石狩川橋では、大反力のゴム支承を用いて上部工の水平反力を分散する設計をし、ジャッキによる水平変位調整工の施工および振動試験を行った。一連の石狩川橋での検討が今後のゴム支承を用いたコンクリート橋の設計の参考となり、本文がそれに少しでも役立てば幸いである。また振動試験の詳細については別の機会に報告したいと考えている。最後に本橋の設計・施工・振動試験等に協力していただいた関係者にお礼申し上げます。

【1989年12月11日受付】