

ゴム支承を有する P C 4 径間連続橋(清水川橋)の振動特性と水平反力分散

Dynamic characteristics and dispersion of horizontal forces
in a four span continuous PC bridge with rubber bearings

安松 敏雄* 鳥野 清** 北川 正一*** 麻生 稔彦**** 堤 一*****

By Toshio YASUMATSU, Kiyoshi UNO, Shoichi KITAGAWA, Toshihiko ASO and Hajime TSUTSUMI

Recently, rubber bearings have been introduced in prestressed concrete (PC) bridges to disperse the horizontal forces. So far, though a few similar bridges have been constructed, Shimizugawa bridge is the rare such example to verify the dynamic characteristics of this kind of structure. Horizontal loading test, free vibration test and microtremor measurements were conducted on the bridge with rubber bearings. Eigenvalue analysis with finite element method and Response analysis with spectrum method were carried out to investigate the dynamic characteristics of the bridge. The effectiveness of the rubber bearings as an earthquake resistant device has been verified by the results of the experiment and analysis.

1. まえがき

近年の橋梁計画においては、連続化、多径間化が図られラーメン橋採用の傾向がみられる。これには走行性の向上や維持管理の省力化等の利点があるものの、橋脚に十分な高さを確保することが不可能な場合等には、ラーメン構造にすることが困難な場合もある。また連続化に関しても、1点固定式の構造では固定橋脚に過大な水平力が集中し、その橋脚のみ巨大化するという問題が生じることから、支承部到大反力ゴム支承を用いた反力分散構造を採用した橋梁の建設が報告され始めている。この形式は上部工の乾燥収縮・クリープ・温度変化および地震時慣性力によって生じる水平力を各橋脚に均等および任意に分散しようとするもので、橋脚と上部工を異なる振動単位とする免震構造となっている。しかしながら、この種の橋梁としては事例はまだ数少く、固有周期の長周期化による地震力の低減方法等、耐震設計の統一的な指針が確立されていないのが現状である。

今回、鹿児島県の国分隼人道路に建設された大反力ゴム支承を有する清水川橋に対して、油圧ジャッキによる静的載荷、動的振動試験および常時微動試験を実施し、反力分散効果、地盤ばね定数や振動特性の確認

-
- * 池田東工事区工事長 日本道路公団高松建設局池田工事事務所(〒778徳島県三好郡池田町字マフ2145-1)
 - ** 工 博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒807北九州市八幡西区自由ヶ丘 1-8)
 - *** 理 修 九州大学助手 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
 - **** 工 博 九州大学助手 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
 - ***** 工 博 九州大学教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

を行った。さらに、本橋に対して地震応答解析を実施し、本構造の地震応答特性について検討を行った。

2. 橋梁概要

清水川橋は鹿児島県隼人町内を流れる清水川河口の干潟と国道10号を横断する橋長295m、有効幅員9.0mの4径間連続箱桁橋である。図-1に全体の概要を示す。架橋位置の地理的条件により、塩害に強く、部材厚を薄く支間長を長くできるPC橋が採用され、上部工は海上部についてはPC4径間連続箱桁、国道上については桁下余裕が少なくPC単純T桁となっている。桁断面を図-2に示す。架橋地点の地質は、図-3に示すように洪積層と沖積層の砂層土が厚く堆積し、火山岩類および安山岩類が基盤をなしている。支持層は海上部では現地盤より20m前後とかなりの深さであり、基礎形式は、P9～P12がケーソン基礎、P8、A2が場所打ち杭基礎となっている。橋脚高が8～12mと低くケーソン基礎を有する構造であるため、支承形式が下部工に与える影響は大きく、地震時水平力の分担力の大小により基礎の大きさが大きく左右される。このことから、支承部にはP9、P10、P11橋脚にゴム支承、P8、P12橋脚には滑りリング沓が設置され、反力分散構造が採用された。図-4にゴム支承概要を示す。これにより各橋脚太さの均等化が可能となり、美観や河川阻害率の点でも有利なものとなっている。

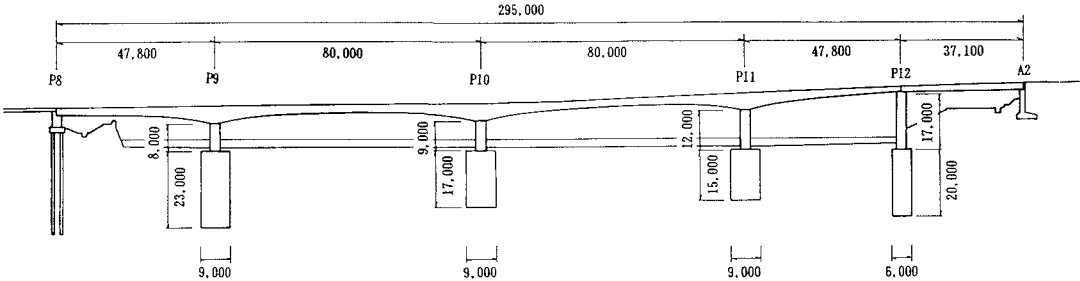


図-1 清水川橋概要図

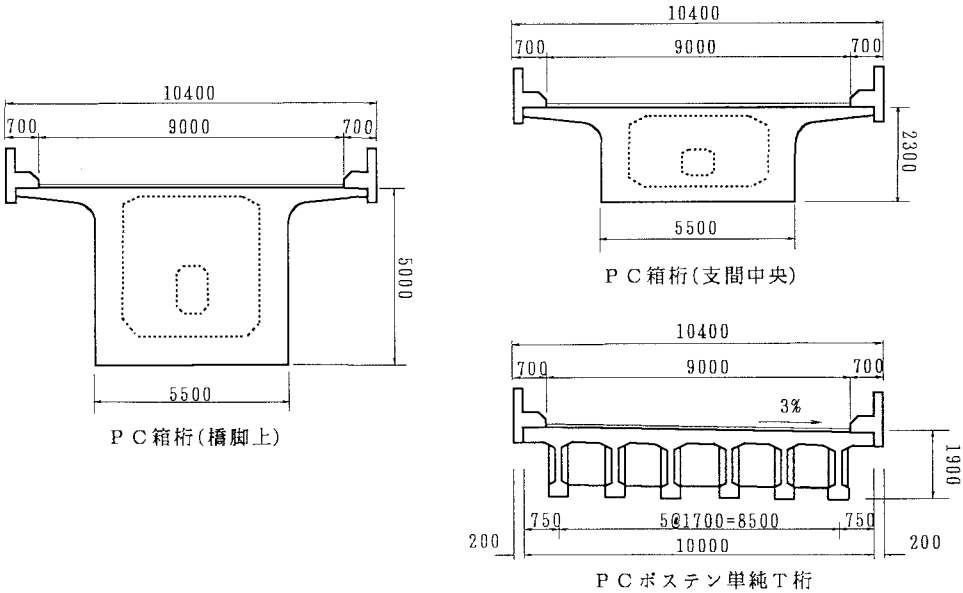


図-2 桁断面

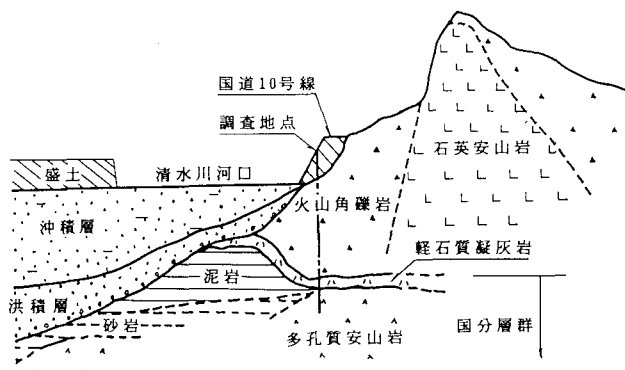


図-3 地質模式図

3. 試験概要および結果

(1) 概要

実橋試験としては、水平載荷試験、自由振動試験、常時微動試験を実施した。水平載荷試験および自由振動試験では載荷装置として道路公団所有の油圧ジャッキをP9～P11の各橋脚に2台ずつ計6台設置したこのジャッキは急速開放弁付きで、性能は最大推力180t、最大ストローク150mmであるジャッキは図-5のようにセットされ、橋脚上のゴム沓の取付金具部分で反力を取り桁のストッパー部分を橋軸水平方向に押すしくみとなっている。

静的載荷水平試験では、徐々に荷重を変化させ各荷重段階でジャッキ圧力、各ゴム沓のせん断変形量、P12、A2上での桁の絶対変位を測定した。図-6に油圧ジャッキを用いた載荷試験の測点と測定項目を示す。

自由振動試験では、3橋脚同時に載荷し所定の荷重に達した後、ジャッキの圧力を瞬時に解放し桁と橋脚の自由減衰振動を観測し、橋梁各部の橋軸水平方向、上下方向の加速度、変位を測定した。さらにこれらの試験を補い高次振動の振動特性を求めるため、常時微動試験を実施した。

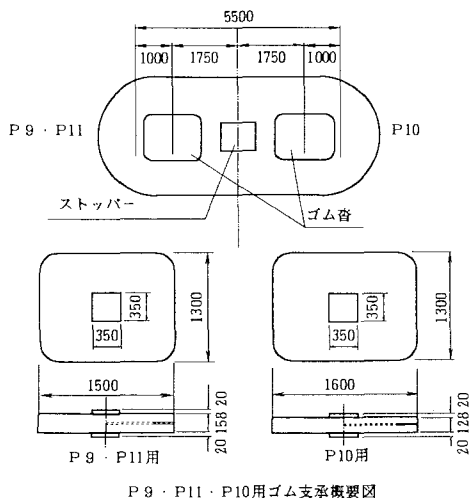
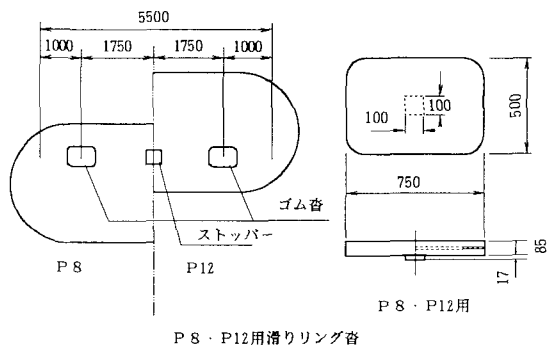


図-4 ゴム支承概要図

(2) 各橋脚単独載荷試験

橋脚剛性および地盤ばね定数の確認のためにP9橋脚に対しては最大250t、P10、P11橋脚に対しては最大300tの水平荷重を毎分約25tの載荷速度で載荷した。図-7はP10橋脚載荷時の荷重と各ゴム沓のせん断変形量およびP12上の桁の絶対変位の関係を示したものである。この桁の絶対変位と各ゴム沓のせん断変形量の差を求めることにより、各橋脚頂部の変位を算出することができる。図によれば載荷している橋脚の変位が最も大きく、他の橋脚も水平載荷によって多少変形が生じており、その値はほぼ同じ程度となっている。また、載荷荷重を増加させる場合と減少させる場合では荷重と変位の関係が異なっている。P9、P11橋脚に載荷した場合では、最大載荷荷重より50tだけ除荷したときに変位は同じかあるいは増加するという現象が見られた。載荷荷重を完全に除荷した後、約1~2mm程度の残留変位が生じていた。これは地盤やゴム沓自体の材料非線形性が現われたのではないと思われる。しかし、全体の変位に比べて非常に小さく無視できる量といえる。最大載荷時の各橋脚のゴム沓の最大せん断変形量はP9では載荷荷重250tに対して14.0cm、P10およびP11では300tに対してそれぞれ18.0cmと21.5cm程度であった。

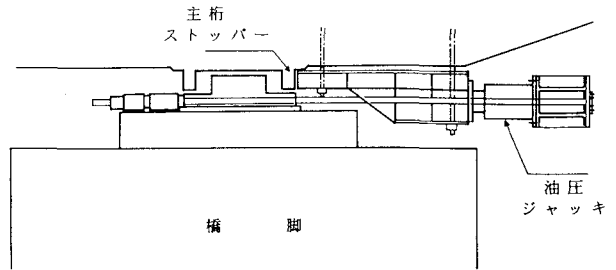


図-5 載荷油圧ジャッキ

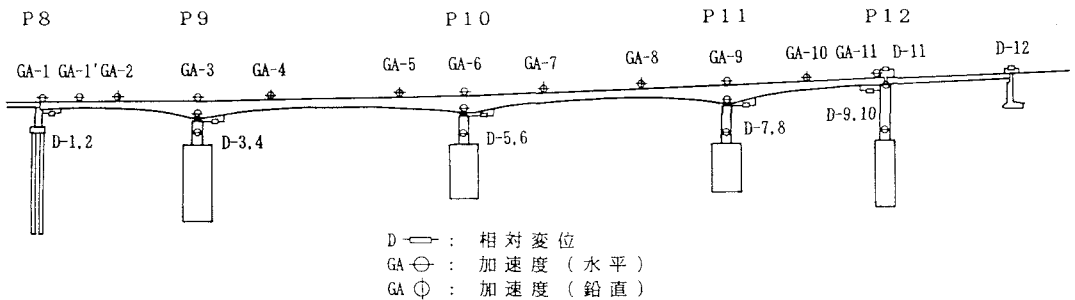


図-6 測点および測定項目

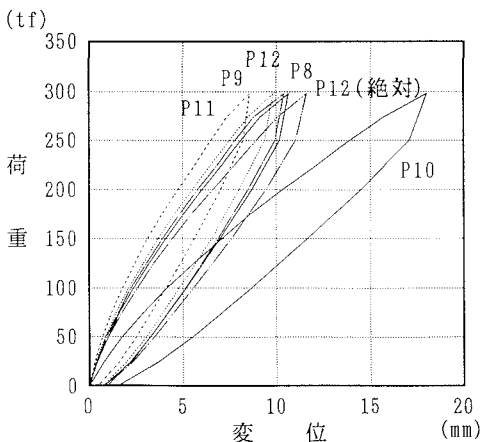


図-7 履歴曲線 (P10載荷)

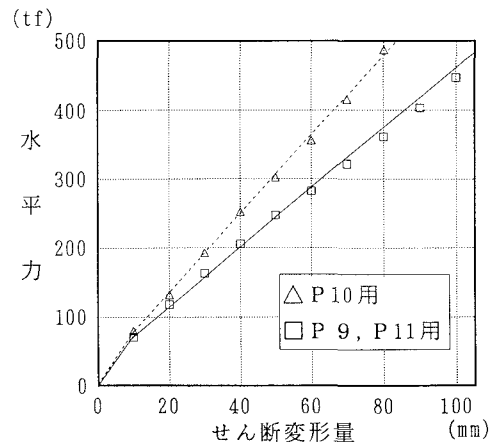


図-8 ゴム支承のせん断ばね定数

図－8 は本試験に先だって実施されたゴム支承の性能試験の結果である。ゴム支承のせん断変形10mmを境にして、ゴムのせん断ばね定数が異なっている。この図の変形10mm以上のせん断ばね定数を用いて図－6 に示すゴム沓のせん断変形より各橋脚の分担力および滑りリング沓の

表－1 各橋脚の分担力および滑りリング沓の摩擦力

載荷 橋脚	載 荷 力 F (tf)		ゴ ム 支 承 分 担 力 (tf)					橋 脚 頂 部 に 作用する力 R (tf)		変 位 (mm)
			Q ₈	Q ₉	Q ₁₀	Q ₁₁	Q ₁₂			
P 9	F ₉	250	28 (32)	88 (100)	55 (63)	51 (58)	28 (32)	R ₉	162	5.37
P 10	F ₁₀	299	20 (16)	71 (57)	125 (100)	63 (50)	20 (16)	R ₁₀	174	6.17
P 11	F ₁₁	299	14 (12)	74 (61)	76 (63)	121 (100)	14 (12)	R ₁₁	178	8.94

摩擦力を求めた。表－1 に結果を示す。ここで P 8、P 12の滑りリング沓に生じる摩擦力は支承の構造が同じであることから等しいと仮定している(表中 Q₈ = Q₁₂)。載荷橋脚の支承の分担力を100に換算すると他の2つのゴム支承の分担力は50～63という値となった。表において

$$F_n = Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}$$

$$R_n = F_n - Q_n \quad (n = 9, 10, 11)$$

であり、R_nは載荷橋脚に作用する外力を表し、変位はそのときの橋脚頂部の変位を示している。また、解析に際しては各橋脚とケーソン基礎を多質点系に置換し、このケーソン基礎部分の質点に道路橋示方書に従って求めた地盤ばねを考慮した。このモデルに表－1 に示す橋脚頂部への荷重を作用させ、そのときの橋脚の変位が実験値と一致するように係数を乗じて地盤ばね定数を算出した。この結果を本橋の固有値解析に用いた。

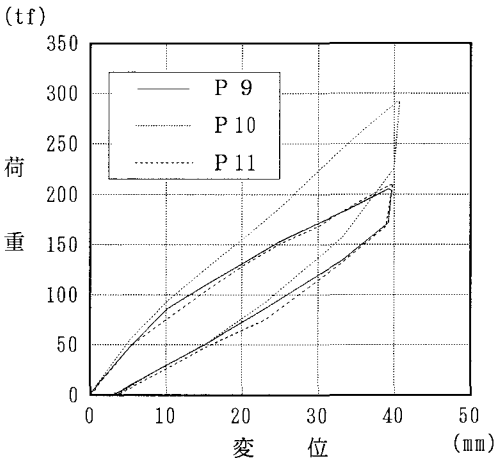
(3) 3 橋脚同時載荷試験

各橋脚に働く分担力が設計値通りであるかということを確認するために、各ゴム沓のせん断変形量が最大40mmになるまで3 橋脚同時に水平載荷を行った。図－9 は載荷荷重とゴム沓の変形量の関係を示したものである。ゴム沓のせん断変形が40mmに達した時の載荷荷重は P 9 で205t、P 10 で291t、P 11 で210tであった。単独載荷時と同様、載荷荷重と変位の関係は載荷時と除荷時で異なっている。また残留変位も単独加力時に比べて大きかった。

図－10 に載荷荷重を徐々に増加させたときの各橋脚の分担力とゴム支承の変形量の関係を示す。全荷重分担力は設計時の計算値よりやや大きく現われている。

図－8 に示すようにゴム沓のせん断ばね定数は変位10mmを境に変化しているが、計算には変位10mm以上に対するばね定数を用いているため、実験値と計算値では多少異なったものと思われる。各橋脚の分担力もほぼ計算値に近く、全荷重を1点固定形式で負担する場合に比べて、反力分散沓は非常に有効であることを示している。また、図中の全載荷荷重と全分担力の差が滑りリング沓に生じた摩擦力である。

ゴム支承のせん断変形量が小さい場合、支承は完全なせん断変形の型をしているが、変形量40mmのときに微小であったが、桁の回転によるそり上がりの変形が確認された。変形量が40mm以上に達するような場合にはゴム支承のそり上がり変形が、せん断弾性定数に影響を及ぼすことが考えられる。



図－9 履歴曲線(3 橋脚同時載荷)

(4) 自由振動試験

(3)と同様に3橋脚に载荷し強制的に水平変位を与えた後、各ジャッキの圧力を急速開放し、桁と橋脚の自由減衰振動を記録した。ゴム支承の強制変位は5mm、10mm、20mm、30mm、40mmの5種類とした。図-11は桁の自由減衰振動波形の1例である。このとき、橋脚の振動は開放後直ちに減衰し、桁のみが明瞭な自由減衰振動を見せていた。この振動より求めた1次の固有振動数および減衰定数を図-12、13に示す。減衰定数に関してはゴム支承のせん断変形量とともに大きくなり、通常の支承に比べて値も大きい。減衰定数は微小振幅時においても橋軸水平1次では0.05以上の値が期待できる。一方、橋軸水平1次振動の固有振動数はゴム支承のせん断変形量が大きいほど低下している。これは滑り沓に作用する摩擦力による影響と考えられる。

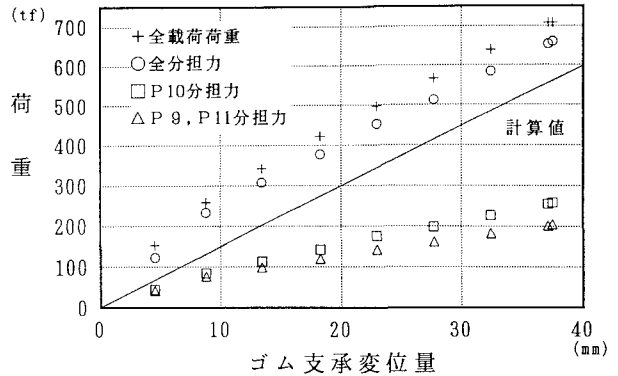


図-10 分担力と载荷荷重

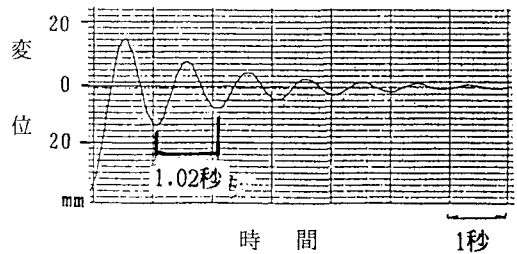


図-11 桁の応答変位

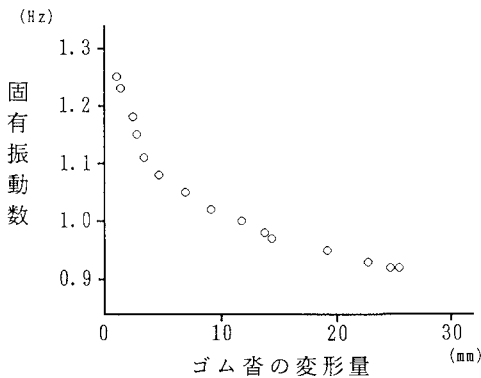


図-12 固有振動数

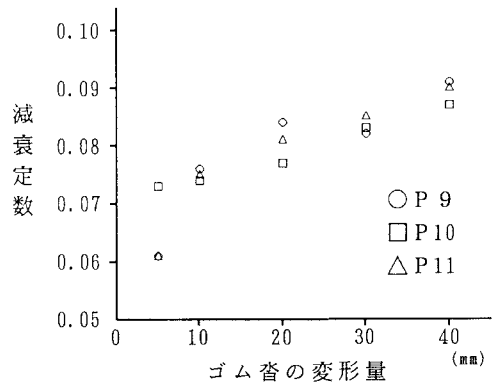


図-13 減衰定数

図-14に滑りリング沓に働く摩擦力と沓の移動量を示す。当初、変形量が小さいうちは滑りリング沓には摩擦力により通常のゴム沓と同様にせん断変形を生じる。しかし、変形量が10mm以上になると摩擦力がほぼ一定となり、滑りが発生していることがわかる。また、この範囲のゴム支承の剛性は図-8に示す試験値とほぼ同様な値となっている。地震時の大変形振動では沓の変形量が大きいことから、図-12より橋軸水平方向1次の固有振動数は0.9Hz程度となることが予想される。

(5) 常時微動試験

油圧ジャッキによる動的試験は橋軸水平1次振動を対象としているが、高次のモードに関する特性を明らかにするため、常時微動試験を実施し、橋軸直角水平方向および上下方向の固有振動数と変位モードを求めた。図-15に上下方向のスペクトル図を示す。試験結果は解析結果と比較して示す。

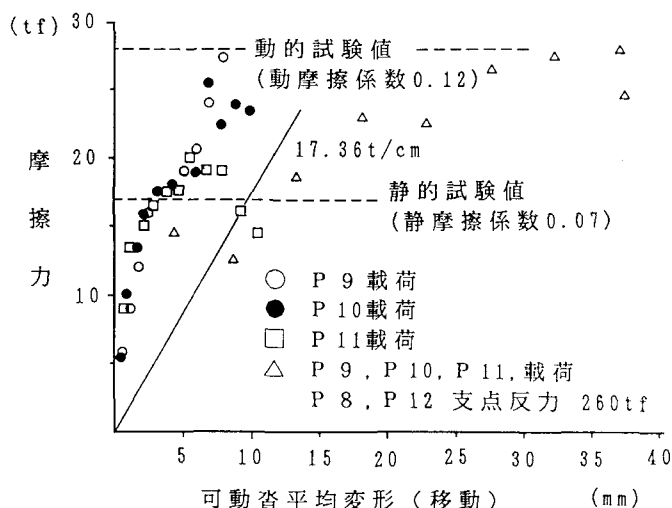


図-14 滑りリング沓の変形と摩擦力

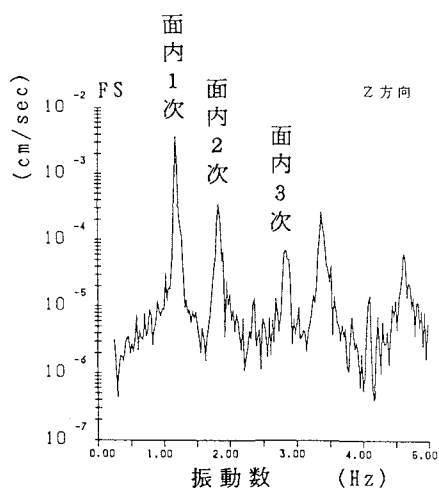


図-15 フーリエ スペクトル

4. 解析

(1) 固有値解析

本橋を節点数128、要素数122の多質点系モデルに置換し、有限要素法を用いて立体解析を行った。橋脚基礎のケーソン部分は先の载荷試験より得られた地盤ばね定数を用いて解析している。これは橋軸直角水平方向の振動特性に橋脚下端の地盤剛性が大きく影響するからである。解析においては支承部の結合条件を次の3つのCASEに変化させ、計算を行った。

CASE I : ゴム支承および滑りリング沓をせん断ばね

CASE II : ゴム支承をせん断ばね、滑りリング沓をローラー

CASE III : ゴム支承をヒンジ、滑りリング沓はローラー

CASE I は橋軸水平1次振動において、主桁の変位が小さいため、摩擦力によって滑りリング沓に滑りが発生せず、リング沓がゴム支承として働いている場合を想定している。CASE II は地震時における応答を想定したもので、主桁が橋軸方向に大きく変位し、滑りリング沓が完全に滑った場合に対応している。CASE III はゴム沓を有する橋梁と鋼製沓を有する橋梁では振動特性がどの程度異なるかを検証するため、CASE I においてゴム沓を鋼製沓のヒンジに変更したものである。

表-2 固有振動数の実験値と理論値の比較

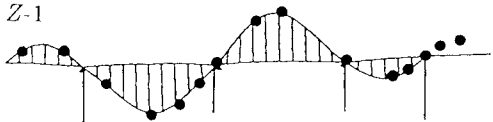
振動方向	次数	CASE I	CASE II	CASE III	自由振動試験	常時微動測定
X	1	0.81	0.75	—	0.92~1.10	—
Z	1	1.21	1.21	1.24	—	1.17
Y	1	1.57	1.57	1.64	—	1.29
X (*)		—	—	1.67	—	—
Y	2	1.78	1.78	1.90	—	1.88
Z	2	1.89	1.89	1.93	—	1.83
Y	3	2.40	2.38	2.57	—	2.54
Z	3	2.95	2.96	2.96	—	2.83

X : 橋軸水平方向 Y : 橋軸直角水平方向 Z : 上下方向

X-1



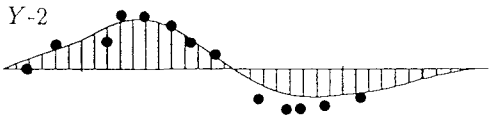
Z-1



Y-1



Y-2



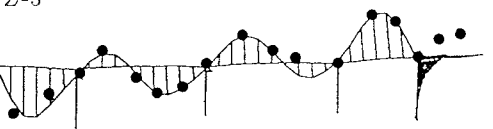
Z-2



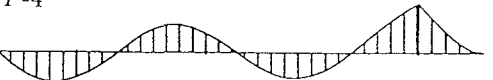
Y-3



Z-3



Y-4



X-2



● 実験値

図-16 変位モード (CASE II)

解析により得られた固有振動数を実験値と比較して、表-2に示す。CASE IIの変位モードを常時微動試験より得られたモードと比較して図-16に示す。また、CASE IIIではCASE IIと大きく異なる橋軸水平方向のモードのみ図-17に示す。

表-2において、CASE IとCASE IIを振動試験結果と比較してみると、強制振動試験で得られた橋軸水平1次振動とはほぼ対応している。一方、常時微動試験では微小振幅を測定していることから、この振動は現れていないが、2次以上の固有振動数は解析結果と良く一致している。次にゴム沓と鋼製ヒンジ沓の比較をCASE IIとCASE IIIについて行ってみると、CASE IIIでは橋軸水平1次振動(X(*))の固有振動数が約2倍高くなっている。そこで、図-16と図-17に示すCASE IIのX-1とCASE IIIのX(*)の変位モードを比較してみると、CASE IIではゴム支承のせん断変形により主桁のみが振動しているのに対し、CASE IIIでは主桁と橋脚が一体となって振動していることがわかる。また、図-16に示すCASE IIの面内振動を見ると、X-2のように橋脚が単独で振動するモードが現れている。一方、図-17中には示していないが、CASE IIIではローラー支承部のP8、P12橋脚がそれぞれ単独で振動するモードと、図-17のX(**)のように橋脚と主桁とが一体となって動くモードが現れていた。

面外方向振動ではCASE IIIの固有振動数がCASE IIより多少高いが、モードとしては図-16に示したものとほぼ同じであった。しかし、面外振動では図-16のY-1、Y-2のように、橋脚部分が大きく振動するモードがあり、地盤ばね定数の算定が重要であることを示している。

X(*)



X(**)



図-17 変位モード (CASE III)

さらに、ゴム支承部をせん断ばね（ばね定数 k ）と考え、連続桁の部分をばねにより支持されている 1 自由度系の構造物（質量 M ）とみなして、固有振動数 f を計算すると

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{gk}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9.8 \times 14590}{4296}} = 0.92 \text{ (Hz)}$$

となり、自由振動試験による値とほぼ一致することが確認できた。

（2）応答解析

CASEⅡの解析結果と試験結果とが良く一致していることから、本解析モデルの妥当性が確認された。そこで、CASEⅡおよびCASEⅢに対し応答スペクトル法を用いて地盤応答解析を行った。入力地震波としては長周期成分の大きい八戸地震波形（最大加速度170gal）を用いて行った。

解析においては、橋梁の各次数の減衰定数は2%とした。ただし、橋軸水平方向 1 次の減衰定数は自由振動試験(最大振動変位16mm)より得られた9%の値を用い、5Hz以下の20次までのモードを考慮して解析した。また、地震波入力の方は橋軸水平方向、橋軸直角水平方向、上下方向とし、一般の地震波では上下振動成分は水平振動成分の半分以下であることが多いことから、上下方向においては水平方向の応答スペクトル値の1/2とした。

地震応答計算結果を表－3 に示す。ただし、表に示されている値は桁および各橋脚 P 9、P 10、P 11、P 12の最大応答値を示している。橋軸水平方向において、CASEⅡはCASEⅢに比べて主桁の変位は大きいが、応答加速度は小さい。一方、各橋脚の応答変位、応答加速度ともCASEⅡの方が小さい。これらは図－16と17に示したモードの違いによるものである。橋軸直角水平方向では応答変位、応答加速度とも両CASEに違いはみられない。上下方向では入力加速度が水平の1/2となることから応答値は主桁を除いて他の方向に比べて小さい。応答曲げモーメントについては、CASEⅡでは主桁および橋脚の面内振動（Ry）および橋脚のねじれ振動（Rz）において小さくなっている。これはゴム支承のせん断変形により橋脚に発生するねじれモーメントが低減されているためと考えられ、ゴム支承の有効性を示すものと言える。

表－3 最大 応 答 値

	振動方向	CASEⅡ					CASEⅢ				
		桁	P9	P10	P11	P12	桁	P9	P10	P11	P12
変位(X) (cm)	橋軸水平	14.4	1.8	2.5	2.7	2.1	5.9	5.2	5.4	5.8	2.8
加速度(X) (gal)		321	439	381	484	753	654	577	598	645	967
変位(Y) (cm)	橋軸直角 水 平	10.7	1.9	6.0	5.6	1.9	9.6	2.0	5.9	5.6	2.3
加速度(Y) (gal)		1060	256	608	574	402	1040	297	646	625	400
変位(Z) (cm)	鉛直方向	1.2	0.2	0.1	0.1	0.1	1.2	0.2	0.1	0.1	0.1
加速度(Z) (gal)		400	96	81	44	66	413	95	109	102	71
曲げモーメント Ry (ton・m)	橋軸水平	1290	4430	5970	6290	1950	3670	10600	12400	13300	2560
曲げモーメント Rx (ton・m)	橋軸直角	1430	6240	18400	17100	1740	1240	6060	17600	17400	2090
曲げモーメント Rz (ton・m)	水 平	9300	11	18	22	148	8410	1970	2050	2900	644

4. 結 論

静的および動的試験により本橋がほぼ所定通りの剛性およびゴム支承による反力分散を示すことが確認された。

ゴム支承による水平反力分散構造においては、上部工のみが大きく振動する1次の振動モードが支配的となり各橋脚にかかる水平反力は低減する。しかし、低周波成分の多い地震波が発生する地点では橋軸水平方向の変位量が大きくなることから、変位に対する耐震上の配慮が必要となろう。

参考文献

- 1) 塙, 坂入: 土浦高架橋の設計と施工, 橋梁と基礎, 1985年7月, 1-6
- 2) 屋良, 仲宗根, 当間, 岡戸: 池間大橋の設計と施工, 橋梁と基礎, 1989年10月, 2-8
- 3) 清田, 名取, 佐々木, 横尾: ゴム支承を用いた5径間連続鋼箱桁の振動特性について, 横河橋梁技報, No.19, 1990年1月, 21-36
- 4) 鈴木, 森田: 道央自動車道 石狩川橋の設計・施工および振動試験, プレストレストコンクリート, Vol.32, No.2, 1990年3月, 19-28
- 5) 松野, 吉田, 村岡: 国分隼人道路清水川橋の設計・施工, 橋梁, 1990年3月, 32-41
- 6) 酒井, 関口, 村尾: ゴム支承による多脚固定方式のP C連続箱桁橋の設計について, 橋梁, 1990年5月, 21-26
- 7) K. Uno et. al., Dynamics and dispersion mechanism in a four span bridge, Proc. of 10WCEE, 1992

(1992年9月21日受付)