

振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察

ERGONOMICAL SERVICEABILITY ANALYSIS TO HIGHWAY
BRIDGE VIBRATIONS

梶川 康 男*

By Yasuo Kajikawa

1. ま え が き

構造物は安全であるとともに、その利用者に対して快適な利用を保障しなければならない。このことは、暗黙のうちに設計に反映されていたと考えられる。経験とその場の判断によって設計されていた時代にも、使いにくい構造物は不評であったろうし、また、そうしないための努力は大いになされたであろう。たとえば、よく揺れる原始的な吊橋などにはなんらかの対策を施したであろう。そして、19世紀になって使われ始めた許容応力度という概念も、結局は安全性と快適な利用を含めて不都合なことが起きないように決められたものであろう。そして、重い構造物に、小さな荷重という時代には特に問題はなかったのである。ところが、近年になって軽い構造物に大きな荷重がかかるようになり、しかも、安全度の定量化から極限設計が望ましいとされるようになり、従来、許容応力度の概念に隠されていた多くの限界状態が明確に示されるようになった。それらは、破壊に関する終局限界状態と日常の供用状況に関する使用限界状態とに大別され、前者で安全性を、後者で使用性を考えることとなった。これらを生物にたとえてみれば、終局限界は「死」に対応し、使用限界は「病氣」に対応しているように思われる。病氣も致命的でないにしても外科的あるいは内科的になんらかの治療をしておかないと、やがて死に至ることが多い。生物の場合、自然治癒力があるが、人工の構造物に自然治癒力は期待できないために、使用状態をより重視する設計思想があってもよいのではないだろうか。

構造物の場合、使用限界状態としては現在、変形や変位、ひびわれ、振動、腐食や風化などによる損傷などが考えられている¹⁾。ここで、著者の研究対象である橋梁

の振動限界状態について考えてみる。振動限界状態とは振動が過大で、正常な状態で使用できないか、不安の念を抱かせるかの状態であるとされている²⁾。振動が過大で、正常の使用ができないということは一般の道路橋ではあまり考えられないが、中支間以上の吊橋の風による振動が大きくなれば、自動車は運転できないであろうし、鉄道では脱線の可能性も生じてこよう。一方、中小支間の場合でも道路橋では通行荷重によって起こる振動が過大で不安の念を抱くことは、特に歩行者に生ずるであろうし、鉄道橋では、その鉄道車両の走行安定性や乗心地に影響するであろう。これらは、やはり橋梁を使う人間にとって不都合であり、なんらかの対策をしなければならない。確かに、近年の橋梁では高強度な材料の使用による軽量化とたわみやすさが進んでいるし、また交通量の増大と車両の大型化によって頻繁に、しかも大きく揺れるのである。このことは、歩道橋や道路橋を徒歩で渡る歩行者によって訴えられてきた。それにもかかわらず、十分な対策はとられていなかった。多くの場合、設計に用いられている衝撃係数の大きさが妥当であったか、あるいは動的応答値の計算と実測とが近いかどうかなどの照査に終わっている。すでに述べたように、使用性をも含めた意味での許容応力度であったのであるが、時がたつに従って、安全性のみに関心が集まり、許容応力度で安全性を確保できるように、と考えるに至り、使用性については一般に、全体の剛性のみで考えるようになってしまった³⁾。ところが、許容応力度という概念の見直しがなされるようになって、再び使用性が認識されるようになってきた。

そこで、著者らは振動に関する使用性の評価法を考えていくために、計量心理学的な手法による振動感覚実験を実施し、橋梁振動に適用できる評価尺度や限度度を求めた³⁾。また、歩道橋の振動によって歩行者が不快あるいは不安の念をもつと心いう理的な限界状態が生ずる確率を求める手法を示した^{4),5)}。

* 正会員 福井工業大学助教授 建設工学科
(現在 工博 金沢大学講師 工学部土木工学科)

そして、道路橋の振動が、歩行者に及ぼす心理的影響については、最も基本となる載荷状態として1台の大型車が走行したときの動的応答を検討してきた^{6),7)}。その結果、単一走行荷重の場合では、支間の短い、重量の小さい橋梁の方がよく揺れるという結果を得た。ところが、短支間の橋梁であれば大型車が同時に複数載荷することは少ないであろうが、支間長が大きくなるに従って同時載荷の可能性も大きくなっていくであろう。したがって、このような単独走行時に対する検討のみでは、道路橋の使用状態を十分に把握したとはいいがたく、大型車が同時に載荷される確率と、その動的応答を検討しなければならない。そのためには、道路橋においても歩道橋と同様に、橋梁振動によって歩行者が受ける心理的影響について確率論的な取り扱いが必要であろう。そこで、本文では交通流調査の結果から、各支間長の橋梁に大型車が同時に載荷する確率を求め、実橋の振動と交通流との同時測定によって複数の大型車が載荷したときの振動性状を把握した。これらの調査結果と実橋の路面凹凸パワースペクトル密度とに基づいて、文献6)に示した動的応答計算を用いて、歩行者の振動感覚という立場から考えた道路橋の使用性を確率論的に解析する方法について考えた。

2. 交通流と載荷確率

交通調査は、その調査目的によってさまざまな方法が考えられているが、そのうちの交通流調査といわれているものは、通過交通の速度・車頭間隔・大型車と小型車の通過交通量などが交通工学的立場から別々に調査されているにすぎない⁸⁾。このような調査結果からでは橋梁の載荷状態を求めることが困難であるために、建設省⁹⁾においては道路を上から眺め、自動車列の写真を連続撮映して、この写真から車種および積荷の有無などを判定して車両配置を求め、その車両列を用いて設計活荷重の照査を行っている。ところが、この調査は設計活荷重の検討が目的であることから、できるだけ交通量が多く、しかも大型車の混入率が高い時間帯を選んで実施されているために、決して通常の走行状態ではない。そこで、本文においては道路橋の通常の使用状態を把握することから、福井市郊外と武生市郊外の国道の2地点において交通流調査を行った。2地点ともに、その付近2km以内に信号機が設置されていない、平坦な、2車線道路の地点である。この調査における配置を 図-1 に示した。まず、単独に走行する自動車あるいは車群の先頭車が接近すると、観測者 a(a') が走行速度を測定するか否かを判断し、測定する意志があるときにはブザースイッチを

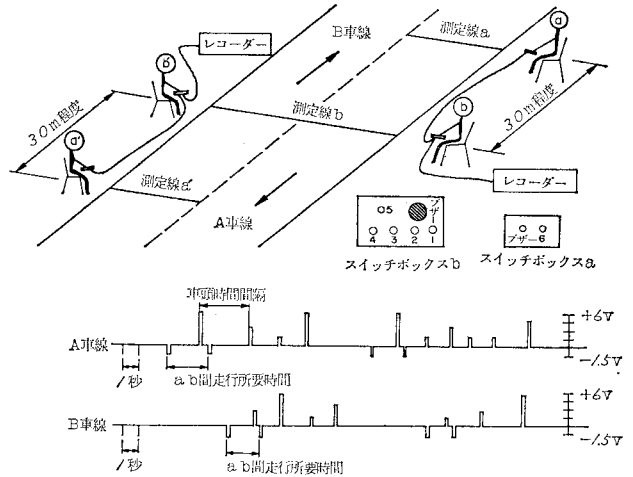


図-1 交通流測定配置図と記録例

押して、観測者 b(b') にそれを伝える。そして、対象とする自動車の最後輪が直前を通過したときに、スイッチ No. 6 を押す。そして、測定線上にいる観測者 b(b') は5つの押しボタンとブザーがあるスイッチボックスを膝にのせ、測定線上を通過する自動車の車種を判別して、No. 1~4 のボタンの1つを、すべての自動車の前輪が通過するときに押す。しかも、a(a') から速度計測の意志がブザーによって伝達されている自動車の場合には、スイッチ No. 5 を最後輪が通過したときに押す。なおスイッチボックスは No. 1 のボタンを押すと 1.5 ボルト、No. 2 では 3 ボルト、No. 3 では 4.5 ボルト、No. 4 では 6 ボルトの電流が回路に流れるように配線されている。また、走行速度の計測用ボタン (No. 5 あるいは No. 6) を押すと -1.5 ボルトの電流が流れる。このスイッチボックスからの信号は、A・B 車線別々にデータレコーダーに記録した。車種の分類は表-1 のような4種類とした。福井市郊外では午前7時から午後7時までの12回、武生市郊外では午前7時から翌日の午前7時までの24回、このような測定を1時間につき30分間ずつ行った。データレコーダーに記録した信号は再生して、オシログラフに出力し、車種・車頭時間間隔・走行速度計算のための所要時間を読み取り、電子計算機の入力とした。

測定した2地点ともに制限速度が 50 km/h であったが、測定速度は 40~65 km/h の範囲にあり、平均約 50 km/h であった。車群内での速度のばらつきは小さいた

表-1 車種分類

形 式	車 種
1	乗用車・ライトバン
2	小型トラック・マイクロバス
3	2輪の中型トラック・ダンブカー・バス
4	3輪以上の大型トラック・ダンブカー

表-2 中型車と大型車が橋梁上に存在する時間率（パーセント）

橋長	福井市郊外（昼間）					武生市郊外（昼間）					武生市郊外（夜間）							
	の中	台型	大型車の載荷台数				の中	台型	大型車の載荷台数				の中	台型	大型車の載荷台数			
			0	1	2	3			0	1	2	3			0	1	2	3
40 m	0	85.22	4.60	0.18		0	78.85	9.45	1.67	0.02	0	82.77	8.87	0.66	0.03			
	1	8.97	0.42	0.03		1	8.41	0.62			1	6.36	0.85	0.05	0.01			
	2	0.55				2	0.90	0.03			2	0.40						
	3	0.03				3	0.05				3							
80 m	0	75.99	7.08	0.43		0	66.68	14.64	1.73	0.16	0	70.67	12.85	2.29	0.47			
	1	11.99	1.47	0.22		1	11.74	2.79	0.33	0.06	1	7.88	3.01	0.56	0.09			
	2	2.46	0.21			2	1.21	0.33			2	1.60	0.41	0.04	0.04			
	3	0.15				3	0.33				3	0.09						
120 m	0	66.20	8.82	0.70	0.16	0	50.39	24.79	2.87	0.67	0	64.15	12.42	3.77	1.15			
	1	15.86	2.65	0.63		1	13.17	3.78	0.67	0.22	1	8.05	3.88	1.64	0.67			
	2	3.86	0.50			2	1.41	0.74	0.31		2	2.19	1.04	0.29	0.06			
	3	0.55	0.07			3	0.91	0.07			3	0.44	0.16	0.06	0.03			
150 m	0	58.76	9.97	0.95	0.19	0	48.98	18.19	4.53	0.81	0	58.51	13.17	4.21	1.94			
	1	18.65	3.45	0.85	0.21	1	13.90	5.80	1.52	0.10	1	8.55	4.58	2.35	0.85			
	2	4.27	1.07	0.10		2	2.66	1.54	0.42	0.21	2	2.09	1.20	0.79	0.24			
	3	1.33	0.20			3	1.13	0.21			3	0.92	0.48	0.04	0.08			

表-3 載荷時間率の実測値と計算値（パーセント）

(a)		中・大型車の載荷台数					
福井市郊外(昼間) 平均到着率 0.050 台/秒		0	1	2	3	4	5~
40m	実測値	85.22	13.57	1.15	0.06		
	計算値	86.59	12.47	0.90	0.04		
80m	実測値	75.99	19.07	4.36	0.58		
	計算値	74.98	21.59	3.11	0.30		
120m	実測値	66.20	24.68	7.21	1.84	0.07	
	計算値	64.92	28.05	6.06	0.87	0.09	
150m	実測値	58.76	28.62	8.67	3.44	0.51	
	計算値	58.27	31.47	8.50	1.53	0.20	

(b)		中・大型車の載荷台数					
武生市郊外(昼間) 平均到着率 0.067 台/秒		0	1	2	3	4	5~
40m	実測値	78.85	17.86	3.19	0.10		
	計算値	82.45	15.91	1.54	0.10		
80m	実測値	66.68	26.38	5.73	1.15	0.06	
	計算値	67.98	26.24	5.06	0.65	0.06	
120m	実測値	50.39	37.96	8.06	2.99	0.60	
	計算値	56.05	32.45	9.39	1.81	0.26	
150m	実測値	48.98	32.09	12.99	5.00	0.73	0.21
	計算値	48.48	35.10	12.71	3.07	0.55	0.09

めに、速度を測定した自動車から次の速度を測定した自動車までが同じ速度で走行しているものとして、橋長が40, 80, 120, 150 m の橋梁を想定し、同時に A・B 車線にいる自動車の台数を求めた。これを各測定時間帯別に求め、福井市郊外（午前7時～午後7時）、武生市郊

(c)

武生市郊外(夜間) 平均到着率 0.086 台/秒		中・大型車の載荷台数					
		0	1	2	3	4	5~
40m	実測値	82.77	15.23	1.91	0.08	0.01	
	計算値	78.04	19.35	2.40	0.20	0.01	
80m	実測値	70.67	20.73	6.90	1.53	0.13	0.04
	計算値	60.96	30.17	7.47	1.23	0.15	0.02
120m	実測値	64.15	20.47	9.84	4.27	1.12	0.15
	計算値	47.57	35.34	13.13	3.25	0.60	0.09
150m	実測値	58.51	21.72	10.88	6.41	2.12	0.36
	計算値	39.49	36.69	17.04	5.28	1.22	0.28

外・昼間（午前7時～午後7時）、武生市郊外・夜間（午後7時～午前7時）に分けて集計した。そして、その時間率を表-2に示した。この時間率は表-1に示した中型車や大型車が単独あるいは同時に載荷する時間率であるとみなすことができる。たとえば、縦の欄が0、横の欄が0のマスは中型車や大型車が1台も載っていない時間率を、縦の欄が1で横の欄が2のマスは中型車1台と大型車2台が同時に載荷した時間率を表している。なお、斜めのマス目の数値の和は中型車あるいは大型車がn台同時に載荷している時間率を示している。その集計を表-3に示した。この表から支間長が大きくなるに従って、複数載荷の時間率が大きくなっている。しかし、中型車あるいは大型車のいずれかが1台のみ載荷する時間率はそれほど急激には大きくならない。特に、夜間の場合には自動車が車群をつくって走行しているために、この傾向が顕著である。さて、これらの結果にポー

ソン到着を仮定して考察を加えてみる。橋長を L とし、平均走行速度を v 、中型車と大型車の到着率を λ 台/秒とする。自動車が橋梁を渡るのに必要な時間が L/v であるので、これを T とするとポアソン到着では T 内に n 台の中型車あるいは大型車がいる確率は次式で表される。

$$P_T(n) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^n}{n!} \dots\dots\dots(1)$$

そこで、平均走行速度を時速 50 km (13.9 m/s)、中・大型車の平均到着率を各測点の 12 時間交通量から、福井市郊外昼間では 0.050 台/秒、武生市郊外・昼間では 0.067 台/秒、夜間では 0.086 台/秒として計算してみると、昼間のデータはポアソン分布にてほぼ近似できるが、夜間はまったく異なっていることがわかる。しかし、夜間には歩行者が非常に少ないことから、橋梁の使用性についての検討は昼間について行えば十分であろう。しかも、本調査地点のように比較的交通量の少ない場合には、中・大型車の到着はポアソン型とみなすことができる。

3. 道路橋のたわみと振動

前節においては、中・大型車が同時に載荷する可能性とその確率について述べたが、本節では、同時に複数台の中・大型車が橋梁に載荷したとき、橋梁がどのような性状を示すかについて調査したので、その実験方法と結果について述べる。実験は支間長 69.3 m のワレントラス形式の市荒川大橋（幅員 8 m、実測固有振動数 2.8 Hz）にて実施した。交通流の測定方法は前節と同じであるが、測定線 a(a') は伸縮継手位置とし、測定線 b は支間中央とした。振動とたわみについては、橋梁上に変位検出型の振動計（八千代製作所製 EV-1）を設置し、支間中央格点下の河川敷から木製のやぐらを組み、変位計（東京測器研究所製 SDP-50）を設置した。測定結果の一例を図-2 に示した。図-2 のような結果から、車種・最大静たわみ・最大変位振幅・走行速度を読み取った。その結果を横軸に静たわみ、縦軸に最大変位振幅をとり、車種および同時載荷の車種構成をパラメーターにして、図-3 に示した。この図において、最も顕著なことに静たわみが大きくなっても変位振幅はそれほど大きくならないことがあげられる。静たわみが載荷している車両の重量の影響度を表しているものと考えれば、複数台の車両が同時に載荷し、荷重が 2 倍になったとしても車両の位相や固有振動数の差異によって、変位振幅は 2 倍にはならない。このことは従来、衝撃係数の

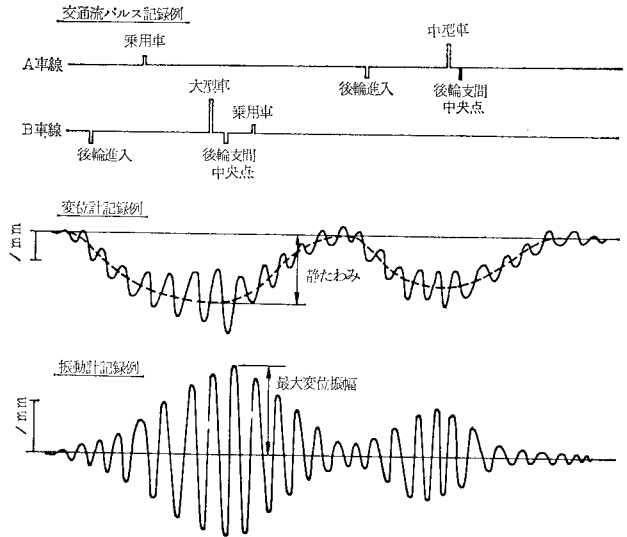


図-2 橋梁のたわみと振動の測定例

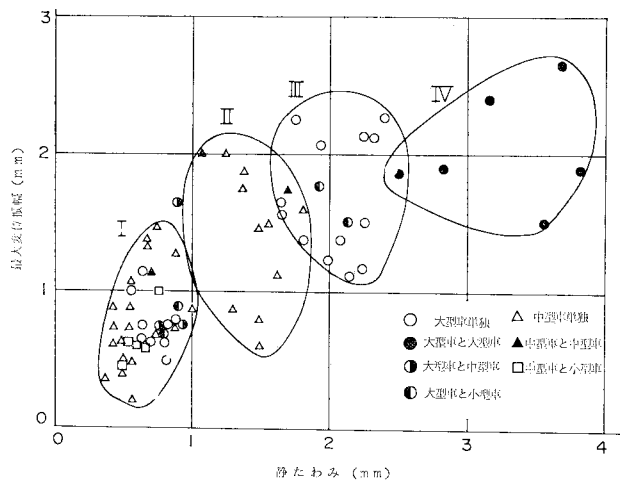


図-3 変位計による静たわみと振動計による最大変位振幅

検討の際に指摘され、衝撃係数が支間長の増加に従って、小さくなる根拠とされている¹⁰⁾。次に、図中、丸で囲った群のうち、I は空車の中・大型車がそれぞれ単独に載荷したときである。これによると、静たわみ・変位振幅ともに形式による差は認められない。また、II の群は中型の積載車、III の群は大型の積載車、IV の群は積載した大型車が 2 台載ったときであるが、II・III・IV の間に大きな差はない。これらの事実は、橋梁の振動振幅そのものを対象にしようとする使用性の検討にとっては重大である。すなわち、複数の大型車が同時に載荷されても振幅があまり大きくならず、重量の大きい 1 台の大型車が通過したときと大差がなければ、単独載荷の際の使用性を検討しておけば、短支間橋梁では十分であることになる。ところが、支間が大きい場合は複数載荷の確

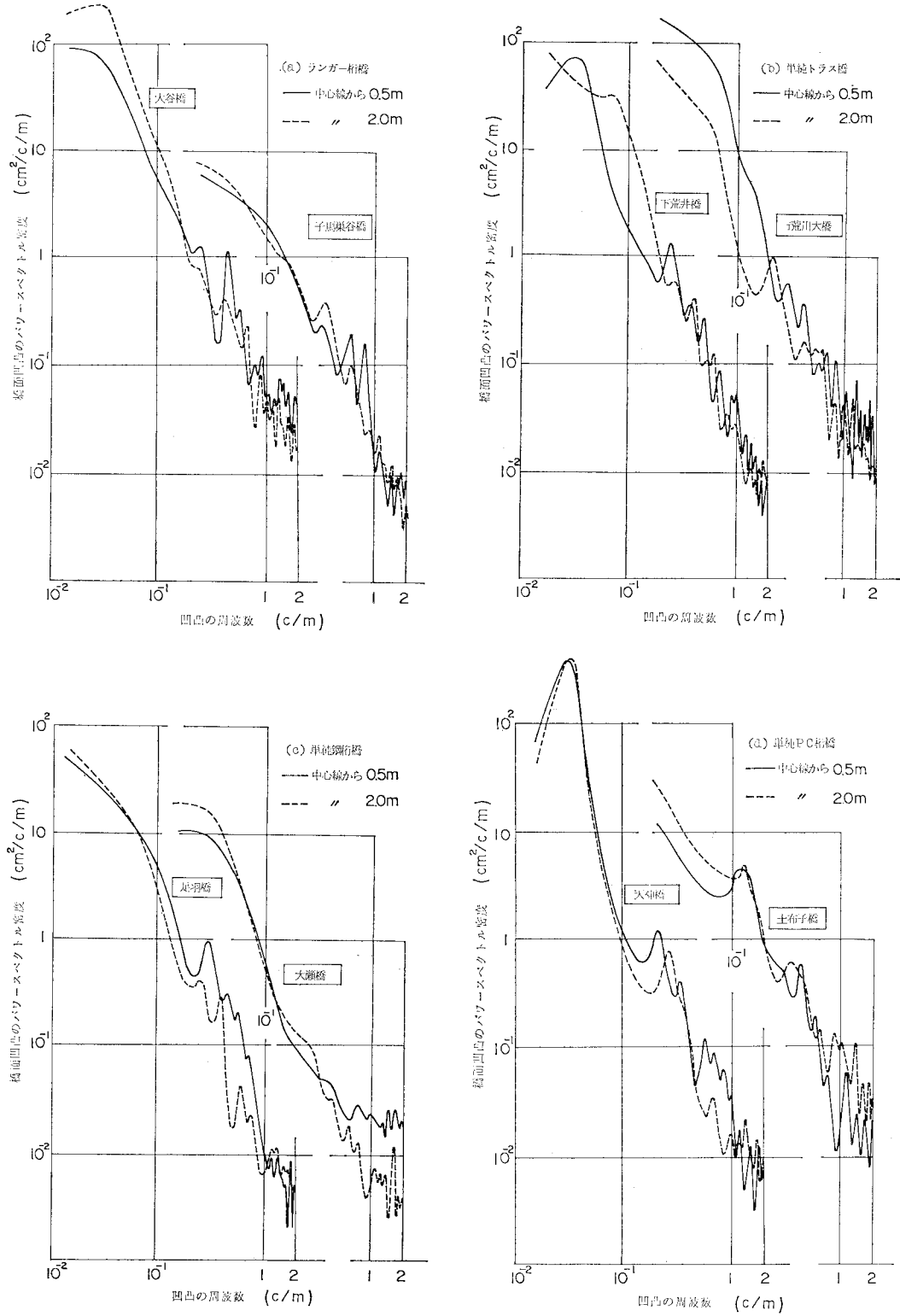


図-4 橋面凹凸のパワースペクトル密度

率が大きくなるので、このような状態をも検討する必要が生じてくる。

4. 道路橋の動的応答解析

走行荷重による道路橋の動的応答解析には、設計に用いる衝撃係数を対象にした研究^{10)~13)}、疲労寿命を対象にした研究¹⁴⁾、解析法を示した研究^{15),16)}、ならびに振動感覚を対象とした研究^{6),17)~19)}などがある。このうち、著者らの行った単一荷重の走行時の動的応答解析⁶⁾では、1台の自動車が橋面に与える外力のパワースペクトル密度を2つの有帯域ホワイトノイズで単純化し、この外力が作用したときの道路橋の動的応答、特に応答速度を求めて振動感覚に影響するパラメーターなどを論じた。ところが、単一荷重の走行時に対する検討のみでは道路橋の使用状態を十分に把握したとはいえない。そこで、次節で複数台の大型車の載荷を考えるが、本節では、その基本となる単一走行荷重による動的応答解析の内容を文献 6), 7) と重複するが、少し補足しながら概説する。

(1) 橋梁の路面凹凸

自動車が振動する原因としては種々のものが考えられるが、従来の研究では走行路面の凹凸が主原因であるとされている。そして、一般に路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_R(\Omega)$ は、次式のように指数関数で表される²⁰⁾。

$$S_R(\Omega) = a\Omega^{-n} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 Ω は路面周波数、 a は路面粗さのパラメーター、そして、 n は周波数によるパワーの分布を示す指数である。ところが、路面性状の測定はプロフィールメーターあるいは動的特性の明確な自動車の振動記録から、その入力である凹凸を推定するという方法が用いられているが、橋梁の路面には、その測定周波数範囲や橋梁の振動などによって両者とも不向きであることから実施されていない。適当な測定方法がないこともあって、橋梁の路面凹凸のデータはほとんど示されていない。そのために、一般路面のデータを橋梁に準用しているのが実状で

ある。

そこで、著者は福井県内にある橋梁(表—4 参照)の路面凹凸調査を実施した。対象とした橋梁は交通量のそれほど多くない2車線道路であるので、片側車線を閉鎖し、交互片側通行として、センターラインから0.5m地点と2m地点を20cm間隔にレベル測量をした。なお、0.5mと2mを選んだのは建設省の輪荷重通過位置調査²¹⁾の結果を参考にした。また、レベル測量に用いる箱尺では精度が不足することから、測量用ボールにミリメートルの目盛の入ったスケールを貼り付けて、それを読んだ。自動車が通行しているときは橋梁が振動しているので測量を中断し、振動が完全に止まっている間に測量した。一般に、橋梁には放物線の縦断勾配がつけられているので、読み取り値から差し引き、最大エントロピー法²²⁾によって、変動成分のパワースペクトル密度を求めた。その結果を図—4に示した。各橋梁間には、かなりの差があるが、いずれの橋梁においても0.5mと2m位置におけるパワースペクトル密度の差はあまりなく、ほぼ同程度とみなすことができよう。また、図—4をみる限り、橋梁の路面においても一般路面と同様に、式(2)で示される指数関数によって、そのパワースペクトル密度を表すことができるものと思われる。そして、指数 n は橋梁によって少し異なることもあるが、概略的にみて、一般道路と同様、2に近いことがわかる。以上より、橋梁の路面として、式(2)をその凹凸パワースペクトル密度として用いることの妥当性が確認できた。

(2) 動的応答解析の概要

文献 6) では、2自由度系にモデル化した大型車が定常不規則な凹凸をもつ路面を一定速度で走行したときの道路橋の動的応答を不規則振動解析法によって計算した。まず、外力を $f(t)$ とするとき、橋梁の振動は一般座標 $q_n(t)$ と正規化された基準関数 $\varphi_n(x)$ とを用いて、各モードごとに次式で表される。

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = f(t)\varphi_n(vt) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 ω_n ：橋梁系の非減衰固有円振動数

表—4 橋面凹凸測定橋梁

橋梁名	形式と支間割	測定長	舗装	伸縮継手	竣工年月
大谷橋	単純合成桁 39m+ランガー桁 139m+単純合成桁 39m	230m	コンクリート	鋼製フィンガー	昭和42年9月
子馬桑谷橋	ランガー桁 120m	130m	コンクリート	鋼製フィンガー	昭和43年3月
下荒井橋	直弦ワレントラス 66m, 4連	280m	アスファルト	鋼製フィンガー	昭和44年12月
市荒川大橋	単純鋼桁 20m+曲弦ワレントラス 69.3m, 3連+単純鋼桁 20m	265m	アスファルト	鋼製フィンガー	昭和43年9月
足羽橋	単純合成桁 35m, 5連	180m	アスファルト	鋼製フィンガー	昭和48年3月
大瀬橋	単純合成桁 28m, 5連	150m	アスファルト	ゴム・ジョイント	昭和48年3月
天神橋	単純PC桁 35m, 4連	155m	アスファルト	舗装でめくら	昭和41年7月
土布子橋	単純PC桁 30m, 4連	130m	コンクリート	鋼製重ね合わせ	昭和43年3月

h_n : 橋梁系の減衰定数

$f(t)$: 時間 t における外力

v : 外力の移動速度

n : 振動モードの次数 ($n=1, 2, 3, \dots$)

そして、振動感覚を対象にしていることから、着目点の応答速度 $\dot{y}(t, x)$ の 2 乗平均値を求めると、次式によって表される。

$$E[\dot{y}^2(t, x)] = \sum_{n=1}^{\infty} \{E[\dot{q}_n^2(t)]\varphi_n^2(x)\} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、外力のパワースペクトル密度を $S_f(\omega)$ とすると、一般座標における応答速度の 2 乗平均値の期待値は次式にて求められる。

$$E[\dot{q}_n^2(t)] = \frac{2 e^{-2h_n\omega_n t}}{\bar{\omega}_n^2} \int_0^{\infty} S_f(\omega) \left[\left\{ -h_n\omega_n I_s(\omega, t) + \frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 + \left\{ -h_n\omega_n I_c(\omega, t) + \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 \right] d\omega \dots\dots\dots (5)$$

なお、 $\bar{\omega}_n = \omega_n \sqrt{1-h_n^2}$ (減衰固有振動数) である。また、

$$I_s(\omega, t) = \int_0^t e^{h_n\omega_n\xi} \sin \bar{\omega}_n(t-\xi) \cdot \left\{ \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi v\xi}{l} \right\} \sin \omega\xi d\xi \dots\dots (6)$$

$$I_c(\omega, t) = \int_0^t e^{h_n\omega_n\xi} \sin \bar{\omega}_n(t-\xi) \cdot \left\{ \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi v\xi}{l} \right\} \cos \omega\xi d\xi \dots\dots (7)$$

であり、この積分結果および、その微係数 $\frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t}$ と $\frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t}$ は文献 6) の付録に示されている。

式 (4) によって、着目点 x における、時間 t の応答速度の 2 乗平均値を求めることができる。ここで、歩行者への影響を考えると、歩道橋の場合には荷重である歩行者と影響を受ける歩行者とが同じ速度で移動するので、歩行者が橋梁上にいる間の振動刺激を計算^{4), 5)}したが、道路橋の場合には自動車の速度が歩行者に比べて大きいので、歩行者は自動車が橋梁上にいる間の、強制振動の影響を受けるものとする。このように考えると、歩行者が受ける振動刺激の 2 乗は次式にて計算される。

$$S^2 = \frac{1}{L/v} \int_0^{L/v} \sum_{n=1}^{\infty} \{E[\dot{q}_n^2(t)]\varphi_n^2(x)\} dt \dots\dots (8)$$

(3) 動的応答の 2 乗平均スペクトル

式 (8) で示される振動刺激は、橋梁の固有振動数 ω_n と固有振動モードの級数 a_{nm} 、減衰定数 h_n 、渡橋所要時間 L/v を決めれば計算することができる。そして、 ω_n と a_{nm} の関係を知ることができれば、次のように振動を分類して、振動感覚を評価するための応答速度の 2

乗平均スペクトルを検討することができる。

- a) 単純桁・単純トラスの振動とアーチ形式の逆対称振動⁶⁾

これらの振動の固有モードは、一般に次式のように 1 つの正弦級数で表される。

$$\varphi_n(x) = a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \dots\dots\dots (9)$$

この場合には、式 (6), (7) における $I_s(\omega, t)$ や $I_c(\omega, t)$ および、それらの微係数はそれぞれ a_{nm} のみを係数として表される。したがって、一般座標の 2 乗平均応答は a_{nm}^2 に比例することになる。そこで、 a_{nm}^2 を 1.0 として規準化し、各振動数 ω_n について計算しておけば、その値に実際の $a_{nm}^2 (= 2/\rho L)$ を乗じて $E[\dot{q}_n^2(t)]$ を求めることができるので、式 (8) の刺激の 2 乗を考えることができる。一例として、減衰定数 h_n を 0.02、渡橋所要時間 L/v を 10 秒とした場合の計算値 (刺激の 2 乗値) を 図-5 の単モードとして示した。図-5 に示された値は、一般座標に関するものであるので、着目点 (支点からの距離 x) における応答速度の 2 乗平均値 (S^2) は、図-5 の縦座標の値を R_V とすると次式で与えられる。

$$S^2 = \sum_n \{a_{nm}^2 R_V \varphi_n^2(x)\} = \left(\frac{2}{\rho L}\right)^2 \sum_n \left\{ R_V \sin^2 \frac{n\pi x}{L} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

以上のように、図-5 と式 (10) によって、固有振動モードが式 (9) のように単一項の級数で与えられる場合

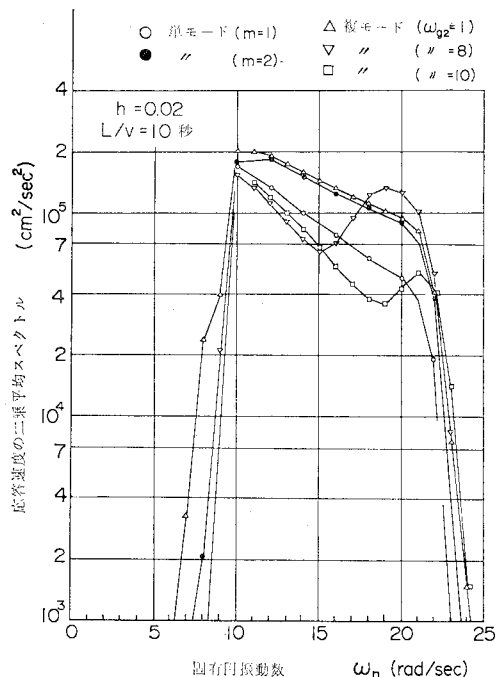


図-5 橋梁振動の 2 乗平均スペクトル図

の応答速度の2乗平均値を求めることができる。そして、その平方根をとれば、振動刺激(振動速度の実効値)が計算される。

b) アーチ形式の対称振動⁷⁾

アーチ系橋梁の対称振動モードでは、次式のように m の奇数項だけを用いて、

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1,3,5,\dots} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \dots\dots\dots (11)$$

と表されるが、係数 a_{nm} は橋梁の固有振動数 ω_n と独立に確定しないために取り扱いが複雑となる。ところが、この場合でも吉村・平井の方法^{23),24)}によれば、比較的容易に係数 a_{nm} と固有振動数 ω_n の関係が得られる。いま、対称1次と2次の振動モードが $m=1, 3, 5$ の3項で表されるものと仮定すると、係数 a_{n1}, a_{n3}, a_{n5} の比は次式で表される。

$$\begin{aligned} a_{n1} : a_{n3} : a_{n5} &= b_{n1} : b_{n3} : b_{n5} \\ &= \frac{1}{\omega_{g1}^2 - \omega_n^2} : \frac{1}{3(3^4\omega_{g1}^2 - \omega_n^2)} \\ & : \frac{1}{5(5^4\omega_{g1}^2 - \omega_n^2)} \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

ここに、 ω_{g1} はアーチ系橋梁の曲げ作用のみを考慮して求められる1次振動数である。また、 b_{n1}, b_{n3}, b_{n5} は $b_{n1}^2 + b_{n3}^2 + b_{n5}^2 = 1$ となる係数である。この b_{nm} を用いて対称振動モードを表すと、

$$\begin{aligned} \varphi_n(x) &= \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(b_{n1} \sin \frac{\pi x}{L} + b_{n3} \sin \frac{3\pi x}{L} \right. \\ & \left. + b_{n5} \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

となる。したがって、 ω_{g1} と ω_n の比が決まれば、 b_{nm} を確定することができる。 a_{nm} は b_{nm} に $\sqrt{2/\rho L}$ を乗じて求めることができることから、式(6)、(7)の a_{nm} に代入すれば結局、質量項 $\sqrt{2/\rho L}$ はすべての積分に関係なく定数として評価される。したがって、動的応答の2乗平均スペクトルを $2/\rho L$ で規準化して示すことができる。この一例として、 $h_n = 0.02$, $L/v = 10$ 秒の場合の計算値を図-5の複モードとして示した。図-5の縦座標値を R_V とすると、応答速度の2乗平均値 (S^2) は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} S^2 &= \sum_n \left\{ \frac{2}{\rho L} R_V \varphi_n^2(x) \right\} \\ &= \left(\frac{2}{\rho L} \right)^2 \sum_n \left\{ R_V \left(\sum_{m=1,3,5} b_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

c) 連続形式橋梁の振動

連続形式の場合、振動数方程式は次式で示される²⁵⁾。

$$\begin{vmatrix} C_{11} & C_{12} & \dots & C_{1n} \\ C_{21} & C_{22} & \dots & C_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n1} & C_{n2} & \dots & C_{nn} \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots (15)$$

ここに、

$$C_{ij} = \sum_m \frac{1}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi l_i}{L} \sin \frac{m\pi l_j}{L} \dots\dots\dots (16)$$

$$\omega_{gm}^2 = \left(\frac{m\pi}{L} \right)^4 \frac{EI}{\rho} \dots\dots\dots (17)$$

ω_n : 連続形式橋の固有振動数

l_i : 端支点から i 支点までの距離

$m=1, 2, 3, \dots$

まず、等2径間連続の橋梁のうち、その逆対称モードは、単一項の正弦級数で表されるので、その振動数は式(17)の m が偶数のときに一致し、そのモードは次式で示される。

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sin \frac{2n\pi x}{L} \dots\dots\dots (18)$$

そして、対称振動の場合には次のように考えることができる。等径間であるので、式(15)の振動数方程式は C_{11} の項のみとなる。正弦級数の項数を $m=5$ までとすると振動数方程式は次式となる。

$$\frac{1}{\omega_{g1}^2 - \omega_n^2} + \frac{1}{\omega_{g3}^2 - \omega_n^2} + \frac{1}{\omega_{g5}^2 - \omega_n^2} = 0 \dots\dots\dots (19)$$

ここで、 $\omega_n^2 = \lambda_n^2 \omega_{g1}^2$ とすると、上式の解は $\lambda_1^2 = 39.63$ と $\lambda_2^2 = 431.7$ となる。そして、 $\lambda_1 = 6.295$ に対して対称1次モード $\varphi_1(x)$ は、

$$\begin{aligned} \varphi_1(x) &= \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(0.730 \sin \frac{\pi x}{L} + 0.682 \sin \frac{3\pi x}{L} \right. \\ & \left. - 0.048 \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

となり、 $\lambda_2 = 20.777$ に対して対称2次モード $\varphi_2(x)$ は、

$$\begin{aligned} \varphi_2(x) &= \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(0.365 \sin \frac{\pi x}{L} - 0.449 \sin \frac{3\pi x}{L} \right. \\ & \left. - 0.815 \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

と表される。このように、等2径間連続の橋梁では固有振動数 ω_n や固有振動モード $\varphi_n(x)$ を簡単に求めることができるので、これらのモード級数を用いて動的応答の2乗平均スペクトルを計算することができる。図-6にその一例を示した。

次に、3径間連続の橋梁(支間長、 $al+l+al=L$) の場合には次のように計算することができる。まず、振動数方程式が、

$$\sum_{m=1}^M \frac{\sin^2 \frac{m\pi al}{L}}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} (1 + \kappa \cos m\pi) = 0 \dots\dots\dots (22)$$

となり、その振動モード $\varphi_n(x)$ は、

$$\begin{aligned} \varphi_n(x) &= \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sum_{m=1}^M \frac{1 + \kappa \cos m\pi}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi \alpha}{1 + 2\alpha} \\ & \cdot \sin \frac{m\pi x}{L} \dots\dots\dots (23) \end{aligned}$$

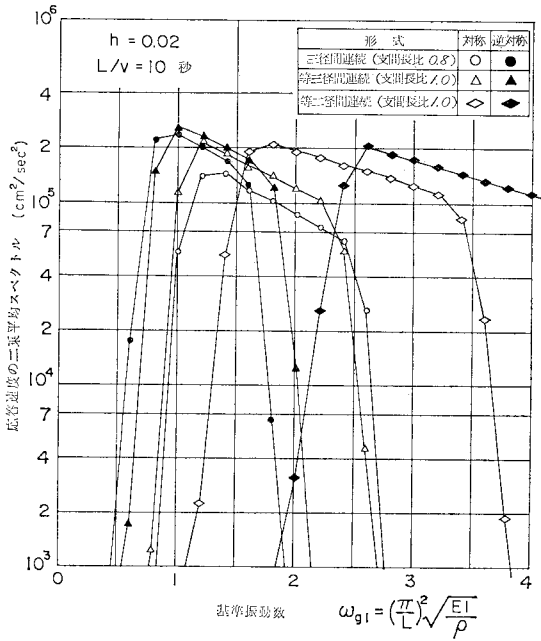


図-6 連続形式橋の 2 乗平均スペクトル図

となる。ここで、対称振動の場合には $\kappa = -1$ 、逆対称振動の場合には $\kappa = 1$ である。したがって、ある支間長比 α について、支間長を L とする単純橋を考え、その 1 次振動数 ω_{g1} が決まれば、橋梁の固有振動数とそれに対応する固有振動モードは確定する。このように固有値を求めることができるので、これらの級数を用いて動的応答の 2 乗平均スペクトルを計算することができる。図-6 に 3 径間連続形式として、よく用いられる支間長比 0.8 と 1.0 の場合のスペクトルを示した。

以上のように、1 台の大型車が走行したときの動的応答を、2 乗平均スペクトルを用いることによって、容易に行うことができる。

5. 非使用性確率による使用性解析

振動感覚実験の結果から橋梁振動の忍限度として、1 台の大型車通過に伴う振動速度の実効値を 1.7 cm/s 以下にするのが望ましいことを提案⁹⁾したが、この忍限度は大型車のほぼ上限と考えられる 20 t 車について考えた。そして、前節までに述べたように、

1) 通行量にもよるが、中型車や大型車の同時乗荷の確率は比較的小さく、その確率はポアソン分布を用いて求めることができる。

2) 2 台の大型車が同時に橋上にある場合も、単独に 1 台が載ったときの振幅と大きな差はない。

3) 橋梁の路面凹凸のパワースペクトル密度は、一般道路の路面と同様に指数関数によって表され、大型車の

単独走行時の動的応答は、不規則振動解析による応答速度の 2 乗平均スペクトル図を用いて検討することができる。

以上のことから考えると、短支間の道路橋の使用性を解析する方法として単独乗荷時を考えておけば、ほぼ通常の状態を把握することができる。しかし、支間長が大きくなると単独乗荷時のみの計算では不十分であり、複数台の乗荷をも考えねばならない。そのためには確率論的な解析を行う必要があり、文献 4) で歩道橋に対して考えたように、歩行者が心理的な限界を感じる確率、すなわち非使用性確率を用いて道路橋の使用性を評価しなければならないであろう。

ところで、数台の大型車が同時に乗荷した場合の動的応答は、前節あるいは文献 6), 7) で求めた動的応答値を用いて、次の方法によることができる。まず、2. と 3. で行った調査における中型車の平均重量は約 8 t 程度、大型車の平均重量は約 13 t 程度と推定される。そこで、中型車と大型車の総平均の重量を約 10 t と考えることにする。そこで、本節では 10 t 車 (ばね上質点の重量を 8 t、ばね下質点の重量を 2 t) に相当する外力スペクトルを用いることとする。文献 6) で計算した 20 t 車よりもやや、ばね係数の小さい値 (ばね上 $k = 5000$ kg/cm, ばね下 $k_T = 10000$ kg/cm) を用いて計算した結果、10 t 車に対する外力スペクトルの強度は 20 t 車の場合のほぼ半分である。したがって、10 t の基準車両の外力スペクトル強度として、20 t 車の半分 ($3 \sim 7 \pi$ rad/s で $400000 \text{ kg}^2 \cdot \text{s}$, $10 \sim 20 \pi$ rad/s で $44000 \text{ kg}^2 \cdot \text{s}$) とした。

そして、このような大型車が複数台、橋梁上にあるとき、それらの自動車の動的特性はそれぞれ異なるであろう。特に、固有振動数は多少の差があるであろう。このようなときには、より帯域に近い形の外力スペクトルが橋梁に作用することになる。ただし、図-5, 6 に示した 2 乗平均スペクトル図は 20 t 車の単独走行による応答基準値であるので、同じようなパワーを有する自動車 n 台、同時に走行する場合にはそのスペクトル強度が n 倍となる¹⁷⁾。外力スペクトルの強度と応答の 2 乗平均値は比例関係にあるので、1 台の大型車が走行したときの応答から、 n 台の大型車が走行したときの応答を求めることができる。

一方、歩行者の到着をポアソン過程であるとする橋梁上のどこに歩行者がいるかの確率は、すべての点で同じであるので、モード級数の 2 乗 $\varphi_n^2(x)$ の平均はその最大点の値の半分となる。したがって、歩行者の受ける刺激の基準値は 20 t 車による最大応答量の 4 分の 1 とみなすことができる。そして、単独乗荷のときの応答速度の 2 乗平均値を前節あるいは文献 6), 7) で示した 20

t車に対する応答スペクトル図から求め、その4分の1を r_v とすると、10t程度の大型車が同時にn台載荷したときの応答量は nr_v となる。この応答量の平方根は、n台の中型車あるいは大型車が橋梁に載荷しているときに、歩行者が受ける平均的な刺激と考えることができる。

次に、載荷の確率を考える場合の使用性の検討方法を考える。まず、ある支間長(L)の橋梁に走行速度vの中型車あるいは大型車がn台同時に載荷する確率は式(1)で表されるポアソン分布から求められるものとする。また歩行者もポアソン到着をするものとして、その平均到着率を λ_p 人/秒、歩行者の渡橋所要時間を T_p 秒とすると、歩行者が橋上にいる確率は $(1-e^{-\lambda_p T_p})$ となる。したがって、車両の到着とは独立して、任意に橋梁に到着する歩行者が受ける刺激の大きさが $x(=\sqrt{nr_v})$ となる確率は次式となる。

$$f_s(x) = (1 - e^{-\lambda_p T_p}) P_T(n) \dots\dots\dots(24)$$

そして、その刺激xによって歩行者があるカテゴリーに反応する確率分布関数を $F_R(x)$ とすると、歩行者が橋梁を渡ろうとするとき、望ましくない反応を生ずる確率 p_d (非使用性確率)は次式によって求めることができる。

$$p_d = (1 - e^{-\lambda_p T_p}) \sum_{n=1}^{\infty} P_T(n) F_R(x) \dots\dots\dots(25)$$

ここで、 $x = \sqrt{nr_v}$ である。また、心理的な限界として、ここでは歩みにくさを考えるものとして、 $F_R(x)$ として平均1.7cm/s、標準偏差0.6cm/sの正規確率分布関数を用いる⁴⁾。歩行者の歩行速度は車両の走行速度に比較すると小さいので、歩行者が橋を渡る間に断続した数回の刺激を受けることが考えられるが、刺激の回数や継続時間などの影響についての研究がいまのところ、まだ行われていないので、ここでは一回一回の刺激を考えることとした。すなわち、前に受けた刺激がそののちに受ける刺激に対する反応に影響しないものとした。

ここで、数値計算例によって道路橋の使用性について考えてみる。なお、歩行者の通行量は十分多いものとして、 $e^{-\lambda_p T_p} = 0$ として扱うが、歩行者が少ないときには式(25)のように、 $(1 - e^{-\lambda_p T_p})$ を乗ずればよい。まず、文献6)で動的応答量を求めたランガー桁橋に対して非使用性確率を計算した。60~120mの支間長をもつランガー桁橋のうち、ライズ比(f/l)が1/7、補剛桁の桁高比(h_g/l)が1/40の橋梁を、その代表とした。横軸に大型車の時間交通量を、縦軸に非使用性確率をとって図-7に、その結果を示した。この図より、同じ交通量に対する非使用性確率からみても、文献6)で20t車に対する動的応答から考察したと同様に、支間長の小さい橋梁の方が使用性は悪いことがわかる。仮に、非使用

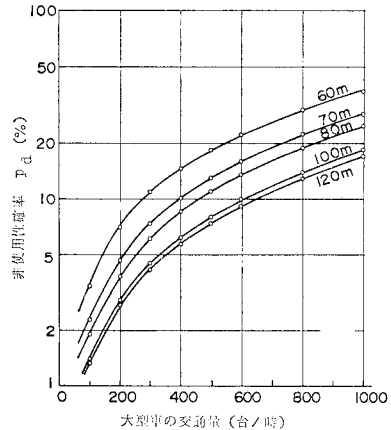


図-7 ランガー桁橋における大型車の交通量と非使用性確率

性の許容確率を歩道橋の場合と同じく50%であるとすると、60~80m級の橋梁では150~250台/時以上、100m級の橋梁では350台/時以上の大型車に対して使用性が問題となる。实在橋梁の振動実態調査の結果⁵⁾をみても、やはり60~80m級の橋梁が大きな振動をしている。そして、文献6)で検討した結果によっても60~80m級のランガー桁橋が大きい動的応答値を示していた。このように、60~80m級のランガー桁橋では少ない交通量によってもよく揺れ、しかも単独に大型車が走行したときも大きな振動をしているといえる。これ以上の支間長をもつ橋梁では1台の大型車によって生ずる振動は比較的小さいが、図-7に示したように交通量が多くなると使用性が損なわれてくるために、ここで提案した非使用性確率が特に重要となる。ところが、大型車の通行量が非常に少ない場合に、大きな振動が許されるわけではない。非使用性確率は小さく、大きな振動に歩行者が遭遇する可能性はまれであろうが、遅悪く橋上にいる歩行者は強烈な振動を受けることになる。自動車専用道路を除き、これは道路橋の使用性を別の観点から考えることが必要となる。そのためには、20tの大型車が1台、通過したときの振動速度の実効値を1.7cm/s以下にするというように、直接的な振動制限が望ましいことになる。

そこで、確率的な制限や振動制限が問題となる範囲を検討するために、動的応答量と非使用性確率との関係を図-8に示した。ただし、大型車はポアソン到着をするものとした。そして、大型車による動的応答量の基準値が、前節あるいは文献6)、7)で示した応答スペクトル図などから求められれば図-8によって、容易に非使用性確率を求めることができる。なお、歩行者が少ない場合には、図-8より求められる確率に $(1 - e^{-\lambda_p T_p})$ を乗じて

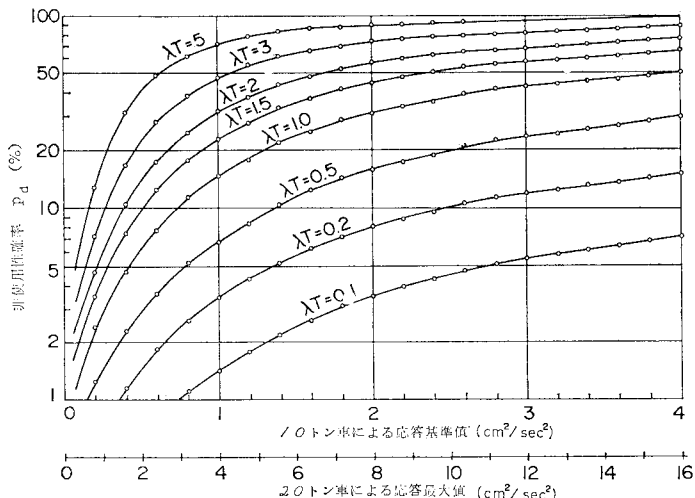


図-8 大型車による刺激基準値と非使用性確率

非使用性確率とすることができる。ここで、仮に非使用性の許容確率を5%、20t車による振動の制限値を1.7 cm/s (2乗値で 2.89 cm²/s²)として考えると、図-7と図-8によって次のことが指摘できる。

- 1) 大型車による振動刺激の基準値が0.1 cm²/s²以下では、使用性が問題になることはほとんどない。
- 2) 20t車による振動刺激の4分の1を10t車に対する基準値としていることから、その刺激基準値が約0.7 cm²/s²以上では確率論的な検討に加えて、単一走行車両に対する動的応答計算も必要となる。そして、場合によっては防振対策や側道橋の設置を考えねばならないであろう。
- 3) 10t車に対する刺激基準値が0.1~0.7 cm²/s² (20t車に対する最大応答値では0.4~2.9 cm²/s²に相当)においては非使用性確率を求めて確率論的な検討が必要である。この範囲であっても平均載荷台数λTが0.5台以下では非使用性確率は許容確率の5%以下であり、使用性があまり問題にならないであろうが、λTが0.5台以上では特に確率論的な検討が必要となる。
- 4) 大型車や歩行者の通行が非常に少ない場合には、20t車が単独に走行したときの応答速度の実効値を1.7 cm/s以下にするのがよい。

6. 結 語

道路橋の使用性は、走行自動車の重量や振動数のばらつきが大きいため、歩道橋の場合のように確率論的な方法のみでは十分に把握できない。そこで、道路橋の場合には走行荷重の最大と考えられる20t車による振動の制限と確率論的な検討との両者を併用することが望ましいと考えた。本文においては、確率論的な検討を行う

ための基礎的な調査とその調査結果に基づいて、道路橋の使用性解析の一方法を提案した。そして、単一走行荷重による振動が問題となる範囲や確率論的な検討が特に必要な範囲、使用性問題があまり生じないであろう範囲などを明確にした。しかし、すでに述べた歩道橋の確率論的な解析法^{1),5)}と同様、許容確率・載荷状態・固有振動数や減衰定数の推定精度などについて、道路橋の場合にも、さらに検討を加えねばならない。

最後に、本研究を遂行するにあたりご指導を賜った金沢大学工学部 小堀為雄教授に深く感謝いたします。また、実験および調査に協力いただいた福井工業大学橋梁工学研究室の学生諸氏に感謝します。

参 考 文 献

- 1) コンクリート委員会終局強度設計小委員会：鉄筋コンクリート設計法の動向，土木学会，pp. 11~21, 1975.
- 2) Committee on Deflection Limitation of Bridge of the Structural Division：Deflection limitation of bridges, Proc. of ASCE, Vol. 84, No. ST. 3, pp. 1~20, 1958.
- 3) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第222号，pp. 14~22, 1974.
小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp. 23~31, 1974.
- 4) 梶川康男・小堀為雄：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，第266号，pp. 51~61, 1977.
- 5) 梶川康男・小堀為雄：振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計，土木学会論文報告集，第285号，pp. 29~36, 1979.
- 6) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文報告集，第248号，pp. 11~23, 1976.
- 7) 小堀為雄・梶川康男：振動感覚を評価するためのアーチ橋の動的応答スペクトル，土木学会論文報告集，第251号(ノート)，pp. 127~130, 1976.
- 8) Katakura, M.: Time headway distribution of traffic flow, Proc. of JSCE, No. 189, pp. 107~115, 1971.
- 9) 国広哲男・朝倉 肇・井上啓一：設計活荷重に関する研究—交通荷重の実態と橋梁設計への適用，土木研究所資料，第701号，pp. 6~45, 1971.
- 10) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答—衝撃係数—に関する考察，土木学会論文集，第148号，pp. 40~50, 1967.
- 11) Nakai, H and H. Kotoguchi: Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117~128, 1975.
- 12) 小松定夫・川充亮郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp. 13~28, 1978.
- 13) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，第20巻3号，pp. 27~32, 1978.
- 14) Shinozuka, M and T. Kobori: Fatigue analysis of

- highway bridges, Proc. of JSCE, No. 208, pp. 137~148, 1972.
- 15) 吉村虎蔵・彦坂 照・内谷 保：単一走行荷重による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文報告集，第 258 号，p. 35~44, 1977.
 - 16) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文報告集，第 286 号，pp. 15~27, 1979.
 - 17) 星谷 勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，第 246 号，pp. 1~8, 1976.
 - 18) Oehler, L.T. : Vibration susceptibilities of various highway bridge types, Proc. of ASCE, Vol. 83, No. ST. 4, pp. 1~41, 1957.
 - 19) Wright, R.N. and W.H. Walker : Vibration and deflection of steel bridges, Engineering Journal, AISC, Vol. 9, No. 1, pp. 20~31, 1972.
 - 20) 兼重一郎：パワースペクトル解析の自動車への応用，いすゞ技報，第 33 号，pp. 1~9, 1960.
 - 21) 文献 9) の pp. 65~77.
 - 22) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，pp. 210~224, 1977.
 - 23) 吉村虎蔵・平井一男：ランガー桁の動的解析，土木学会論文集，第 101 号，pp. 1~14, 1964.
 - 24) 吉村虎蔵・平井一男：補剛アーチ橋およびつり橋の動的共通解析，土木学会論文集，第 115 号，pp. 1~11, 1965.
 - 25) 平井一男：結合法による弾性支承を有する連続ばりの動的解析，土木学会論文集，第 104 号，pp. 1~8, 1964.

(1979.7.24・受付)