

大阪大学大学院 学生員 嶋田玲志

大阪大学工学部 正員 川谷充郎

広島 島 県

蒲原幹生

1. まえがき 道路橋の強度設計において、自動車走行による橋梁の動的応答は活荷重を割り増すことにより考慮されている。従来の研究により、路面不整の良否が桁橋の動的応答に及ぼす影響の大きいことが明らかにされている¹⁾。近年、路面凹凸を定常確率過程と見なして、橋梁の動的応答を不規則振動論に基づいて解析している^{2), 3)}。それらの研究においては単純桁橋を対象としている場合がほとんどであり、連続桁橋については林川・渡辺⁴⁾が理想化された解析モデルを対象に動的応答解析法について研究し、本田・小堀・山田⁵⁾が実際の現象をシミュレーション法により数値計算しているのみである。そこで本研究では、連続桁橋の走行荷重による動的応答の非定常連成不規則振動解析を行う。桁橋の解析モデルについては、実橋データの統計処理により構造諸元を定めた。連続桁橋の場合曲げモーメント応答が重要となることより、たわみ応答との比較検討を行う。また、実橋の断面変化に則した変断面モデルによる場合と、等断面モデルによる場合との応答の差異および、径間長の差異による応答の変化について比較検討を行う。

2. 桁橋の構造諸元実態調査と解析モデル 連続桁橋の動的応答に関連する構造諸元について、有用な統計的データはほとんど見あたらない。そこで、阪神高速道路公団を通して入手した単純桁橋および連続桁橋の構造諸元を統計的に処理した。動的応答に関する諸元として、断面2次モーメント、単位長当たり重量および固有振動数と径間長との関係を求めた。それらの内、3径間連続桁橋に関する結果を図-1～3に示す。

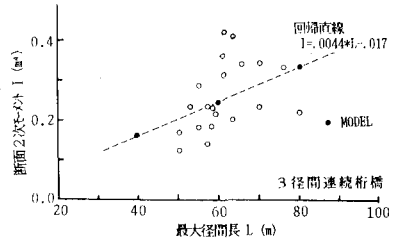


図-1. 最大径間長と断面2次モーメントの関係

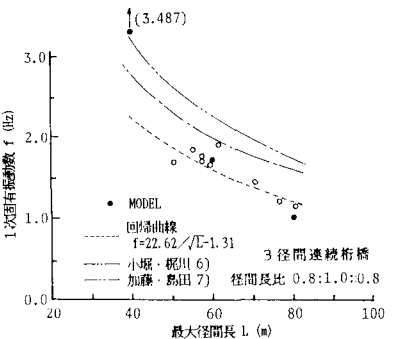


図-3. 最大径間長と1次固有振動数の関係

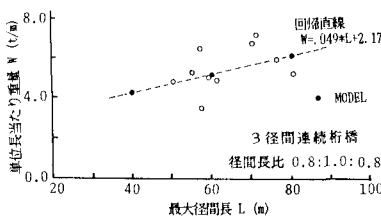


図-2. 最大径間長と単位重量の関係

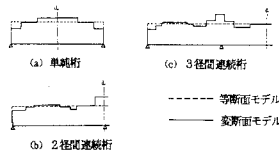


図-4. 変断面モデル

図-1～3に示す。断面2次モーメントおよび単位長当たり重量について、回帰直線を求め解析モデルの構造諸元とする。本研究で用いた解析モデルの構造諸元を表-1に掲げる。また、実橋の断面変化の調査に基づき変断面モデルを図-4に示すように定めた。

3. 解析方法 文献⁸⁾で述べられている単純桁橋の不規則振動解析法を、連続桁橋に拡張する。その際に桁橋の振動モードを以下の式で定義する。

等断面桁: $\phi(x) = \sum C_n \sin(n\pi x / l)$

変断面桁: $\phi(x) = \sum C_n (I_0 / I_i) \sin(n\pi x / l) + Ax + B$

4. 解析結果 解析に用いる車両モデルは、前輪1軸・後輪2軸を考慮した2自由度系とし、その構造諸元を表-2に示す。連行車両の場合は車両列の中央に20t車、その前後に15t車を車頭間隔14mで配列する。

表-1. 橋梁モデル

	スパン長	単位重量 (t/m) (一車線当り)	断面2次モーメント (m ⁴)		断面変化数 (変断面)
			等断面	変断面	
単	40m	3.4460	0.1375	I _{max} = 1620 I _{min} = 0950	5
	60m	5.8260	0.3147	I _{max} = 3707 I _{min} = 2173	5
	80m	8.2060	0.4918	I _{max} = 5793 I _{min} = 3396	5
2 径 間 連 続 桁	40m:40m	4.5520	0.1458	I _{max} = 2031 I _{min} = 1159	13
	60m:60m	5.2880	0.2883	I _{max} = 4016 I _{min} = 2293	13
	80m:80m	5.9240	0.4308	I _{max} = 6001 I _{min} = 3426	13
3 径 間 連 続 桁	32m:40m:32m	4.1260	0.1578	I _{max} = 2178 I _{min} = 1149	19
	48m:60m:48m	5.1050	0.2454	I _{max} = 3387 I _{min} = 1788	19
	64m:80m:64m	6.0890	0.3329	I _{max} = 4594 I _{min} = 2426	19

路面凹凸スペクトルを $S_r(\Omega)=\alpha/(\Omega^n+\beta^n)$ で表し、 $\alpha=0.003\text{ cm}^2/(\text{m}/\text{c})$ 、 $n=2.5$ 、 $\beta=0.02\text{ c}/\text{m}$ とした⁹⁾。解析結果は、たわみおよび曲げモーメントの2乗平均値応答（静的応答が最大となる時刻における値）を、それぞれの静的最大応答値で除した無次元化応答 $\sigma_y/Ys.\text{max}$ および $\sigma_m/Ms.\text{max}$ により表す。

(1)等断面桁と変断面桁の比較 結果を図-5に示す。図中の一点鎖線は両者の比が1.2:1.0となる場合である。応答値を比較すると、差異は小さくほとんどが20%以下となったので、以下の解析では等断面モデルを用いる。

(2)たわみ応答と曲げモーメント応答の比較 $\sigma_y/Ys.\text{max}$ と $\sigma_m/Ms.\text{max}$ を比較して図-6に示す。図中の一点鎖線は、文献5)で示されている両者の比が1.2:1.0の場合である。単一車面走行の場合の応答値は、この一点鎖線のまわりにばらつき $\sigma_m/Ms.\text{max}$ に対する $\sigma_y/Ys.\text{max}$ の値の平均は1.17となる。連行車両の場合は、単一走行車両の場合より無次元化応答が小さくなり、また $\sigma_y/Ys.\text{max}$ と $\sigma_m/Ms.\text{max}$ の差異が小さくなる。

(3)径間長の変化による応答値の比較 2径間連続桁橋において単一車面走行時の $\sigma_y/Ys.\text{max}$ と $\sigma_m/Ms.\text{max}$ を図-7、連行車両走行時の $\sigma_m/Ms.\text{max}$ を図-8に示す。図-8において点線は道示による設計衝撃係数、一点鎖線は文献5)で述べられている衝撃係数を表す。径間中央部での応答値は、径間長が長くなるにつれて急激に減少し、道示および文献5)の衝撃係数と比較すると径間長40m~60mでの変化率が大きくなっている。また、中間支点上での応答値の径間長に対する変化は、径間中央部の場合と異なる傾向となる。

最後に実橋構造諸元の資料収集に際して、阪神高速道路公団の吉川紀氏に御協力頂いたことに対し感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 例えば、成田・桂樹・江本：土木技術資料，20-3，1978. 3.
- 2) 吉村・彦坂・内容：土木学会論文報告集，第290号，1979. 10.
- 3) 岡林・山口：土木学会論文報告集，第334号，1983. 6.
- 4) Hayashikawa and Watanabe：J. Engg. Mech. Div., Proc. ASCE, Vol. 107, No. EM1, Feb. 1981.
- 5) 本田・小堀・山田：土木学会論文報告集，第331号，1983. 3.
- 6) 小堀・梶川：道路，1974. 7.
- 7) 加藤・島田：土木学会論文報告集，第311号，1981. 7.
- 8) 川谷・小松：第35回土木学会年次学術講演会概要集，I-163 1980. 9.
- 9) 川谷・小菅・嶋田・小松：構造工学論文集，Vol. 33A, 1987. 3.

表-2. 荷重モデル

総重量(t)	20.0	15.0
自由度	2	2
固有振動数(Hz)	3.0	3.0
慣性モーメント(tm ²)	50.944	36.208
走行速度(m/s)	10.0	10.0
減衰定数	0.03	0.03

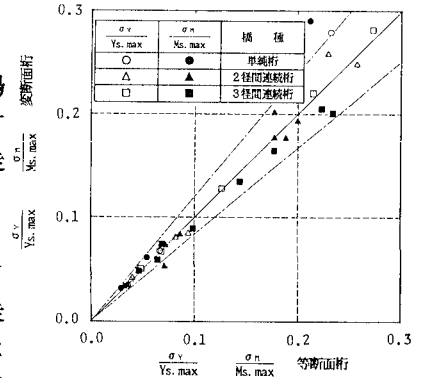


図-5. 等断面桁と変断面桁の応答の比較

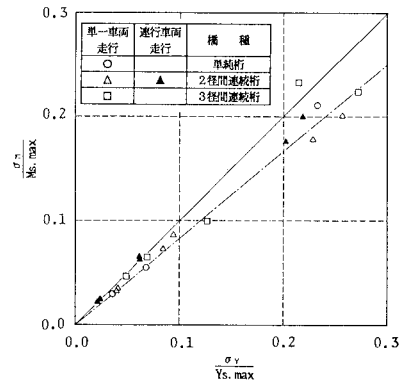


図-6. $\sigma_y/Ys.\text{max}$ と $\sigma_m/Ms.\text{max}$ の比較

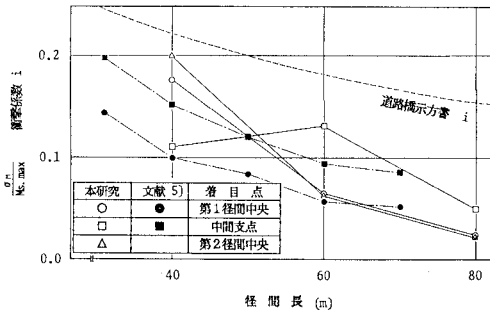


図-8. 径間長の差異による応答の比較（連行車両）

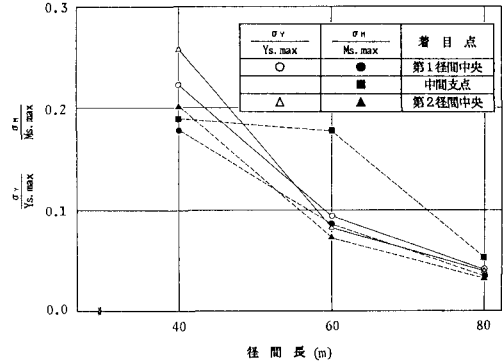


図-7. 径間長の差異による応答の比較（単一走行車両）