

I-166

主桁の応答に支配的な実態荷重の走行状況の検討

阪神高速道路公団 工務部設計課
総合技術コンサルタント(株)

正員 北沢正彦 正員 ○堀江佳平
正員 明田 修 正員 石田良三

1. はじめに 阪神高速道路公団では活荷重実態の調査研究の一環として昭和58年に実測データに基づいた波濤時(衝撃=0)の活荷重応答シミュレーションを行った。この結果、主桁(1車線単紙梁)曲げモーメントの応答が最大となるのは、支間長にかかわらず過積載のトレーラー(車重60~70ton)が着目点上に載荷された場合であり、その際前後の車両列の影響は小さい事がわかった。いかにすれば道路橋主桁において走行車両の衝撃効果の大きいかんによっては走行時の方が波濤時よりもクリティカルな載荷状態となる可能性が示された。本研究では実態活荷重による主桁の応答について波濤時と走行時のどちらが支配的になるのか確認する為に ①動的応答計算による走行車両の衝撃効果の算定と ②実態活荷重シミュレーションによる波濤時、走行時(衝撃考慮)の最大応答値の比較について検討を行った。

2. 衝撃効果係数の算定 2-1 解析モデル 動的応答シミュレーションモデルは本研究構造研究室所有を用いて走行時の衝撃係数の大きさ並びにパラメーター特性について整理した。同モデルは車両(3質点4自由度系)と単紙梁との連成振動の時刻歴を求めるものであり、衝撃係数 I_d は、支間中央でのたわみ、曲げモーメントの動的と静的な最大値の比で定義し、阪神高速の平均的な凹凸スペクトルからのサンプル波形50ヶにより分布を求めた。また解析は、単独走行と連行走行(車両距離20m)の2ケースについて行った。

2-2. 解析結果 たわみ比と曲げモーメント比で定義した I_d と比較すると、単独走行については後者の方が全般的に小さく、連行走行については同程度となった。たわみ比による I_d は両走行の差が小さい。解析には安全側を考慮し、たわみ比による I_d を用いた。

I_d の各パラメーター特性を要約すると、① 支間長の影響が最も大きく車両と橋梁が共振する傾向がある。(図-1)

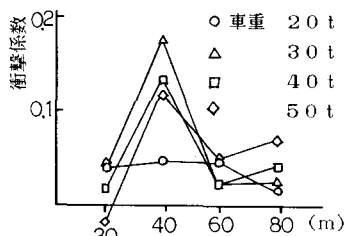


図-1 衝撃係数と支間長の関係

② 車重の影響は車両と橋梁と共振するような支間の場合には多少認められるがそれ以外は小さい。(図-2)

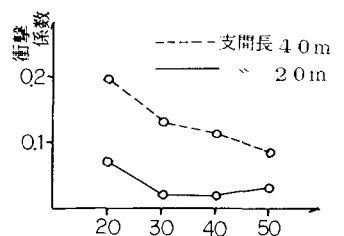


図-2 衝撃係数と車重との関係

③ 走行速度の増加は衝撃係数を大きくする傾向があるが、0.1程度以下の範囲であり大きな要因ではない。(図-3)

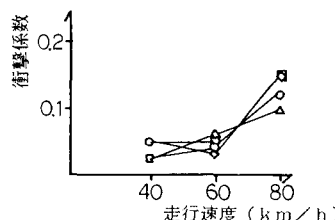
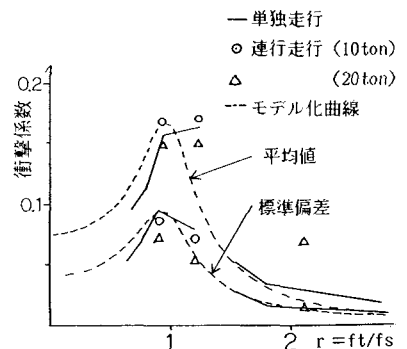


図-3 衝撃係数と走行速度との関係

さらに共振の影響を明確にする為に計算結果を車両振動数 f_t と橋梁振動数 f_s の比 $r=f_t/f_s$ で整理した。

(図-4). $r \approx 1$ 付近でピークとなり共振曲線となっている。

図-4 振動数比 r で表わした衝撃係数

ここでは r を車重と支間長の関係において次式で近似し衝撃係数 I_d のモデル化を行った。

$$I_d = \frac{f_t}{f_s} \approx \frac{0.14L}{\sqrt{W-29}} \quad (図-4破線)$$

L : 支間長(m)
 W : 車重(ton)

3. 実態活荷重を用いた渋滞時、走行時の主析応答シミュレーション

3-1. 走行状況(渋滞、走行)の設定 阪神高速における実測データ⁽¹⁾に基づいて1日の走行状況と渋滞と走行(通常、深夜)に分離した。(表-1) 走行時の車両距離は $V > 45 \text{ km/h}$ 以上の追従走行によるものであり、阪神高速の5分間平均データよりも小さい値(危険側)となる。深夜走行については車両距離が大きく、単独走行とした。

表-1. 走行状況の設定

	時間帯	走行台数	車両距離	大型車比率	衝撃係数
渋滞	7:00~12:00	8300台/日	X: 数正規分布 $\mu = 8.05 \text{ m}$ $\sigma = 3.93$	20% (内積載17.17%)	0
	14:00~15:00				
通常走行	6:00~7:00	12600台/日	$\mu = 19.4 \text{ m}$ $\sigma = 6.1$	20% ($\sim 1.74\%$)	動的応答計算によるモデル値(正規分布)
	12:00~24:00				
深夜	0:00~6:00	1800台/日	200~300 m	60% (~ 5.22)	

3-2 シミュレーション手法 渋滞、走行時の1日当りの最大応答値を算定する為に主析着目点上(支向中央)に最大車種(積載トレーラ)を各々の通行台数回だけ載荷させ次に前後の車両を支向上満載になるまで発生させた。走行時の衝撃係数は、2.のIdのモデル曲線より各発生車重ごとに求めた。主析応答は1車線走行について各車重+衝撃を集中荷重として曲作モーメントに変換した。

3-3 解析結果と考察 渋滞と走行時各々100(日×回)のシミュレーションから求めた1日最大期待値を設計曲作モーメント比で示した。(図-5)

支間長40, 60 mでは走行時(衝撃考慮)が渋滞時よりも大きくなっており、80 mでは同程度となっている。これらの理由として「① 走行時の車両台数の方が渋滞時に比べて多く、それに対応して着目点上に発生する最大車重も走行時の方が約1割程度大きくなっている。(図-6)

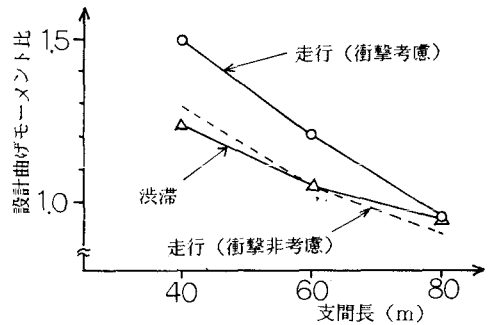


図-5

② 支間40, 60 mでは個々の衝撃が析全応答に与える影響(等価衝撃係数 I_{eq} ; 衝撃考慮と非考慮の場合の走行時の最大応答の比とする)の方が渋滞時における着目点以外の車両の影響を上回っており逆に支間80 mでは渋滞の影響が卓越している。(図-7)」事が考えられる。

4. まとめ 過積載車(6~70 tonクラス)を含めた実態活荷重においては走行時の方が渋滞時よりも支配的となった。これは両者ともその最大応答が近似的に着目点上の最大荷重車1台に支配される事による。例えば道示に従い最大車重を20 tonに制限すれば、支間2~30 m以下を除いて渋滞時が支配的となっている。⁽²⁾ また静的シミュレーションより求めた上述の等価衝撃係数 I_{eq} と60 ton車の場合の動的応答計算による衝撃係数Idのモデル曲線とはよく一致しており、衝撃効果においても最大車重の影響が大きい事がわかる。(図-7 破線)

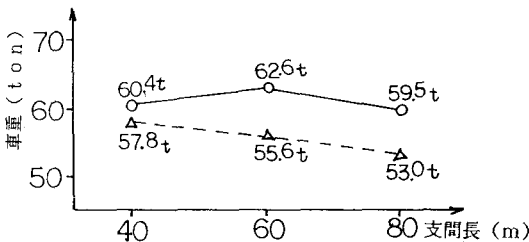


図-6 着目点上の最大車重 (ton)

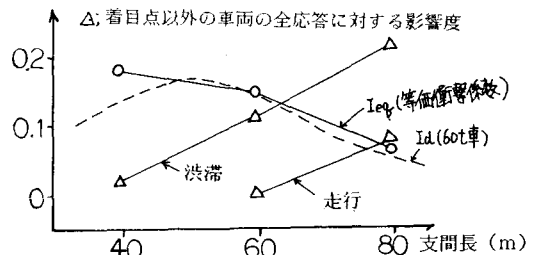


図-7 衝撃と渋滞車両の影響度の比較(1日最大値)

5 おわりに 本検討は土木研究所構造研究室の助言と協力の下に阪神高速道路公団、設計荷重委員会(委員長小西一郎京大名誉教授、主査亀田弘行京大助教授)で議論されたものであり、関係各位に深く感謝致します。

参考文献 (1)阪神公団設計荷重委員会報告書 59.3. (2)土木研究所報告才2285号「橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書」60.12. (3)越他「渋滞時の交通流に関する研究」土木学会論文報告集才306号 56.2.