

自動車走行による床版および橋梁各部の動的応答実験

FIELD TEST ON DYNAMIC RESPONSE OF SLABS AND BRIDGE MEMBERS TO A MOVING VEHICLE

川谷 充郎^{*1}・大倉 一郎^{*2}・山田 靖則^{*3}・福本 嘯士^{*4}・難波 宗行^{*5}

By Mitsuo KAWATANI, Ichiro OKURA, Yasunori YANADA, Yuhshi FUKUMOTO and Muneyuki NAMBA

Recently, it has been reported that fatigue damages of concrete slabs and fatigue cracks in connection plates at web gap came up in highway bridges. These troubles must be affected by dynamic loadings of heavy vehicles caused by vehicles' jump on expansion joints and dynamic response of bridge structures with surface roughness to moving vehicles. The field test on dynamic response of a simple girder bridge to a test vehicle is carried out in Hanshin Expressway to make clear dynamic effects on the fatigue damages. As the surface roughness on the bridge is smooth, dynamic response of the slab and the connection plate is small. Therefore, some kinds of artificial roughness are put on the bridge surface. In those cases, dynamic response increases with the height of roughness. Also high frequency vibration occurs at the web plate of the main girder and the connection plate.

1. まえがき

道路橋の走行荷重による動的応答には、車両の振動特性や車頭間隔などと共に路面凹凸の影響の大きいことが明らかにされている^{1), 2)}。従来のそのような研究における対象部材は主桁であったが、最近問題となっている床版の破損および主桁と横桁の連結部などにおける疲労亀裂の多発にも、路面凹凸を有する橋梁における自動車荷重の動的载荷ならびに橋梁各部の動的応答の影響が大きいと考えられる。

近年、床版の振動に関しては、加藤ら³⁾が減衰自由振動、車両走行振動などの現地試験および理論解析により床版の振動特性について考察した。また、松保・白木・高岡ら⁴⁾は不規則な路面凹凸を有する道路橋床

-
- | | | | |
|----|-----------------|-----------------|-------------------------|
| *1 | 工博 大阪大学助教授 | 工学部土木工学科 | (〒565 吹田市山田丘2-1) |
| *2 | 工博 大阪大学 講師 | 工学部土木工学科 | (〒565 吹田市山田丘2-1) |
| *3 | 高田機工(株)設計部設計課長 | | (〒556 大阪市浪速区敷津西 2-1-12) |
| *4 | Ph.D. 工博 大阪大学教授 | 工学部土木工学科 | (〒565 吹田市山田丘2-1) |
| *5 | 大阪大学大学院生 | 工学研究科前期課程土木工学専攻 | (〒565 吹田市山田丘2-1) |

版の走行車両による不規則振動を解析している。さらに、井上・横山・永原⁵⁾はRC床版の衝撃係数を求めるために土木研究所内の試験走行路において実験を行っている。

本研究では、単純桁橋における試験車走行実験を行ない⁶⁾、床版および床組などの自動車走行による動的応答特性を明らかにし、T荷重の衝撃係数について考察するものである。

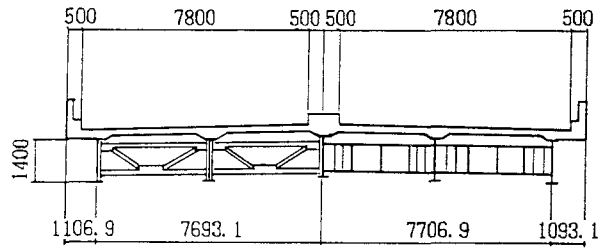


図-1 橋梁断面図

2. 実験概要

阪神高速道路大阪堺線の上り（大阪行）走行車線を規制し、試験車を走らせて、床版の変位と加速度ならびに主桁フランジおよび横桁連結部におけるひずみを測定した。

2.1 実験橋梁

実験橋梁は、片側2車線の単純桁橋である。その断面図を図-1に示し、構造諸元を表-1に掲げる。

表-1 実験橋梁の構造諸元

型 式	単純活荷重合成桁
橋 格	1等橋 (TL-20)
橋 長	29.000m
支 間	28.400m
幅 員	総幅員 17.600m 有効幅員 2×7.800m
床 版	鉄筋コンクリート床版 18cm 床版支間 3.85m
舗 装	アスファルト 7.5cm
主要鋼材	SM58, SM50
主桁本数	5本

2.2 試験車走行

試験車は20t油圧式トラッククレーン（KATO NK-200-III、総重量23.24t）で、あらかじめその動的特性を踏台落下実験により求めた。試験車の走行位置は、図-2に示すように、橋梁外側寄りおよび橋梁内側寄りの2種類とし、目標走行速度は、徐行（約5km/h）、20km/h、40km/hの3種類とした。また、走行位置と走行速度を測定するために、図-3に示す位置にテープスイッチを設置した。

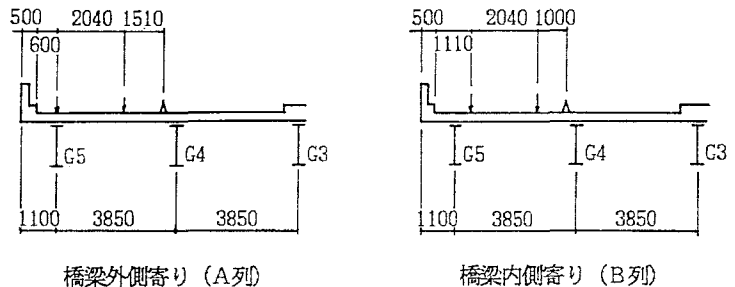


図-2 試験車目標走行位置

2.3 測定点

床版の変位計測は分配横桁位置で行った。スパン中央部主桁下フランジの橋軸方向の応力を測定し、さらに横桁連結部における応力を図-4に示す計測位置で行った。

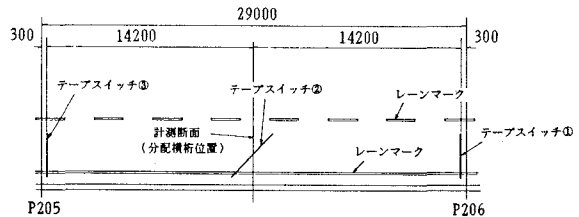


図-3 テープスイッチ配置図

2.4 路面凹凸

縦断方向の路面凹凸を20cmごとに水準測量で測定した。測量は、橋梁内側寄り走行の右輪の目標走行位置の左側20cmの位置で行った。

2.5 人工段差

路面凹凸は良好であることが予想されたので、幅20cm、厚さ2mmのゴム板を1～7枚重ねて支間中央に設置した。そのような段差走行試験ケースを表-2に掲げる。この段差実験における走行速度は、すべて40km/hを目標とした。

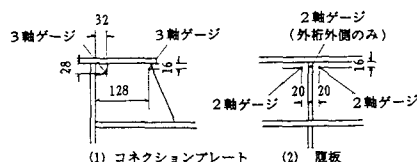


図-4 応力計測位置

3. 実験結果

3.1 試験車の動特性

踏台落下試験から得られた試験車の動特性を表-3に掲げる。

3.2 路面凹凸

実測された路面凹凸スペクトルをISO評価基準と共に図-5(1)に示す。ISO評価基準は、路面凹凸上を走行する自動車の振動乗り心地の観点から決められたものであるが、一つの判断基準としては有効と考えられる。阪神高速道路における他の路面凹凸測定結果を図-5(2)に示すが、これと比較しても、本橋の路面凹凸はさほど悪くない状態であった。

3.3 走行速度と走行位置

車両がテープスイッチを通過するときのパルス信号から、平均速度および走行位置を求めた。それらの結果を図-6に示す。

3.4 橋梁各部の動的応答

ゴム板をおかない通常の走行試験において、橋梁各部の応答に動的影響はほとんど見られなかった。これは試験橋梁の路面凹凸が良好であったためと考えられる。ゴム板を設けた段差走行試験において、橋梁各部の応答に動的影響が現れた。この場合、段差量が増すにつれて、おおむね動的影響が大きくなる傾向がみられた。

(1)主桁のひずみ

主桁下フランジのひずみについては、橋梁内側寄りの走行において（左側車輪位置が縁石より約80cm以上）、2mm程度の段差でも車両が段差を通過すると同時に比較的大きな動的影響が現れた。試験結果を表-4に掲げる。表-4において、振動数は各走行ケースを通じての平均、応力は振動の倍振幅を応力で表

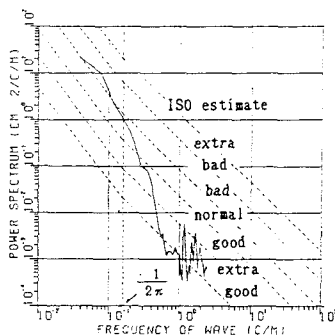
表-2 段差走行ケース

厚さ h(mm)	A列	B列
2	A-G1	B-G1
4	A-G2	—
6	A-G3	—
10	A-G5	B-G5
14	—	B-G7

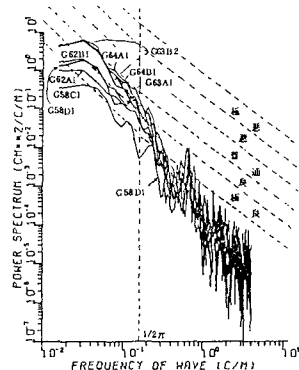
A列は車両の左側車輪の通過位置の目標を縁石より60cmとした走行。
B列は車両の左側車輪の通過位置の目標を縁石より111cmとした走行。
A-Gn、B-Gnのnはゴム板の枚数を示す。

表-3 試験車の動特性

重量	23.24 t
軸重 前輪	6.22 t
後輪 (前)	8.54 t
(後)	8.48 t
固有振動数	3.07 Hz
対数減衰率	0.45
軸間距離 前軸-後軸 (前)	4050 mm
後軸 (前) - 後軸 (後)	1300 mm



(1) 本実測



(2) 阪神高速道路守口線⁷⁾

図-5 路面凹凸パワースペクトル

示したもの、衝撃係数はひずみ振動の片振幅を静的応答の最大値で除した値である。この静的応答の最大値は、応力で表示すると最大390kgf/cm²程度であった。

(2)床版のたわみ

床版のたわみについての衝撃係数を表-5に掲げる。また、図-7は段差量と衝撃係数の関係を、橋梁外側寄り走行（A列走行）、橋梁内側寄り走行（B列走行）についてグラフ化したものである。図-7から、A-G1-1を除けば、段差量が増えれば衝撃係数も増す傾向にあることが分かる。特に段差量が6mm以上になると衝撃係数が大きくなる。A-G1-1は、段差の大きさの割に加速度の波形の乱れが大きいことから、隣の追越し車線あるいは反対側車線の走行による振動の影響と考えられる。

段差量と共に衝撃係数が大きくなる傾向は、建設省土木研究所における横山・井上・永原の実験結果⁵⁾とも一致するものである。その実験は、RC床版の衝撃係数について、総重量約20tの3軸（前1軸、後2軸）ダンプトラックを試験車両とし、静的・動的载荷試験を行い、段差無し、段差量10mmと20mmについて段差位置や、走行速度（20、40、60km/h）を変えて衝撃係数を求めている。なおその測定は、コンクリート打設前の主鉄筋にひずみゲージを貼り、橋梁完成後、試験を行っている。段差量10mmのときの衝撃係数を、横山らの同じ条件による実験値0.06と比べると、本実験による値がかなり大きい。これは土木研究所の実験で用いられた橋梁の床版厚220mm、舗装厚118mmに対し、本実験の場合それぞれ180mm、75mmとかなり薄いことが原因であると考えられる。

(3)横桁連結部のひずみ

疲労亀裂が問題になっている横桁連

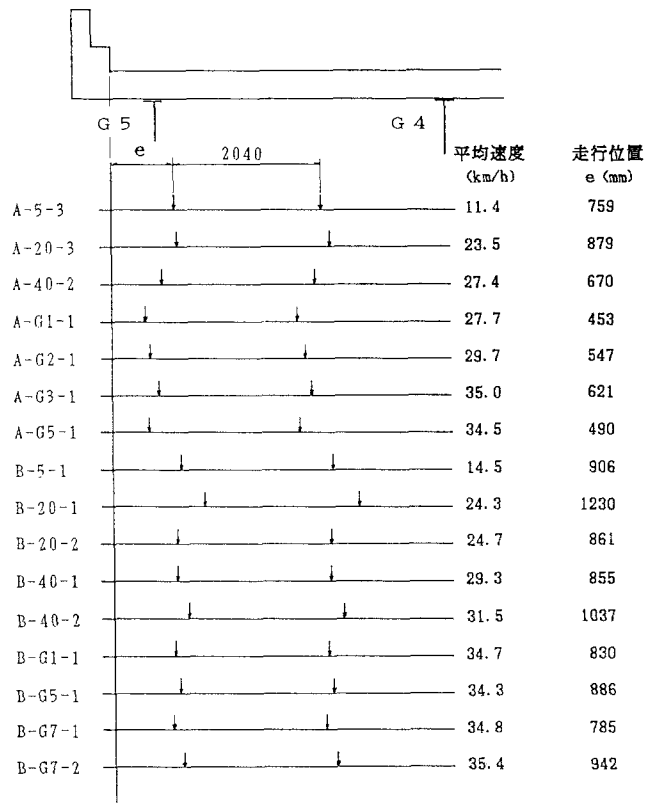


図-6 平均走行速度と走行位置

表-4 主桁下フランジのひずみ（応力）の衝撃係数

測定位置	振動数	走行 ケース	σ (kgf/ cm ²)	衝撃 係数
外側主桁 G5 (水平方向)	2.94	B-G1-1	60.4	0.14
		B-G5-1	57.8	0.14
		B-G7-1	94.5	0.12
内側主桁 G4 (水平方向)	2.94	B-G1-1	47.3	0.16
		B-G5-1	52.5	0.20
		B-G7-1	102.4	0.18

表-5 床版のたわみの衝撃係数

走行ケース	平均走行 速度 (km/h)	衝撃係数	
		後軸 (前)	後軸 (後)
A-G1-1	27.7	—	0.13
A-G2-1	29.7	0.07	0.04
A-G3-1	35.0	0.16	0.09
A-G5-1	34.5	0.18	0.18
B-G1-1	34.7	0.07	0.02
B-G5-1	34.3	0.20	0.12
B-G7-1	34.8	0.36	0.22
B-G7-2	35.4	0.29	0.20

結部における段差走行時の衝撃力による動的影響について調べる。表-6に掲げるように、衝撃力による影響が比較的明確に現れたのはコネクションプレート端部のひずみの鉛直方向成分で、2mm程度の段差でも大きな影響がある。橋梁外側の主桁と横桁との連結部の衝撃係数の方が内側主桁と横桁との連結部の衝撃係数より大きくなる。

(4)横桁連結部における段差走行後の高周波振動

コネクションプレートのスカーラップ部のひずみの45° 方向成分や、主桁の分配横桁との結合部付近の腹板のひずみの鉛直方向成分には、段差が4～6mmになると

図-8に示すように、自動車通過後の応答波形にそれ以前にはみられなかった比較的大きな振動が3～4秒にわたって続く現象が見られた。表-7は、この現象の見られた代表的箇所とその振動数、振幅を応力で表示してまとめたものである。

表-7に掲げる振動数は、衝撃力により高周波振動を生じた走行ケースを通じての平均値であり、応力はひずみ振動の倍振幅から求めた値、係数はひずみ振動の片振幅を静的応答の最大値で除した値である。

1)コネクションプレート

コネクションプレートに関しては、場所によってひずみの水平方向成分や鉛直方向成分にも振動が現れたが、応力からみて45° 方向成分の振動が卓越していると考えられる。この振動の振幅は、段差量が増すにつれ増加する傾向があり、振動数はおよそ7.6～7.7c/sであった。また、その45° 方向の応力についてスカーラップ部と端部を比べると、スカーラップ部の応力の方が大きいことが分かる。

2)腹板

腹板はひずみの鉛直方向成分の振動が卓越している。これも段差量が増すにつれ増加する傾向がみられ、振動数はおよそ7.6～7.8c/sでコネクションプレートとほぼ同じと考えてよい。また、橋梁外側の桁（G5桁）の腹板の方が、内側の桁（G4桁）に比べやや大きな振動が現れている。この現象において、腹板両面のひずみ振動の位相が逆になっていることより、腹板の面外曲げ振動であることが分かる。さらに、この高周波振動は主桁の応答には影響を及ぼしていない。

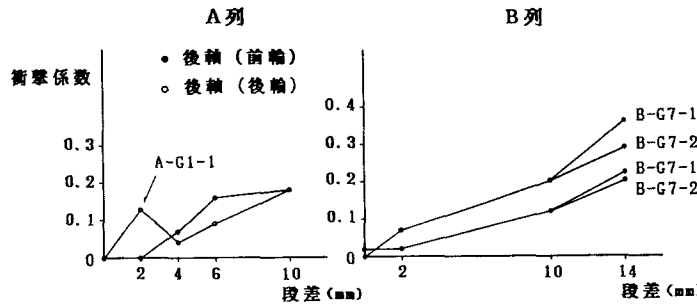
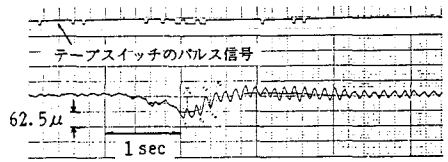


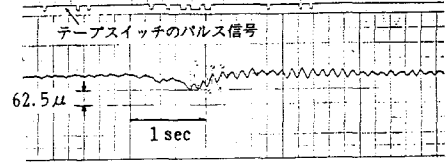
図-7 段差と衝撃係数の関係

表-6 コネクションプレート端部（鉛直方向）の衝撃係数

走行ケース	衝撃係数			
	外側主桁 G5		内側主桁 G4 (G5側)	
	後軸 (前)	後軸 (後)	後軸 (前)	後軸 (後)
A-G1-1	0.17	—	—	0.14
A-G2-1	0.12	0.10	—	—
A-G3-1	0.27	0.23	0.13	0.14
A-G5-1	0.31	0.33	0.20	0.27
B-G5-1	0.35	—	0.20	0.13
B-G7-2	0.50	0.31	0.32	0.22



(1) 外側主桁G5コネクションプレートのスカーラップ部のひずみ (45° 方向)



(2) 外側主桁G5腹板 P206側 (G4側)のひずみ (鉛直方向)

図-8 横桁連結部の高周波応答

4. 結 論

本実験においては、対象橋梁の路面凹凸が良好であったため、通常走行時には橋梁各部の応答に動的な影響はほとんどなかったが、人工的に段差を設けた場合の走行試験においては、動的応答の影響が現れた。以下、段差走行時の衝撃力による動的応答について橋梁各部分ごとにまとめる。

(1) 主桁下フランジのひずみ(応力)は橋梁中央寄り(縁石より約80cm以上)の走行では、2mm程度の段差でも衝撃力による影響が現れた。

(2) 床版のたわみも段差量が増すにつれ動的影響が増す。特に、段差量が6mm以上になると衝撃係数が大きくなる。

(3) 横桁連結部では、衝撃力による影響が明確に現れているのはコネクションプレート端部のひずみの鉛直方向成分で、2mm程度の段差でも大きな影響がある。橋梁外側の主桁と横桁との連結部の方が橋梁内側の主桁と横桁との連結部より衝撃係数が大きく、段差量が増すにつれ衝撃係数も大きくなる。

(4) コネクションプレートのスカーラップ部におけるひずみの45°方向成分や、主桁の分配横桁との連結部付近の腹板のひずみの鉛直方向成分において、段差が4～6mmになると衝撃力を受けた後に、振動数7.6～7.8c/sの比較的振幅の大きな振動が発生し3～4秒程度継続する。衝撃による影響は、段差量2mm程度でも部材によりかなりの影響を受ける。この高周波振動については、疲労亀裂が問題となっている箇所でもあり、応力レベルは小さいものの疲労に対してどの様に作用するかが明確でなく、今後さらに研究の必要があると思われる。

参考文献

- 1) 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，Vol.20，No.3，pp.27-32，1978.3.
- 2) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫：路面不整の統計的特性と道路橋の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.33A，pp.459-466，1987.3.
- 3) 加藤雅史・加藤育久：RC床版の振動の測定と解析，構造工学論文集，Vol.33A，pp.503-512，1987.3.
- 4) 松保重之・白木 渡・高岡宣善・柴崎和人・安原寛人：走行車両による道路橋床版の二乗平均応答解析，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，I-395，1988.10.
- 5) 横山功一・井上純三・永原 隆：道路橋床版の衝撃係数に関する実験，構造工学論文集，Vol.35A，pp.749-756，1989.3.
- 6) 山田靖則・大倉一郎・川谷充郎・福本晴士：プレートガーダー橋の横桁連結部の動的応答実測，土木学会平成元年度関西支部年講概要，I-75，1989.5.
- 7) 川谷充郎：道路橋の走行荷重による不規則振動と衝撃係数に関する研究，大阪大学博士論文，1987.12.

(1989年10月2日受付)

表-7 高周波振動

測定部	測定位置	振動数	走行 ケース	σ (kgf/ cm ²)	係数
コ ネ ク シ ョ ン プ レ ー ト	G4コネクションプレート (G5側) 端部 (水平方向)	7.62	A-G3-1 A-G5-1	49.9 57.8	0.17 0.19
	同 上 (45° 方向)	7.73	A-G3-1 A-G5-1 B-G5-1 B-G7-2	55.1 70.9 42.0 57.8	0.28 0.44 0.14 0.18
	同 上 (鉛直方向)	7.68	A-G5-1	52.5	0.11
	G4コネクションプレート (G5側) スカーラップ部 (水平方向)	7.67	A-G5-1	52.5	0.26
	同 上 (45° 方向)	7.65	A-G5-1	81.4	0.25
腹 板	G5腹板 (外側，P.205側) (鉛直方向)	7.74	A-G2-1 A-G3-1 A-G5-1 B-G5-1 B-G7-2	89.3 123.4 144.4 89.3 168.0	0.29 0.42 0.47 0.15 0.26
	G4腹板 (G3側，P.206側) (鉛直方向)	7.62	A-G5-1	89.3	0.28