

道路橋床版の衝撃係数に関する実験

Field Test on the Impact Coefficient of Steel Deck and Reinforced Concrete Slab of Highway Bridges

横山功一* 井上純三** 永原 隆***

By Koichi YOKOYAMA, Junzo INOUE and Takashi NAGAHARA

In highway bridge design, changing the design method from allowable stress design to limit state design is planned in the near future. A rational investigation on impact coefficient is required because the present provision was determined on the basis of an empirical formula. This paper presents results of the field tests on the impact coefficient of a steel deck and reinforced concrete slab. It was proven that the height of the bump has a significant affect on the impact coefficient and dynamic vehicle load should be specified relative to the bump height.

1. まえがき

近年、橋梁設計において従来の許容応力度設計法に代わる限界状態設計法への移行に向けての調査研究が進められている¹⁾。現行道路橋示方書の衝撃規定の妥当性についても実態に即したより合理的で明確な再検討が望まれている。

衝撃は活荷重による動的な影響を指し、橋梁設計では活荷重による応力（たわみ）を衝撃係数で割り増すことによりその影響を考慮している。衝撃係数は橋梁の動的応答特性、路面平坦性、車両の振動特性、走行速度など多くの要因により複雑に変化する。また道路橋の衝撃は鉄道橋の衝撃とは異なり、対象とする活荷重の大きさや作用位置にばらつきが大きく、橋の構造形式や床組も鉄道橋とは異なり、理論的な取扱いは容易ではない。わが国の設計では、従来より諸外国の基準値を参考にした経験的な値が用いられてきた。

土木研究所では従来より実橋実測、モデルによる数値解析などにより道路橋の衝撃係数に関する調査を進めている²⁾。既往の調査により、L 荷重の衝撃係数については、限界状態設計法の検討の中での考え方（供用期間50年、超過確率10%）のもとで設定された活荷重に対しては、短スパンでは衝撃の影響を考慮する必要があるものの、長スパンではこれを考慮しなくても良い可能性があることが明

* 工修 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室長 (〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

** 工修 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室研究員(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

*** 建設省四国地方建設局富郷ダム工事事務所 (〒799-04 香川県伊予三島市中曽根町1652-1)

らかとなっている。一方、T荷重の衝撃係数については、車両が路面に及ぼす動的荷重という観点からの調査を進めて来ており、動的荷重倍率の大きさには路面に生じる段差量が大きく影響するということを明らかにしている。

T荷重は1台の大型車両を輪荷重にモデル化した荷重であり、これに対する衝撃係数は局所的な段差や部材の動的応答特性や車両振動特性により変化するものと考えられる。そのため本論文ではT荷重の衝撃係数の妥当性を検討するために段差量、積載重量、車速を変化させて鋼床版、RC床版の衝撃係数測定実験を行い、その結果についてとりまとめ報告するものである。

2. T荷重の衝撃係数に関する既往の検討

2. 1 規定の変遷および検討事項

道路橋示方書の衝撃規定の変遷を表-1に示す。大正15年に衝撃規定が設けられ、昭和14年に改訂を経た後は昭和47年まで変化していない。昭和47年の改訂でL荷重の衝撃係数とT荷重の衝撃係数とが区別され、L荷重の衝撃係数についてはこれを橋種により変化させた規定となり、現在に至っている。

T荷重により設計されるRC床版、鋼床版および縦桁、床桁などの床組部材の衝撃係数は、主桁の設計に用いられるL荷重に対する衝撃係数と同様な支間Lに関する低減式で表現される式(1)の値を用いることを基本としている。

$$i = 20 / (50 + L)$$

(1)

RC床版については、昭和14年以来、式(1)で計算される衝撃係数値が用いられてきた。鋼床版については、鋼床版を構成する縦リブと横リブの支間が小さいので、衝撃係数を式(1)に従って計算すると0.4に近い値になる。このため縦リブの衝撃係数としては0.4を用いることとし、横リブの衝撃係数としては、支間の大きなものもあるため式(1)に従って計算した衝撃係数を用いることとしている。床組部材のうち縦桁についてはT荷重を1台載荷するときには式(1)の衝撃係

表-1 道路橋示方書衝撃係数規定の変遷

名 称	衝 撃 係 数		
明治19年 8 月 (1886) 国県道の築造標準 (内務省訓令第13号)	規 定 な し		
大正 8 年12月 (1919) 道路構造令及び街路構造令 (内務省令)	規 定 な し		
大正15年 6 月 (1926) 道路構造に関する細則案 (内務省土木局)	$i = \frac{20}{60 + L} \leq 0.3$ 〔群集荷重、転圧機荷重は衝撃を生ぜしめない〕		
昭和14年 2 月 (1939) 鋼道路橋設計示方書案解説 (内務省土木局)	$i = \frac{20}{50 + L}$ 〔歩道の等分布荷重、転圧機荷重は衝撃を生ぜしめない〕		
昭和31年 5 月 (1956) 鋼道路橋設計示方書解説 (日本道路協会)	$i = \frac{20}{50 + L}$ 〔歩道の群集荷重は衝撃を生ぜしめない〕		
昭和39年 6 月 (1964) 鋼道路橋設計示方書解説 (日本道路協会)	同 上		
昭和48年 2 月 (1973) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 (日本道路協会)	橋 種	衝撃係数 <i>i</i>	備 考
	鋼 橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷 重 L 荷 重
	鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷 重
		$i = \frac{7}{20 + L}$	L 荷 重
	プレストレストコンクリート橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷 重
		$i = \frac{10}{25 + L}$	L 荷 重
昭和55年 2 月 (1980) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 (日本道路協会)	同 上		

数を、断面力を最大にする位置に可能な限り載荷する場合は衝撃が生じないものと考え、衝撃係数を考慮しないものとしている。

式(1)の衝撃係数は諸外国の規定を参考にしつつ経験的に設定されたものと考えられ、この式の妥当性について次のような観点からの検討が必要となっている。

①既往の調査により車面が路面に及ぼす動的荷重倍率には路面の段差量の影響が大きいことが明らかとなっている。また支間長が2～4 m程度の範囲に限られる床版について式(1)を適用すると衝撃係数は0.37～0.38程度とほぼ一定した値となる。従って床版の支間長が床版の動的応答特性に及ぼす影響を実験等により明らかにし、衝撃係数を支間長の低減関数とすることの妥当性について検討する必要がある。

②衝撃係数に及ぼす影響が大きい路面段差量を変化させた時の床版の衝撃係数実測調査を行い、橋梁路面平坦性の実態把握と併せて、設計で見込むべき衝撃係数値を明らかにする必要があると考えられる。特に段差が生じやすい伸縮装置部またはその付近の床版に対する検討も必要であろう。

③代表的な床版形式である鋼床版とRC床版とは質量、剛性、減衰性などがかなり異なり、応答特性や衝撃係数も異なった値となることも予想されるため、両形式に対する検討を行う必要がある。

2. 2 既往の実験

(1) 床版の衝撃係数

土木研究所では舗装の凹凸や伸縮装置部の段差により大きな荷重が作用することから、段差量を変化させた場合の路面に作用する自動車荷重に関する一連の調査を行っている²⁾³⁾。その結果、段差部だけでなく段差通過後の路面にもかなりの衝撃力が作用することが明らかとなっている。その他に日本道路公団で行われたRC床版の衝撃係数の実測結果⁴⁾によると段差が約20mm以上となると0.4を上回る衝撃係数が得られている。また阪神高速道路公団で行われた鋼床版の衝撃係数の実測結果⁵⁾によると段差量が20mmになると0.5程度と設計値を超える衝撃係数が得られている。

(2) 路面凹凸

路面の凹凸は衝撃係数値に大きく影響することから、実橋における路面凹凸の調査が行われている。土木研究所では従来よりプロフィルメータを用いた調査³⁾を行っている。本田らは一般国道や県道に架設された道路橋を対象とした路面凹凸調査⁶⁾を、川谷らはレーザ光線を用いた光学式プロフィルメータによる路面凹凸と道路橋の衝撃係数に関する調査⁷⁾を行っている。

実橋の路面平坦性は道路の維持管理の水準とも係わり、簡単に結論づけることは難しいが、道路維持修繕要綱では舗装路面の管理水準として標準偏差 $\sigma=3.5\text{mm}$ をとっており、仮に最大段差量が 3σ 程度生じるものとする⁸⁾と10mm程度の段差が生じる可能性がある。

また伸縮装置付近の路面は、舗装の摩耗や流動、橋台背面の沈下により極端な段差が生じていることが多く、道路維持修繕要綱でも維持修繕要否判断の目標値が自動車専用道路で10mm、交通量の多い道路で15～20mm、交通量の少ない一般道路では20～30mmとなっており、条件の悪い場合には20mm程度の段差が生じる可能性がある。

3. 鋼床版衝撃係数測定実験⁸⁾

3. 1 調査内容

本調査で対象とした橋梁は、土木研究所舗装走行実験場内に設置された鋼床版試験橋（橋長9.9m 幅員4.5m）である。その一般図、断面図を図-1に示す。鋼床版の縦リブはU断面リブ（トラフリ

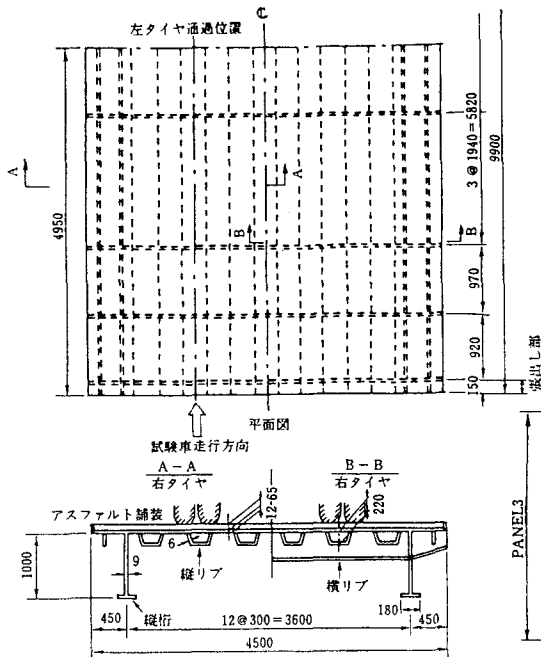


图-1 对象桥梁 (寸法单位: mm)

	総重量20 t (積載重量10 t)		総重量30 t (積載重量20 t)	
	輪重 (t)	軸重 (t)	輪重 (t)	軸重 (t)
前軸左	2.72	5.44	3.18	6.34
前軸右	2.72		3.16	
中軸左	3.86	7.52	6.19	11.94
中軸右	3.66		5.75	
後軸左	3.85	7.55	6.26	12.20
後軸右	3.70		5.94	
総重量	20.51		30.48	

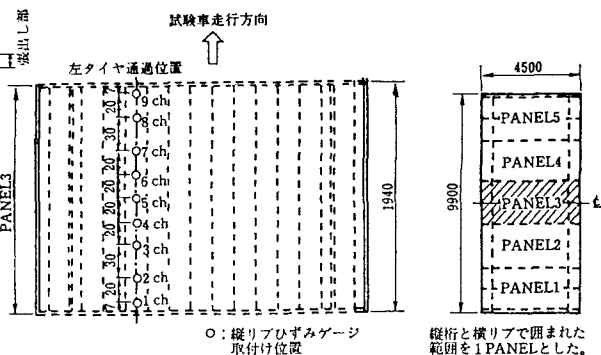


図-2 縦リブひずみゲージ取付け位置 (寸法単位: mm)

ブ)を採用しており30cm間隔で配置されている。

試験車として3軸大型ダンプトラック（前1軸、後2軸）を用い、総重量を約20t、30tの2通りに変化させた。各重量における荷重車の輪荷重、軸重を表-2に示す。図-2に示す位置にひずみゲージを取付けた。静的載荷試験では試験車を橋軸方向に影響線載荷し、各ゲージについて静的応答の最大値を求めた。動的載荷実験では段差量（なし、10、20mm）、走行速度（20、40km/h）、試験車の総重量（20、30t）を変化させ縦りブひずみを測定した。段差板（幅70cm）はスパン中央部の左車輪通過位置に配置した。また、段差板の配置場所により最大荷重作用位置が変化することが予想されるため、20mmの段差板を用いた場合については段差板の位置を縦りブスパン中央部から1m、2m、3m手前に移動させた測定も行った。なお、同一条件での走行を3回繰り返して行い、データの信頼性を高めた。

3. 2 調査結果

試験車が鋼床版上を走行した時の縦リブひずみの動的応答の一例を図-3((a)は通常走行、(b)は段差走行)に示す。縦リブ支間中央付近の縦リブひずみに着目すると、縦リブはタンデム軸のいずれかの車輪が着目点上に載荷されたときに最大応答を生じている。一方、縦リブの支点と

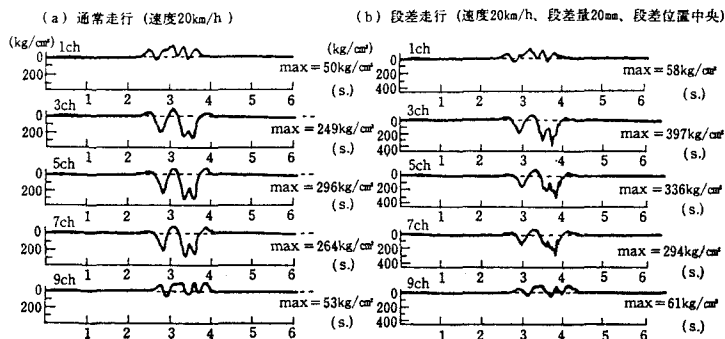


図-3 縦リブひずみの動的応答波形

なる横リブ付近の縦リブひずみは応答が小さく、負の曲げモーメントによる負の応力が生じている。縦リブのひずみには床版の固有振動と考えられるような振動成分は現われず、動的応答に及ぼす支間長の影響は小さいものと考えられる。ただし、段差走行の場合は試験車のバネ下振動（タイヤ、車軸）によると思われる高い周波数の振動が生じている。

鋼床版縦リブの各ひずみゲージについて動的応答の最大値と静的応答の最大値との比から衝撃係数（3回平均値）を求め、その最大値を表-3にとりまとめた。ただし、応答の絶対量が小さい横リブ付近の縦リブの衝撃係数のばらつきが大きくなったため、応答の絶対量が大きい縦リブ支間中央付近の衝撃係数(3,4,5,6,7ch)について整理した。

衝撃係数は段差量とともに増大した。段差のない場合の衝撃係数はゼロ付近に分布し、最大でも0.14、段差が10mmの場合最大0.33、段差量が20mmの場合最大0.56であった。図-4に縦リブひずみの衝撃係数の分布図を（a）通常走行（b）段差走行で対比して示した。大きな衝撃係数が作用するのは段差板の前縁真下付近であることが分かる。このため、段差板をスパン中央から手前に離して置いた場合はスパン中央に置いた場合と比較して衝撃係数はやや小さくなった。衝撃係数は速度に対しては一定の傾向を示しておらず、車両重量が増加すると減少する傾向を示した。

4. R C床版衝撃係数測定実験⁹⁾

4. 1 調査内容

本調査で対象とした橋梁は国道バイパスに新設された非合成鋼単純鉄桁橋（橋長45.0m、幅員17.0m、主桁本数6本）である。R C床版は床版厚が22cm、引張側と圧縮側の主鉄筋間隔が14cm、かぶりが3cm、支間長（主桁間隔）は2.85mである。対象橋梁のR C床版の配筋図を図-5に示す。

R C床版主鉄筋のひずみを測定するために、床版コンクリート打設前に図-6に示す位置にひずみゲージを貼付けておき、橋梁完成後載荷実験を行った。試験車は鋼床版衝撃係数測定実験と同じ車両を用い、総重量は約20tの1通りとした。静的載荷試験は鋼床版衝撃係数測定実験と同じ要領で行った。動的載荷実験では段差量（なし、10、20mm）、走行速度（20、40、60km/h）を変化させた測定を行った。鋼床版衝撃係数測定実験と同様に同一条件での走行を3回繰り返して行い、また、20mmの段差板を用いた場合については段差板の位置を対象床版中央部から1m、2m、3m手前に移動させた測定も行った。

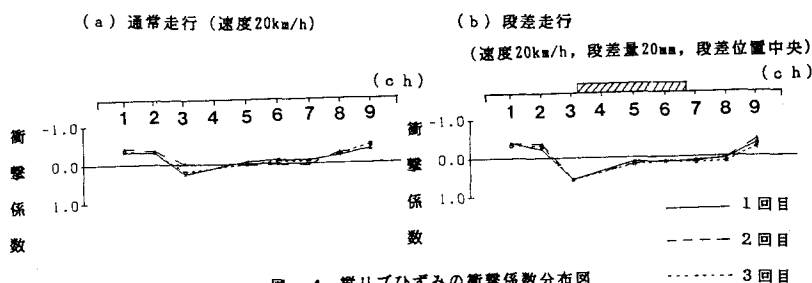


図-4 縦リブひずみの衝撃係数分布図

表-3 鋼床版縦リブひずみの衝撃係数

衝撃係数=(動的応答最大値/静的応答最大値)-1

総重量 (t)	段差量 (mm)	段差位置	走行速度 (km/h)	
			20	40
20	なし	—	0.14	0.03
	10	スパン中央	0.33	0.24
	20	同上	0.56	0.38
		中央1m手前	0.45	0.45
		中央2m手前	0.45	0.25
		中央3m手前	0.19	0.36
30	なし	—	0.03	0.04
	10	スパン中央	-0.04	-0.07
	20	同上	0.03	0.01

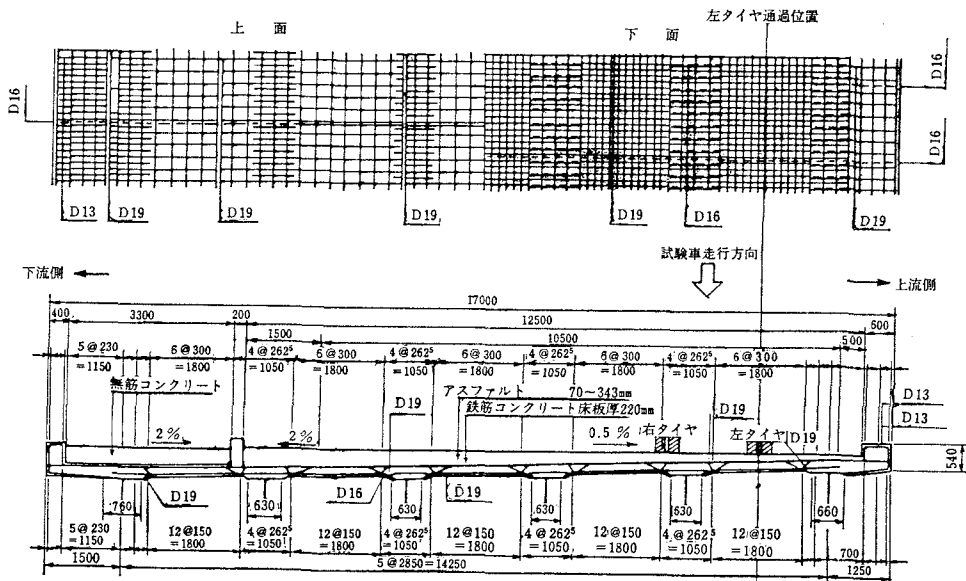
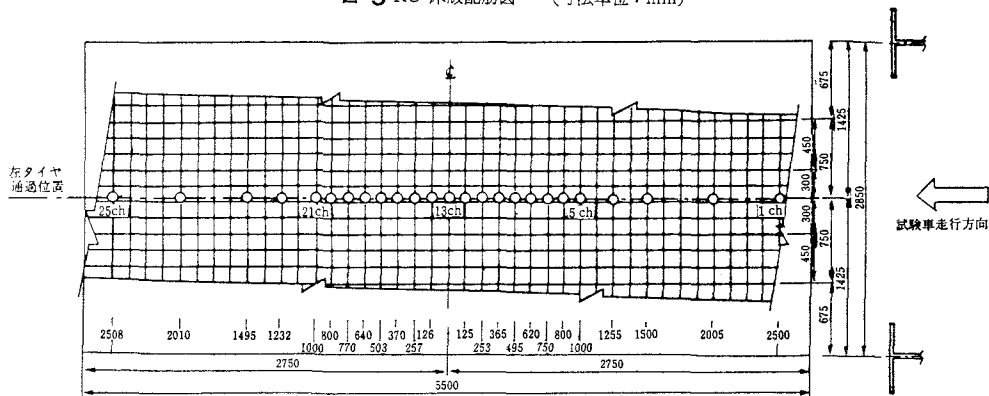


図-5 RC 床版配筋図 (寸法単位: mm)



○: 引張側主鉄筋ゲージ取付け位置

図-6 床版主鉄筋ひずみゲージ位置 (寸法単位: mm)

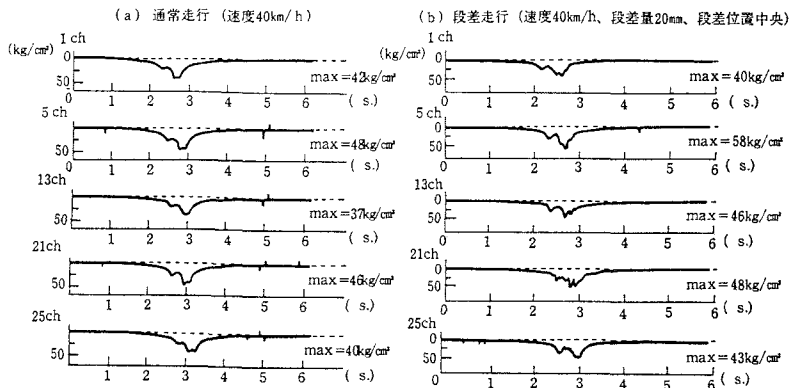


図-7 床版主鉄筋ひずみの動的応答波形

4. 2 調査結果

床版主鉄筋のひずみの動的応答の一例を図-7 ((a) は段差なし、(b) は段差走行) に示す。床版主鉄筋の動的応答はタンデム軸重の影響を受けた応答となっており、鋼床版よりも荷重分配効果があり、段差による衝撃の影響はやや小さくなっているように見受けられる。ひずみ応答には床版の固有振動数と考えられるような振動成分は見られず、鋼床版の場合と同様に床版支間長の影響は小さいものと考えられる。また橋軸方向に並べて貼付られた主鉄筋のひずみはすべて同程度の応答を示しており、横桁の影響をほとんど受けていない。

引張側主鉄筋の各ひずみゲージについて動的応答の最大値

と静的応答の最大値の比から衝撃係数(3回平均値)を求め、その最大値を表-4に整理した。段差がない場合の衝撃係数はゼロ付近に分布したが、やや負の値をとる傾向にあり、最大値でも0.08であった。衝撃係数は段差量の増加

とともに増大し、段差が10mmの場合は最大0.19、段差が20mmの場合は最大0.35となった。最大値0.35は対象床版の衝撃係数設計値 $0.38(=20/(50+2.85))$ に近い値となっている。図-8に主鉄筋の衝撃係数の分布図をを(a)通常走行(b)段差走行で対比して示した。大きな衝撃係数が作用するのは鋼床版と同様に段差板の前縁真下付近であることが分かる。このため、衝撃係数が大きくなるのは段差板を着目床版中央または1、2m手前に置いた場合であり、

3m手前に置いた場合はやや小さくなっている。鋼床版の結果と合わせると大きな衝撃力が作用するのは速度60km/h以下では概ね3m以内と考えて良い。速度の影響は、段差がない場合、段差10mm、20mmの場合でそれぞれ異なり、はっきりした傾向を示さなかった。

同一条件でのRC床版と鋼床版の衝撃係数の比率はかなりばらつくが、RC床版は鋼床版の概ね5割程度の値となっている。これはRC床版と鋼床版の構造上の違い(剛性、質量、減衰性)や対象橋梁の舗装厚の違い(鋼床版6.5cm、RC床版11.8cm)によるものと考えられる。

5. まとめ

今回のT荷重衝撃係数に関する実験により得られた結論をまとめると以下のとおりとなる。

(1) T荷重による衝撃は自動車荷重の直接的な作用により生じ、特に段差の影響を強く受ける。床版の動的ひずみ応答には床版支間長による特性は認められないことから、衝撃係数を床版支間の関数とするよりも、段差量の関数として与えた方が実態と良く適合する。

(2) 段差のない場合の衝撃係数の最大値はこの実験の範囲で鋼床版で0.14、RC床版で0.08、段差が10mmの場合、鋼床版で0.33、RC床版で0.19、段差が20mmの場合、鋼床版で0.56、RC床版で0.35

(a) 速度40km/h, 段差なし

(b) 速度40km/h, 段差量20mm, 段差位置中央

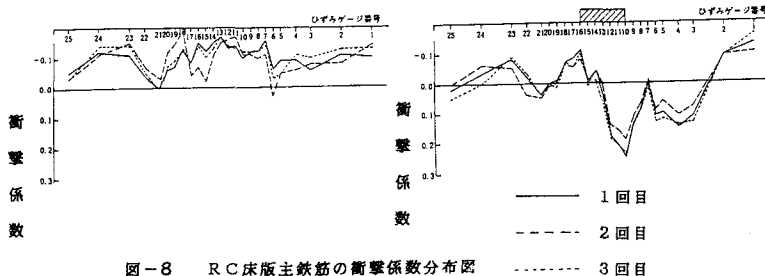


図-8 RC床版主鉄筋の衝撃係数分布図

表-4 RC床版引張側主鉄筋ひずみの衝撃係数

$$\text{衝撃係数} = (\text{動的応答最大値} / \text{静的応答最大値}) - 1$$

総重量 (t)	段差量 (mm)	段差位置	走行速度 (km/h)		
			20	40	60
20	なし	—	0.08	-0.01	-0.02
	10	スパン中央	0.19	0.05	0.08
	20	同上	0.18	0.22	0.29
		中央1m手前	0.21	0.28	0.35
		中央2m手前	0.22	0.13	0.30
		中央3m手前	0.16	0.07	0.22

程度の値となり、RC床版の衝撃係数は鋼床版の概ね5割程度の値となった。

(3) 今回の結果を実橋にあてはめて考えると、橋梁の一般部（伸縮装置から離れた部分）では極端な段差が生じることは少ないと考えられるため、現行の設計値を上回るI荷重衝撃係数が作用する可能性は小さい。一方、伸縮装置部では良好な維持管理が行われない場合、設計値と同程度もしくはそれを上回る衝撃係数が作用する可能性があるので注意が必要である。

(4) 今回の実験では床版を対象としたが、I荷重で設計される部材でもう少しスパンの長い縦桁や横桁の衝撃係数については今後の検討課題となろう。

謝辞

RC床版の衝撃係数測定実験を実施するにあたりまして御協力を頂きました北陸地方建設局長岡国道工事事務所の方々に感謝致します。

参考文献

- 1) 篠原洋司；道路橋と限界状態設計法、昭和62年度土木研究所講演会講演集、土木研究所資料第2541号、昭和63年2月
- 2) 横山、井上、藤城、永原；橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書（Ⅷ-1985）、土木研究所資料第2258号、昭和60年12月
- 3) 成田、桂樹、江本、藤城；橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書（Ⅲ-1979）、土木研究所資料第1555号、昭和55年3月
- 4) 日本道路公団伸縮装置改良委員会；伸縮装置調査研究（その4）報告書、昭和49年3月
- 5) 阪神高速道路公団、（財）阪神高速道路管理技術センター；阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究、阪神高速道路公団設計荷重（HDL）委員会報告書、昭和61年12月
- 6) 本田、梶川、小堀；道路橋伸縮装置部の凹凸性状、土木学会論文報告集、第324号、1982年
- 7) 川谷、小菅、嶋田、小松；路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数、構造工学論文集、Vol. 33A、1987
- 8) 横山、井上、永原；橋の衝撃荷重に関する試験調査報告書（Ⅰ-1987）、土木研究所資料第2426号、昭和62年1月
- 9) 横山、井上、永原；橋の衝撃荷重に関する試験調査報告書（Ⅱ-1987）、土木研究所資料第2508号、昭和62年11月

（1988年10月12日受付）