

## 21. IIS による各種床版の健全度の評価

### Health Index Evaluation by IIS Method on Various Highway Bridge Slabs

技術調査課 関口 幹夫

佐々木俊平

#### 1. はじめに

当センター開発の重錘落下たわみ測定機 (IIS) を活用して、平成 18 年度に調査した丸山陸橋、堀切橋、平山橋および日野橋の RC 床版の健全度および補強効果等の評価結果について報告する。

IIS 法 (Impulse Input System Method) は、橋面舗装上に速度センサーをセットして、100kg の重錘を 300~800mm の高さから自由落下させたときに RC 床版が鉛直方向に変形する速度を計測するシステムであり、重錘落下時に発生する衝撃荷重による速度を変換してたわみ量を測定する<sup>1,2)</sup>。

実橋における床版の力学的解析では、支持桁と床版の取り合いが連続版のため固定版に近い条件下にあること。また、RC 床版にはひび割れが入っている場合が多く、厳密な弾性解析は困難であることから、有限要素法 (FEM) の活用が有効とされている。しかし、実橋の各種 RC 床版補強工法 (鋼板接着工、縦桁増設工、上面増厚工、炭素繊維又はアラミド繊維接着工) で補強された床版では、補強材

と床版の付着問題やせん断応力を求めることが困難であるほか、多大な労力が必要であり一般的とはいえない。そこで、本解析においては、大阪工業大学の堀川都志雄教授による厳密な局所応力が計算できる厚板理論<sup>3)</sup>に基づく「リブ付き多層版解析法<sup>4)</sup>」を利用する。本解析法の採用により、各種補強工による補強効果の評価を厳密に行うことが可能である。

#### 2. 解析モデルと条件設定

リブ付き多層版解析法の適用については、図-1 に示す丸山陸橋を例に以下に説明する。なお、多層版理論の詳細は付録に記述した。丸山陸橋 RC 中空床版橋の断面図を図-2 に、中間床版補強断面の詳細を図-3 に示す。

解析プログラムの概要：リブ付き多層版 (3層) 解析法を使用し、中空床版橋の中間床版は図-4 に示す解析モデルとした。主桁 (ホロースラブ) の曲げ剛性が床版の曲げ剛性よりも大きいことを考慮して、主桁と床版の取り合いを固定条件とする。

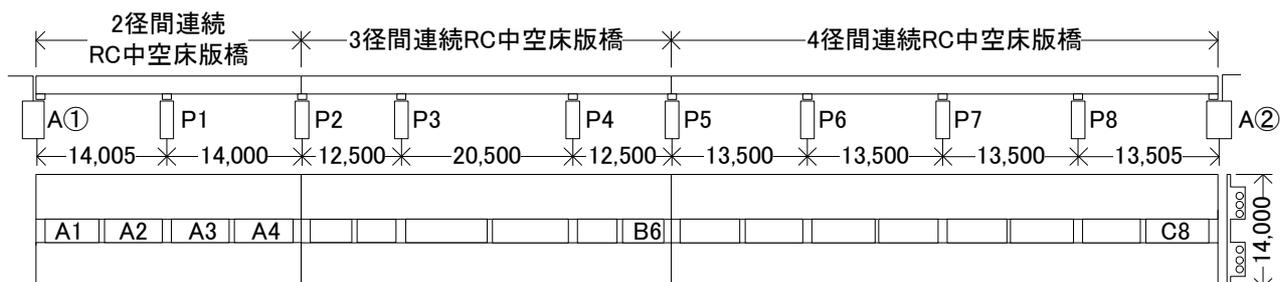


図-1 丸山陸橋一般図および調査箇所

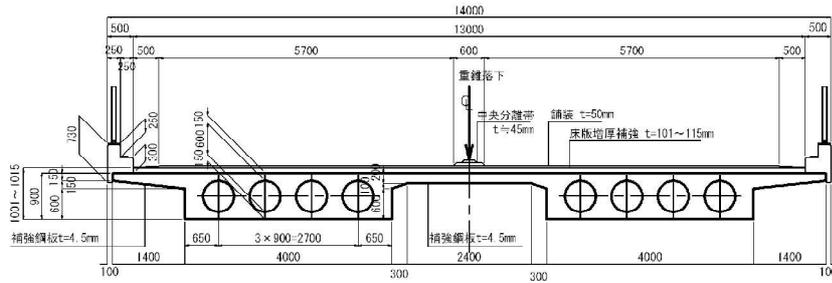


図-2 RC中空床版橋断面図

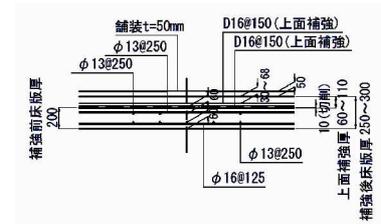


図-3 中間床版補強断面詳細図

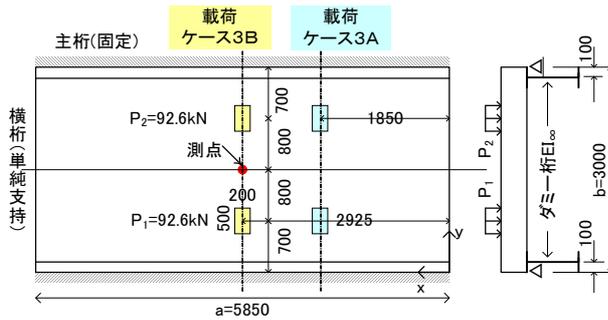


図-4 中間床版 (A4) 解析モデル

表-1 床版の材料特性

材料特性	厚さ H (mm)	ヤング率 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
アスファルト舗装	50.0	500	0.40
RC床版 (n=15)	200.0	13,720	0.20
RC床版 (n=31)	200.0	6,461	0.20
鋼板接着	4.5	200,000	0.30
上面増厚 (SFRC)	100.0	35,000	0.17

\*: 夏季

周辺単純支持された多層版の境界を固定辺に変更することは解析面での煩雑さを伴うので、ここでは端辺の近傍に曲げ剛性と伸び剛性がともに大きいダミー桁を配置して、近似的に固定条件を作り出す方法を採用する。多層版の各界面でズレを生じないとする完全合成時のたわみ、応力および断面力は、互いに隣接する層の界面での3軸方向の各変位成分を、それぞれ連続させる調和解析法を用いて計算することができる。なお多層版解析では引張り無視状態の応力分布を直接扱えないため、該当する層（本報告でのRC床版）の弾性係数の代わりに、たわみが等価となるような換算弾性係数で置き換える操作を導入する必要がある。そこで本報告では、鋼材との弾性係数比nをパラメータとして採用する。床版の支持条件および諸元を以下に列記する。

① 丸山陸橋では40年余りの供用期間内での材料特性の変質を考慮して、現存RC床版の弾性係数を竣工時の25,000N/mm<sup>2</sup>から13,720N/mm<sup>2</sup>に減

する。

② 支持条件：相対2辺固定（橋軸方向）、他辺単純支持（橋軸直角方向）

③ 3層版の材料特性は表-1のとおりとする。

④ 床版支間：b=3,000mm、横桁間隔 a=5,850mm（パネルA4の場合）

⑤ 荷重位置：P1~P2径間の中間床版パネルA4の荷重ケース3A（x=1,850mm、y<sub>1</sub>=700mm、y<sub>2</sub>=2,300mm）、荷重ケース3B（x=2,925mm、y<sub>1</sub>=700mm、y<sub>2</sub>=2,300mm）

⑥ タイヤ接地寸法：x<sub>a</sub>=200mm、y<sub>b</sub>=500mm

⑦ 輪荷重：P<sub>1</sub>=92.61kN、P<sub>2</sub>=92.61kN（総重量37.04tfラフタクレーン2台使用）

⑧ ダミー桁：幅50mm、高さ500mm、桁位置y=100mmとy=2,900mm、剛性EI=2.0E20mm<sup>4</sup>、桁断面積A<sub>1</sub>=4.0E20mm<sup>2</sup>

### 3. 丸山陸橋 RC 中間床版の解析

#### 3.1 調査概要

都内で最も重交通を有する環状7号線の丸山陸橋は、昭和39年竣工の図-1に示した橋長127.51mのRC中空床版橋（2+3+4径間）である。交通荷重による疲労損傷により主桁および床版に多数のひび割れが発生したことから、平成10年に張出し部と中間床版下面に鋼板接着工による補強と、床版上面にはスチールファイバーコンクリート（SFRC）による上面増厚工で補強を行っている。しかし、主桁は桁下高さが建築限界ぎりぎりのため、ひび割れの注入工とシール工を平成2年に施工したのみで供用している。このことから、耐荷性能を判定するため、平成18年8月にP1-P2径間において荷重車を使用する荷重試験を、図-1の平面図に示す中間床版A1

表-2 載荷ケース 3 B のたわみ計算値 (n=15)

距離y (mm)	0	100	380	660	940	1220	1500
増厚(上)	0.0000	0.0123	0.0586	0.1079	0.1240	0.1342	0.1368
増厚(中)	0.0000	0.0122	0.0587	0.1072	0.1289	0.1345	0.1371
増厚(下)	0.0000	0.0120	0.0587	0.1064	0.1285	0.1347	0.1372
床版(上)	0.0000	0.0120	0.0587	0.1064	0.1285	0.1347	0.1372
床版(中)	0.0000	0.0093	0.0583	0.1034	0.1268	0.1347	0.1372
床版(下)	0.0000	0.0000	0.0579	0.1017	0.1255	0.1340	0.1366
鋼板(上)	0.0000	0.0000	0.0580	0.1020	0.1258	0.1344	0.1370
鋼板(中)	0.0000	0.0000	0.0580	0.1019	0.1257	0.1343	0.1370
鋼板(下)	0.0000	0.0000	0.0580	0.1018	0.1257	0.1343	0.1369

表-3 載荷ケース 3 B 鋼板(下)のたわみ計算値と測定値

距離y (mm)	0	100	380	660	940	1220	1500
n=15	0.0000	0.0000	0.0580	0.1018	0.1257	0.1343	0.1369
n=31	0.0000	0.0002	0.0860	0.1479	0.1795	0.1895	0.1924
測定値							0.2070

表-4 載荷ケース 3 A 鋼板(下)のたわみ計算値と測定値

距離y (mm)	0	100	380	660	940	1220	1500
n=15	0.0000	0.0000	0.0272	0.0493	0.0671	0.0784	0.0822
n=31	0.0000	0.0000	0.0416	0.0732	0.0982	0.1137	0.1189
測定値							0.1690

表-5 1台走行載荷のたわみ計算値と測定値 (mm)

距離y (mm)	0	100	380	660	940	1220	1500
n=15	0.0000	0.0001	0.0434	0.0736	0.0832	0.0781	0.0685
n=31	0.0000	0.0001	0.0642	0.1068	0.1189	0.1104	0.0968
測定値							0.1110

～C8 パネルにおいて重錘落下たわみ法 (IIS) を用いて現床版の保全状況の把握と現時点での補強効果の確認を行った。

主桁ホロースラブのたわみ性状と分配の詳細は、本報告では割愛するが上面増厚工による補強効果により、現行 B 活荷重載荷時においても所要の耐荷性能を保持していることが確認されている。ここでは、中間床版たわみの挙動に着目し、床版の鋼板接着工と上面増厚工によるそれぞれの補強効果、およびこれらを併用する場合の補強効果の検討結果を報告する。

### 3.2 静的載荷試験結果

静的載荷ケース 3 B に対するリブ付き 3 層版 (RC 床版 n=15 全断面有効) の中央点でのたわみの計算結果を表-2 に示す。その結果、表-2 の各層の界面 (増厚(下)と床版(上)、床版(下)と鋼板(上)) での変位の計算値が等しく、本計算法による変位の連続条件を満足していることが判る。

表-3 および図-5 は、載荷ケース 3 B の 3 層版中央の最下面 (鋼板下面) でのたわみの計算値と測定値との比較を示す。計算値では RC 床版の換算弾性係数を n=15 (全断面有効と等価)、31 (主鉄筋方向

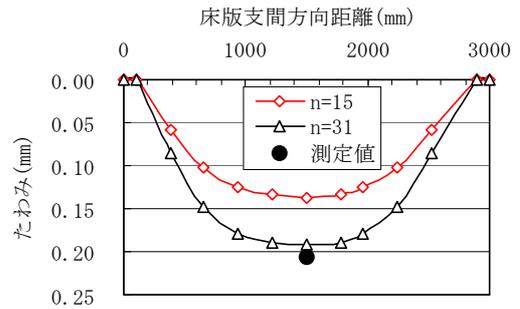


図-5 載荷ケース 3 B のたわみ

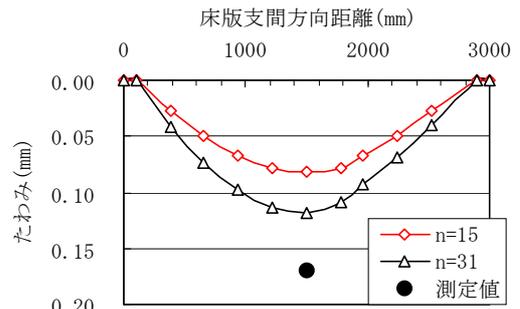


図-6 載荷ケース 3 A のたわみ

コンクリート引張り断面無視と等価) に変化させている。すなわち、RC 床版内の応力状態が全断面有効時から引張り無視時までに変化する場合を想定している。測定値は RC 床版の換算弾性係数 n=15 より大きく、n=31 の換算弾性係数の値に近いことが判る。また同時に測定された床版中央点での鋼板下面の主筋方向ひずみは  $9.33 \mu$  (計算値  $21.5 \mu$ ) であり、計算値より小さい。補強前の RC 床版には、主筋方向に約 300 mm 間隔のひび割れが多数あり、一部は漏水が見受けられ貫通ひび割れも存在していたことから、換算弾性係数は n=31 が妥当であると推測される。

上面増厚部でのひび割れ発生や剥離の確認は困難であったが、鋼板接着部での打音点検の結果からもごく一部のパネル端部を除くと異常はなく、剥離による床版全体の剛性低下の影響は認められないと推定されるので、上面増厚工および鋼板接着工によって確実に補強されていると結論づけられる。

一方、載荷ケース 3 A の計算結果と測定値の比較を表-4 と図-6 に示す。測定値  $0.169 \text{ mm}$  は RC 床版の換算弾性係数 n=31 の値より大きく、計算値と一致していない。また床版中央点の主鉄筋方向鋼板のひずみも  $-2.17 \mu$  (計算値  $21.4 \mu$ ) と小さい値であ

った。これらの数値のみでは、この地点での補強効果を判定することは困難と思われる。

### 3.3 走行載荷試験結果

走行載荷ケース（図-4 の静的載荷ケース 3 B の P<sub>1</sub> 載荷位置を 1 台で走行）でのたわみ計算値と測定値の比較を表-5 と図-7 に示す。1 台の走行位置は  $y=700$  mm と偏心載荷における計算たわみの最大値は、載荷位置直下より床版中央点寄りで生じていることが判る。床版中央点のたわみ測定値は  $n=31$  の計算値にほぼ近く、静的載荷ケース 3 B（2 台）の測定値の約 1/2 であり妥当な結果である。

### 3.4 補強効果の評価

丸山陸橋 RC 床版は、床版下面に鋼板接着補強が床版上面には上面増厚補強が行われている。ここでは、①補強前（アスファルト舗装 50 mm + RC 床版 200 mm）、②鋼板接着補強後（アスファルト舗装 50 mm + RC 床版 200 mm + 鋼板 4.5 mm）、および③上面増厚再補強後（上面増厚 100 mm + RC 床版 200 mm + 鋼板 4.5 mm）の 3 パターンについて、静的載荷ケース 3 B の条件で RC 床版の換算弾性係数比  $n=31$  でのたわみの計算との比較を図-8 に示す。

図-8 によれば鋼板接着補強工によってたわみの逶減効果は約 1/2 に半減し、さらに上面増厚工によって 1/3（全体では 1/6）まで逶減したと推定される。

### 3.4 IIS たわみの解析結果

IIS の測定は、各パネルの床版中央点（分離帯のマウンドアップ上）に載荷板（直径 300 mm）を置き 100kg の重錘を落下高さ 740 mm ~ 760 mm から自由落下させる。センサーは載荷板直下の床版中央点と床版両固定端に設置して主桁のたわみ成分を除去して床版のみのたわみを求めている。荷重とたわみ測定結果の一例（パネル A 2）を図-9 に示す。重錘落下時での載荷板の衝撃荷重（P）はロードセルの値で約 54kN で、衝撃荷重の作用時間は約 23ms であり、通常の RC 床版の載荷時間と同程度である。なお、たわみ測定値は、基準荷重 50kN に換算して取

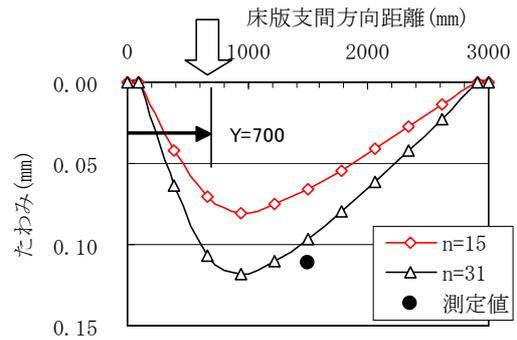


図-7 1 台走行載荷のたわみ

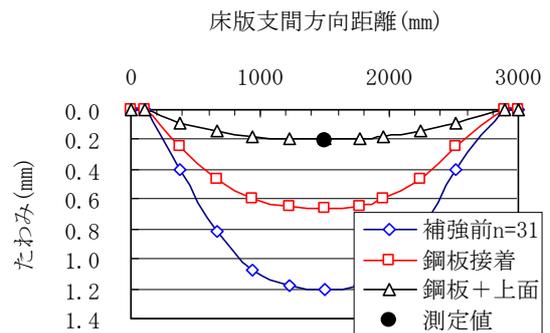


図-8 補強効果の評価 (A4)

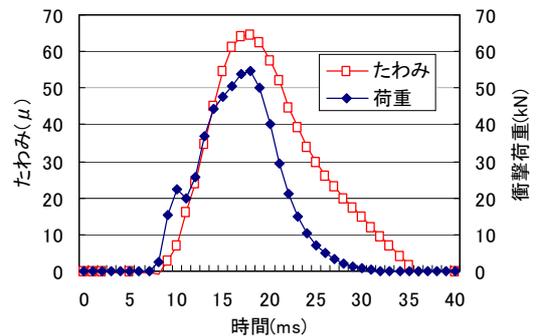


図-9 載荷時間と荷重・たわみ測定例 (A2)

り扱う。またたわみの解析法は静的解析のため、衝撃荷重による動的たわみを静的荷重作用時のたわみに換算する必要がある。

ここで衝撃荷重を静的解析における荷重として取り扱う場合に、路盤上のコンクリート舗装の動的たわみの例では、AASHTO 道路試験の解析によると衝撃荷重の 30~60% 程度が等価なたわみとなる静的荷重であるとされている<sup>5)</sup>。一方、橋梁の床版に適用した場合も一定でないことが過去の実橋の測定より明らかとなっている<sup>6)</sup>。そこで、A 4 パネルの荷重車 2 台を使用した載荷ケース 3 B と 1 台走行試験における計算値は測定値とほぼ一致していることか

表-6 丸山陸橋 IIS 測定結果

パネル No.	補強形式	横桁間隔 (mm)	IIS測定値			静的50kN換算値	
			3回の平均値		50kN換算たわみmm	荷重係数 $\alpha$	たわみ (mm)
			荷重 (kN)	たわみ (mm)			
A1	鋼板+増厚	5870	54.278	0.0466	0.0429	2.275	0.0977
A2	鋼板+増厚	6125	55.503	0.0526	0.0474	2.275	0.1078
A3	鋼板+増厚	6125	50.880	0.0479	0.0471	2.275	0.1071
A4L	鋼板+増厚	5850	50.997	0.0287	0.0281	2.275	0.0640
A4	鋼板+増厚	5850	51.626	0.0383	0.0371	2.275	0.0844
A4R	鋼板+増厚	5850	50.697	0.0469	0.0463	2.275	0.1052
A6L	鋼板+増厚	5100	53.748	0.0388	0.0361	2.275	0.0821
A6	鋼板+増厚	5100	50.328	0.0426	0.0423	2.275	0.0962
A6R	鋼板+増厚	5100	50.508	0.0435	0.0431	2.275	0.0980
A8L	鋼板+増厚	5620	52.067	0.0407	0.0391	2.275	0.0890

ら、このときの RC 床版の換算弾性係数 (n=31) を使用して、IIS で床版中央点に載荷したときの荷重とたわみの関係から換算荷重 (P') を求める。その結果、静的解析に用いる換算荷重 P'  $\approx$  1.9373kN となり、衝撃荷重の基準値 (P=50kN) の比 ( $\alpha = P'/P$ ) を静的荷重係数とすれば、 $\alpha = 2.275$  となる。以上の処理を行った IIS の測定結果を表-6 に示す。

ここでは、3層版の静的解析によるたわみ計算値との比較から測定値を検証する。IIS 測定結果と RC 床版の換算弾性係数の比 n を 8 (竣工時) ~ 31 まで変化させて、各パネル中央点での計算値との比較を表-7 に示す。

中央載荷の場合、床版中央に位置する全ての測定点での値は、鋼板と RC 床版の界面に生じる付着切れ現象を模擬した非合成時 (n=31 の付着なし) の計算値より小さい、かつ A 2 と A 3 パネルは完全合成時 (n=31 の付着あり) の値をわずかに上回っているものの、他は下回っていることから、十分な付着性能を保持していると推定できるので、鋼板は有効に機能していると評価できる。

一方、床版パネル A 4、B 6、C 8 では、事前の打音点検により鋼板端部に剥離の兆候が確認されたために、横桁端から 1000 mm の位置 (鋼板端部から 600mm 位置) に載荷する。この端部載荷の測定点を A 4 R、A 4 L、B 6 L、B 6 R、C 8 L と称し、左右の区別には添字 L と R を付している。端部載荷の解析結果を表-8 にまとめる。

A4L のたわみ測定値は、n=31 の付着なし (鋼板の付着切れ状態) の計算値を下回っており、鋼板の付着切れの影響は小さいと推察される。A4L 以外のたわみ測定値は n=31 の付着なしの計算値を上回っ

表-7 中央載荷での計算値と測定値 (mm)

a) A1 パネル (横桁間隔 5,870mm)						
n=8	n=15		n=31		A1	
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0556	0.0711	0.1001	0.1029	0.1817	0.0977	0.0977
b) A 2, 3 パネル (横桁間隔 6,125mm)						
n=8	n=15		n=31		A2	A3
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0555	0.0709	0.1001	0.1030	0.1815	0.1078	0.1071
c) A 4 パネル (横桁間隔 5,850mm)						
n=8	n=15		n=31		A4	
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0557	0.0713	0.1004	0.1030	0.1819	0.0844	0.0844
d) B 6 パネル (横桁間隔 5,100mm)						
n=8	n=15		n=31		B6	
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0555	0.0710	0.1001	0.1021	0.1813	0.0962	0.0962

表-8 端部での計算値と測定値 (mm)

a) A 4 パネル (横桁間隔 5,850mm)						
n=8	n=15		n=31		A4L	A4R
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0278	0.0297	0.0430	0.0411	0.0733	0.0640	0.1052
b) B 6 パネル (横桁間隔 5,100mm)						
n=8	n=15		n=31		B6L	B6R
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0236	0.0310	0.0446	0.0429	0.0764	0.0821	0.0980
c) C 8 パネル (横桁間隔 5,620mm)						
n=8	n=15		n=31		C8L	
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値	測定値
0.0229	0.0300	0.0434	0.0415	0.0740	0.0890	0.0890

ていることから、剥離の影響は無視できないと推察されるが、打音点検によるはく離の範囲は、最大でも 300×300 mm 以下に留まっていたので、現状では早急に再補強する必要はないと判定した。

## 4. 堀切橋 RC 床版の解析

### 4.1 調査概要

堀切橋は、六建管内の荒川と綾瀬川に架かる昭和 30 年 12 月竣工の橋長 870m の橋梁であり、29 径間で構成されている。上部工の形式は単純鋼 I 桁、ゲルバー桁、鋼箱桁など様々な上部工の形式からなっている。調査対象径間の一つは、径間 No.7 の東武伊勢崎線を跨ぐ跨線橋部であり、3 径間ゲルバー式鋼床版鋼箱桁橋の吊り桁部橋長 34m である。この径間は通行者よりゆれやすいとの指摘があることから、主桁の振動特性とたわみ性状を把握するために、荷重車 (3 軸ダンプトラック総重量 25 t) 走行による振動測定とトータルステーションを使用して、支間 L の 1/2、1/4 地点の歩車道境界位置のたわみを測定した。また、図-10 に示す径間 No.13 (P11-P12) と径間 No.19 (P17-P18) のゲルバー形式 I 桁橋の RC 床版は、図-11 示すとおりすべて増設縦桁で補強さ

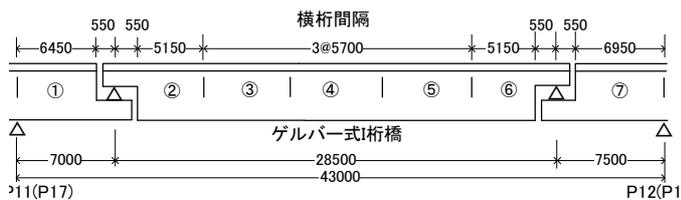


図-10 堀切橋 P11-12(P17-P18)概要

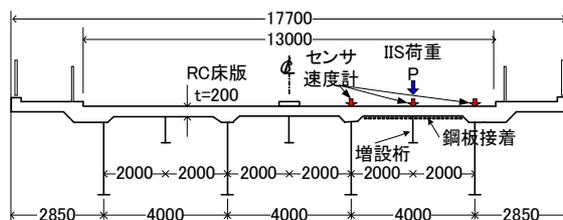


図-11 堀切橋断面図

れている。RC床版の配筋図を図-12に示す。またNo.19径間の図-10に示す床版パネル⑤と⑥には図-11に示すとおり鋼板接着による再補強部が存在している。ここでは再補強部の補強効果の確認をIISを使用して調査する。なお、増設桁の詳細は上フランジ 250×16 mm、ウェブ 800×10 mm、下フランジ 200×12 mm、また補強鋼板の厚さは4.5 mmである。

#### 4.2 主桁たわみの検討

跨線橋のNo.7径間は、桁下高さの制限から鋼床版鋼箱桁高さは橋長34mに対し932 mm(内桁)、1,014 mm(外桁)と小さく、たわみやすい構造となっていることが判った。たわみの設計許容変位量(δa)および測定値と計算値の関係は、以下のとおりである。

##### (1) 設計許容変位量による検討結果

###### ① L活荷重載荷時の計算たわみ

$$\delta = 30.4 \text{ mm} < \delta a = 52 \text{ mm}$$

###### ② B活荷重載荷時の計算たわみ

$$\delta = 42.7 \text{ mm} < \delta a = 52 \text{ mm}$$

##### (2) 載荷試験荷重実測たわみによる検討結果

1回目測定値 11.0 mm = < 計算値 δ = 21.1 mm

2回目測定値 10.5 mm = < 計算値 δ = 21.1 mm

以上の結果より、たわみによる安全性は確保されていることが確認され、補強等の対策は不要であるとの結論が得られた。

#### 4.3 振動感覚による揺れやすさの評価

人体が感じる振動感覚の評価は、建築物や橋梁において幾つかの研究成果が発表されているが、橋梁における制限値は、たわみによる制限はあるものの振動感覚そのものについては特に規定されていない。ここでは、小堀らによる「橋梁振動の人間工学的評

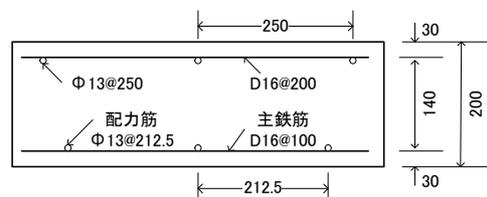


図-12 堀切橋床版配筋図

価法」<sup>7)</sup>に示されている方法により検討する。

文献7)の方法は、11人の男子被験者を鉛直振動する台上で歩行させ、3 Hz・1 mmの変位振幅の時の振動感覚値を基準に、各振動状態における感覚値を比較して等感度曲線を作成している。又、振動の大きさの尺度として、振動刺激 S (速度の実効値)とその基準値 S<sub>0</sub>から(1)式による振動レベル値を提案している。

$$VGL(\text{dB}) = 20 \log_{10} \frac{S}{S_0} \quad (S_0 = 1.4 \times 10^{-2} \text{ kine})$$

・・・(1)式

さらに、この値を用いて振動の大きさ VG (式2、式3)を算出して振動感覚指標としている。

VGL ≤ 40dB の時

$$VG = 10^{0.05(VGL-40)} \quad \dots (2) \text{式}$$

VGL > 40dB の時

$$VG = 10^{0.03(VGL-40)} \quad \dots (3) \text{式}$$

以上の手法により心理的な振動の大きさVG値による振動評価手法により検討を行った。その結果を表-10、図-13に示す。一般車両の通行時による昼の時間帯(11:00~12:00)と夕刻ラッシュ時間帯(17:50~18:50)の観測値は、東武伊勢崎線上の径間No.7ではVG値が1.81~2.31であり、大いに歩きにくい領域(VG=1.48以上)と判定された。一方、比較の径間No.13はVG=1.02~1.22の観測値で

あり、歩きにくい (VG=1.12~1.48) 又は歩行中明確に感じる (VG=0.61~1.12) 領域に判定され、径間No.19ではVG=1.11~1.30の観測値であり、歩きにくい (VG=1.12~1.48) 領域にあることが判明した。

以上の検討結果より、振動感覚は東武伊勢崎線上の径間No.7では、箱桁の桁高が小さいため(剛性が小さい)「大いに歩きにくい」領域に分類され、径間No.13および径間No.19は「歩行中明確に感じる」又は「歩きにくい」領域にある。いずれの調査径間もゲルバー桁形式であり、他の形式に比較してゆれやすい構造であることが主な原因と推定される。しかし、載荷試験によるたわみの検討では、設計許容値を満足しており対策は不要との結果が得られた。

#### 4.4 IIS たわみの解析結果

径間No.13とNo.19についてIISの測定を行い表-10の解析結果が得られた。IISの測定値は、衝撃荷重50kN換算値で整理した。なお、静的荷重係数 $\alpha$ は静的載荷試験を行っていないために、縦桁補強床版の引張りコンクリート断面を無視した換算弾性係数(n=21)を使用した計算たわみを基準に設定した。

ゲルバー吊り桁中央部のパネルNo.③~⑤の測定値は、概ねRC床版の剛性を引張り断面無視の状態に等価している換算弾性係数n=21の計算値と一致していることから、縦桁補強の効果は、RC床版と縦桁がエポキシ樹脂で完全に付着している合成状態にあることが推定できる。一方、縦桁補強と鋼板接着

表-10 堀切橋の振動感覚VG測定結果

車両条件		径間番号		No.7		No.13		No.19	
		P6-P7		P11-P12		P17-P18			
車両	速度	No.	L/2	L/4	L/2	L/4	L/2	L/4	
試験車	30 Km/h	1	1.02	1.02	1.16	0.87	0.83	0.79	
		2	1.01	1.02	0.86	0.85	0.58	0.55	
		3	1.20	1.22	0.95	0.87	0.67	0.67	
		AV.	1.08	1.09	0.99	0.86	0.69	0.67	
	40 Km/h	1	1.19	1.10	0.79	0.78	0.61	0.54	
		2	1.22	1.23	0.75	0.72	0.73	0.70	
		3	1.20	1.20	0.74	0.80	0.58	0.65	
		AV.	1.20	1.18	0.76	0.77	0.64	0.63	
一般車	昼(11:00~12:00)		2.31	1.90	1.22	1.18	1.30	1.11	
	夕(17:50~18:50)		1.90	1.81	1.01	1.02	1.23	1.11	

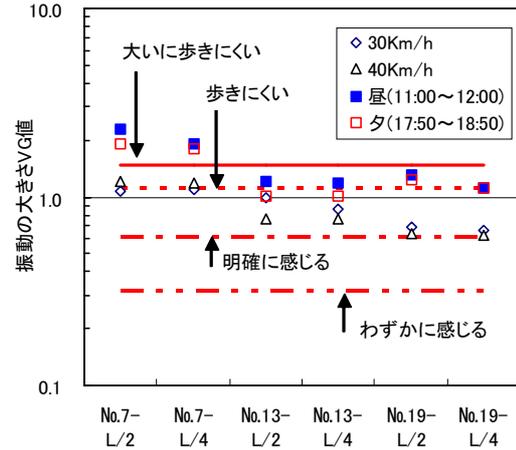


図-13 堀切橋振動感覚評価

の組合せによるパネル⑤と⑥については、縦桁補強後に鋼板を接着しているため、縦桁上フランジ端部で鋼板は縁が切れている。したがって、縦桁と鋼板接着の補強効果は、完全に両者の補強効果を足し合わせた効果が発揮できない状態にある。それを裏付けるように測定値は、補強断面(縦桁も鋼板接着も完全合成の状態)n=21の計算値より大きく、さらに鋼板付着なしn=21の計算値より大きいことから増

表-10 堀切橋 IIS たわみ解析結果

調査径間	パネルNo.	補強形式	横桁間隔(mm)	IIS測定値			静的50kN換算値		計算値					
				3回の平均値		50kN換算たわみ(mm)	荷重係数 $\alpha$	たわみ(mm)	RC床版		補強断面		鋼板付着なし	
				荷重(kN)	たわみ(mm)				n=15	n=21	n=15	n=21	n=15	n=21
13	①	縦桁	6450	49.7	0.245	0.246	2.320	0.572	0.552	0.799	0.365	0.530	-	-
	②	縦桁	5150	49.4	0.160	0.162	2.899	0.469	0.551	0.797	0.328	0.478	-	-
	③	縦桁	5700	48.9	0.153	0.156	2.899	0.453	0.553	0.800	0.342	0.497	-	-
	④	縦桁	5700	51.0	0.170	0.167	2.899	0.483	0.553	0.800	0.342	0.497	-	-
	⑤	縦桁+鋼板	5700	49.6	0.126	0.127	2.320	0.295	0.553	0.800	0.091	0.105	0.151	0.168
	⑥	縦桁+鋼板	5150	52.3	0.143	0.137	2.320	0.317	0.551	0.797	0.073	0.098	0.143	0.155
	⑦	縦桁	6450	50.1	0.231	0.231	2.320	0.535	0.552	0.799	0.365	0.530	-	-
19	①	縦桁	6450	51.9	0.241	0.232	2.320	0.539	0.552	0.799	0.365	0.530	-	-
	②	縦桁	5150	51.6	0.172	0.167	2.899	0.483	0.551	0.797	0.328	0.478	-	-
	③	縦桁	5700	50.5	0.177	0.175	2.899	0.508	0.553	0.800	0.342	0.497	-	-
	④	縦桁	5700	50.2	0.171	0.170	2.899	0.494	0.553	0.800	0.342	0.497	-	-
	⑤	縦桁	5700	53.3	0.188	0.176	2.899	0.511	0.553	0.800	0.342	0.497	-	-
	⑥	縦桁	5150	50.5	0.180	0.178	2.899	0.517	0.551	0.797	0.328	0.478	-	-
	⑦	縦桁	6450	55.6	0.227	0.204	2.320	0.474	0.552	0.799	0.365	0.530	-	-

注：(n=15)は全断面有効と等価な換算弾性係数、(n=21)は引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数

設縦桁位置では鋼板は寄与していないと推定される。  
縦桁と鋼板接着の組合せによる補強では、先に鋼板を全面に接着した後に縦桁を増設する方法を採用することが重要である。

## 5. 平山陸橋 RC 床版の解析

### 5.1 調査概要

南西建管内の京王線を跨ぐ平山陸橋は、昭和 60 年 3 月竣工の橋長約 230m の活荷重合成 I 桁橋である。調査径間は図-14 に示す P4-P5 のグレーティング床版と P5-P6 径間の RC 床版部である。RC 床版の断面を図-15 に、配筋の詳細を図-16 に示す。

本橋の調査目的は、同一路線の同形式の豊田陸橋 RC 床版が抜け落ちる事故が 2 年前に発生したことから、現況における RC 床版の健全性について調査を行った。目視による RC 床版裏面の状態は、P5 の伸縮装置から漏水が確認された。床版パネル③では主鉄筋方向ひび割れが 1 m 間隔に入っているが漏水は確認されない。パネル④～⑥はひび割れがほとんどない健全な状況にある。隣接する浅川に架かる平山橋との取り付け部の P4-P5 径間のみグレーティング床版であるが、それ以外は RC 床版である。IIS によるたわみの調査箇所は、縦断勾配のない P4-P5 径間のグレーティング床版 2 パネルと隣接する P5-P6 径間合成桁部の RC 床版 4 パネルを対称にする。

表-11 平山陸橋グレーティング床版 IIS たわみ解析結果

調査径間	パネル No.	床版形式	床版支間 (mm)	横桁間隔 (mm)	IIS測定値			静的50kN換算値		計算値		
					3回の平均値		50kN換算たわみmm	荷重係数 α	たわみ (mm)	グレーティング		
					荷重 (kN)	たわみ (mm)				n=7	n=12	n=16
P4-P5	①	グレーティング	2650	5500	50.3	0.161	0.160	1.607	0.257	0.149	0.217	0.339
	②	グレーティング	2650	5500	48.8	0.125	0.128	1.607	0.206			

注：(n=12) は全断面有効と等価な換算弾性係数、(n=16) は引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数

表-12 平山陸橋 RC 床版 IIS たわみ解析結果

調査径間	パネル No.	床版形式	床版支間 (mm)	横桁間隔 (mm)	IIS測定値			静的50kN換算値		計算値		
					3回の平均値		50kN換算たわみmm	荷重係数 α	たわみ (mm)	RC床版		
					荷重 (kN)	たわみ (mm)				n=8	n=15	n=28
P5-P6	③	RC	2400	5500	49.1	0.310	0.316	1.607	0.507	0.115	0.191	0.366
	④	RC	2400	5500	48.6	0.241	0.248	1.607	0.398			
	⑤	RC	2400	5500	47.6	0.206	0.216	1.607	0.348			
	⑥	RC	2400	5500	48.1	0.168	0.175	1.607	0.281			

注：(n=15) は全断面有効と等価な換算弾性係数、(n=28) は引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数

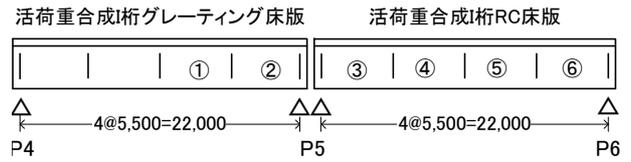


図-14 平山陸橋調査径間

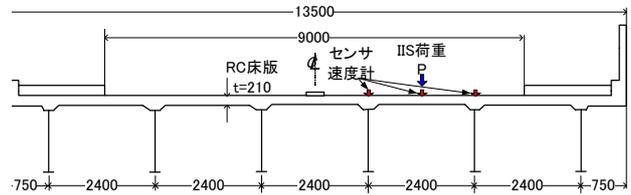


図-15 平山陸橋 RC 床版部断面図

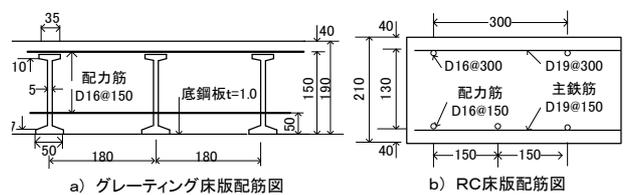


図-16 床版配筋詳細

### 5.2 IIS たわみの解析結果

IIS の調査結果の一覧を表-11 と 12 に示す。グレーティング床版は、床版下面の鉄板に錆の発生がなく、また漏水もほとんどない状態にある。たわみ測定値は n=12 全断面有効の状態と推定され、補強の必要性はない。グレーティング床版は、主鉄筋方向に配置される I 形鋼の剛性が大きいために、床版支間が同じ条件では RC 床版に比べて床版厚さを薄く

できる利点がある。本橋のグレーティング床版の床版支間は 2,650 mmと RC 床版の 2,400 mmに比べ約 10%大きいが、床版厚はグレーティング床版の 190 mmで RC 床版の 210 mmに比べて約 10%小さい設計となっている。グレーティング床版パネル①のたわみ測定値は、RC 床版のパネル④に比べて約 30%小さく、グレーティング床版の耐荷性能は優れていると評価できる結果が得られた。

一方、P5-P6 径間 RC 床版の IIS のたわみ測定値は、全体に変動している結果となった。縦断勾配はパネル③が小さく、パネル⑥に向かうほど大きくなる。床版厚又は舗装厚の変動の影響が考えられるが、それらを検討する資料がないために、ここでは部材厚はいずれも設計値とみなして検討する。パネル③はひび割れが確認され n=28 の引張りコンクリート断面無視のたわみ計算値を上回っていることから、他のパネルに比べて損傷が進行していると評価できる。パネル④と⑤は n=28 のたわみ計算値とほぼ一致する。また⑥は n=15 全断面有効と n=28 のたわみ計算値の間にあると推定される。全体的にはひび割れ発生・進行の初期段階であることから、現状では早急に補強する必要性はないと判定される。

## 6. 日野橋 RC 床版の解析

### 6.1 調査概要

日野橋は、国道 20 号（甲州街道）の多摩川に架かる大正 15 年竣工の橋長 367.26mで、図-17 に示す単純 I 桁 RC 床版橋 20 径間で構成されている。本橋は上流に国道のバイパスが開通したことに伴い、平成 19 年 3 月に都道として引継ぎを受ける南西建では、耐震補強と B 活荷重の耐荷対策の完了が引継ぎ条件

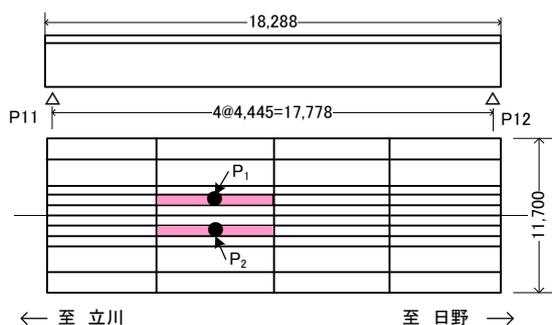


図-17 日野橋調査箇所

になっている。国交省は RC 床版の耐荷対策として図-18 に示すアラミド繊維シート接着補強工を実施中する。添架物の輻輳箇所は、作業が困難のため平成 18 年度に施工することから、補強効果の確認を目的に調査する。

補強の確認方法は、IIS を使用して補強前と補強後のたわみを測定して比較検討する計画であったが、工事の進捗上補強前の測定が中止され補強後のみ測定した。そこで、1 年前に補強済みの（添架物のない箇所）と今回補強工事直後（添架物のある箇所）の比較により検討する。

### 6.2 IIS たわみの解析結果

日野橋の調査箇所は、図-17 に示す P11-P12 径間の横桁と縦桁に囲まれる P1 パネル（添架物あり）、P2 パネル（添架物なし）である。IIS の荷重作用位置は図-18 に示す P1（添架物ありパネル中央点）と P2（添架物なしパネル中央点）である。床版の床組みが横断方向中央に対して左右対称であることを考慮して、単純版と連続版の 2 パターンで検討する。P1 荷重時のたわみセンサー位置はセンサー 6,7,8 の組合せによる単純版のたわみ量とセンサー 5,7,9 の組合せによるセンサー 5 と 9 による連続版のたわみ量の 2 パターンとする。同様に P2 荷重時は、センサー 2,3,4 の組合せとセンサー 1,3,5 の組合せの 2 パターンとする。

測定結果および解析結果の一覧を表-13 に示す。ここでは比較対象の「添架物なしパネル」に対する「添架物ありパネル」の測定結果の比率で比較すると縦桁支間 710 mmの結果は 0.897 であり、支間 2130 mmでは 0.929 である。すなわち今回の補強は、添架

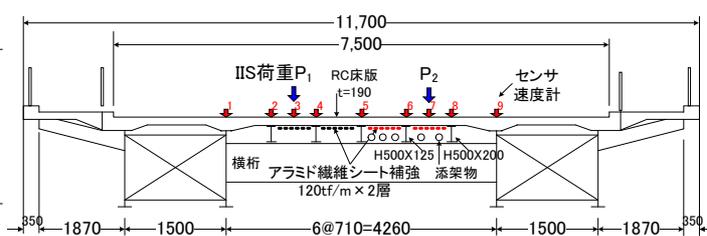


図-18 日野橋断面図と IIS 測定詳細図

表-13 日野橋 RC 床版 IIS たわみ解析結果

調査 径間	添架 物	載荷 位置	センサ 位置	床版 支間 (mm)	横桁 間隔 (mm)	IIS測定値			静的50kN換算値		たわみ計算値			測定値 添架物 あり/なし
						3回の平均値		50kN換算 たわみmm	荷重係数 $\alpha$	たわみ (mm)	RC床版補強後			
						荷重 (kN)	たわみ (mm)				n=8	n=15	n=31	
P11-P12	なし	P <sub>1</sub>	2, 3, 4	710	4445	49.8	0.032	0.032	2.328	0.075	0.025	0.035	0.071	0.893
		P <sub>1</sub>	1, 3, 5	2130	4445	53.1	0.103	0.097	2.328	0.226	—	—	—	0.929
	あり	P <sub>2</sub>	6, 7, 8	710	4445	48.8	0.028	0.029	2.328	0.067	0.025	0.035	0.071	—
		P <sub>2</sub>	5, 7, 9	2130	4445	49.4	0.089	0.090	2.328	0.210	—	—	—	—

注：(n=15)は全断面有効と等価な換算弾性係数、(n=31)は引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数

物があって施工性が劣る環境下での補強であったものの、添架物がなく確実な補強作業ができた箇所と比べて、同等の補強効果が得られていると判定できる。

次に RC 床版の配筋の詳細は不明であることから、材料特性は、アスファルト舗装  $t=30$  mm、弾性係数を  $1.0$  kN/mm<sup>2</sup> (3月上旬)、ポアソン比  $0.4$ 。RC 床版  $t=190$  mm、換算弾性係数は竣工時 (n=8) のとき  $20$  kN/mm<sup>2</sup>、全断面有効時 (n=15) のとき  $13.72$  kN/mm<sup>2</sup>、引張りコンクリート無視 (n=31) のとき  $6.46$  kN/mm<sup>2</sup>、ポアソン比  $0.2$ 。アラミド繊維の弾性係数を  $118$  kN/mm<sup>2</sup>、ポアソン比を  $0.3$  と仮定して 3 層版解析を行った。

表-13 の床版支間  $710$  mm の解析結果によれば、床版の換算弾性係数を  $n=31$  引張りコンクリート断面無視のたわみ計算値と概ね一致することから、十分な補強効果が得られていると評価できる。

## 7. まとめ

- (1) 丸山陸橋中間床版の荷重車による静的載荷試験、および1台走行載荷試験結果による床版中央のたわみ測定値は、RC 床版の断面性能を  $n=31$  引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数による3層版解析法によるたわみ計算値とほぼ一致する。したがって鋼板接着工および上面増厚工による補強は、有効に機能していると評価できる。
- (2) 丸山陸橋 IIS による床版中央たわみ測定結果によると、載荷試験結果同様に引張りコンクリート断面無視と等価な換算弾性係数のたわみ計算値とほぼ一致する。一方、鋼板端部の浮きが打音点検で確認されたパネル端部のたわみ測定値は、RC 床版と鋼板を非合成状態「付着なし」

と仮定したたわみ計算値より大きい結果となったが、はく離は  $300 \times 300$  mm 以下に留まっていることから、現状では再補強の必要性はないと判定した。

- (3) 堀切橋の東武伊勢崎線上の弧線橋部鋼床版箱桁のゆれやすさは、桁下高さ制限による桁高が小さく、振動し易いゲルバー式吊桁であることが影響している。しかし、載荷試験によるたわみは、設計許容値を満足しており対策は不要である。また、縦桁増設と鋼板接着の併用工法による補強効果の評価では、縦桁増設後に鋼板接着が施工されたことから鋼板は縦桁部で縁が切れている。したがって、鋼板接着後に縦桁を増設するタイプに比べ補強効果は劣ると評価された。
- (4) 平山陸橋の床版は目視検査の結果、漏水もひび割れもほとんどない健全な状態である。IIS たわみ測定結果は、RC 床版部のパネル③で引張りコンクリート断面無視時の計算値を上回ったが、その他はほぼ一致することから、現状では早急に補強する必要性はないと判定される。またグレーティング床版は、全断面有効の計算値に近く健全な状態にあると評価できる。
- (5) 日野橋は、都道への引継ぎのため RC 床版耐荷対策として、添架物が輻輳してある中でアラミド繊維シート接着工による補強が実施された。IIS たわみによる添架物のない箇所との比較検討の結果、厳しい施工条件ではあったものの確実に補強されていることを確認した。
- (6) リブ付き多層版解析法は、厳密な厚板理論に準拠する弾性解析法である。実橋における連続版の固定条件を近似できることが、4橋での適用結果から明らかにされた。また各種 RC 床版の

補強工（鋼板接着、上面増厚、縦桁増設、アラミド繊維シート接着など）による補強材と RC 床版の合成状態についても完全合成、あるいは非合成のいずれの状態でも解析できる。さらに今回検討した丸山陸橋の鋼板接着と上面増厚の組み合わせ補強、堀切橋の縦桁増設と鋼板接着の組み合わせ補強など、各種工法による再補強に対してもかなり厳密に解析できることから、本解析法は、載荷試験や IIS によるたわみの詳細な検討において、比較的簡便であり有効な解析手法であると評価される。

## 8. あとがき

IIS 法は、簡便に床版のたわみを測定できることから、各種の床版補強工を含む現状の状況を把握でき、本解析法と組合せることにより健全度や補強効果を検討することができる。今後は鉄筋応力や補強材界面のせん断応力や付着応力の算定も視野に入れて活用する予定である。今回採用したリブ付き多層版解析法の適用では、大阪工業大学の堀川都志雄教授にフォートラン解析プログラムの提供を願ったほか、貴重なアドバイスをいただきました。

また丸山陸橋の載荷試験では、第三建設事務所工事課および道路建設部道路橋梁課、堀切橋では第六建設事務所補修課、平山陸橋と日野橋では南多摩西部建設事務所補修課の関係者に多大なご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

## 付録<sup>8)</sup>

固定辺を有する積層板の場合の 3 次元解を得るために、単純支持辺の近傍に大きな曲げ剛性の桁を配置して、固定条件に近い状態を生み出す手法を提案する。本解析法は厚板理論のみで構成されており、桁近傍を除いてほぼ 3 次元解の性質を充足している点の特徴である。この方法は、はり理論での三連モーメント法を固定端に適用するのと同様であり、以下では固定辺を有する薄板を例に挙げて本手法の要点を述べる。

薄板理論におけるたわみの基礎微分方程式は、次のように与えられる。

$$D\Delta\Delta w = q(x, y) \quad \dots (1)$$

ここで、

$D = Eh^3/12(1-\nu^2)$  : 板剛度、 $q(x, y)$  : 分布荷重、 $E$  : 板の弾性係数、 $h$  : 板厚、 $\nu$  : ポアソン比、 $\Delta$  : 2次元ラプラシアン

座標の原点を隅角部におく場合の二重 Fourier 級数で展開される荷重  $q$  の全周単純支持板のたわみ  $w_0$  は以下のように得られる。

$$D \cdot w_0 = \sum \sum q_{mn} / \gamma^4 \sin \beta_n y \sin \alpha_m x \quad \dots (2)$$

ここで、

$q_{mn}$  :  $q(x, y)$  の Fourier 係数、 $m, n$  :  $x$  および  $y$  方向の級数項、 $a$  :  $x$  軸（橋軸）方向のスパン、 $b$  :  $y$  軸（橋軸直角）方向のスパン、 $\alpha_m = m\pi/a$ 、 $\beta_n = n\pi/b$ 、 $\gamma^2 = \alpha_m^2 + \beta_n^2$ 、

同様に、 $y=0$  と  $b$  の境界辺近傍に配置される桁の鉛直方向の反力を  $X^1$  および  $X^2$  とし、これらの  $x, y$  方向の級数展開は次のように示される。

$$X^i = \sum X_m^i \sum \rho_n^i \sin \beta_n y \sin \alpha_m x \quad (i=1, 2) \quad \dots (3)$$

ここで、

$X_m^i$  : 桁  $i$  での反力  $X^i$  の  $x$  方向の Fourier 係数、 $v_b^i$  : 桁  $i$  の上フランジ幅、 $\eta_b^i$  : 桁  $i$  の取付け位置

$$\rho_n^i = 4 \sin \beta_n v_b^i \sin \beta_n \eta_b^i / b \beta_n$$

荷重が橋軸方向の中央 ( $y=b/2$ ) に関して対称に作用する場合には、それぞれの桁反力は同一となる。

桁反力のみによるたわみを  $w_1$  で表すと、

$$D \cdot w_1 = 2 \sum X_m \sum \rho_n / \gamma^4 \sin \beta_n y \sin \alpha_m x \quad \dots (4)$$

となり、板のたわみ  $w$  はこれらの合計 ( $=w_0 + w_1$ ) で表される。

そこで、桁が配置されている位置  $y = \eta_b$  の位置でた

わみ $w$ が零となるように設定し、かつ $x$ 方向について調和解析法を適用すれば、級数の $m$ 項ごとに次式が成立する。

$$D \cdot w = D \cdot w_0 + D \cdot w_1$$

$$= \sum \left[ \sum q_{m,n} \sin \beta_n \eta_b / Y^4 + 2 X_m \sum \rho_n \sin \beta_n \eta_b / Y^4 \right] \sin \alpha_m x = 0$$

この式より、桁反力の係数 $X_m$ が決定できる。

$$\therefore X_m = - \left\{ \sum q_{m,n} \sin \beta_n \eta_b / Y^4 \right\} / 2 \sum \rho_n \sin \beta_n \eta_b / Y^4 \quad \dots (5)$$

桁反力の影響を含めたたわみ $w$ を用いて、曲げモーメント $M_x$ や $M_y$ 等が得られる。相対2辺が固定で、

残りの2辺が単純支持されている正方形板 ( $a \times a$ ) に等分布満載荷重 $q$ が作用する場合の計算例を付表-1と付表-2に示す。なお、 $v_b / a = 0.01$ 、 $\eta_b / a = 0.01$ としている。

付表-1 中央点でのたわみと曲げモーメント

	$w (qa^4/D)$	$M_x (qa^2)$	$M_y (qa^2)$
Timoshenko	0.00192	0.0244	0.0332
本方法	0.00184	0.0235	0.0327
誤差 (%)	4.3	3.7	1.5

付表-2 固定辺中央での曲げモーメント

	$M_y (qa^2)$
Timoshenko	-0.0697
本方法	-0.0653
誤差 (%)	6.3

## 参 考 文 献

- 1) 関口幹夫、国府勝郎、青木孝憲 (2003) : 重錘落下たわみ法による RC 床版の健全度評価法、平成 17 年都土木技研年報、PP.79-92
- 2) 関口幹夫 (2003) : 重錘落下たわみ法による RC 床版の健全度評価要領 (案)、平成 17 年都土木技研年報、PP.257-262
- 3) 堀川都志雄 (1984) : 直交異方性板の弾性理論とその応用に関する研究、大阪市立大学学位論文、昭和 59 年 5 月
- 4) 横山広、安東祐樹、谷口義則、関口幹夫、堀川都志雄 (2007) : 局部はく離を考慮した輪荷重下における舗装と床版界面の応力解析、土木学会構造工学論文集 Vol.53A、PP.980-987
- 5) Nai C. Yang (1972) : Design of FUNCTIONAL PAVEMENTS
- 6) 関口幹夫、国府勝郎 (2003) : FWD による床版の健全度評価手法の検討、土木学会構造工学論文集、Vol.50A、PP.120-126
- 7) 小堀為雄、梶川康男 (1974) : 橋梁振動の人間工学的評価、土木学会論文報告集 第 230 号、PP.112-120
- 8) 横山広、安東祐樹、関口幹夫、堀川都志雄 (2008) : 全周固定される多層版解析の一手法について、土木学会構造工学論文集 (投稿中)