リブ付き多層版解析による各種補強床版の実測たわみの評価

Evaluation of actual deflection measured in various strengthened decks under analytical method of multi layers with rib

関口 幹夫*, 横山 広**, 堀川 都志雄*** Mikio Sekiguchi, Hiroshi Yokoyama, Toshio Horikawa

東京都土木技術センター 技術調査課(〒136-0075 東京都江東区新砂1-9-15) **ショーボンド建設(株) 中部支社(〒920-0362 石川県金沢市古府1-140) *工博 大阪工業大学 都市デザイン工学科(〒535-8585 大阪市旭区大宮5-16-1)

Some deflections measured under both tests of real wheel loading and the so-called IIS method in the field for several deck slabs improved by four type's strengthening engineering methods applied in actual bridges are respectively compared with numerical values calculated individually by analytical solution derived from thick plate theory in applications to slab consisted of multi layer system. On the other hand, because actual deck slabs generally have continuous properties in the wide direction, clamped conditions approximately obtained from a technique by setting dummy girders near simply supported edges are substituted for actually combined conditions between main girders and slab through numerical procedure. In this paper, it is shown that several calculated values almost coincide with results of measurement for slabs widely spread from primary stage damaged by cracks, stage stiffened by steel plate to stage strengthened in twice by SFRC in the field, further explanations of deflections increased due to stripping of steel plate easily are easily able to verify in comparison of fruits reduced from this analytical solution.

Key Words: various strengthened decks, deflection, analysis of multi layers, effect of strengthen キーワード: 各種床版補強工法, たわみ, 多層板解析, 補強効果

1. はじめに

実橋 RC 床版の各種補強工法による補強効果の確認で は、荷重車を使用する載荷試験や重錘落下たわみ測定機 (IIS)を用いてたわみを測定し、検討する方法がある. 東京都では、簡便にたわみを測定する方法として、IIS (Impulse Input System Method)を開発して実橋 RC 床 版の健全度判定への適用を進めている¹⁾.

実橋における床版の力学的解析では,連続版を構成しているため支持桁と床版の取り合いが固定条件に近い状態下にあること,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等の理由か ら,有限要素法(FEM)の活用が有効とされている.し かし,実橋の各種の RC 床版補強工法(鋼板接着工,縦 桁増設工,上面増厚工,炭素繊維またはアラミド繊維接 着工)で施工された床版にこの方法を適用して,補強材 と床版の付着問題やせん断応力を厳密に求めることは困 難であるほか,多大な労力と煩雑な操作が必要であり一 般的とはいいがたい.

そこで、本解析においては、厳密な局所応力が計算で きる厚板理論に基づく「リブ付き多層版解析法」²⁾を開 発して、RC 中空床版橋と鋼 I 桁(単純桁,ゲルバー式)

← 2径間連続 ────RC中空床版	橋 ※ 3径間連	続RC中空床版橋—————	———4径間連続R	C中空床版橋———	*_
A①P1 ←14.005 ★14	□ P2 □ P3	 	☐P6 [3 500 ★ 13 500 ``	P7 □P8 ★ 13 500 ★ 13 505	A2
	A4				14,000

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

の4橋の各種補強床版(鋼板接着工,縦桁増設工,上面 増厚工,アラミド繊維接着工)とRC床版およびグレー ティング床版への適用を試み,現場測定されたたわみ値 と比較した.本解析法とIIS法の併用により,各種補強 工による補強効果の評価が可能であることを示す.

2. 解析モデルと条件設定

2.1 解析モデルの概要

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.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.

リブ付き多層版(3層)解析法では、中空床版橋の中 間床版は図-4に示す解析モデルとする.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. 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³⁾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.なお厚板理論では引 張り無視時の応力分布を直接扱えないため、該当する層 (本報告では RC 床版)の弾性係数 Ec の代わりに、等



図-4 中間床版 (A4) 解析モデル

表-1 床版の材料特性

材料	厚さ H (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	備考
アスファルト舗装	50.0	500	0.40	夏季
RC床版(n=8)	200.0	25,000	0.17	竣工時
RC床版(n=15)	200.0	13, 720	0.20	全断面有効時
RC床版(n=31)	200.0	6,460	0.20	引張り無視時
鋼板接着	4.5	200,000	0.30	
上面増厚 (SFRC)	100.0	35,000	0.17	

方性板のたわみが等価となるような換算弾性係数に置き 換える.そこで本報告では、鋼材 $Es=200kN/mm^{2}$ との弾 性係数比n(=Es/Ec)をパラメータに採用する.

2.2 条件設定

床版の支持条件および諸元を以下に列記する.

- 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 Ec=25kN/mm²から RC 構造の慣用値である n=15 の 13.72kN/mm²に逓減する.
- ② 支持条件:相対 2 辺固定(橋軸直角方向),他辺単 純支持(橋軸方向).本来は横桁自身の変形を考慮す べきであるが,橋軸方向のスパンが橋軸直角方向のス パンに比べて大きい.輪荷重による局所挙動の追跡が 目的であるので,横桁上を単純支持辺と仮定した.
- ③ 丸山陸橋の3層版の材料特性を表-1に示す.上面 増厚(SFRC)は、鉄筋配置の鋼繊維入り超速硬コン クリートで設計基準強度は30N/mm²(材齢2時間)

である.

- ④ 床版支間:b=3,000 mm, 横桁間隔 a=5,850 mm (パネ ルA4の場合)
- ⑤ 載荷位置:P1~P2径間の中間床版パネルA4の載荷 ケース3A(x=1,850 nm, y1=700 nm, y2=2,300 nm), ケース3B(x=2,925 nm, y1=700 nm, y2=2,300 nm)
- ⑥ タイヤ接地寸法: xa=200 mm, yb=500 mm
- ⑦ 輪荷重: P1=92.61kN, P2=92.61kN (総重量 37.04tf
 ラフタクレーン2台使用)
- ⑧ ダミー桁:幅 50 mm,高さ 500 mm,桁位置 y=100 mm と y=2,900 mm,剛性 EI=2.0E20 mm⁴,桁断面積 A₁= 4.0E20 mm²

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.写真-1a)およびb) に示すように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載荷試験を実施し,また図-1の 平面図に示す中間床版A1~C8パネルにおいて,重錘 落下たわみ測定機(IIS)による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目的に行った.

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 していることを確認している.ここでは、中間床版の たわみ挙動に着目し、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について報告する.

3.2 静的載荷試驗結果

静的載荷ケース3Bに対するリブ付き3層版(材料の 経年劣化を考慮して,RC床版については n=15の全断 面有効とした)の中央点でのたわみの計算結果を表-2 に示す.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いこと から,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.他の方向の変位も同様に満足している.

表-3 および図-5 には、載荷ケース3B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



a) 主桁下面のひび割れ状況



b)中間床版の鋼板接着補強部 写真-1 丸山陸橋主桁と床版の下面状況

表-2 載荷ケース3Bでのたわみの計算値(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3Bでの鋼板下面たわみの計算値と測定

値

)
i9
24
0



図-5 載荷ケース3Bのたわみ

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), n=31 (主鉄筋方向について の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変化する場合を想定している. 現時点での測定値は 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9.33µ(計算値 21.5µ)であり,計算値よりも小さく,鋼板とコ ンクリートの付着が完全でないと想定される.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, かつ貫通ひび割れも存在していたことから,推定される 換算弾性係数は n=31 程度と推測される.

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小さ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.

ー方,載荷ケース3A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 muは RC 床版の換算 弾性係数 n=31 の値よりも大きく,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 μ (計算値 21.4 μ)と小さな値であった.この原因は主 として鋼板の付着切れであると推察される.

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3BのP1載荷位置を1輪で走行)での計算値と測定値の比較を表-5と図-7に示す.1輪の走行位置はy=700mmとなる偏心載荷での計算たわみの最大値は,載荷位置直下よりも床版中央点寄りで生じている.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3B(2輪)のたわみ測定値の約1/2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3Bの条件下における RC 床版 の換算弾性係数比 n=31 でのたわみの計算値との比較を 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)まで逓減したと推定される.

3.5 IISによるたわみの解析結果

IIS 法は, 写真-2 に示すように橋面舗装上に速度セン

表-4 載荷ケース3Aでの鋼板下面たわみの計算値と測定値

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輪走行載荷でのたわみの計算値と測定値(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



サーをセットして、100kgの重錘を300~800 mm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.

本橋で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 ーを載荷板直下の床版中央点と床版両固定端に設置して, 両端での主桁のたわみと中央点でのたわみの差で示され る床版の相対たわみを求める.荷重とたわみ測定値の一 例(パネルA2)を図-9に示す.重錘落下での載荷板 の衝撃荷重(P)はロードセルの値で約54kNで,衝撃



写真-2 IIS 測定状況



図-9 載荷時間と荷重・たわみ測定例 (A2)

荷重の作用時間は約 23ms であり,通常の RC 床版と同 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.

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,路盤上のコンクリート舗装の動的たわみの例で は,AASHO 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⁴⁾とさ れている.一方,橋梁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⁵⁾.そ こで,A4パネルの荷重車2台を使用した載荷ケース3 Bと1輪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=21.9373kN 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)の計算値よりも 小さく,かつA2とA3パネルは完全合成時(n=31の

表-6 丸山陸橋の IIS による測定値と静的換算たわみ

パネ	44 744	横桁		IIS測定値	静的50kN換算值		
N	佣强 形式	間隔	3回の)平均值	50kN換算	荷重係数	たわみ
No.	194	(mm)	荷重(kN)	たわみ(mm)	たわみmm	α	(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

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				
0.0556	0.0711	0.1001	0.1029	0.1817	0.0977				
	b) A2	, 3パネノ	レ(横桁間隔	鬲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	Δ.4				
11 24 1 10				01	11-1				
付者あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値				
付着あり 0.0557	付着あり 0.0713	付着なし 0.1004	付着あり 0.1030	付着なし 0.1819	测定值 0.0844				
<u>付着あり</u> 0.0557	付着あり 0.0713 d) B	付着なし 0.1004 6パネル(付着あり 0.1030 横桁間隔5	付着なし 0.1819 ,100mm)	测定值 0.0844				
付着あり 0.0557 n=8	付着あり 0.0713 d) B n=	付着なし 0.1004 6パネル(15	付着あり 0.1030 横桁間隔5 n=	付着なし 0.1819 ,100mm) 31	測定値 0.0844 B6				
付着あり 0.0557 n=8 付着あり	付着あり 0.0713 d) B n ⁼ 付着あり	付着なし 0.1004 6パネル(15 付着なし	付着あり 0.1030 横桁間隔5 n= 付着あり	付着なし 0.1819 ,100mm) 31 付着なし	川 測定値 0.0844 B6 測定値				

表-8 端部での計算値と測定値(mm)

a) A4バネル(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=	n=31					
付着あり	付着あり	付着なし	付着あり	付着なし	測定値				
0.0229	0.0300	0.0434	0.0415	0.0740	0.0890				

付着あり)の値をわずか上回っているが,他のパネルで は下回っていることから,充分な付着性能を保持してい ると推定でき,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A4,B6,C8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(鋼板端部から約600 mm)に 載荷する.この端部載荷の測定点をA4R,A4L,B 6L,B6R,C8L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 が床版全域で発生しているとの判断には至らないと推察 される.A4L以外の他の点でのたわみ測定値は n=31 の付着なしの計算値を上回り剥離が懸念されることや横 桁の変形を無視したために計算値が過少評価されている ことも推測される.しかし,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性はないと判定した.

4. 堀切橋 RC 床版の解析

4.1 調査概要

堀切橋は、東京都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 象径間は、図-10に示す径間No.13(P11-P12)と径間No. 19 (P17-P18) のゲルバー式 I 桁橋であり, RC 床版は 図-11, 写真-3のa) に示すとおり, すべて増設桁(上 フランジ 250×16 mm, ウエブ 800×10 mm, 下フランジ 200×12 mm) で補強されている. またNo.19 径間は図-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(板厚 4.5 mm)による再補強部写真-3 のb)が存 在している. RC 床版の配筋を図-12 に示す. 床版の材 料特性を表-9に増設桁の材料特性を表-10示す.アス ファルト舗装厚の弾性係数は調査が2月上旬のため冬季 の状態としている. 床版コンクリートの弾性係数は、丸 山陸橋同様に供用期間 58 年の経年劣化を考慮して全断 面有効時 n=15 に逓減し、引張り無視時は増設桁の曲げ 剛性を考慮した換算弾性係数 n=21 と等価としている.



a) 増設桁(縦桁)補強床版の状態



b) 鋼板接着部の状態

写真-3 堀切橋床版の状況







図-12 堀切橋床版配筋図

表-9 堀切橋床版材料特性

林大米山	厚さ	ヤング率	ポアソン比	備去
141 141	H (mm)	$E (N/mm^2)$	ν	C, HI
アスファルト舗装	50.0	1,000	0.40	冬季
RC床版(n=8)	200.0	25,000	0.17	竣工時
RC床版(n=15)	200.0	13,720	0.20	全断面有効時
RC床版(n=21)*	200.0	9,520	0.20	引張り無視時
鋼板接着	4.5	200,000	0.30	
* · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·				

表-10 増設桁の材料特性

材料	寸法	ヤング率	ポアソン比
	U*W*L(mm)	E (N/mm ²)	ν
増設桁	250(16)*800(10)* 200(12)	200,000	0.30

ここでは再補強部の鋼板接着工の補強効果を IIS で調 査する.

4.2 IISによるたわみの解析結果

解析モデルは、図-4のダミー桁の他に床版中央に補 強縦桁を追加したモデルとした. P11-P12 径間と P17 -P18 径間について IIS の測定を行い、表-11 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α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(縦桁の剛性を考慮)した換算弾性係数は

(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№③~⑤の測定値は, 換算弾性係数 n=21 での計算値と一致しており,縦桁の 補強効果は, 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と推定できる.一方,縦桁補 強と鋼板接着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

パネ	法改	横桁		IIS測定値		静的50kN	換算値			計算	章値		
ル	補短 形式	間隔	3回0	の平均値	50kN換算	荷重係数	たわみ	RCE	末版	補強	断面	鋼板付	着なし
No.	1120	(mm)	荷重(kN)	たわみ(㎜)	たわみ㎜	α	(mm)	n=15	n=21	n=15	n=21	n=15	n=21
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	-	-
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	-	-
\overline{O}	縦桁	6450	55.6	0.227	0.204	2.320	0.474	0.552	0.799	0.365	0.530	-	-
	パネルNs 0 2 3 4 5 6 7 0 2 3 4 5 6 7 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	パネ ル 補 施 形 縦桁 ① 縦桁 ③ 縦桁 ③ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑦ 縦桁 ⑨ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑤ 縦桁 ⑥ 縦桁 ⑦ 縦桁	パネ ル 補強 形式 横桁 間隔 (m) ① 縦桁 6450 ② 縦桁 5150 ③ 縦桁 5700 ④ 縦桁 5700 ④ 縦桁 5700 ⑤ 縦桁+鋼板 5150 ⑤ 縦桁+鋼板 5150 ⑦ 縦桁 6450 ① 縦桁 5150 ⑦ 縦桁 5150 ③ 縦桁 5100 ③ 縦桁 5100 ⑤ 縦桁 5100 ⑤ 縦桁 5100 ⑤ 縦桁 5100 ⑥ 縦桁 5100 ⑤ 縦桁 5100 ⑤ 縦桁 5100 ⑥ 縦桁 5100 ⑦ 縦桁 5100 ⑦ 縦桁 5100	パネ 補強 横桁 ル 形式 備価 3回(荷重(kN) ① 縦桁 6450 49.7 ② 縦桁 5150 49.4 ③ 縦桁 5700 48.9 ④ 縦桁 5700 51.0 ⑤ 縦桁+鋼板 5700 49.6 ⑥ 縦桁+鋼板 5150 52.3 ⑦ 縦桁 6450 50.1 ① 縦桁 6450 51.9 ② 縦桁 5150 51.6 ③ 縦桁 5150 51.6 ③ 縦桁 5150 51.6 ③ 縦桁 5700 50.5 ④ 縦桁 5700 50.2 ⑤ 縦桁 5700 50.2 ⑤ 縦桁 5700 53.3 ⑥ 縦桁 5150 50.5 ⑦ 縦桁 5150 55.6	パネ ル 補強 形式 横桁 間隔 (mm) IIS測定値 3回 平均値 3回 千章 (kn) \hbar 赤 か (kn) \hbar (kn) \hbar	パネ 構強 横桁 IIS測定値 50kN換算 ル 形式 荷重(k) たわみ(mu) たわみm ① 縦桁 6450 49.7 0.245 0.246 ② 縦桁 5150 49.4 0.160 0.162 ③ 縦桁 5700 48.9 0.153 0.167 ③ 縦桁 5700 51.0 0.170 0.167 ⑤ 縦桁+鋼板 5700 49.6 0.126 0.127 ⑤ 縦桁+鋼板 5700 51.0 0.170 0.167 ⑤ 縦桁+鋼板 5150 52.3 0.143 0.137 ⑦ 縦桁 6450 51.9 0.231 0.231 ① 縦桁 6450 51.9 0.241 0.232 ② 縦桁 5150 51.6 0.172 0.167 ③ 縦桁 5700 50.5 0.177 0.175 ④ 縦桁 5700 50.5 0.171 0.170	パネ ν 構強 形式 横桁 間隔 (mm) 三田 着重(kN) 正知度値 たわみ(mm) 節の50kN 着重(kN) 静的50kN 流力 ① 縦桁 6450 49.7 0.245 0.246 2.320 ② 縦桁 5150 49.4 0.160 0.162 2.899 ③ 縦桁 5700 48.9 0.153 0.166 2.899 ④ 縦桁 5700 51.0 0.170 0.167 2.899 ⑤ 縦桁 5700 49.6 0.126 0.127 2.320 ⑥ 縦桁+鋼板 5150 52.3 0.143 0.137 2.320 ⑦ 縦桁 6450 50.1 0.231 0.231 2.320 ⑦ 縦桁 6450 51.9 0.241 0.232 2.320 ⑦ 縦桁 6450 51.9 0.241 0.232 2.320 ⑦ 縦桁 5700 50.5 0.177 0.167 2.899 ③ 縦桁 5700 50.5 0.177	パネ ル 補強 形式 横桁 間隔 (m) 三田 高重(kn) 正日 大力み(mn) 50kN換算 た力みm 荷重係数 介 た力み(mn) ① 縦桁 6450 49.7 0.245 0.246 2.320 0.572 ② 縦桁 5150 49.4 0.160 0.162 2.899 0.469 ③ 縦桁 5700 48.9 0.153 0.156 2.899 0.453 ④ 縦桁 5700 51.0 0.170 0.167 2.899 0.453 ⑤ 縦桁 5700 51.0 0.170 0.167 2.899 0.453 ⑤ 縦桁 5700 49.6 0.126 0.127 2.320 0.295 ⑥ 縦桁 5700 52.3 0.143 0.137 2.320 0.535 ⑦ 縦桁 6450 50.1 0.231 0.231 2.320 0.535 ① 縦桁 5105 51.6 0.172 0.167 2.899 0.483 ③ 縦桁 5700	パネ ル 構強 形式 横桁 間隔 (mm) 三田S測定値 静的50kV換算値 不合力 (mm) RCF 10 縦桁 6450 49.7 0.245 0.246 2.320 0.572 0.552 2 縦桁 5150 49.4 0.160 0.162 2.899 0.469 0.551 3 縦桁 5700 48.9 0.153 0.167 2.899 0.463 0.553 4 縦桁 5700 48.9 0.170 0.167 2.899 0.443 0.553 5 縦桁+鋼板 5700 51.0 0.170 0.167 2.899 0.483 0.553 5 縦桁+鋼板 5700 49.6 0.126 0.127 2.320 0.317 0.551 5 縦桁+鋼板 5150 52.3 0.143 0.137 2.320 0.533 0.552 10 縦桁 6450 51.1 0.231 0.231 2.320 0.535 0.552 10 縦桁 5105 51.6 <td< td=""><td></td><td></td><td></td><td>パネ No 構築 形式 横柄 同廠 (m) 横板 有重(N) に別定値 静的50k/換寫 (m) 作価係 (m) たか子(m) 静的50k/換寫 (m) たか子(m) 作価係 (m) たか子(m) 作価(m) (m) RC/T (m) (m) 個板付 (m) (m) (m)</td></td<>				パネ No 構築 形式 横柄 同廠 (m) 横板 有重(N) に別定値 静的50k/換寫 (m) 作価係 (m) たか子(m) 静的50k/換寫 (m) たか子(m) 作価係 (m) たか子(m) 作価(m) (m) RC/T (m) (m) 個板付 (m) (m) (m)

表-11 堀切橋 IIS たわみの解析結果

|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

端部で鋼板は連続しておらず縁が切れている状況である. したがって、この部位では縦桁と鋼板接着によるそれぞ れの補強効果を合算した効果には至っていない状態にあ る. それを裏付けるように測定値は、補強断面 n=21 (縦 桁も鋼板接着も完全合成)の計算値より大きく、さらに 鋼板付着なし n=21 の計算値よりも大きいことから、増 設縦桁位置では鋼板は十分に寄与しているとは言い難い.

縦桁と鋼板接着の組合せによる補強については,先に 鋼板を全面に接着した後に縦桁を増設する方法が、補強 効果を向上させるものと考えられる.

5. 平山陸橋 RC 床版の解析

5.1 調査概要

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-13 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-14 に, 配筋の 詳細を図-15に示す.

本橋は、同一路線の同形式の豊田陸橋 RC 床版の抜け 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に至った. 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 が、床版パネル③では主鉄筋方向のひび割れが若干入っ ているものの漏水は確認されない、パネル④~⑥は写真 -4 に示すようにひび割れがほとんどない状況にある. 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、それ以外の径間 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 を対象とする.



図-13 平山陸橋調査径間











写真-4 平山陸橋 RC 床版パネル④の状況

5.2 IISによるたわみの解析結果

RC 床版コンクリートの弾性係数は,竣工後17年で 比較的新しく経年劣化が少ないものと仮定して,合成桁 床版のコンクリート設計基準強度28N/mm²を基にグレー ティング床版の材料特性を表-12に示す.床版の換算弾 性係数は RC 床版に比べI 形鋼の鋼材量が多いため,全 断面有効時の弾性係数比は n=12,引張り無視時の弾性 係数比は n=16と算定した.

RC 床版の材料特性を表-13 に示す. RC 床版コンク リートの換算弾性係数比は全断面有効時の弾性係数比は n=15, 引張り無視時の弾性係数比は前記の2橋に比べ設 計基準が新しく主鉄筋量が多いため n=28 と算定した.

IISの調査結果の一覧を表-14と表-15に示す.グレ ーティング床版は、床版下面の鉄板には錆の発生がなく、 また漏水もほとんどない状態にある.たわみ測定値は全 断面有効 n=12の計算値とほぼ一致しており健全な状態 であると評価できる.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支間は 2,650 mm で 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が 190 mmで RC 床版の 210 mmに比べ て約 10%小さい設計になっている. RC 床版パネル④と グレーティング床版パネル①のたわみ測定値の比較では、 グレーティング床版の方が約 35%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.

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.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り,床版厚および舗装厚の 変動の影響が考えられるが,正確な部材厚は不明のため いずれも設計値を用いて検討する.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

表-12 平山陸橋グレーティング床版材料特性

材料	厚さ H (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	ボアソン比 ν	備考		
アスファルト舗装	50.0	1,000	0.40	冬季		
バレーティング 床版 (n=7)	190.0	28,000	0.17	竣工時		
^デ レーティンク 床版 (n=12)	190.0	16,670	0.20	全断面有効時		
バレーティング 床版(n=16)	190.0	12,500	0.20	引張り無視時		

表-13 平山陸橋 RC 床版材料特性

材料	厚さ H (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	備考
アスファルト舗装	50.0	1,000	0.40	冬季
RC床版(n=8)	210.0	25,000	0.17	竣工時
RC床版(n=15)	210.0	13,720	0.20	全断面有効時
RC床版(n=28)	210.0	7,140	0.20	引張り無視時

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 のたわみ計算値よりも小さい.またパネル⑥は n=15 全断面有効と n=28 引張り無視のたわみ計算値の 中間にあると推定される.全体的にはひび割れ発生・進 展の初期段階であることを裏付ける解析結果が得られて いることから,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-16 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、耐震補強とB活 荷重の耐荷対策の完了が東京都への引継ぎ条件になって いる.国交省はRC床版の耐荷対策として図-17 に示す アラミド繊維シート接着補強工の実施を企画した.写真 -5 に示す添架物の輻輳箇所は、作業が非常に困難のた め平成 18 年度に施工することから、補強効果の確認を

表 - 14 平山陸橋グレーティング床版 IIS たわみ解析結果

	パネ	床版 形式	床版 支間 (mm)	横桁	IIS測定值			静的50kN	換算値	計算値												
調 金 一 谷 間	ル			間隔	3回の)平均值	50kN換算	荷重係数	たわみ	グレーティング		ング										
	No.			(mm)	荷重(kN)	たわみ(㎜)	たわみmm	α	(mm)	n=7	n=12	n=16										
D4-D5	1	ク゛レーティンク゛	2650	5500	50.3	0.161	0.160	1.607	0.257	0 140	0.917	0 220										
P4-P5	2	ク゛レーティンク゛	2650	5500	48.8	0.125	0.128	1.607	0.206	0.149	0.217	0.339										
			11.5.7	(. ())	the data masses and the					1 . I												

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

表-15 平山陸橋 RC 床版 IIS たわみ解析結果

調査 径間	パネ		床版	横桁		IIS測定值	静的50kN	換算値	計算値			
	ノレ No.	床版	支間	間隔	3回の平均値		50kN換算	荷重係数	たわみ	RC床版		
			(mm)	(mm)	荷重(kN)	たわみ(mm)	たわみmm	α	(mm)	n=8	n=15	n=28
	3	RC	2400	5500	49.1	0.310	0.316	1.607	0.507			
P5-P6	4	RC	2400	5500	48.6	0.241	0.248	1.607	0.398	0 115	0 101	0.266
	5	RC	2400	5500	47.6	0.206	0.216	1.607	0.348	0.115	0.191	0.300
	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



図-16 日野橋調査箇所



写真-5 日野橋 RC 床版の状況

調査する.

補強の確認方法は, IIS による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の調査となった. そこで,1 年前に補強済みの添架物のない箇所と今回補 強工事直後の添架物のある箇所での比較を基に検討する.

6.2 IIS によるたわみの解析結果

日野橋の調査箇所は、図-16 に示す P11-P12 径間の 横桁と縦桁に囲まれる P_1 パネル(添架物あり)、 P_2 パネ ル(添架物なし)である. IIS の荷重位置は図-17 に示 す P_1 パネル中央点と P_2 パネル中央点である.床版の床 組みは横断方向中央に対して左右対称であることから、 比較検討の床版支間を単純版と連続版の2パターンとし た.具体的には P_1 載荷時のたわみセンサー位置はセンサ

図-17 日野橋断面図と IIS 測定詳細図

表-17 日野橋 RC 床版材料特性

材料	厚さ H (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	備考
アスファルト舗装	30.0	1,000	0.40	冬季
RC床版(n=8)	190.0	25,000	0.17	竣工時
RC床版(n=15)	190.0	13,720	0.20	全断面有効時
RC床版(n=31)	190.0	6,450	0.20	引張り無視時
アラミド繊維シート	0.5	118,000	0.30	

-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載荷では, センサ -2,3,4の組合せによる単純版とセンサー1,3,5の組合せ による連続版の2パターンとする.

測定結果および解析結果の一覧を表-16に示す.ここでは比較対象の「添架物なし」に対する「添架物あり」の測定結果の比率で比較すると縦桁支間710mmの結果は0.897であり,支間2130mm(縦桁支間3ヶ分)では0.929である.すなわち今回の補強は,添架物があって施工性が極めて劣る環境下での補強であったが,添架物がなく確実な補強作業ができた個所に比べて,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ったことから, アスファルト舗装 t=30 mm, 弾性係数を 1.0 kN/mm² (3 月上旬), ポアソン比 0.4. RC 床版 t=190 mm, 床版の材 料特性は表-17 に示すとおり丸山陸橋と同一とし, アラ ミド繊維の厚さは 0.5 mm, 弾性係数を 118kN/mm², ポア ソン比を 0.3 と仮定し, ダミー桁を床版支間が狭いため 縦桁より 50 mmの位置に挿入して 3 層版解析を行った.

表-16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引張りコンクリート断面無視のたわみ 計算値 n=31 と概ね一致することから,確実に補強効果

調査 径間	Vr +0		荷 電 位置	床版	横桁	IIS測定值			静的50kN換算值		たわみ計算値			測定値
	冻架 物	載 位 置		支間	間隔	3回の平均値		50kN換算	荷重係数	たわみ	RC床版補強後			添架物
	-122			(mm)	(mm)	荷重(kN)	たわみ(mm)	たわみ㎜	α	(mm)	n=8	n=15	n=31	あり/なし
P11-P12•	なし	P ₁	2, 3, 4	710	4445	49.8	0.032	0.032	2.328	0.075	0.025	0.035	0.071	0.893
		P1	1, 3, 5	2130	4445	53.1	0.103	0.097	2.328	0.226	_	_	_	0.929
	あり	P_2	6, 7, 8	710	4445	48.8	0.028	0.029	2.328	0.067	0.025	0.035	0.071	_
		あり	あり	P_2	5, 7, 9	2130	4445	49.4	0.089	0.090	2.328	0.210	_	_

表-16 日野橋 RC 床版 IIS たわみ解析結果

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

-450-

が得られていると推定される.

7. まとめ

(1) 丸山陸橋の中間床版の静的載荷試験および1台走行 試験によれば,床版中央のたわみ測定値は,n=31の 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層版解析によるたわみの計算値とほぼ一致 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.また,IIS 法(重錘落下たわみ法)の測定値は,載荷試験同様に n=31のたわみ計算値とほぼ一致し,有効な評価法で ある.

一方,鋼板端部の浮きが打音点検で確認されたパネ ルでのたわみ測定値は,RC床版と鋼板を非合成状態 の「付着なし」とした計算値より大きい値であったが, はく離の範囲は300×300 mm以下であったことから, 現状では再補強の緊迫性はないと判定した.

- (2) 堀切橋の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工が施工され たことから鋼板は縦桁部で縁が切れた状態であった ため、鋼板接着後に縦桁を増設する方法に比べて補強 効果は劣ると評価された.
- (3) 平山陸橋の RC 床版の測定たわみは、一部のパネル で引張りコンクリート断面無視のたわみ計算値を上 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。一方、グ レーティング床版は全断面有効の計算値に近く健全 な状態と評価された。
- (4) 日野橋は, 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. 重錘落下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 堅実に補強されていることが確認された.
- (5) リブ付き多層版解析法は、厳密な厚板理論に準処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支持桁直近にダミー桁を挿入することで近似できることが判った.ダミー桁の位置を調整・追加することによって得られる4橋での各種 RC 床版補強工の検討結果も確認できた.また、多層版解析法は補強材と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検討できることから、載荷試験や重錘落下たわみ法による検討において有効な解析法であると言える.

8. あとがき

IIS 法は, 簡便に床版のたわみを測定することができることから, 現状での床版の状況が把握でき, 本解析法

と組み合わせることにより床版の健全度や補強効果をよ り詳細に検討できる.なお、本検討事例のみでは確かな 判断評価フローを提示するまでには至らなったが、今後 さらに事例を増やして検討するとともに、鉄筋応力や補 強材界面のせん断応力と付着応力の算定も視野に入れて 活用する予定である.

最後に,丸山陸橋では東京都第三建設事務所および東 京都建設局道路橋梁課,堀切橋では東京都第六建設事務 所,平山陸橋と日野橋では東京都南多摩西部建設事務所 にご協力をいただきました.ここに感謝の意を表します.

参考文献

- 関口幹夫: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年東京都土木技術研究所 年報, PP.257-262, 2003.
- 関口幹夫,佐々木俊平:IISによる各種床版の健全 度の評価,平成19年東京都土木技術センター年報, pp.229-240,2007.
- 加藤暢彦,堀川都志雄,園田恵一郎:各種工法で補 強された損傷床版の輪荷重点近傍の局所応力の解析, 土木学会第一回鋼橋床版シンポジウム,pp.61-66. 1998.
- Nai C. Yang : Design of FUNCTIONAL PAVE-MENTS, 1972.
- 5) 関口幹夫, 國府勝郎: 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, 2003.

(2007年9月18日受付)