# (4) 合成箱桁を主桁にもつ 低床組構造の鉄道下路橋

林 栄人1・湯間 謙二2・北園 茂喜3・矢島 秀治4

<sup>1</sup>正会員 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木設計部(〒532-0011大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20) E-mail:hayashi-e@jrnc.co.jp

<sup>2</sup>正会員 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木設計部(〒532-0011大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20) E-mail:yuma@jrnc.co.jp

<sup>3</sup>正会員 西日本旅客鉄道(株)神戸支社(〒650-0044 兵庫県神戸市中央区東川崎1-3-2) <sup>4</sup>正会員 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木設計部(〒532-0011大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20) E-mail:yajima@jrnc.co.jp

鉄道橋の設計に際しては、一般にレールレベルから桁最下端の寸法を小さく抑えることが求められ、橋 梁形式を下路桁形式とすることが多い.また、近年は、騒音の観点からコンクリート床版を有する下路桁 が多用されるようになり、コンクリート床版のひび割れを考慮した設計がなされている.この形式の下路 桁は床版をコンクリート床版とすることにより死荷重が増加し主桁高が高くなる傾向がある.筆者らは主 桁を合成箱桁とすることにより主桁高を抑えた下路桁の設計を行った.本報告ではコンクリート軌道床版 のひび割れを考慮した解析により主桁、横桁、床版等の力学挙動を明らかにし、それらの結果より簡便か つ実務的な設計法を提案する.

# Key Words :Steel-Reinforced-Concrete(SRC)slab, steel fiber reinforced concrete, railway through bridge, composit box girder

#### 1. はじめに

鉄道橋の設計に際しては、一般にレールレベル(以下, RL)から桁最下端の寸法を小さく抑えることが求められ、橋梁形式を下路桁形式とすることが多い.従来は RL~桁最下端の寸法を抑えるために、開床式床組構造 が採用されていた.しかし、近年、低騒音化が求められ るようになり、閉床式コンクリート床版(以下,RC床 版)とすることが増えている.さらに、床組高を低くで きる床版形式としてSRC床版構造とすることもある. SRC床版構造は、従来、縦桁や横桁などの床組上にRC 床版を設けていたものを横桁とRC床版を一体化して SRC構造としたものである.SRC床版構造は、低騒音化 に加え、床組の鋼重を低減できコストの面からも有効な 構造である<sup>1</sup>.

今回,合成箱桁を主桁にもつSRC床版構造の下路橋 (以下,下路合成箱桁)を提案した.なお,本橋梁は主 桁上にホームの一部が併設されている.本形式は,主桁 を合成構造とすることで,桁高を低くし,鋼重の低減に よるコスト縮減が可能であるとともに,主桁たわみの低 減,車窓からの眺望を確保できるなどの利点がある.ま た,軌道床版は,床組の高さをできる限り低く抑えるた めに縦桁を省略し、左右主桁間に横桁を配置したSRC構 造とした.設計に際しては、軌道床版のひび割れが発生 した場合の橋体に及ぼす合成効果が明確ではないことか ら、軌道床版のテンションスティフニング効果を考慮し ない骨組解析(以下,A法)と軌道床版のテンションス ティフニング効果を考慮した非線形FEM解析(以下,B 法)を行った.また、本橋梁形式においては、軌道部に 作用する死荷重および列車荷重により主桁が内側に回転 しようとするねじりを受け、支承反力のばらつきが大き くなる欠点がある.これについても施工方法を工夫する ことで問題を解決した.

本稿では、まず下路合成箱桁の概要を述べ、次に軌道 床版のひび割れを考慮した設計方法についてA法、B法 を比較し、簡便かつ実務的な設計法について考察する. 最後に反力のばらつきによって発生する負反力に対して、 床版打設順序を工夫した反力調整方法について述べる.

#### 2. 下路合成箱桁の概要

#### (1) 構造概要と特徴

本設計で対象とする合成箱桁は、支間長が約46m、総 幅員が13m、斜角が右68°の単純複線下路合成箱桁であ る.図-1に本橋の概念図を示す.主桁腹板間隔は2.5m, 腹板高はRLからホーム上面までの寸法制限および桁下 空頭制限より約1.7mとした.主桁上のホーム床版は,主 桁を鋼とコンクリートの合成構造と考えて設計した.ま た,軌道床版は,左右主桁間に配置した横桁を鉄筋コン クリートで覆ったSRC構造とした.横桁は,軌道床版厚 を400mm(上下フランジを含めた桁高を295mm)とし, 主桁の軌道側の腹板間距離7.3mを支間とした.なお, 横桁間隔は800mmとした.

本橋の特徴は、主桁形式を合成箱桁としたことである. 下路合成箱桁としたことで、以下のような特徴があるこ とが分かった.

①非合成箱桁に比べ, 主桁高を約9%低減できた.

②非合成箱桁に比べ, 主桁鋼重を約14%低減できた.

③RC床版を有する床組に比べ,床組高を約40%低減で きた.

④RC床版を有する床組に比べ,床組鋼重を約12%低減 できた.

その他,床組の鋼部材がコンクリートで覆われること から,騒音の大幅な低減が可能であり,塗装の塗替え等, 床組のメンテナンスの低減も期待できる<sup>1)</sup>.

#### (2) 設計方針と課題整理

本橋の設計方針は、以下のとおりである. ①構造形 式は単純複線下路合成箱桁とする、②軌道部の床版構造 は SRC の床組構造とする、③軌道床版は横桁を SRC 構 造、横桁間を橋軸方向の一方向 RC スラブとして設計す る. また、RC床版のひび割れを考慮した非線形 FEM 解 析も実施し、設計方法の妥当性を確認することとした.

本橋の設計を進めるに際しては、①軌道床版のひび割 れが主桁に与える影響評価、②ひび割れ安全性照査、③ 軌道床版の影響を考慮した左右主桁のたわみ、④支承反



力が負反力とならないための対策,等の課題を解決する 必要があった.

#### 3. 主構造の設計

A法は, 主桁を合成構造とし, 軌道床版を非合成構造 として解析した. この方法は, 軌道床版の橋軸方向の合 成効果を無視したものであり, 主桁に対して安全側の設 計となる.

一方, B法は, 軌道床版の橋軸方向の合成効果を期待 し, 床版の引張領域においてテンションスティフニング 効果を考慮した. すなわち, 橋軸方向は主桁と軌道床版 が合成されているとして解析した.

#### A法による設計

A法では、主桁、横桁を弾性梁部材と考えモデル化した.支承は、主桁の各腹板直下に設置し、全8支承とした.支点条件は橋軸直角方向を固定とし、橋軸方向はAI側を可動、A2側を固定とした.GI、G2の外側支承の 負反力発生を抑えるため、支承のセットを2段階に分けることとし、この支承条件を境界条件に取り込んだ平面 骨組モデルを用いた.負反力の対策については後述する.

主桁の剛性は、ホーム床版打設直後までを鋼断面のみの剛性とし、それ以降の合成後死荷重に対しては鋼とホーム床版との合成断面の剛性を採用した.このとき、ホーム床版のヤング係数比は、合成後死荷重に対してn=21、その他の荷重(列車,群集等)に対してはn=7とした.

横桁の剛性は、軌道床版打設直後までは、鋼断面のみ の剛性を、それ以降の合成後死荷重に対しては鋼とコン クリートの合成断面の剛性を用いて設計した.

なお, 骨組解析ではテンションスティフニング効果を 無視した. すなわち, 軌道床版の橋軸方向の合成効果は 考慮しなかった. 図-2に平面骨組解析のモデルを示す.

# (2) B法による設計a) FEM 解析モデル

解析モデルは、主構造(主桁+ホーム床版)および軌 道床版をシェル要素,SRC構造の横桁を梁要素,鉄筋 は橋軸方向,橋軸直角方向とも棒要素とした.また、主 桁とホーム床版は馬蹄形ジベルを介して結合され、主桁 と軌道床版はスタッドジベルを介して結合されているも





図-3 FEM解析モデル図

のとした. なお,結合条件は橋軸方向のみのバネ要素と した. シェル要素のメッシュサイズは,支間中央および 支点部近傍において横桁間を4分割(200mm)し,その 他の部位はアスペクト比が"5"を超えない程度に設定 した. 図-3 に本橋の FEM 解析モデル((a)全体モデ ルおよび(b)軌道床版の結合モデル)を示す.

#### b)各部材の応力とひずみの関係

主桁,横桁および鉄筋は弾性体(Es=200,000N/mm<sup>2</sup>) とした.また,ホーム床版のコンクリートについても弾 性体(Ec=50,000N/mm<sup>2</sup>)とした.軌道床版のコンクリー トは圧縮領域においては弾性体(Ec=29,500N/mm<sup>2</sup>)とし た.引張領域においては,コンクリート供試体の曲げ試 験から求めた引張軟化曲線に,鉄筋の影響を考慮したテ ンションスティフニング曲線に基づく応力ーひずみ関係 を構成則とする分散ひび割れモデルを採用した(図-4). ①曲げ試験結果から求まる弾性域(コンクリートの引張 強度(f'<sub>tk</sub>)以下),②コンクリートのひずみ  $\varepsilon_t$ が 0.0002以下の非線形領域,③  $\varepsilon_t$ が0.0002以上の内田らの 提案式を適用する非線形領域,とする連続曲線を構成則 として設定した.なお,提案式中のaとbは鋼繊維混入率 1.0%,引張鉄筋比1.0%とした場合である<sup>2</sup>.



#### (3) A法とB法の解析値の比較

主桁,横桁の死荷重たわみ,軌道床版のひび割れ幅お よび支点反力についてA法とB法の解析値の比較を行った.

#### a) 主桁, 横桁の死荷重たわみ

表-1,2および図-5,6にA法とB法による解析結果を 示す.表-1および図-5は、支間中央付近のG1,G2の主 桁および横桁の死荷重載荷時のたわみ値、表-2および 図-6は、端支点付近の同たわみ値を示したものである. なお、それぞれの比較箇所を図-3に示す.支間中央付近

表-1 死荷重たわみ比較表(支間中央付近)

					里位:(mm)		
解析モデル	主桁た	わみ量	横桁たわみ量	主桁た	主桁たわみ量		
	G1L	G1R	橋梁中心	G2L	G2R		
A法	-232	-261	-287	-260	-229		
B法	-236	-267	-287	-263	-230		
差	4	6	1	3	1		



表-2 死荷重たわみ比較表(端支点付近)

					単位:(mm)
匈折エゴル	主桁た	わみ量	横桁たわみ量	主桁た	わみ量
脾ケモケル	G1L	G1R	橋梁中心	G2L	G2R
A法	-74	-78	-78	-25	45
B法	-86	-111	-91	-55	-7
差	12	33	14	30	52
50					



(a-a) ではA法に比べてB法のたわみ値が若干大きくなっているが,ほとんど差がない.これは,軌道床版が主桁の下フランジ付近に位置していることから主桁作用の引張ひずみが卓越し,軌道床版の合成効果がほとんど期待できなかったものと考えられる.端支点付近(b-b)ではA法に比べてB法のたわみ値が大きくなった.これは,解析方法の違いと斜角の影響の差が現れているものと考えており,骨組解析のみでは斜角の影響を考慮した評価は困難であり,FEM解析等の詳細解析が必要と思われる.これらの結果を踏まえ,本設計においては,A法で決定した断面に対して,端支点部の部分FEM解析を行い,安全性を確認した.

#### b) 軌道床版のひび割れ幅

A法は軌道床版が主桁下フランジ側に結合されること から、主桁の曲げ作用により軌道床版には引張力が生じ る.したがって、軌道床版のひび割れ照査は、主桁作用 による橋軸方向の引張力と横桁により支持される連続桁 としての曲げによる作用力が同時に作用するものとして、 外観ひび割れおよび耐久性ひび割れの幅について検討し た.軌道床版の主桁作用に対しては軌道床版の合成後死 荷重を対象とし、軌道床版の曲げ作用に対しては床版上 の付加荷重を対象として、主桁作用と床組作用による両 ひび割れ幅を足し合わせた.床組作用による軌道床版の ひび割れ幅算定は、横桁を支点とする橋軸方向の連続一 方向版として計算した断面力を用いた.なお、支点条件

#### ●固定支点



として固定支点とバネ支点の2種類を想定した. 図-7に 解析モデルを示す. 上記の考え方に基づき算出される鉄 筋応力度を用いてひび割れ幅の算定を行った<sup>3</sup>.

B 法においては軌道床版が,橋軸方向および橋軸直角 方向とも合成構造と考え,テンションスティフニング効 果を考慮した.ひび割れ幅の算定にあたっては,FEM 解 析により算出された最大主ひずみにひび割れ間隔を乗じ たもの $w = \varepsilon \times L$ をひび割れ幅とした<sup>4</sup>.外観ひび割れ および耐久性ひび割れに対するひび割れ幅の制限値につ いては文献<sup>3</sup>の値,すなわち,外観ひび割れに対しては 0.3mm,耐久性ひび割れに対しては,0.005C(Cは鉄筋の かぶり)を採用した.

表-3 に A 法と B 法のひび割れ幅照査結果を示す. B 法に比べて A 法のひび割れ幅が大きいが, ほとんど差異 がない. したがって, A 法を用いれば安全側となると考 えられる. 両者の違いについては, 解析モデルの剛度の 違い, コンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響の 推定方法の違い等が考えられる. なお, B 法の値が小さ いのは, テンションスティフニング効果が影響している と考えられる.

#### c) 支点反力

表-4に支点反力の比較表を示す.施工段階で支承の支持条件を変更し、軌道床版打設時までは2支承(1支承線),完成状態では4支承(1支承線)で支持した支点反力を比較した.内側支承は、最大で約10%の差が生じているが、いずれもA法の反力が大きい.外側支承は、鋭角側で約8%の差が生じており、B法の反力が大きい. これは、解析モデルの違いに加えて、床版剛性および斜角の影響と思われる.本検討から斜角70°以上であれば、両者の差は実務上問題ないものと思われる.

a), b), c)の結果から, A 法と B 法では, それほど大きな誤差を生じないことが明らかとなった.本橋のような形式の下路合成箱桁の場合, 軌道床版の橋軸方向の合成効果は無視できるほど小さく, 軌道床版が主桁の曲げ

			A法に (主権	こよるひび割 5作用+床組(	B法による	ひび割れ幅		
解析ケース	評価	対象	固定	支点	バネ支点	ひび割れ幅	制限值	
			正曲げ着目	負曲げ着目	正曲げ着目	(mm)	(mm)	
			(mm)	(mm)	(mm)			
	床版上面	耐久性					0.218	
		ひび割れ	0.208	0.209	0.207	0.167	֥ 210	
		外観	(24.6%)	(25.1%)	(24.0%)		0.3	
使田限界状能		ひび割れ					0.0	
区川政沪扒恩	床版下面	耐久性					0 328	
		ひび割れ	0.308	0.306	0.314	0.270	0.020	
		外観	(14.1%)	(13.3%)	(16.3%)	0.210	03	
		ひび割れ					0.0	

#### 表-3 ひび割れ幅の照査結果および比較表

※.( )内の数値はB法を基準にした場合のA法の増減をパーセントで示した値である.

A 1 側(可動)支点反力		(G1L) 外側		(G1R) 内側		(G2L) 内側		(G2R) 外側		反力合計							
		A法	B法	誤差	A法	B法	誤差	A法	B法	誤差	A法	B法	誤差	A法	B法	誤差	
		kN	kN	%	kN	kN	%	kN	kN	%	kN	kN	%	kN	kN	%	
①鋼部材据付け完了時		829	845	1.9	0	0	-	0	0	-	1,241	1,230	-0.9	2,070	2, 075	0.2	
	DIs															<u> </u>	
2 沓	施工時	②ホーム床版打設時	1 294	1 322	2.2	0	0	-	0	0	_	1 911	1 890	-1 1	3 205	3 212	0.2
5 11		D1s+D1c	1, 254	1,022	5. 5	Ŭ	Ů		Ů	° °		1,011	1,000		0, 200	0, 111	0.2
		③軌道床版打設時	0.000	0.070						0		0.000	0.000	0.0	5 1 65		0.1
	D1s+D1c+D2	2,066	2,070	0.2	0	0	_	0	0	_	3, 099	3, 089	-0.3	5, 165	5, 159	-0.1	
4沓 完成時	④完成時	0.010	2, 173		8.0 1,452	52 1,342 -	-7.6	869	9 781	1 -10.1	3, 921	0.040	0.7		8, 245	-0.1	
	D1s+D1c+D2+D3	2,012		8.0								3, 949	0.7	8, 254			

表-4 支点反力の比較表

(G1L) 外側 (G1R) 内側 (G2L) 内側 (G2R) 外側 反力合計 A 2 侧(固定)支点反力 A法 B法 誤差 kΝ kN % kN kΝ % kΝ kN % kΝ kΝ % kN % kΝ 鋼部材据付け完了時 2,075 \_ 2,070 0.2 1.241 1,230 -0.9 0 829 845 1.9 D1s ②ホーム床版打設時 2沓 施工時 0 2 1,911 1,890 -1.11,294 1,322 2.2 3.2053.212 0 D1s+D1c ③軌道床版打設時 3.099 3,089 -0.3 2.066 2.070-0.1 C \_ 0.2 5,165 5,159D1s+D1c+D2④完成時 完成時 -0.1 3,913 3,912 0.0 862 817 -5.2 1,437 1,301 -9.5 1,982 2,153 8, 194 8, 183 4沓 8.6 D1s+D1c+D2+D34 G1L D1s:鋼重 G1L 主桁(ホーム部) 主桁(ホーム部) 完G1Å 施 G1R D1c:ホーム床版死荷重 軌道部 軌道部 成 A1側(可動) A2側(固定) Т A1側(可動) A2側(固定) D2: 軌道床版死荷重 時 時 D3:軌道等後死荷重 G2L G2L主桁(ホーム部) 主桁(ホーム部) 4 G2R∕∆ G2R

剛性に与える影響は小さいためであると考えられる. し たがって、本構造のような下路合成箱桁の設計において は、軌道床版を非合成構造として骨組解析により設計を 行っても実務上問題のない精度であると考える. なお, 斜角による影響については、骨組解析のみでは斜角部周 辺の応力状態を把握できないことから、非線形 FEM 解 析等により部分的にその安全性を照査する必要がある.

### 個), ②1 主桁当り沓2 個(1 支承線当り沓4 個)の2 ケ ースとした.

その結果、①は1支承当りの反力が大きく支承寸法が 過大となった.加えて、軌道床版のレール間のたわみ差 が許容値(3mm)を上回る結果となった.このため、本 橋は、沓座スペース等も考慮して、②の1 支承線当り4 個の支承を配置することとした.

#### 4. 支承配置に対する検討

支承の設計に際し、1支承線当りの沓の数を検討した. 検討ケースは、①1 主桁当り沓1 個(1 支承線当り沓2

		表−5 架設方法	去別反力-	一覧表				
D1 D1 D1: 鋼重(D1s)   D1 D1 D1   D2 軌道床版死荷重   D3 軌道等後死荷重   L: 列車荷重(衝撃含む) 単位:KN								
Cas	е	荷重組合せ	G1L	G1R	G2L	G2R		
Case-1	4沓	$ \begin{array}{c c} \hline 1 & D1 \\ \hline 2 & D1 + D2 \\ \hline 3 & D1 + D2 + D3 \\ \hline 4 & D1 + D2 + D3 + \end{array} $	-5 -517 -571 -L -340	1513 2927 4379 6047	372 1405 2274 3973	1325 1350 2171 2708		
Case-2	2沓	5 D1 6 D1+D2	1295 2066	0	0	1911 3099		
	4沓	0     D1+D2+D3       (8)     D1+D2+D3+	2012 -L 2243	1452 3120	869 2568	3921 4458		

(1) 支承反力の検討 表-5に架設段階毎の支承反力を示す. Case-1 は主桁架 設時に4支承をセットし、全荷重(荷重載荷ケース④)



打設が終了するまでは支承GIL, G2Rのみで支持し, 軌 道床版上に軌道を敷設する直前にGIR, G2Lを設置し, 荷重を支持する構造である.図-8にCase-2の支承配置順 序を示す.Case-1は桁の鋭角部(外側支承GIL)で負反 力が発生している.これは,軌道部に作用する死荷重

(D2, D3) および列車荷重(L) により, 主桁が内側に 回転しようとするねじりが生じることと, 斜角の影響に よるためであると考えられる. Case-2では斜角の影響に より反力にばらつきが見られるものの, いずれの載荷荷 重ケースにおいても負反力は発生していない. また, Case-1の最大支承反力は,約6000KN(G1R)であったも のが, Case-2では約4500KN(G2R)と前者に比べ後者は 約25%減少しており,後者の方が沓座スペースも小さく できることが分かった.

以上の結果、本構造形式の支承設計に際しては、床版 施工の段階と支承セットの時期を調整して、負反力を生 じさせないことと、支承サイズを適切に決める必要があ る.

#### 5. まとめ

#### (1) 下路合成箱桁の特徴

合成箱桁とすることで、非合成箱桁に比べ主桁高を約 9%、主桁鋼重を約14%低減でき、床組についてもSRC 構造とすることで閉床式コンクリート床版を有する床組 に比べ床組高を約40%、横桁鋼重を約12%低減できる. また、床組をSRC構造とすることにより騒音の低減や塗 装塗替えコストの低減も可能となる.

#### (2) 主構造の設計

本検討は、下路合成箱桁について、骨組解析(A法)

と非線形FEM解析(B法)を実施し、主桁、横桁の死荷 重たわみ、軌道床版のひび割れ幅、支点反力について比 較した.その結果、両者の値はほぼ一致していた.

以上より,本設計で対象とした下路合成箱桁において は,軌道床版のテンションスティフニング効果を考慮せ ず,骨組解析による設計法を用いても実務上問題のない 精度で設計ができることが分かった.なお,斜角による 影響については,骨組解析のみでは斜角部周辺の応力状 態を把握できないことから非線形FEM解析等により部分 的にその安全性を照査する必要がある.

#### (3) 支承反力の検討

本橋のような橋梁形式では、軌道部に作用する死荷重 や列車荷重などにより主桁が内側に回転しようとするね じりが生じ、外側の支承に負反力が生じる.したがって、 これらを解消するため、床版打設順序を工夫し、反力を 調整する必要がある.

#### 参考文献

- 1) 矢島秀治,内田裕市,六郷恵哲,北園茂喜,市川篤司:SRC 床版床組構造の鋼鉄道下路トラス橋の設計手法に関する考 察,土木学会論文集 A Vol.62 No.1, pp53-67, 2006.1
- Uchida, Y and Ozawa, M : Tension Stiffening effect in RC Beams with steel fiber, Seminar on post-peak behavior on RC structures subjected to seismic loads, JCI Vol.2, pp.181-193, 1999
- 3) 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリ ート構造物, pp116, pp179, 200, 丸善, 2004
- 4) 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリ
  - 一卜構造物, pp387-398, 丸善, 1999

#### RAILWAY THROUGH BRIDGE OF LOW FLOOR SYSTEM WITH COMPOSIT BOX GIRDER IN MAIN BEAM

#### Eito HAYASHI, Kenji YUMA, Shigeki KITAZONO and Shuji YAJIMA

This paper presents design code about through composite box girder. In the general design of Railway Bridge, the sizes from the rail level to the bottom of the have to set small value as possible. The composite box girder can decrease height of main girder and mass of steel. In addition, SRC structure can decrease floor system height and mass. The analysis of a main structure used Frame calculation and nonlinear FEM that considered tension stiffening. There was no difference between Frame results and FEM results of the deflection, the width of the crack and the support reaction.