

(34) 路盤鉄筋コンクリートと主桁を一体化した 鉄道橋SRC桁の設計に関する検討

野口 颯馬¹・中原 正人²・横山 秀喜³・筒井 康平⁴

¹ 正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 (〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島 4-11-10)
E-mail: noguchi_s@cfk.co.jp

² 正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 (〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島 4-11-10)
E-mail: nakahara_m@cfk.co.jp

³ 正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)
E-mail: yokoyama.hid-22t3@jrtr.go.jp

⁴ 正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)
E-mail: tsutsui.koh-p6x4@jrtr.go.jp

鉄道構造物の設計では、列車走行による動的な応答に対する増加分を衝撃係数として考慮している。また、鉄道橋においては地覆や高欄などの非構造部材が付帯しており、主桁等の主構造部材の剛性に少なからず影響を及ぼしている。これらを考慮しない場合には衝撃係数が大きくなり、活荷重が増加し、結果として合理的な設計とならない場合がある。本検討では、これまでに桁高低減を目的に試設計等が行われてきた路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁を対象に、非構造部材を考慮した FEM 解析を実施し、実際の剛性と主構造部材のみの剛性の比から剛性補正係数を設定し、衝撃係数を算定した。その結果、設計課題の一つである衝撃係数を設計上の上限値の目安以下にできることを確認した。

Key Words: railway bridge, steel reinforced concrete girder, nonstructural member, impact coefficient, deflection

1. はじめに

近年、鉄道の軌道構造は、スラブ軌道や弾性マクラギ直結軌道などの省力化軌道が採用されることが一般的となっている。このうち、スラブ軌道は新幹線軌道において採用が多い軌道構造で、桁のスラブ上に軌道を支える路盤鉄筋コンクリートが施工される。特に豪雪地域の新幹線構造物では、積雪対策として施工基面内に貯雪を行う場合には、一般に 100mm としている路盤鉄筋コンクリート高を 750mm とすることで貯雪スペースを確保している。このような軌道構造を有する桁において、死荷重の軽減や桁高の低減を目的として、鉄骨鉄筋コンクリートの主桁と路盤鉄筋コンクリートを一体化した桁（以降、路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁）が提案されており、これまでに試設計や曲げ耐力の評価方法について試設計や実験体を用いた試験等¹⁾⁵⁾が行われている。これら文献の結果によると、支間 25m の桁においては反力が 50%ほど減少し、上部工のみならず、下部工も合理的

な設計になることが示されている。

しかし、主梁と路盤鉄筋コンクリートを一体化することで、桁重量が低減できるが、桁高が小さくなる場合は桁剛性も低下する。鉄道構造物の設計では、列車走行による動的な応答に対する増加分を衝撃係数⁶⁾⁸⁾として考慮しているが、剛性が衝撃係数算定時のパラメータのひとつとなっており、路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁のような低剛性の桁では、衝撃係数が大きくなり、活荷重が増加し、結果として合理的な設計とならない場合がある。

一方、鉄道橋りょうには地覆や高欄などの非構造部材が付帯しており、主構造剛性に少なからず影響を及ぼしているが、実設計では考慮しないことが一般的である。非構造部材を考慮した剛性を用いることで合理的な設計ができる可能性がある。非構造部材を考慮する方法として、実橋のたわみ測定結果と設計たわみの比から剛性補正係数を検討している例⁹⁾がある。

そこで、これまで検討が行われてきた路盤鉄筋コンク

リート一体型 SRC 桁について、合理的な設計を行うことを目的に、非構造部材の影響を考慮して衝撃係数を算定し、その値を用いて試設計を行った。

本稿では、その結果について報告する。

2. 路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁の概要

(1) 橋梁計画

図-1 に橋梁の一般図を示す。本検討では、豪雪地域に架橋される新幹線複線構造物を想定する。線形条件は、平面線形を直線 ($R=\infty$)、縦断線形は Level とし、設計速度は 320km/h とした。

SRC 桁が採用される状況を想定し、交差物件として桁直下に歩道付きの片側 1 車線道路を仮定し、桁長を 23m とした。なお、支承構造はゴム支承と鋼角ストッパーを想定し、P1 側を固定、P2 側を可動とした。また、桁の総幅員は新幹線構造物で一般的な 11.8m とした。

(2) 構造計画

本橋は主梁、中間スラブ、張出スラブの 3 部材から構成される。主梁断面は、従来の SRC 桁 (H 鋼埋め込み桁) の場合、主桁内部に等間隔に H 鋼を複数配置する構造が一般的であるが、本検討では SRC 主桁と路盤鉄筋コンクリートを一体化するため、主桁下面を図-1(a) に示すような鉄骨下フランジ剥き出しとした逆 π 型鉄骨の 2 主 I 桁とした。また、死荷重を低減するため、主梁の中心部には $\phi 600$ のホローを設けている。中間スラブ、張出スラブには、コンクリート打込み時の型枠を吊り下げられるよう、一定の間隔で横桁またはブラケットを配置した。

3. 衝撃係数の算定

(1) 衝撃係数

衝撃係数は、列車走行による応答の動的な増加分を考慮するための係数であり、次の式(1)によって算定される。

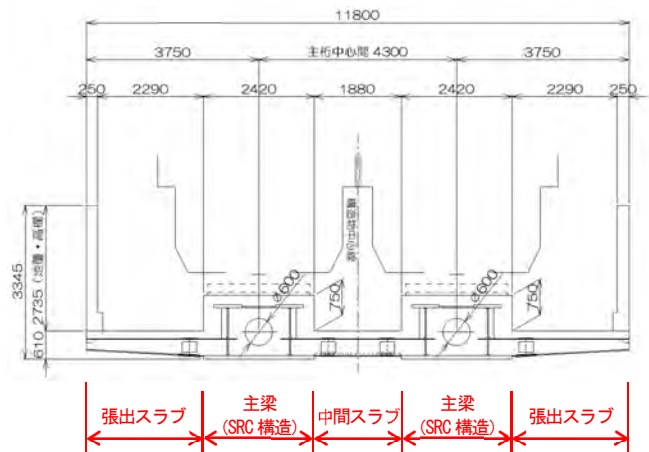
$$i = (1 + i_\alpha)(1 + i_c) - 1 \quad (1)$$

ここで、 i は設計衝撃係数、 i_α は速度効果の衝撃係数、 i_c は列車動揺の衝撃係数である。この内、車両動揺の衝撃係数 i_c は、部材のスパンをパラメータとして、次の式(2)によって算定される。

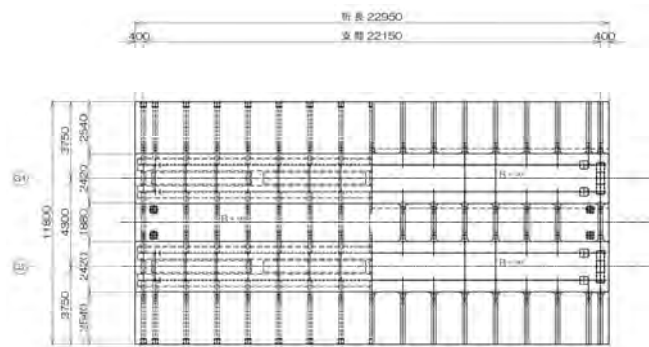
$$i_c = \frac{10}{65 + L_b} \quad (2)$$

ここで、 L_b は部材のスパン(m)である。

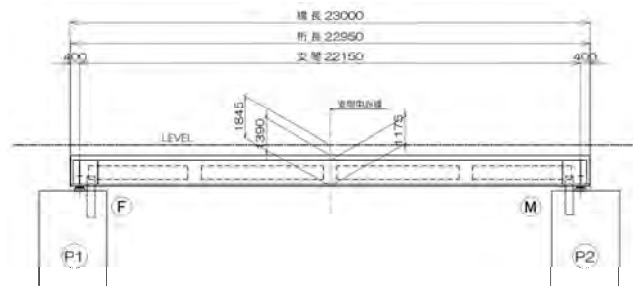
速度効果の衝撃係数 i_α は、速度パラメータ α を関数と



(a) 横断面図



(b) 平面図



(c) 主梁部縦断面図

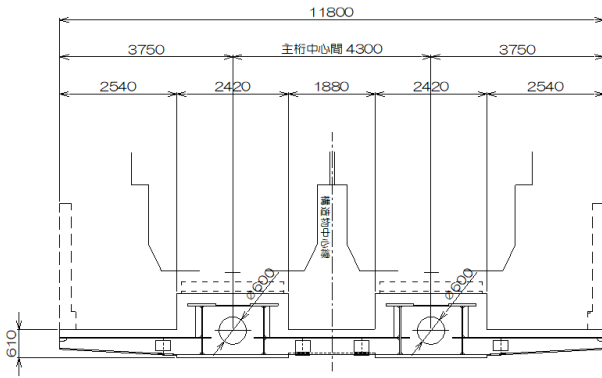
図-1 路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁の一般図

して、車両長 L_v と L_b の比ごとに与えられた衝撃係数ノモグラム⁷⁾によって求められる。なお、速度パラメータ α は式(3)によって算定される。

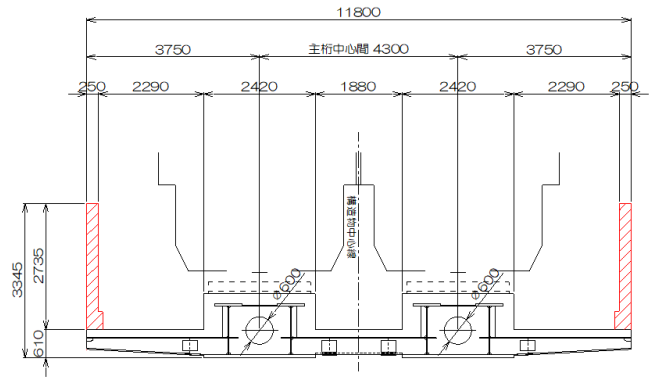
$$\alpha = \frac{v}{7.2n \cdot L_b} \quad (3)$$

ここで、 n は部材の基本固有振動数(Hz)で、単純桁の場合、式(4)によって算定される。

$$n = \frac{\pi}{2L_b^2} \sqrt{\frac{EI \cdot g}{D}} \quad (4)$$



(a) モデル1 (地覆・高欄を考慮しない)



(b) モデル2 (地覆・高欄を考慮する)

図-2 解析モデルの概要

ここで、 v は列車の速度(km/h)、 EI は部材の曲げ剛性(kNm²)、 g は重力加速度(m/s²)、 D は単位長さあたりの死荷重(kN/m)である。

本検討で対象とする橋梁について構造部材のみの剛性を考慮して衝撃係数を算定したところ 3.453 となり、設計を行う際の上限値の目安の 1.0 を大きく上回る結果となった。算定の詳細については、3. (4) に後述するが、桁のスパンや列車の速度が決定している場合は、基本固有振動数 n の算定に用いる桁の剛性によって衝撃係数が変動することになるため、合理的な設計を行う上では衝撃係数算定の際には、非構造部材の影響を考慮した桁剛性を用いることが有効となる。非構造部材の影響を桁剛性に考慮する方法として、実橋のたわみ測定結果から設定される剛性補正係数を用いる方法⁹⁾があるが、今回対象としている桁形式のたわみ測定結果はない。そこで、FEM 解析により主構造部材のみの場合と非構造部材を考慮した場合の2ケースのたわみを算定し、たわみの比から剛性補正係数を設定することとした。

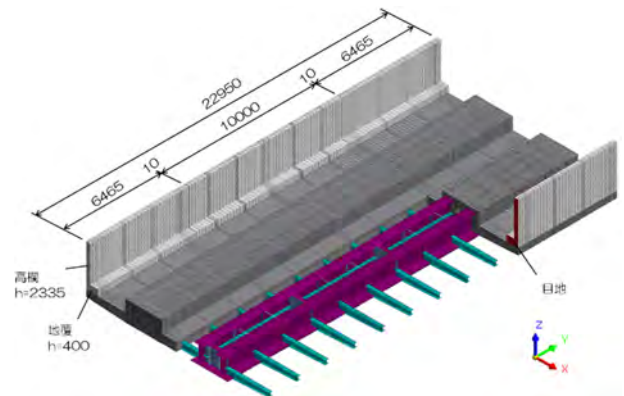
(2) 剛性補正係数算定のための FEM 解析

a) 解析概要

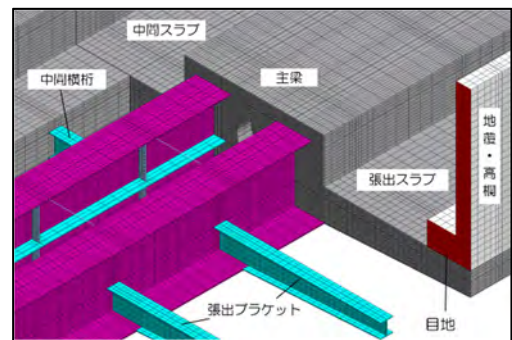
図-2 に示す2ケースについて FEM 解析を実施し、たわみを算定する。モデル1では、一般的な構造解析で構造部材として考慮される主梁、張出スラブ、中間スラブをモデル化する。モデル2では、上述した3部材のほか、非構造部材のうち主構造への剛性の寄与が高いと考えられる、地覆および高欄をモデル化する。

b) FEM 解析モデル

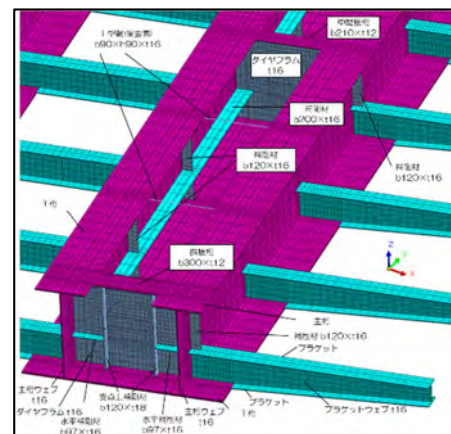
FEM 解析のモデルを図-3 に示す。鋼材は主要部材である主梁部の主桁、中間スラブ部の横桁、張出スラブ部のブラケットのほか、二次部材⁷⁾に分類されるダイヤモンドラムなどの各種補剛材をモデル化し、これらをソリッド要素とした。鋼材以外の鉄筋コンクリート部材は、鉄筋が全体剛性へ与える影響は小さいと考えられるため、コンクリート部材としてモデル化することとし、これらを



(a) 全体モデル (地覆、高欄、目地はモデル2のみ)



(b) 部材概要図 (地覆、高欄、目地はモデル2のみ)



(c) 鋼材詳細図

図-3 FEM 解析モデル

ソリッド要素とした。また、モデル2では、高欄、地覆をモデル化するが、これらは一般的な新幹線構造物では場所打ちの鉄筋コンクリート部材であるため、これらも上述の鉄筋コンクリート部材と同様にモデル化した。地覆、高欄には、乾燥収縮等による初期ひび割れへの対策として、伸縮目地を設けることが一般的である。本解析においては地覆、高欄部に伸縮目地を設けることとし、目地間隔が10m以内となるように設けることとした。

各材料の物性値を表-1に示す。RC部材、鋼材は、鉄道設計標準^{6)~8)}に記載されている一般的な値を用いた。伸縮目地は、エラストイトなどの瀝青の目地材が用いられることが一般的であるが、製品によって物性値が異なり想定が困難であるため、RC部材よりも柔軟性のある物質であることを想定し、ヤング係数をRC部材の1/1000

表-1 材料の物性値

	RC部材	鋼材	目地
ヤング係数 E (kN/m ²)	3.1×10^7	2.0×10^8	3.1×10^4
ポアソン比 ν	0.2	0.3	0.2
単位体積重量 γ (kN/m ³)	24.5	77.0	23.0

とした。また、ポアソン比および単位体積重量は無筋コンクリートと同値とした。

c) 支承条件

図-4に支承部のモデル図を示す。ゴム支承は主梁部にて支持できるように、1主梁あたり1箇所設けることとした。鉛直方向は支承の平面寸法と同じ範囲を拘束(固定)し、水平方向は、固定側は線路方向と線路直角方向を拘束(固定)し、可動側は線路方向を自由、線路直角方向を拘束(固定)した。

d) 荷重条件

表-2に荷重載荷ケースを示す。本解析では、単ケースとして3ケースの解析を行い、たわみ値を算出する。なお、組み合わせ荷重によるたわみ値は、各単ケースによる解析結果を足し合わせることで算出する。Case1は

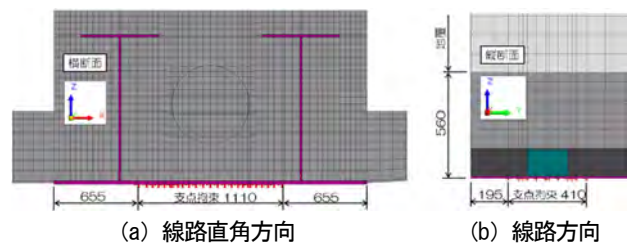


図-4 支承部のモデル化

表-2 荷重載荷ケース

	モデル1	モデル2
Case1 死荷重		
Case2 列車荷重 (片線載荷)		
Case3 列車荷重 (複線載荷)		
Case4 (死荷重+列車荷重(単線))	Case1+Case2	Case1+Case2
Case5 (死荷重+列車荷重(複線))	Case1+Case3	Case1+Case3

死荷重のみを載荷させるケースで、桁本体の固定死荷重のほか、軌道荷重、高欄、地覆荷重の付加死荷重を考慮した。なお、高欄、地覆荷重はモデル1では張出スラブ先端から部材厚の半分内側の位置に荷重として載荷させ、モデル2では部材をモデル化しているため重量として考慮した。軌道荷重は、両モデル共に荷重として考慮した。

Case2, Case3は活荷重として列車荷重を載荷させるケースで、前者は片線載荷、後者は複線載荷である。列車荷重は、標準的な新幹線荷重として、定員乗車荷重である1軸あたり160kNのP標準活荷重⁹⁾を用いた。図-5にP標準活荷重の概要図を示す。載荷に際しては、桁に車軸が最大数乗るように連結器中心を支間中央に合わせて4軸考慮することとした。

(3) 解析結果と剛性補正率の設定

表-3に各モデルにおける最大たわみ値とたわみ値の比から算定した剛性補正係数を示す。なお、着目点は図-6に示す位置である。また、図-7に変位コンター図を

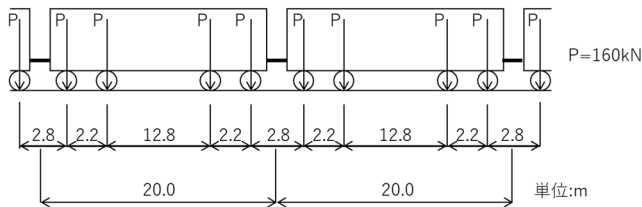


図-5 P標準活荷重概要図

表-3 各モデルにおける最大たわみ値と剛性補正係数

Case1 (死荷重のみ) の最大値比較		
	着目点1	着目点2
モデル1変位 (mm)	-11.91	-11.91
モデル2変位 (mm)	-8.72	-8.72
剛性補正係数	1.37	1.37

Case2 (列車荷重・片側載荷) の最大値比較		
	着目点1	着目点2
モデル1変位 (mm)	-1.59	-1.44
モデル2変位 (mm)	-1.13	-1.00
剛性補正係数	1.41	1.44

Case3 (列車荷重のみ・上下線載荷) の最大値比較		
	着目点1	着目点2
モデル1変位 (mm)	-3.02	-3.02
モデル2変位 (mm)	-2.13	-2.13
剛性補正係数	1.42	1.42

Case4 (死荷重+列車荷重 (片側)) の最大値比較		
	着目点1	着目点2
モデル1変位 (mm)	-13.50	-13.35
モデル2変位 (mm)	-9.85	-9.72
剛性補正係数	1.37	1.37

Case5 (死荷重+列車荷重 (両側)) の最大値比較		
	着目点1	着目点2
モデル1変位 (mm)	-14.93	-14.93
モデル2変位 (mm)	-10.85	-10.85
剛性補正係数	1.38	1.38

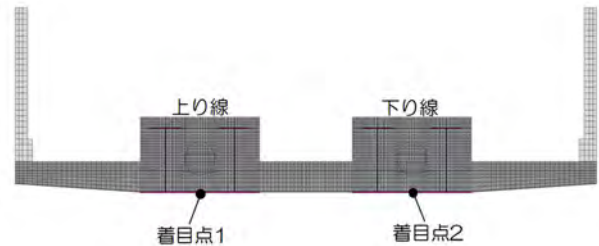


図-6 最大たわみ値の着目点

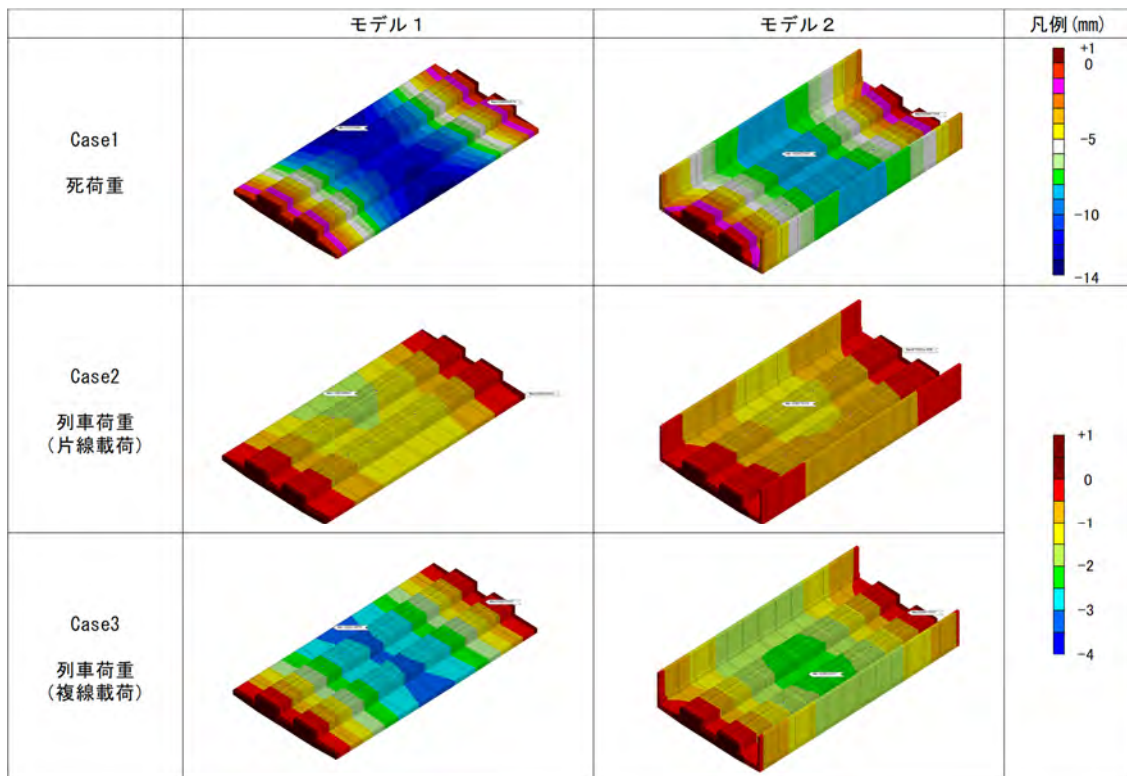


図-7 変位コンター図

表-4 衝撃係数の算定結果

	i_α の算定					i_c の算定	i の算定
	速度パラメータ α	車両長 L_v	部材スパン L_b	部材の基本振動数 n	i_α		
主構造部材のみの剛性の場合	0.506	25	22.15	3.969	2.994	0.115	3.453
剛性補正係数を考慮した剛性の場合	0.421	25	22.15	4.769	0.742	0.115	0.942

示す。

Case1 と Case3 の比較から、死荷重と列車荷重（複線載荷）のたわみの比は 4:1 (=11.91 : 3.02) 程度である。Case2 の着目点 1 と 2 の比較から列車荷重（片線載荷）による左右の主梁たわみの差は 10% (=1-1.44/1.59) 程度であり、主梁を中間スラブで繋ぐことで列車荷重（片線載荷）に対してほぼ桁全体で支持していることが分かる。

剛性補正係数を算定した結果、死荷重に対して 1.37、活荷重に対しては 1.41~1.44、死荷重+活荷重に対しては 1.37~1.38 となり、死荷重を考慮した方が剛性補正係数は小さくなる傾向となった。

載荷する荷重やその組み合わせによって剛性補正係数に若干の差がみられるが、今回は基礎的な検討であることを踏まえ、全ての荷重ケースを包含し、安全側の数値として剛性補正係数を 1.35 と設定する。

(4) 剛性補正係数を考慮した衝撃係数の算定

剛性補正係数を考慮して衝撃係数を算定した結果 0.942 となり、設計上の上限値の目安の 1.0 以下となった。

剛性補正係数を考慮する場合と考慮しない場合の衝撃係数算定結果を表-4 に示す。

衝撃係数は、前述の式(1)により算定される。車両動揺の衝撃係数 i_c は、部材スパン (=22.15m) により算定されるので、剛性補正率の考慮の有無に関わらず 0.115 となる。速度効果の衝撃係数 i_α は、本検討では部材スパン、列車長、桁の重量が固定されるため、桁剛性 EI によって i_α が変動する。剛性補正係数を考慮しない場合には 2.994、剛性補正係数を考慮する場合には 0.742 となり、1/4 程度に低減されている。 i_α のノモグラムを例を図-8 に示す。 i_α は、速度パラメータ α と共に大きくなる関係にあるが、 i_α が急激に変化する速度パラメータ α の領域（図-8 の緑色破線部）があることが分かる。本検討の条件では、 L_v/L_b は 25/22.15=0.886 となるが、それに近い $L_v/L_b=0.9$ のノモグラムを確認すると、速度パラメータ α が 0.4~0.5 の範囲は、 i_α が急増する領域にあり、非構造部材の影響を考慮した剛性補正係数を用いること速度パラメータ α を 0.5 から 0.4 程度に小さくすることができ、それにより i_α を低減することができたため、衝撃係数が小さくなった。

以上より、今回の条件のように速度パラメータ α に対して速度効果の衝撃係数 i_α の感度が大きくなるような場合には、非構造部材も剛性に考慮することで、衝撃係数

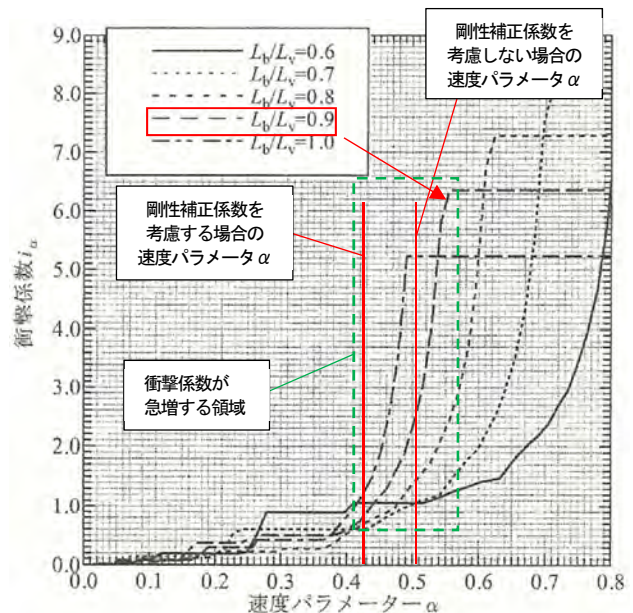


図-8 衝撃係数ノモグラム⁷⁾

を大きく低減することができる。

4. 路盤鉄筋コンクリート一体型 SRC 桁の試設計

本検討により算定した衝撃係数を用いて試設計を行った。試設計は、鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）⁹⁾に準拠して行った。

設計手法は性能照査設計法により行い、安全性（破壊、走行安全性、施工時）、使用性、復旧性（損傷）の照査と耐久性に対する検討を行った。なお、本試設計に用いた断面力や設計応答値は主梁および横桁を棒部材としてモデル化した格子解析により算出している。

試設計結果を表-5 に示す。部材の決定ケースは、鉄骨上フランジは安全性（施工時）、それ以外は安全性（走行安全性）となった。

安全性（走行安全性）の照査では、活荷重（列車荷重+衝撃荷重）によるたわみが照査指標となっており、設計応答値を算定する際に衝撃係数を用いている。衝撃係数が大きくなるとたわみが大きくなり、桁高制限が厳しい場合は桁高を大きくすることができなくて設計不成立になる可能性がある。

以上から、本稿で示したように桁剛性を適切に評価し

表-5 試設計結果

照査位置			中央断面		
断面形状	幅	B mm	2420		
	高さ	H mm	1375		
コンクリートの設計基準強度			f'_{ck}	N/mm ²	40.0
鉄筋	主鉄筋	径・本数	(上側)	D32 - 22本	
		(下側)	D22 - 18本		
	側方向鉄筋	径・段数	D16 - 4段		
	スターラップ	径・組数・ピッチ	D16 - 1,000組		
鉄骨	材質	主鉄筋・側方鉄筋	SD345		
		スターラップ	SD345		
	上フランジ	幅×板厚	600 × 50		
	ウェブ	高さ×板厚	1050 × 18		
幅厚比	下フランジ	幅×板厚	2420 × 75		
	上フランジ	$(b/t) \leq (b/t)_o$	5.8 ≤ 16		
	腹板	$(D_w/t_w) \leq (D_w/t_w)_o$	58.3 ≤ 135.6		
安全性(破壊)	曲げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	21354.46
		設計曲げ耐力	Mud	kN・m	44087.86
せん断	せん断	設計せん断力	Vd	kN	576.87
		設計せん断耐力	Vyd	kN	6141.63
		設計斜め圧縮破壊耐力	Vved	kN	15811.62
		$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$		0.113 ≤ 1.0	
ねじり	ねじり	設計ねじりモーメント	Mtd	kN・m	449.87
		設計ねじり耐力	Mtcd	kN・m	1780.46
		$\gamma_i \cdot Mtd/Mtcd \leq 0.2$		0.303 > 0.2 省略不可	
		設計ねじり耐力(曲げが同時に作用)	Mtude1	kN・m	1369.14
		設計ねじり耐力(せん断が同時に作用)	Mtude2	kN・m	1688.92
		$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude1 \leq 0.5$		0.394 ≤ 0.5 省略可	
		$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude2 \leq 0.5$		0.320 ≤ 0.5 省略可	
		設計ねじり耐力(曲げが同時に作用)	Mtude1	kN・m	-
		設計ねじり耐力(せん断が同時に作用)	Mtude2	kN・m	-
		$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude1$		-	
走行安全性	たわみ	たわみの設計応答値	δ_d	mm	9.91
		たわみの設計限界値	δ_{ud}	mm	11.66 (lb/1900)
施工時	曲げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	9425.62
		設計曲げ圧縮耐力	Mucd	kN・m	14048.16
		設計曲げ引張耐力	Mtcd	kN・m	34325.89
		(圧縮) $\gamma_i \cdot Md/Mucd$		0.805 ≤ 1.0	
	(引張) $\gamma_i \cdot Md/Mtcd$		0.330 ≤ 1.0		
	せん断とねじり	設計せん断力	Vd	kN	2.22
		設計せん断耐力	Vyd	kN	4629.60
	ねじり	設計ねじりモーメント	Mtd	kN・m	-0.63
		設計ねじり耐力	Mtcd	kN・m	441.47
	曲げとせん断	(腹板上端)			0.002 ≤ 1.0
(腹板下端)				0.396 ≤ 1.0	
使用性・耐久性	曲げ	コンクリートの縁引張応力度 σ_{ct}	N/mm ²	4.84	
		設計引張強度 σ_{bl}		/ 2.88	
		コンクリートの曲げ圧縮応力度 σ'_c	N/mm ²	2.82	
		/ $0.4 \cdot f'_{cd}$		/ 16.00	
	せん断	永久荷重鉄筋引張応力度 σ_s	N/mm ²	-	
		/ 引張応力度制限値 σ_{s11}		-	
	ねじり	耐久性ひび割れ幅 w_d	mm	0.248	
		/ 曲げひび割れ幅制限値 w_{lim}		/ 0.440	
	乗り心地	たわみの設計応答値	δ_d	mm	5.14
		たわみの設計限界値	δ_{ud}	mm	7.91 (lb/2800)
復旧性(損傷)	曲げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	19288.07
		設計曲げ降伏耐力	Myd	kN・m	40684.62
	せん断	$\gamma_i \cdot Md/Myd$		0.569 ≤ 1.0	
		設計せん断力	Vd	kN	525.56
		設計せん断耐力	Vyd	kN	6141.63
		設計斜め圧縮破壊耐力	Vved	kN	15811.62
	ねじり	$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$		0.103 ≤ 1.0	
		$\gamma_i \cdot Vd/Vved$		0.040 ≤ 1.0	
		設計ねじりモーメント	Mtd	kN・m	416.11
		設計ねじり耐力	Mtcd	kN・m	2314.59
$\gamma_i \cdot Mtd/Mtcd \leq 0.2$			0.216 > 0.2 省略不可		
設計ねじり耐力(曲げが同時に作用)		Mtude1	kN・m	1892.15	
設計ねじり耐力(せん断が同時に作用)		Mtude2	kN・m	2205.98	
$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude1 \leq 0.5$			0.264 ≤ 0.5 省略可		
$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude2 \leq 0.5$		0.226 ≤ 0.5 省略可			
設計ねじり耐力(曲げが同時に作用)	Mtude1	kN・m	-		
	Mtude2	kN・m	-		
設計ねじり耐力(せん断が同時に作用)	Mtude1	kN・m	-		
	Mtude2	kN・m	-		
$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude1$		-			
$\gamma_i \cdot Mtd/Mtude2$		-			

て衝撃係数を算定することが重要であることが分かった。

5. おわりに

本稿では、路盤鉄筋コンクリートと主梁を一体化することで桁高の低減が可能となるSRC桁に対して、設計上の課題である衝撃係数の算定に用いる剛性補正係数を設定し、実設計に対応した断面検討を行った。地覆と高欄を考慮することで、30%以上の剛性向上が見込め、これらを衝撃係数算定時に考慮することで、速度効果の衝撃係数が急激に変化する領域付近に速度パラメータが設定される場合においては、固有振動数を適切に評価し、衝撃係数の低減を図ることが可能である。

また、試設計結果では、走行安全性の照査、つまり活荷重によるたわみの照査が決定ケースとなり、桁剛性を適切に評価し、衝撃係数を算定することが重要であることが分かった。さらに、衝撃係数の算定時だけでなく、活荷重たわみを算出する際の解析モデルにも剛性補正係数を考慮することで、より合理的な設計が可能となると考えられる。例えば、鉄道鋼橋や合成桁の設計においては、たわみの算定に実測値と簡易な手法による計算値との比から実剛性を考慮した補正係数⁸⁾が導入されている。また、令和5年度に改訂された鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)¹⁰⁾では、衝撃係数算定時や桁のたわみの照査時において、桁の曲げ剛性は有効とみなすことができる断面をもとに設定することが記載されており、付属資料には、非構造部材は、共用期間に渡って主構造と一体性が確保できる構造詳細が成立する場合には有効断面として考慮してよいことが記載されている。

今後は、たわみの照査にも剛性補正係数を適用させることを視野に入れ、橋長や目地の位置、設置数等をパラメータとして解析ケースを増やし、同種構造の設計、長スパン化、連続桁への適用や簡易な剛性補正係数の設定方法の確立にむけてデータを蓄積することが肝要である。

また、本稿で対象とした路盤鉄筋コンクリート一体型SRC桁が実際に施工された際には、たわみの測定を実施し、剛性補正係数の妥当性の検証等を行うことも肝要である。

参考文献

- 1) 徳永宗正, 池田学: 非構造部材を考慮した鉄道橋りょうの主構造の曲げ剛性の評価方法, 土木学会, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 76, No. 3, pp.580-596, 2020.
- 2) 南邦明, 杉浦忠治, 平暁, 池田学, 三木孝則: (20) 引張側に張出し RC スラブを有する SRC 梁の曲げ載

- 荷試験, 土木学会, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, pp.20_1-20_7, 2009.
- 3) 藤原良憲, 池田学, 杉浦忠治, 久保武明: 鉄道橋における路盤鉄筋コンクリートを有効とした複合桁構造に関する解析的研究, 土木学会, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.1150-1163, 2009.
 - 4) 藤原毅, 藤原良憲, 杉浦忠治, 池田学, 久保武明, 堤秀康: 非構造部材を考慮した桁構造の検討(その 1), 土木学会, 第 63 回年次学術講演会, pp.791-792, 2008.
 - 5) 久保武明, 藤原良憲, 杉浦忠治, 池田学, 藤原毅, 堤秀康: 非構造部材を考慮した桁構造の検討(その 2), 土木学会, 第 63 回年次学術講演会, pp.793-794, 2008.
 - 6) 国土交通省鉄道局監修財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物), 丸善出版, 2016. 国土交通省
 - 7) 鉄道局監修財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 丸善出版, 2004.
 - 8) 国土交通省鉄道局監修財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物), 丸善出版, 2009.
 - 9) 進藤良則, 千葉寿, 山洞晃一, 石徳隆行: 新幹線新規開業区間における単純 PC 桁のたわみ測定結果に関する考察, プレストレストコンクリート工学会, 第 20 回シンポジウム論文集, pp.203-208, 2011.
 - 10) 国土交通省鉄道局監修財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 丸善出版, 2023.

(Received August 25, 2023)

INTEGRATION OF ROADBED REINFORCED CONCRETE AND MAIN GIRDER STUDY ON DESIGN OF RAILWAY BRIDGE SRC GIRDER

Soma NOGUCHI, Masato NAKAHARA, Hideki YOKOYAMA and Kohei TSUTSUI

In the design of railway structures, the increment to the dynamic response due to train running is considered as the impact coefficient. In addition, railway bridges have nonstructural members such as wheel guard and bridge railing, which have a considerable impact on the rigidity of the main structure such as the main girder. If these are not taken into consideration, the impact coefficient will increase, the live load will increase, and as a result, the design may not be rational. In this study, FEM analysis considering nonstructural member was performed for the roadbed reinforced concrete integrated SRC girder, which was trial designed for the purpose of reducing the girder height. The impact factor was calculated by setting the Stiffness correction rate from the ratio of the actual stiffness and the stiffness of the main structural members only. As a result, it was confirmed that the impact factor, which is one of the design issues, could be kept below the upper limit of the design guideline value.