

鉄道コンクリート桁におけるひび割れと非構造部材の影響を考慮した曲げ剛性の算定方法

徳永 宗正* 池田 学*

Method for Estimating Bending Stiffness of Concrete Girder during Train Passage Considering Effects of Concrete Cracks and Non-Structural Member

Munemasa TOKUNAGA Manabu IKEDA

This paper presents the results of a study on the evaluation method of concrete girder stiffness when calculating the impact coefficient and deflection. Based on the fatigue test of concrete members, we proposed an estimation formula that considers bending stiffness reduction due to crack propagation in cyclic loading. In addition, we quantified the stiffness contribution of each type of nonstructural members by means of finite element analysis for various girder structures. Finally, we proposed a simple evaluation method for the reloading bending stiffness of the girder considering the stiffness reduction due to concrete member cracks and the stiffness contribution of non-structural members.

キーワード：衝撃係数，変位・変形量，曲げ剛性，ひび割れ，非構造部材

1. はじめに

高速鉄道における列車運行速度の向上，低剛性な桁の採用等により，実橋りょうにおいて，主桁の曲げひび割れによる剛性低下に起因する列車通過時の顕著な共振現象が確認されている¹⁾。

共振現象による動的応答増幅を精度良く予測するためには，設計段階において桁の曲げ剛性を適切に評価する必要がある。列車通過時にはコンクリート部材にひび割れが発生した後の，再載荷時有効剛性 EI_{eqr} (図1参照)を想定する必要がある。ここで，再載荷時有効剛性とは，再載荷時に有効とみなせる断面をもとに算出した剛性であり，繰り返し荷重に伴い剛性が変化するためひび割れ発生後の割線剛性 EI_e やひび割れ断面理論による剛性 EI_{cr} とは異なる。一方で，従来の設計標準²⁾においては，図2で概念を示すコンクリート部材の曲げひび割れ発生に伴う剛性低下や非構造部材の剛性寄与の取り扱いに関して具体的な方法は示されておらず，衝撃係数の算定時には従来から便宜的に全断面有効剛性が用いられてきたが，この適用範囲等は明確化されてこなかった。

桁の曲げ剛性は，主桁の曲げひび割れの発生によって低下する一方で，鉄道構造物には軌道や防音壁，高欄等の非構造部材が主構造上に設置されることから，これら非構造部材が主構造の曲げ剛性に少なからず影響を及ぼす。これらの非構造部材の影響は，SRC桁やスパンの短い単版桁等，本体の主構造の断面剛性が相対的に小さ

い場合には一層大きくなる。このような場合に非構造部材を考慮しない場合には固有振動数を過小評価し，衝撃係数の算定値が実測よりも過大となる傾向にある。この非構造部材の影響は，その種類や形状，配置等に依存して大きく変化することから，近年の鉄道橋りょうで実際に用いられている軌道形式，高欄形状等に即した実設計で適用可能な桁の曲げ剛性の評価方法が求められていた。

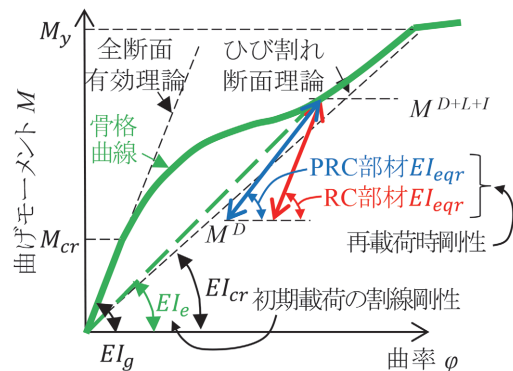


図1 コンクリート部材の再載荷時剛性

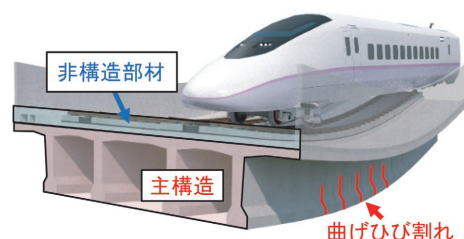


図2 コンクリート桁の曲げ剛性への影響要因

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

本稿では、列車通過時のコンクリート桁の再載荷剛性に対して、コンクリート部材のひび割れや軌道等の非構造部材が及ぼす影響に関する検討結果と、これに基づくコンクリート桁の再載荷時剛性の評価方法を示すとともに、従来の全断面有効剛性の適用範囲等を明確化した。

鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（第Ⅱ編 橋りょう）および同（第Ⅲ編 コンクリート構造）では、本成果が取り入れられ、列車通過時の桁等の構造要素に対して、衝撃係数、たわみの算定の際には、曲げひび割れによる剛性低下と非構造部材の寄与を考慮した再載荷時有効剛性を用いることを原則とした。

2. 繰り返し載荷下におけるひび割れ発生時のコンクリート部材の再載荷時剛性

2.1 実験方法

表1に、供試体諸元一覧を示す³⁾。本検討ではPRC部材と、プレストレスを導入しない場合の基本的な特性を把握するためのRC部材を実験対象とした。一般的な鉄道橋のパラメータ範囲となるように、供試体の鋼材比やプレストレスの導入量などの諸元を調整した。引張鉄筋比は引張鉄筋とPC鋼棒を含んだ値である。プレストレス係数は鉄筋とPC鋼材の強度の和を基準としたPC鋼材の強度の比であり、値が大きいくほどPC部材に近い挙動を示す。鉄筋係数はコンクリート断面の圧縮強度を基準とした鉄筋とPC鋼材の強度の比であり、同程度に設定した。供試体はRC部材、PRC部材それぞれ2体製作し、載荷パターンを静的載荷試験、疲労試験で変化させた合計4ケースの実験を行った。

コンクリートはRC部材、PRC部材で共通の材料を用い、材料試験結果より圧縮強度は47 (N/mm²)、引張強度は3.56 (N/mm²)、ヤング率は32.2 (kN/mm²)であった。PRC部材のグラウトは高流動型の材料を用い、材料試験結果より圧縮強度は83.6 (N/mm²)、引張強度は3.57 (N/mm²)、ヤング率は64.9 (kN/mm²)であった。

図3に、実験概要を示す³⁾。図に示すように、静的載荷試験では部材の基本的な履歴特性を評価することを目的として、引張鉄筋の降伏までは荷重制御で20kNの増分、降伏以降は変位制御として2mmの増分で荷重レベルを増加させた。各荷重レベルにおける繰り返し回数は

表1 供試体諸元一覧

ケース	名称	PC鋼棒			引張鉄筋			載荷パターン
		径	導入緊張力 (kN)	プレストレス係数 λ	径	引張鉄筋比	鉄筋係数	
1	RCs	-	-	0	D22	1.0%	0.118	静的載荷試験
2	RCf	-	-	0	D22	1.0%	0.118	疲労試験
3	PRCs	$\phi 17$	165	0.716	D13	0.6%	0.131	静的載荷試験
4	PRCf	$\phi 17$	165	0.716	D13	0.6%	0.131	疲労試験

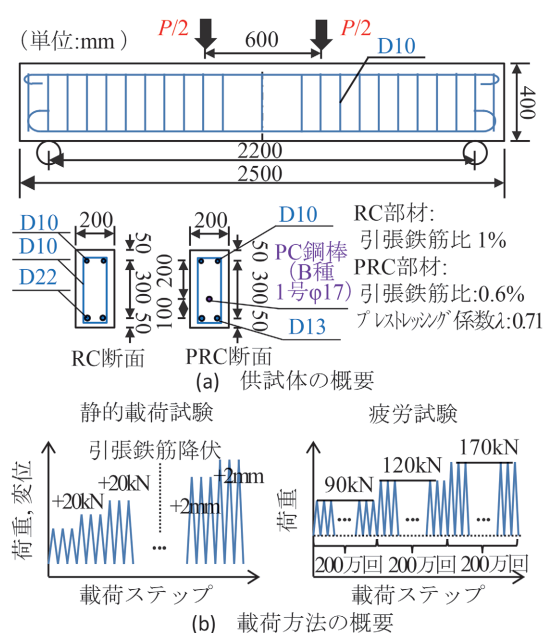


図3 実験概要

3回とした。除荷時には5kN程度の載荷荷重を維持した。一方、疲労試験では動的に載荷し加振周波数は5Hzを基本として、死荷重程度の鉄筋応力(100MPa程度)を想定した50kNを下限荷重として、上限荷重を70, 120, 170kNと増大させた。各荷重レベルにおける繰り返し回数は200万回とした。

2.2 実験結果

図4に、静的載荷試験および疲労試験から得られた荷重と変位の関係を示す。灰色線で示す静的載荷試験から、ひび割れが発生し骨格曲線上で剛性が低下する領域(RC部材は50kN程度以上、PRC部材は90kN程度以上)に着目すると、荷重の増加とともに除荷時および再載荷時の荷重変位関係の勾配が小さくなっていることから、除荷時および再載荷時の剛性はひび割れが発生する前の弾性時の剛性よりも小さくなるのが分かる。RC部材は、PRC部材と比較して、荷重の増加と共に除荷時の残留変位が大きくなるのが分かる。PRC部材の履歴特性は、RC部材と比較して、除荷時に原点付近を指向する傾向にあり、残留変位が小さくなる一方、再載荷時剛性は低下する傾向となる。即ち、ひび割れ幅を低減するために導入されるプレストレスは、梁全体系の剛性を低下させる結果となることが分かる。

疲労試験の繰り返し載荷時の荷重-変位関係上のループの最大荷重点と最小荷重点を直線により結んだ時の剛性である再載荷時剛性について考察する。疲労試験から、RC部材の場合、200万回の繰り返し載荷後における再載荷時剛性 K_{egr} は、各荷重振幅の初期載荷時の剛性と比較して、50-90kN時は11%程度、50-120kN時には6%

程度、50-170kN時には16%程度低下している。RC部材の場合、繰り返し荷载により K_{eq} は50-90kN時には10%程度、50-120kN時には33%程度、50-170kN時には20%程度低下しており、RC部材と比較して低下幅が大きい。特にRC部材に対しては列車通過に伴う繰り返し荷载により剛性が低下し、動的応答は増大する方向に推移することとなる。

図5(a)に、一般的な鉄道橋の諸元を想定したRC部材、PRC部材の静的荷载試験により得られた荷重レベル(荷重を曲げモーメントに変換)と再荷载時の有効断面二次モーメント I_{eqr} の変動幅の関係を示す。再荷载時の有効断面二次モーメントは、再荷载時の剛性をコンクリートのヤング率で除して求めている。図は、再荷载時の有効断面二次モーメント I_{eqr} を、全断面有効による断面二次モーメント I_g およびひび割れ断面理論による断面二次モーメント I_{cr} を基準として無次元化して示している。

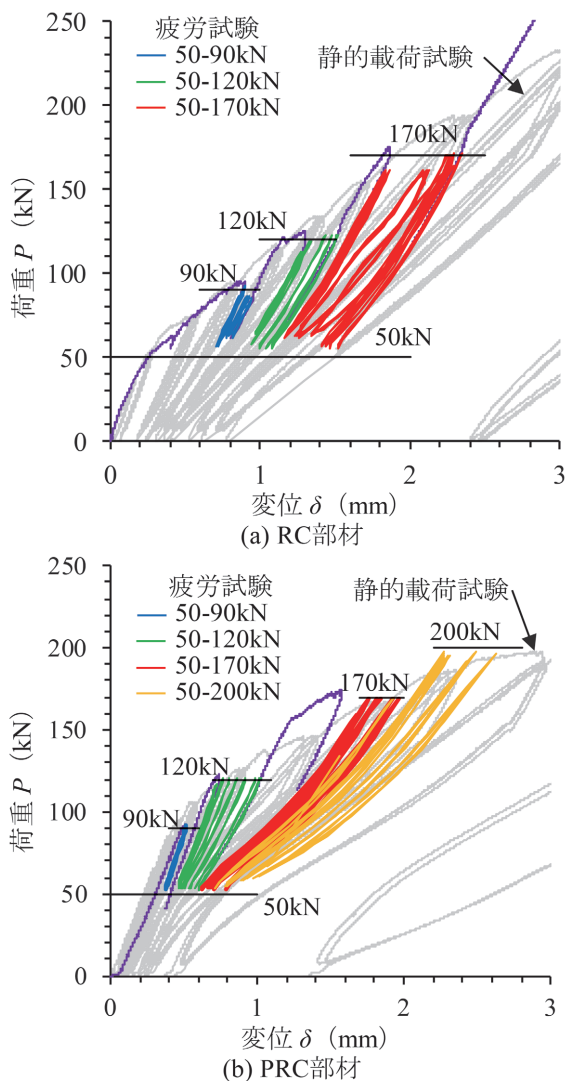
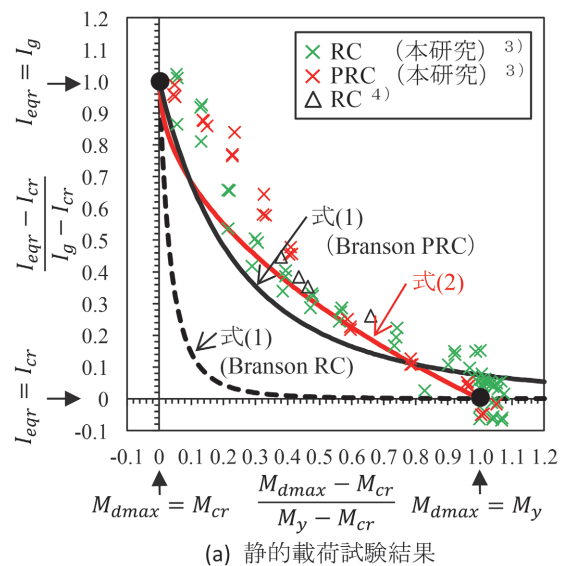


図4 荷重と変位の関係

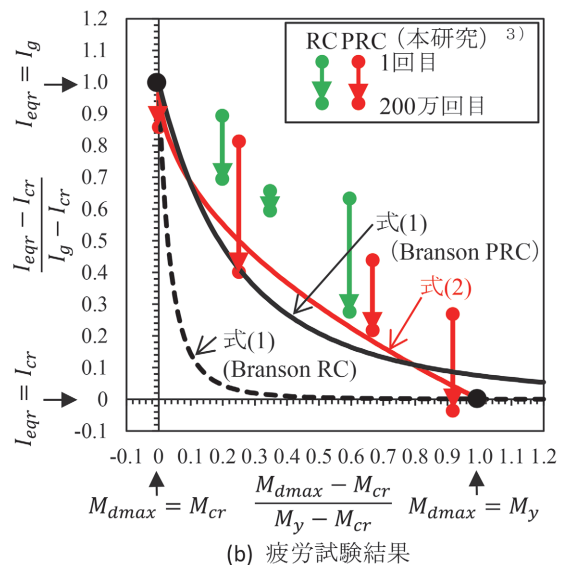
図には、既往の研究⁴⁾により得られたRC部材の関係を△で併せて示す。図から、ひび割れモーメント M_{cr} に近い領域では全断面有効剛性 I_g となる一方、曲げモーメントの応答値 M_{dmax} が増加して降伏モーメント M_y に近づくにつれて、ひび割れ剛性 I_{cr} に漸近することが分かる。RC部材とPRC部材を比較すると、横軸、縦軸共に図中の式により無次元化することで、概ね同様の曲線上に分布することが分かる。Branson則²⁾⁵⁾を書き換えると式(1)となり、図中に式(1)を示している。

$$\frac{I_{eqr}}{I_g} = \frac{I_{cr}}{I_g} + \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(\frac{M_{cr}}{M_{dmax}}\right)^3 \quad (1)$$

ここで、 M_{cr} : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント ($\gamma_c=1.0$, $\gamma_b=1.0$), M_{dmax} : 曲げモーメントの応答値である。



(a) 静的荷载試験結果



(b) 疲労試験結果

図5 荷重と再荷载時の有効断面二次モーメントの関係

式(1)はPRC部材に対しては整合的であるが、RC部材に対しては過小評価を与えている。なお、Branson則は単調荷重時のひび割れによる剛性低下を算定するものであり、繰り返し荷重の影響は考慮されていない。

図5(b)に、疲労試験により得られた荷重レベルと再荷重時の有効断面二次モーメント I_{egr} の変動幅の関係を示す。疲労試験の結果から、各荷重レベルの一回目の再荷重時剛性は静的荷重試験の結果よりも大きい傾向にあることが分かる。これは、再荷重時剛性が最大荷重だけでなく、荷重振幅の下限值(死荷重)にも依存しているためと考えられる。さらに、200万回の繰り返し荷重により再荷重時剛性は低下する。

以上の荷重試験データに基づき、コンクリート梁部材の再荷重時剛性の推定式として式(2)を提案する。

$$\frac{I_{egr}}{I_g} = \frac{I_{cr}}{I_g} + \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{M_{dmax} - M_{cr}}{M_y - M_{cr}}}\right) \quad (2)$$

ここで、 M_y :降伏曲げモーメント ($\gamma_c=1.0, \gamma_b=1.0$) である。列車通過時の再荷重時剛性は、疲労試験の結果から分かるように本来は繰り返し回数に依存して変化する

が、式(2)は、設計時における使用を想定して疲労試験の200万回目の結果をほとんどの場合に安全側の評価を与えるように設定した。図5に式(2)を示しているが、式(2)は荷重レベルの増大に伴う断面二次モーメントの減少傾向を精度よく表現できており、試験データの平均よりやや下側の評価を与えている。

3. 非構造部材がコンクリート桁の再荷重剛性に与える影響

3.1 解析方法

図6に、解析モデルの概要を示す⁶⁾。新幹線のコンクリート桁から、スパン10.0mのRC単版桁(以下、「S10」)、スパン9.3m、24.1mのRCT型桁(以下、「T10」および「T24」)、スパン21.1mのH鋼埋め込み桁(以下、「SRC22」)、スパン29.2mのPRCT桁(以下、「PRC30」)の5種類を対象として、3次元有限要素法を用いて、固有値解析により1次(鉛直曲げ)の固有振動数を評価した。対象とした非構造部材は、近年の一般的なコンクリート桁を想定して、路盤コンクリート、セメントアスファルト(CA)モルタル、軌道スラブ、レール、トラフ、

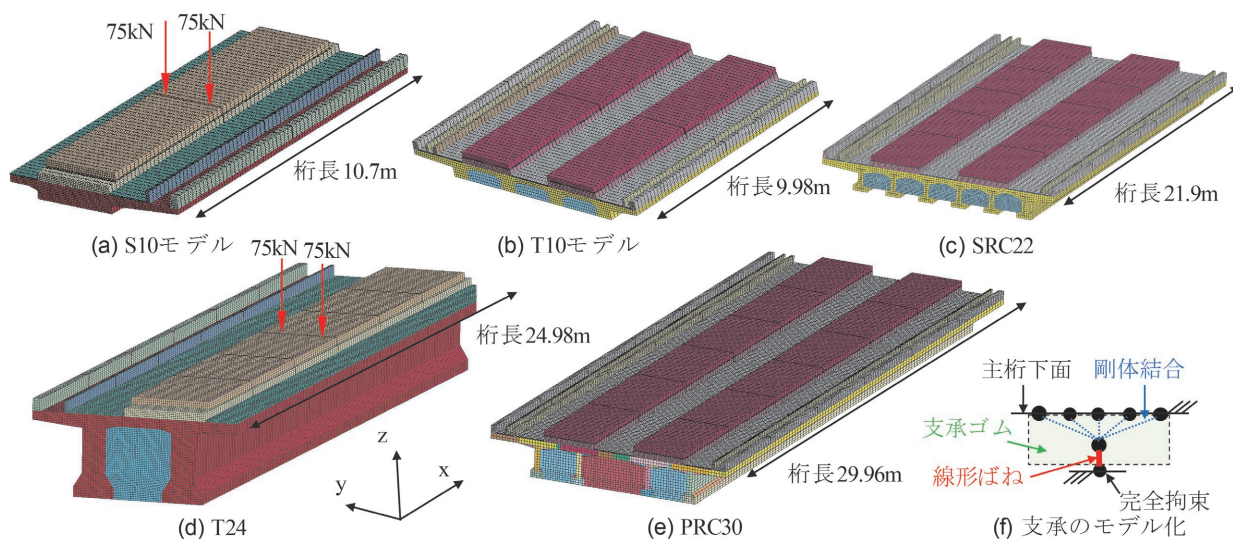


図6 解析モデルの概要

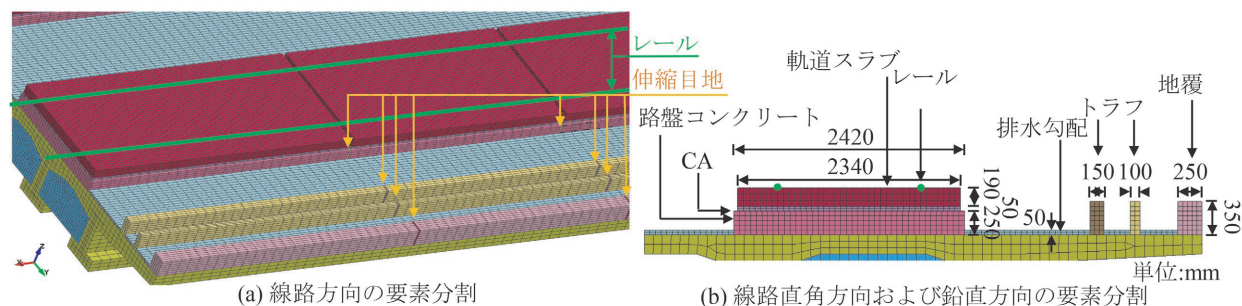


図7 非構造部材の寸法および要素分割

地覆, 排水勾配コンクリート, RC高欄とした。S10は東海道新幹線, T24は東北新幹線(大宮-盛岡間), T10, SRC22, PRC30は北陸新幹線(軽井沢-長野間)で用いられた標準設計である。

図7に示すように非構造部材の形状, 寸法は, 近年の新幹線線区の標準的な値を用いた⁶⁾。非構造部材には初期ひび割れ抑制の目的から伸縮目地が設置される。その配置は設計段階で設定されることもあるが, 施工段階で決定されることが多いため, 同一の標準設計で設計された桁であっても伸縮目地の配置が異なる場合がある。路盤コンクリート, トラフ, 地覆, RC高欄に伸縮目地を考慮し, 一般的な値として, 目地の配置間隔は5m, 目地の線路方向の長さは30mmとした。

3.2 解析結果

図8に, 固有値解析により得られた固有振動数 f とスパン L_b の関係を示す。固有振動モードは主構造全体系の1次曲げモードに着目し, 各対象橋りょうに対して非構造部材を考慮しないケースおよびRC高欄以外全てを考慮したケース(目地有り, 目地無し)の結果を示している。図から, T10, S10に着目すると, 非構造部材を考慮しない場合, 固有振動数は $40L_b^{-0.8}$ 程度の値となる一方, 非構造部材を全て考慮した場合には $80L_b^{-0.8}$ 程度の値となり, 非構造部材の影響により固有振動数が2倍程度に増加していることが分かる。SRC22の場合は, 非構造部材の影響で固有振動数が3.91Hzから5.57Hzまで+42%程度増加しており, PRC30の場合は, 2.77Hzから3.95Hzまで+43%程度増加している。

3次元FEMにより得られる固有振動数を基に, 以下の方法により断面剛性に換算して評価する。主構造を添え字 m (main structure), 非構造部材を添え字 n (non structural member)で表現し, 主構造と目地数 j を有する非構造部材を同時に考慮した場合の曲げ剛性を $EI_{m+n,j}^{FEM}$, 主構造のみを考慮した場合の曲げ剛性を EI_m^{FEM} とすると, 非構造部材に起因する曲げ剛性増分 $\Delta EI_{n,j}^{FEM}$ は $EI_{m+n,j}^{FEM} - EI_m^{FEM}$ で算出する。さらに, 非構造部材による平面保持の仮定の成立性を評価する指標として, 有効係数 λ_n は上記 $\Delta EI_{n,j}^{FEM}$ と平面保持の仮定に基づき算出される非構造部材に起因する曲げ剛性増分 ΔEI_n^{beam} の比 $\Delta EI_{n,0}^{FEM}/\Delta EI_n^{beam}$ により算出する。

図9に, 非構造部材の種類毎の有効係数 λ_n を示す⁷⁾。 $\lambda_n=1$ の場合には非構造部材と主構造が剛結され平面保持が成立すること, $\lambda_n=0$ の場合には非構造部材の剛性寄与が皆無であることを意味する。図から, 路盤コンクリートは0.9, トラフは0.3, 地覆は0.5程度の有効係数 λ_n を考慮することで概ね安全側の評価となることが分かる。結果は割愛するが, 同様に, 排水勾配コンクリートは1, CAモルタルは0.5, 軌道スラブは0.5, レールは0.5程度の有効係数 λ_n が安全側の評価を与える値と

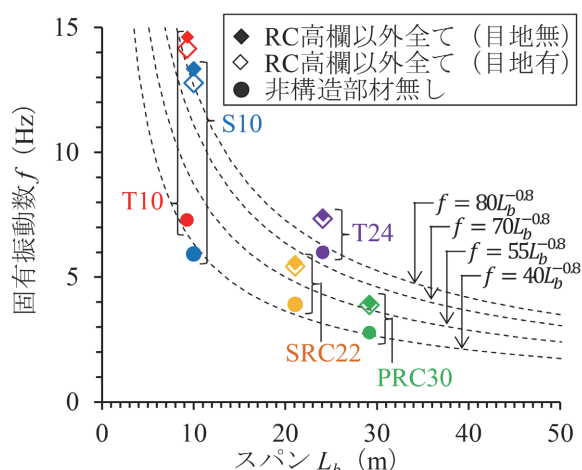


図8 固有振動数とスパンの関係

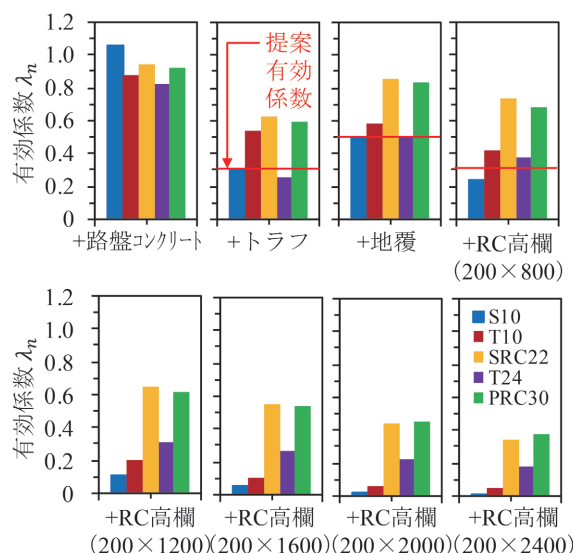


図9 非構造部材の種類毎の有効係数 λ_n

して得られている。ただし, レールやトラフ, 地覆は断面面積が小さいこと, 排水勾配コンクリートは中立軸に近く主構造の有効剛性に及ぼす影響が一般に小さいことから, 実設計で考慮するメリットは少ない。RC高欄は高さの増加とともに有効係数が低下する傾向にあり, 概して $\lambda_n=0\sim 0.8$ 程度の範囲にあり, 高さが800mmの場合は $\lambda_n>0.3$ 程度を概ね満足する結果であることが分かる。

非構造部材の伸縮目地による剛性増分の低下量について考察する。この低下は目地部において曲げ剛性が局所的に低下することで, 有効となる曲げ剛性が低下することによる。伸縮目地を有する場合の曲げ剛性の有効係数 $\lambda_{n,j}$ は $\Delta EI_{n,j}^{FEM}/\Delta EI_{n,0}^{FEM}$ により算出する。ここで, $\lambda_{n,j}$ の添字 j は伸縮目地の線路方向の個数, $\Delta EI_{n,0}^{FEM}$ は伸縮目地が0個として各非構造部材を考慮した場合の曲げ剛性の増分, ここで, $\Delta EI_{n,j}^{FEM}$ は伸縮目地が j 個として各非構造部材を考慮した場合の曲げ剛性の増分を表す。 $\lambda_{n,j}=1$

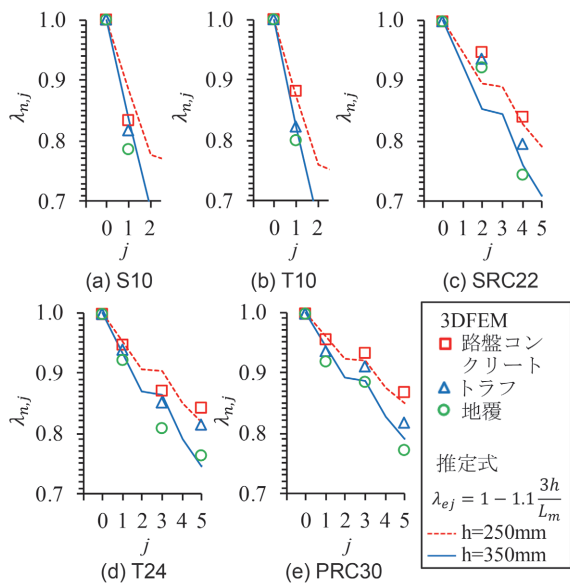


図 10 伸縮目地数が主構造の曲げ剛性の有効係数に及ぼす影響

の時、伸縮目地による剛性低下が発生しないことを意味する。

図 10 に、路盤コンクリート、トラフおよび地覆の非構造部材上の伸縮目地数が主構造の曲げ剛性の有効係数に及ぼす影響を示す。縦軸は $\lambda_{n,j}$ である。横軸は伸縮目地数 j であり、5m 間隔を基本としていることから、スパンが短い 10m 程度の桁の場合は 1 つしか配置されない。図中の推定式は、非構造部材の線路方向応力の分布を考慮した変断面梁のモード剛性に基づき、理論的に算出した簡易近似式である。 h は非構造部材の高さ、 L_m は目地間隔であり 5m が一般的な値である。

図から、目地数の増加とともに全構造部材において $\lambda_{n,j}$ が低下する傾向が確認できる。トラフ、地覆と比較すると路盤コンクリートの低下量が小さいことが分かる。これは、路盤コンクリートの高さ h が 250mm である一方、トラフ、地覆の高さ h は 350mm であり、高さが高い程、伸縮目地近傍において応力を負担しない非構造部材の領域が相対的に増加するためと考えられる。目地が各桁に最大限設置された場合、 $\lambda_{n,j}$ は 0.75~0.85 程度であり、伸縮目地の影響で 15~25% 程度の主構造剛性に対する寄与が低下することが分かる。

4. 列車通過時のコンクリート桁の再載荷時曲げ剛性の算定方法

4.1 応答急増領域の判定

以上の検討結果に基づき、コンクリート桁の曲げ剛性の設定方法を提案する。

一般的な RC 桁および PC 桁の曲げ剛性については、

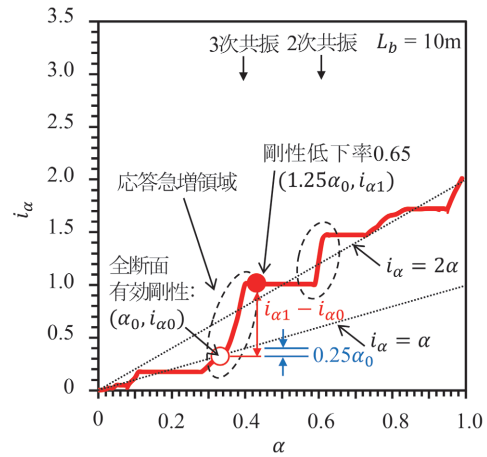


図 11 応答急増領域の判定方法の概要

従来の設計標準と同様に、全断面有効剛性（以下、従来法とする）とする。RC 部材は曲げひび割れによる剛性低下が認められるが、実構造物で想定される荷重レベルでは低下の割合は小さく、非構造部材の剛性寄与による増加分と相殺されるため、全断面有効剛性で設定できると考えられる。一方、PRC 桁に対しては、曲げひび割れによる剛性低下を想定して共振に伴う応答急増領域の判定を行い、従来法の適用可能性を判断する。共振による顕著な動的応答増幅が懸念される場合には、曲げひび割れによる剛性低下と非構造部材の寄与を考慮して再載荷時有効剛性を算定（以下、詳細法とする）する。

図 11 に、応答急増領域の判定方法の概要を示す。衝撃係数は、式 (3) により表される速度パラメータ a を関数として L_v/L_v 毎に与えられた解析結果により求めることができる (L_v は車両長)。

$$a = \frac{v}{2fL_b} \quad (3)$$

ここで、 v は列車速度、 f は固有振動数である。

図から、本ケースの場合は $a = 0.3 \sim 0.4$ 、 $a = 0.6$ の領域で急激に増加していることが分かる。この領域ではそれぞれ 3 次共振、2 次共振 ($fL_v = 3, 2$) が発生しており、列車荷重による加振周期と部材の固有振動数が一致することにより応答が急増する。このような応答急増領域で部材を設計する場合には、部材剛性に依存して衝撃係数が大きく変動することから、精緻に部材剛性を評価する必要がある。一方で、それ以外の領域では衝撃係数は a に対して鈍感となり、部材剛性の設定が衝撃係数の算定に及ぼす影響は小さい。

応答急増領域の判定は以下の手順で実施する。

- ①全断面有効剛性 EI_g に基づき衝撃係数 i_{a_0} ($a = a_0$) を算定する。

- ②剛性低下率 0.65 を仮定して衝撃係数 i_{a1} ($a = 1.25a_0$) を算定する。
- ③ $i_{a1} - i_{a0} < 0.25a_0$ もしくは $i_{a1} < 2a_1 (= 1.25a_0)$: 応答急増領域外であり従来法による算定可
 $i_{a1} - i_{a0} \geq 0.25a_0$ かつ $i_{a1} \geq 2a_1 (= 1.25a_0)$: 応答急増領域内であり詳細法による算定が必要
- 上記②で曲げひび割れによる剛性低下率の観測値として最も小さい部類に入る 0.65 を仮定し、③においてこのときの衝撃係数の試算により、曲げ剛性低下時の衝撃係数の増加を判定するものである。

4.2 再載荷時有効剛性の評価方法

コンクリート桁や合成桁等でひび割れの発生の有無や、線区によって非構造部材の種類や形状が異なる。これらの違いを主構造との一体性を表す有効係数という統一した指標を用いて、簡易な断面計算から算定する方法を提案する。

図 12 に、再載荷時有効剛性 EI_{eqr} 算定の概要を示す。再載荷時有効剛性 EI_{eqr} は、ひび割れの発生や繰り返し載荷に伴う剛性低下および非構造部材の剛性寄与を考慮して算定する。具体的には、 EI_{eqr} は式 (4) により設計での簡便性を考慮して平面保持の仮定に基づき算出する。ただし、断面を構成する各要素 i に存在するひび割れ、伸縮目地の影響を加味して有効係数 λ_i により剛性を低減する。

$$EI_{eqr} = \sum_i E_i \lambda_i (I_i + A_i (y_i - e)^2) \quad (4)$$

$$e = \frac{\sum_i \lambda_i E_i y_i A_i}{\sum_i \lambda_i E_i A_i} \quad (5)$$

ここで、 E_i : 各断面構成要素の設計ヤング率、 A_i : 各断面構成要素の断面積、 I_i : 各部材図心軸回りの断面二次モーメント、 y_i : スラブ上面からの各部材図心までの距離、 e : ひび割れと非構造部材を考慮した場合の平均的な図心位置である。

RC、PRC 部材等、主構造に曲げひび割れの発生による剛性低下が予想される場合、実験結果の概ね下限を示す経験式である式 (2) により有効係数 $\lambda (= I_{eqr}/I_g)$ を算定する。式 (2) の M_{dmax} は、本来は衝撃係数の関数とな

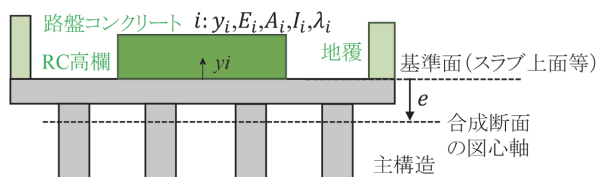


図 12 再載荷時有効剛性 EI_{eqr} 算定の概要

るため繰り返し計算により算定する必要があり煩雑となることから、実務設計においては一般的な設計条件における安全係数等を勘案して $M_{dmax} = 0.8M_y$ としてよい。この時、 $I_{eqr} \doteq 0.1I_g + 0.9I_{cr}$ を与える。PC 部材や鋼部材等のように主構造の剛性低下が発生しない場合には、 $I_{eqr} = I_g$ とする。

非構造部材に対しては、供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に見込めると考えられる。路盤コンクリートおよび軌道スラブは、主構造の剛性への寄与が大きい部材であることから、設計で考慮することが合理的である。ただし、非構造部材種別に応じた有効係数 λ を考慮する。有効係数 λ は、主構造と一体打ちでない伸縮目地を有する路盤コンクリートに対しては、 $\lambda = 0.9$ に、伸縮目地の影響で 15~25% 程度の主構造剛性に対する寄与が低下することから有効係数に 0.8 を乗じて、一般的な有効係数 $\lambda = 0.9 \times 0.8 \doteq 0.7$ とする。軌道スラブは $\lambda = 0.5$ とする。一般に、レールや排水勾配コンクリートや背の低い地覆等のその他の非構造部材を考慮しても良いが、断面が小さく寄与は小さいことから無視して計算するのが合理的である。

4.3 提案方法の妥当性の検証

表 2 に、再載荷時有効剛性 EI_{eqr} の推定手法の妥当性を示す。ここでは、顕著な共振現象が発生している PRC 桁 ($L_b = 29.2\text{m}$)¹⁾ を対象として試算を行い、提案手法の妥当性を検証する。非構造部材は、現地測定に近い条件として、路盤コンクリートは幅 2420mm × 高さ 100mm ($\lambda_n = 0.9 \times 0.8$)、トラフは 250mm × 350mm ($\lambda_n = 0.3 \times 0.8$)、地覆は 250mm × 350mm ($\lambda_n = 0.5 \times 0.8$)、排水勾配コンクリートは 2500mm × 500mm ($\lambda_n = 1.0$)、CA モルタルは 2340mm × 50mm ($\lambda_n = 0.5$)、軌道スラブは 2340mm × 190mm ($\lambda_n = 0.5$)、レールは 60kg レール ($\lambda_n = 0.2$) とした。伸縮目地が設置される非構造部材にはその影響を考慮した。実測結果は同一の標準設計の 10 橋程度の時系列データの多数の実測結果の範囲を示している、2.42~4.5Hz 程度の範囲である。列車速度が 260km/h の場合、2.89Hz となると 1 次共振が発生する。表から、再載荷時有効剛性 EI_{eqr} と全断面有効剛性 EI_g の比の実測値は最小で 0.7 程度であり、提案法

表 2 再載荷時有効剛性 EI_{eqr} の推定手法の妥当性

	実測		推定法			
	最大	最小	全断面有効	提案法		
非構造部材	有	有	-	考慮	考慮	
ひび割れ	-	有	-	考慮	考慮	
f (Hz)	4.5	2.42	2.92	3.29	2.00	2.38
EI_{eqr} / EI_g	2.37	0.69	1.00	1.27	0.47	0.67

により非構造部材とひび割れをそれぞれ考慮することで実測の最小程度の固有振動数および EI_{eq}/EI_g を適切に評価できていることが分かる。 EI_{eq}/EI_g の実測値は最大で 2.4 程度であり、提案手法で非構造部材のみを考慮した 1.27 より大きい値を示しているが、これはコンクリート材料のヤング率や路盤コンクリートの厚さが個体ごとに異なることなどが大きく影響していると考えられる。主構造のヤング率を 1.3 倍、路盤コンクリートの厚さを 300mm と仮定すると 4.2Hz となり、実態の高剛性な例に近い値となる。

5. まとめ

本稿では、衝撃係数およびたわみの算定の際のコンクリート桁の曲げ剛性の評価方法に関する検討を行った結果を示した。

- ・コンクリート部材の静的荷重試験および疲労試験結果に基づき、繰り返し荷重の増加によるひび割れの進展と曲げ剛性の低下を考慮した推定式を提案した。
- ・多様な桁構造を対象とした有限要素解析等により、非構造部材の種類毎に桁剛性への寄与を定量化した。
- ・コンクリート部材のひび割れによる剛性低下と、非構造部材の剛性寄与を考慮した桁の曲げ剛性の簡易評価方法を提案した。

文献

- 1) 徳永宗正, 池田学: 鉄道 PRC 桁の複線同時荷重によるひび割れ進展に伴う動的応答増大の再現解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.77, No.2, pp.I_467-I_476, 2021
- 2) 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, 2004
- 3) Tokunaga, M., and K. Narita. "Evaluation of Vibration Characteristics of RC and PRC Beam Members Under Cyclic Train Loading." EASEC16. Springer, Singapore, pp.437-443, 2021.
- 4) 渡辺忠朋, 松本信之, 涌井一: たわみ量の算定に用いる RC 桁の曲げ剛性に関する一考察 (曲げ・せん断 -II). コンクリート工学年次論文報告集, 14(2), pp.251-254, 1992
- 5) Branson, D.E. (1977), Deformation of Concrete Structures. McGraw-Hill, New York.
- 6) 徳永宗正, 八木英輝, 池田学, 曾我部正道: 非構造部材が鉄道橋りょうの主構造の振動特性に及ぼす影響度評価. 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.75, No.2, I_145-I_153, 2019
- 7) 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手法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.76, No.3, pp.580-596, 2020