

論文 GRS一体橋梁の設計・施工および 建設後の挙動計測に関する一考察

齋藤 眞秀¹・轟 俊太郎²・土屋 智史³・阪田 暁⁴
・朝長 光⁵・進藤 良則⁶

¹正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課
(〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

E-mail: saito.mas-62kd@jrtr.go.jp (Corresponding Author)

²正会員 (公財)鉄道総合技術研究所(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: todoroki.shuntaro.73@rtri.or.jp

³正会員 (株)コムスエンジニアリング(〒113-0023 東京都文京区向丘 1-1-17)

E-mail: satoshi@comse.co.jp

⁴正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第二課
(〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1)

E-mail: sakata.aki-f8r4@jrtr.go.jp

⁵正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課

E-mail: tomonaga.hik-5r2i@jrtr.go.jp

⁶正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課

E-mail: shindo.yos-3z2v@jrtr.go.jp

鉄道・運輸機構では、GRS 一体橋梁を複数建設している。特に、近年建設した GRS 一体橋梁では、上部工に PC 構造を初採用したことから、PC 構造特有のプレストレス力によるクリープ変形が、温度変化や乾燥収縮による変形に加わる。そのため、PC-GRS 一体橋梁の不静定力と変位の関係や PC 構造特有の経時変化を把握することが今後の設計に重要となる。2016年11月から約5年間にわたって実施した計測から、橋台壁と桁の一体化後の季節変動による挙動について考察した。緩衝層のバネのモデルについて、計測結果と長期解析との比較から現時点では設計は妥当であると考えられる。桁端の水平変位・桁および背面盛土の鉛直変位・スパン中央における鉄筋ひずみ・プレストレス力について考察すると概ね長期解析と一致する傾向にあった。

Key Words: *Geo-synthetic Reinforced Soil Integrated Bridge, Time-dependent Behavior, Long Term Measurement, Creep, PC T-shaped Girder*

1. はじめに

GRS 一体橋梁とは、GRS(Geo-synthetic Reinforced Soil)構造の一つで、橋桁・橋台および補強盛土でできたアプローチブロックが一体化した橋梁である(図-1)。補強土橋台を用いており背面盛土の沈下抑制が期待され、上部構造はインテグラル橋梁であることから支承を省略でき、地震時の落橋防止、コストの低減および維持管理性に優れる構造となっている。

鉄道・運輸機構(以下 JRJT)では、北海道新幹線の

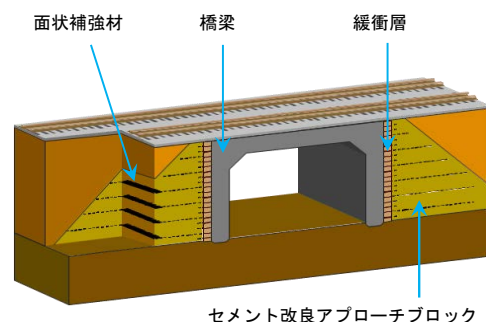


図-1 GRS 一体橋梁

木古内駅付近において建設した中学校線 Bv を皮切りに複数の GRS 一体橋梁を建設してきた。その後、本構造のさらなる長スパン化に向けて技術開発を進め、設計施工の基準化を図り「補強盛土一体橋梁 (GRS 一体橋梁) の設計・施工指針」¹⁾ (以下指針) を制定し、現在施工中の整備新幹線に本格適用している。

しかし、GRS 一体橋梁はまだ建設実績が少なく、指針の妥当性の検証が必要である。そのため、JRIT では、解析値と計測値を比較するために GRS 一体橋梁の建設後の計測を継続実施している²⁾。GRS 一体橋梁には、橋台とアプローチブロック間に緩衝層というセメント非改良土とジオテキスタイルで構成した部位がある。桁の乾燥収縮や日常的な温度伸縮に伴う橋台壁の変位に緩衝層が追従して変形するが、PC 構造の場合はクリープ収縮が桁の長期変形に加わる。一方、緩衝層の変形モデルは過去の実験結果を基にしており、PC 構造の計測結果を考察し検証する必要がある。PC-GRS 一体橋梁の不静定力と変位の関係や PC 構造特有の経時変化等を把握し、指針の妥当性の検証を行うことが今後の設計に重要となる。

本稿では、JRIT における GRS 一体橋梁の設計・施工報告に加え、2016年11月～2022年2月の約5年間にわたり実施した、PC-GRS 一体橋梁の長期挙動計測と設計値および解析値との比較について考察する。

2. JRIT における GRS 一体橋梁

(1) GRS 一体橋梁の概要

GRS 一体橋梁は、抗土圧橋台における問題解消に加えて、桁式橋梁の構造上の弱点である支承構造の省略を目的に、上部工・下部工およびセメント改良した背面盛土を一体化した構造として開発された³⁾。

GRS 一体橋梁はインテグラル橋梁のため、桁端が橋台に固定されており、支承を有さず維持管理性および地震時の復旧性が高い。また、桁端が橋台に固定されているため、支承を有する単純桁と比較して固有振動数が高くなり、列車通過時の桁の共振が小さくなる。表-1 に各

GRS 一体橋梁における上部工の固有振動数を示す。原種 Bv は 9.74Hz、西九州新幹線 (武雄温泉・長崎間) における桁長 30m の一般的な PPCT 桁の固有振動数は 4.23Hz であり、固有振動数は約 2 倍強となっている。

さらに、GRS 一体橋梁の特徴として、インテグラル橋梁と補強盛土が一体化した構造であることが挙げられる。そのため、橋梁に作用する土圧が安定しており、橋梁上床版の温度変化により橋梁が繰り返し伸縮することで生じる、背面盛土の主働崩壊に伴う橋台背面の沈下や土圧の増加が生じることがない。また、一体化しているために受働側だけでなく主働側の橋台もジオテキスタイルにより補強盛土と連結されており、前後両方の橋台で地震に抵抗できるため耐震性が高い。補強盛土自体も地震動の増幅が小さく、補強盛土が橋梁の自由振動を制限するため、地震時応答も小さくすることができる。さらに、地震時随伴現象として津波による橋梁の流出が考えられるが、補強盛土一体橋梁は補強盛土を用いており、津波抵抗性が高い構造となっている。

一方課題としては、現状では適用できる桁長に限界があることである。GRS 一体橋梁では橋長 60m までを想定した緩衝層の実験を行っており、橋長 60m 以上については別途検討を行う必要がある。

(2) GRS 一体橋梁の施工実績

JRIT で建設した整備新幹線では、2012 年に北海道新幹線の木古内駅付近の中学校線 Bv (図-2) において、橋長 12m の RC 構造の GRS 一体橋梁を初めて採用した⁴⁾。盛土構造の新幹線本線に対し道路が交差する箇所、GRS 一体橋梁とすることで桁高を低くできるため、桁下空頭の確保ができる。そして、GRS 一体橋梁の適用範囲の拡大に向けて長スパン化 (上部工形式が RC 構造で 20m 程度以下、PC 構造で 40m 程度以下、SRC 構造で 60m 程度以下) に向けた技術開発を行い、個別の要素技術への課

表-1 各 GRS 一体橋梁の上部工固有振動数

	中学校線Bv	ハイベ沢B	原種Bv	参考: PPCT桁 (西九州)
桁長[m]	10.00	32.16+27.84	30.00	30.00
桁高[m]	0.6	2.2	2.1	2.1
上部工の 固有振動数 [Hz]	10.50	8.81	9.74	4.23



図-2 RC-GRS 一体橋梁
北海道新幹線 中学校線 Bv



図-3 SRC-GRS 一体橋梁
三陸鉄道 ハイベ沢 B



図-4 PC-GRS 一体橋梁
九州新幹線 (西九州) 原種 Bv

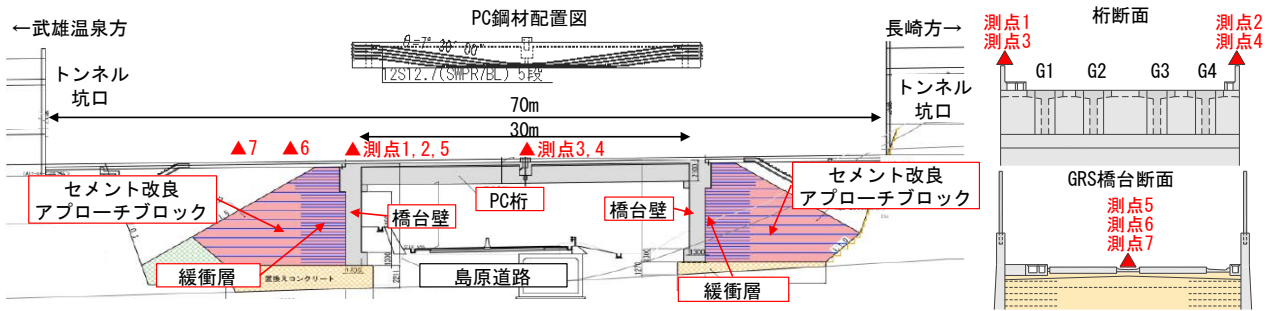


図-5 原種 Bv の概要

題解決を行った²⁾。

また、東北太平洋沖地震で被災した三陸鉄道の復旧工事において、2014年には3橋のGRS一体橋梁を採用している。その中でも、同復旧工事のハイペ沢 B(図-3)では、桁下空洞確保および長スパン化の観点から、技術開発結果を活用し上部工に橋長 60m の SRC 下路桁を採用した2径間連続 SRC-GRS 一体橋梁を採用している⁷⁾。

さらに、九州新幹線(西九州)の原種 Bv では、これらの技術開発の知見を取り入れた指針を適用し、橋長 30m の上部工に PC 桁を使用した PC-GRS 一体橋梁(図-4)を採用し建設が進められている。現在施工中である北陸新幹線(金沢・敦賀間)でも GRS 一体橋梁を施工中である。ここでは、セメント改良した背面盛土はセメントの水和反応に必要な水分量、密度および含水比の管理が重要となることから、飽和度に基づく新たな締固め管理方法を試行している。なお、JRTT の施工実績の他では、JR 四国予讃線⁸⁾においても補強盛土一体橋梁の適用事例がある。

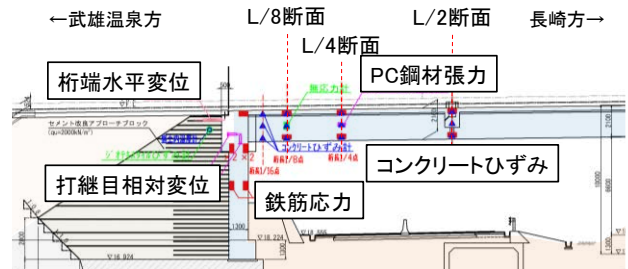
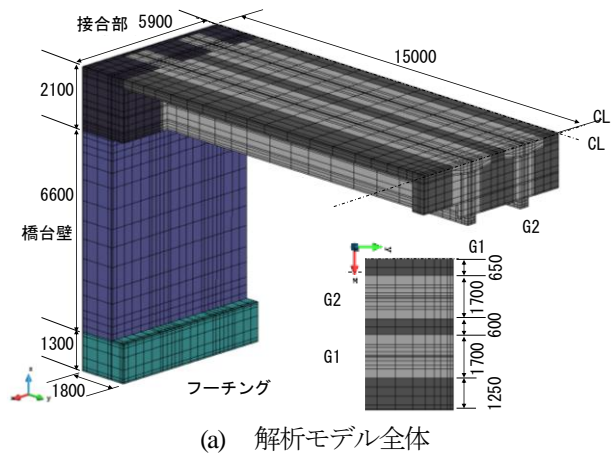
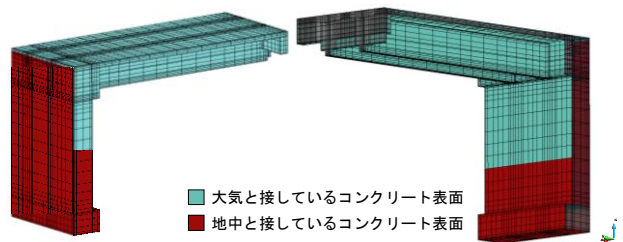


図-6 原種 Bv における長期計測項目



(a) 解析モデル全体



(b) 環境条件

図-7 DuCOM-COM3 で用いた原種 Bv の解析モデルで壁体の接合部打ち継ぎ目の相対変位など、全 10 項目の計測を実施した²⁾。本稿では、次節に示す計測値に着目して考察を実施する。なお、計測データの中において 2018 年 1 月～2 月の間でノイズが入っている箇所があるが、その後の計測に問題はなかった。

3. PC-GRS 一体橋梁の挙動計測と解析値の比較

(1) 原種 Bv の概要

原種 Bv の概要を図-5 に示す。原種 Bv は九州新幹線(西九州ルート)の諫早～長崎駅間に位置する橋梁である。トンネルで挟まれた橋梁であり、桁下で地域高規格道路である島原道路と交差する。トンネルで挟まれているため、桁下へのアクセスが困難であり、支承の点検が困難であること、および高規格道路と交差することから長スパンとなり、上部工に PC 構造を初めて採用した PC-GRS 一体橋梁とした。

(2) 原種 Bv における挙動計測

前述した原種 Bv は、PC-GRS 一体橋梁を初めて採用したため、長期挙動を把握するための計測を行っている。計測は、主桁コンクリートを打設・PC 緊張を行った 2016 年 11 月から 2022 年 2 月の、約 5 年間にわたって実施した。本橋では、図-6 に示す L/2, L/4, L/8 断面における鉄筋・コンクリートのひずみ、補強材のひずみ、桁およ

(3) DuCOM-COM3 を用いた原種 Bv の長期挙動解析

原種 Bv は上部工に初めて PC 構造を採用した GRS 一体橋梁であったため、計測値と解析値を比較することで、設計法の妥当性の検証を行うことが重要である。本橋では、コンクリートのクリープや乾燥収縮を含む鉄筋コン

クリート構造物の応答を、水和反応開始以後の環境・境界・荷重条件に応じて一元的に評価することが可能である、DuCOM-COM3¹⁰などを用いて長期挙動解析を実施した。DuCOM-COM3については、RC-GRS一体橋梁である中学校線 Bv において、計測値と長期挙動解析との比較を実施しており、検討実績に問題ないことを確認している¹¹⁾。解析で用いた原種 Bv のモデルを図-7 に示す。解析モデルは、線路方向スパン中央および線路直角方向断面中央を対象面とした実橋梁の 1/4 モデルとした。PC 鋼材ははり要素でモデル化し、緊張力は PC 鋼材の初期ひずみに換算して導入する。橋台背面の補強盛土はモデル化せず固定端と仮定し、橋台背面には緩衝層バネを面バネとしてモデル化する。また、熱と水の移動に関する環境条件としては、温度と湿度を考慮する。本検討では気象庁データを参照して長崎市の月平均データより大気中の環境条件を設定した。躯体が地中にある場合の温度は工事記録を参照し 10°C一定とし、相対湿度は 80%とした。

緩衝層バネについては、表-2 に示す Type1~3 を設定した¹²⁾。Type1 は 2016 年に設計を完了した原種 Bv で用いたバネモデルである。引張側の強バネはバイリニア型であり、バネ定数はジオテキスタイルの空中引張剛性の 5 倍、弱バネのバネ剛性は空中引張剛性である。Type2 は 2017 年に制定した指針中のバネ定数である。引張側

の強バネは、設計引張強度の 40%を第一折れ点、変位 20mm を第二折れ点とするトリリニア型である。弱バネのバネ定数は強バネに低減係数を乗じて長期変形後の伸縮量に対して剛性が低下する。 δ_{t0} , δ_{c0} は弱バネへの低減を考慮するための基準変位であり、引張側=2mm, 圧縮側=1mm である。Type3 は作用の履歴を考慮したモデルで、初期剛性は Type2 の強バネと同じであるが、変位の進行に応じて剛性は低下する。表-2 中の $K_{gt} \cdot K_{hd}$ はバネ定数であり、引張側のバネ定数が K_{gt} , 圧縮側のバネ定数が K_{hd} である。 ρ_{gt}, ρ_{gk} は低減係数、 k_{gt} はジオテキスタイル単位幅あたりの引張バネ定数であり、原種 Bv では 60kN/m のジオテキスタイルを適用しているため下表に示す通り 23,000kN/m² である。 k_{ht} はセメント非改良礫質土の水平地盤反力係数であり、表-2 のとおり 260,000kN/m² である。

(4) 緩衝層バネの変位と応力関係

図-8 に緩衝層バネの水平変位の経時変化の解析結果と計測値の比較を示す。解析値は、表-2 に示す Type2 および 3 のバネモデルを用いて長期解析を行い得られた、図-9 に示す応力の変化および図-10 に示す応力-変位関係を用い算出を行った。Type3 に示す履歴バネは、図-10 に示す通り時間変化に伴い、水平変位が増加して弱バネの挙動に近づく。応力についても履歴バネは強バネから弱バ

表-2 緩衝層バネのモデル

モデル	Type1 原種 Bv モデル		Type2 指針モデル		Type3 履歴モデル	
略図						
バネ	引張側	圧縮側	引張側	圧縮側	引張側	圧縮側
強バネ	定数 $K_{gt} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B$ [kN/m], $\rho_{gt} = 1.0$	$K_{hd} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A$ [kN/m], $\rho_{gk} = 0.5$	$K_{gt} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B$ [kN/m], $\rho_{gt} = 0.5$	$K_{hd} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A$ [kN/m], $\rho_{gk} = 1.0$	$K_{t1} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B$ [kN/m], $\rho_{gt} = 0.5$	$K_{c1} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A$ [kN/m], $\rho_{gk} = 0.5$
	上限値 $T_a = f_{eg} \cdot T_a \cdot B$ [kN]	なし	$T_a = f_{eg} \cdot T_a \cdot B$ [kN]	なし	\dots	\dots
弱バネ	定数 $K_{gt} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B$ [kN/m], $\rho_{gt} = 0.2$	$K_{hd} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A$ [kN/m], $\rho_{gk} = 0.25$	$K_{gt} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B$ [kN/m], $\rho_{gt} = 0.5 \cdot \left(\frac{\delta_t}{\delta_{t0}}\right)^{-1}$ ≤ 0.5	$K_{hd} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A$ [kN/m], $\rho_{gk} = 0.5 \cdot \left(\frac{\delta_c}{\delta_{c0}}\right)^{-1}$ ≤ 0.5	$K_{ti+1} = (\delta_{ti}^{max} / \delta_{t0})^{-1} \cdot K_{t1}$ \dots 【上限値】 $T_a = f_{eg} \cdot T_a \cdot B$ [kN]	$K_{ci+1} = (\delta_{ci}^{max} / \delta_{c0})^{-1/2} \cdot K_{c1}$ \dots 【上限値】 [$\varphi_{res} = 40^\circ, c = 0$]
	上限値 $T_a = 0.4 \cdot f_{eg} \cdot T_a \cdot B$ [kN]	受働土圧力 [$\varphi_{res} = 40^\circ, c = 0$]	$T_a = 0.4 \cdot f_{eg} \cdot T_a \cdot B$ [kN]	受働土圧力 [$\varphi_{res} = 40^\circ, c = 0$]	\dots	\dots
共通	$k_{gt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot k_{gt,0} = 3.75 \cdot 5.0 \cdot 1230.3 \text{ kN/m/m} = 23068 \text{ kN/m/m} \rightarrow 23,000 \text{ kN/m/m} : 60 \text{ kN/m 級ジオテキスタイル}$ $k_{ht} = 4 \cdot 65000 \text{ kN/m}^2/\text{m} = 260,000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ $\delta_{t0} = 2.0 \text{ mm}, \delta_{c0} = 1.0 \text{ mm}$ $f_{eg} = 1.0, T_a = \rho_m \times T_k, \rho_m = 1.0, T_k = 101 \text{ kN/m} : 60 \text{ kN/m 級ジオテキスタイル}$ A: 緩衝層バネが負担する面積, B: 緩衝層バネが負担する幅で原種 Bv は 11.3m					

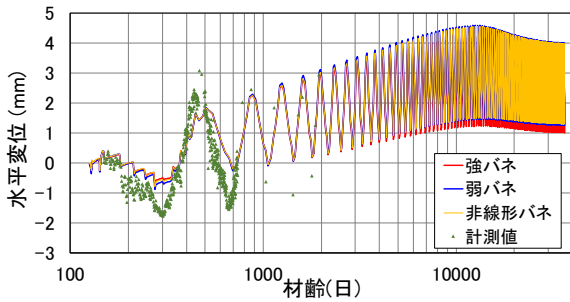


図-8 緩衝層の水平変位の経時変化

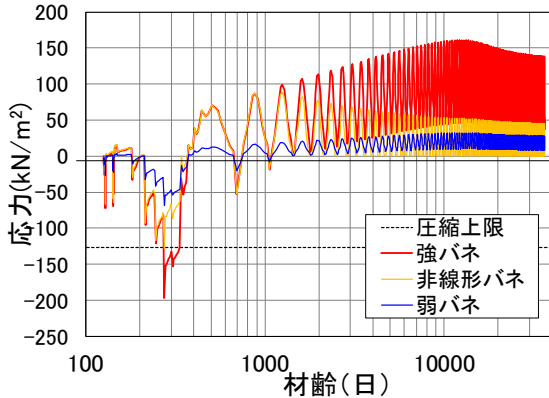


図-9 緩衝層バネの応力の変化

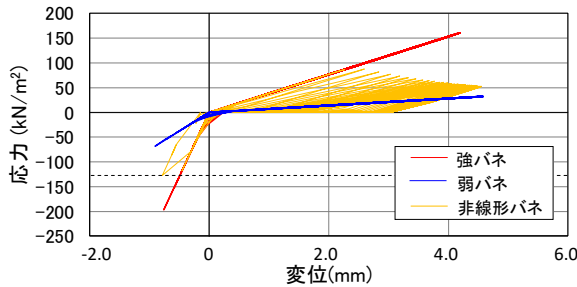


図-10 緩衝層バネの応力-変位関係

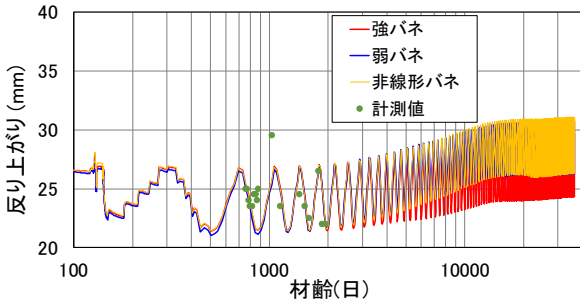


図-11 スパン中央部の鉛直変位の経時変化

に漸近しており、両特性を包含した経時特性を備えている。

原種 Bv は上部工に PC 桁を採用しているため、プレストレスを作用させたことによるクリープが対数関数的に徐々に進行する。主桁のクリープ・乾燥収縮の影響を受けることで桁の水平変位は徐々に桁収縮側（正側）が大きくなり、約 30 年で定常状態になる。解析値と計測値を比較すると、計測値は解析値より ±1mm 程度大きい水平変位を示しているが、ほぼ同じ挙動を示していることがわかる。

図-11 にスパン中央部の鉛直変位の経時変化を示す。

表-3 背面盛土の鉛直変位

測定日	測定時刻	気温 (°C)	5		6		7	
			測定値 (m)	鉛直変位 (mm)	測定値 (m)	鉛直変位 (mm)	測定値 (m)	鉛直変位 (mm)
2018年10月31日			26.926		26.688		26.588	
2018年11月9日			26.926	0	26.688	0	26.588	0
2018年11月26日	15:00	16.0	26.925	-1	26.687	-1	26.588	0
2018年12月10日	15:00	12.0	26.926	0	26.689	1	26.589	1
2018年12月28日	11:30	4.0	26.925	-1	26.687	-1	26.588	0
2019年1月15日	13:00	8.0	26.925	-1	26.687	-1	26.588	0
2019年2月2日	16:00	5.0	26.925	-1	26.688	0	26.589	1
2019年2月16日	14:00	8.0	26.925	-1	26.687	-1	26.588	0
2019年3月1日	16:30	15.0	26.924	-2	26.687	-1	26.588	0
2019年7月29日	11:30	27.0	26.928	2	26.689	1	26.587	-1
2019年11月15日	11:00	16.7	26.924	-2	26.687	-1	26.588	0
2020年8月25日	11:00	37.9	26.928	2	26.689	1	26.586	-2
2020年11月26日	11:00	14.5	26.928	2	26.689	1	26.586	-2
2021年2月16日	11:00	10.5	26.926	0	26.688	0	26.588	0
2021年8月20日	10:30	27.1	26.926	0	26.688	-1	26.587	-2
2021年11月8日	13:00	16.8	26.925	-1	26.688	-1	26.588	-1
2022年2月1日	13:00	7.2	26.924	-2	26.687	-2	26.588	-1

これは図-5 に示す橋台に設置した測点 1・2 と桁上の測点 3・4 との相対変位としている。桁の反りが季節変動を繰り返しながら増加していることがわかる。計測値は -3mm~+5mm の間で季節変動をしており、解析値の方がやや小さいが、概ね挙動は一致している傾向にある。

一方で、測点 5~7 における盛土の鉛直変位の計測値について表-3 に示す（負側が沈下側）。盛土の鉛直変位は -2mm~+2mm であり、季節変動による大きな変位は生じていない。

(5) 桁端の水平変位

図-12 に桁端の水平変位と温度変化の関係を示す。グラフ中の破線で示すのが、コンクリートの線膨張係数により自由伸縮する場合の桁内部温度と桁端部の変位の関係である。グラフは補強土橋台と PC 桁をコンクリートで一体化した 2017 年 2 月から 2022 年 2 月までの計測値を示している。

桁端の全体的な挙動として、温度上昇中に橋台背面側（負側）、温度降下中に橋台前面側（正側）に変位している。最初の温度上昇期である 2017 年 3 月~7 月においては、橋台背面側へ押し込む方向の変位勾配が自由伸縮の勾配より大きく、負側への変位が小さくなるのが分かる。これは、橋台壁背面とアプローチブロック間の緩衝層の地盤反力が初期剛性として高いことを表している。一方、温度降下時の橋台前面側（正側）の変位は自由伸縮と同等であり、ジオテキスタイルが引張に追随していることがわかる。

桁内部温度と桁端の水平変位についての経年変化について着目する。例えば 2017 年 7 月と 2020 年 8 月の変位を比較すると、同程度の桁内部温度であっても 2020 年 8 月の方が橋台背面側の変位は小さい。これは、原種 Bv が PC 構造であり、桁のクリープ短縮に伴って伸長側の変位が減少したためと考えられる。通年でも、経年変化

に伴って橋台背面側への変位は概ね小さくなる傾向を示しており、桁のクリープ短縮が進んでいるものと考えられる。

SRC-GRS 一体橋梁の桁端の水平変位を比較として図-13 に示す。SRC-GRS 一体橋梁は桁のクリープ変形がないため、2年目の2014年8月～2015年7月（期間③・④）と3年目の2015年8月～2016年3月（期間⑤・⑥）は同程度の変位で推移している。

(6) スパン中央におけるコンクリートひずみ

スパン中央 (L/2 断面) 下側における主桁のコンクリートひずみについて、DuCOM-COM3 を用いた解析値と計測値を比較する。なお、解析に用いた緩衝層バネモデルは計測および設計との比較の観点から、指針モデルではなく Type1 の原種 Bv の設計時に用いたバネモデルを使用した。図-14 に L/2 断面下側における主桁コンクリートのひずみの解析値と計測値の比較を示す。解析値・計測値ともに年間の気温変動を伴い変化をしているが、解析値は計測値を概ね再現できていることがわかる。

(7) PC 鋼材の張力の変化

図-15 に、PC 鋼材張力の PC 鋼材定着後から5年間の経時変化を示す。設計では、桁の短縮は橋台によって拘束されないとして計算しており、計測結果からその設計法の妥当性を確認した。

張力はPC 鋼材定着後の約 1500kN から時間経過とともに低下しており、季節による桁内温度の変化を受け 1100 ~ 1200kN の間に推移している。プレストレスの減少についても桁にプレストレスを与えたことによるクリープによるものと考えられる。設計と異なり、桁の短縮が橋台で拘束されれば有効プレストレスは設計より大きくなるはずだが、設計における有効プレストレスは 1118 ~ 1122kN であり、計測と概ね一致する傾向である。よって橋台壁による桁の拘束を考えない設計方法が妥当であることがわかる。

関連して、図-8 に示した緩衝層バネの変化についての解析値と計測値の経時変化から考察すると、計測値は解析値に比べわずかに正側の水平変位は小さいが、概ね解析通りの挙動を示している。そのため、現在の長期計測の結果から考えると、クリープは今後も設計と大きく乖離することはないと進行していくと考えられる。

4. まとめ

PC-GRS 一体橋梁における DuCOM-COM3 を用いて実施した長期挙動解析、ならびに約 5 年間にわたる PC-

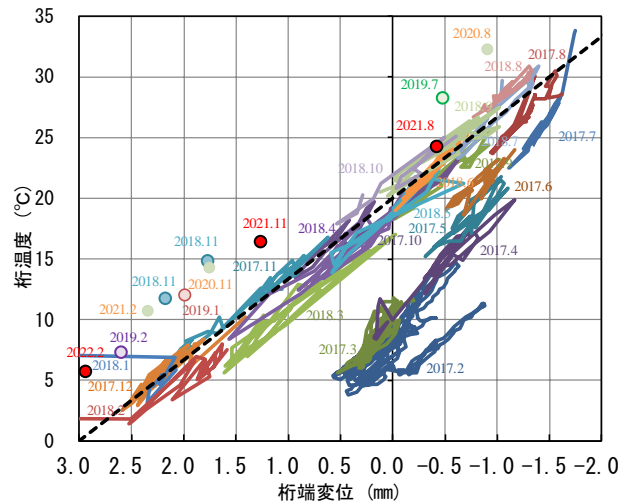


図-12 桁端の水平変位 (PC-GRS 一体橋梁)

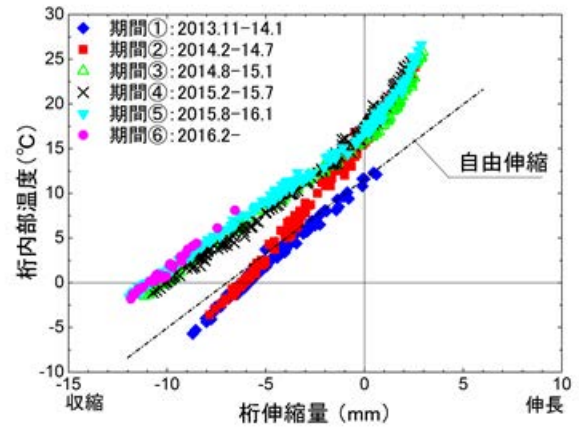


図-13 桁端の水平変位 (SRC-GRS 一体橋梁)

計測値と解析値の比較 コンクリートひずみ (L/2断面下側)

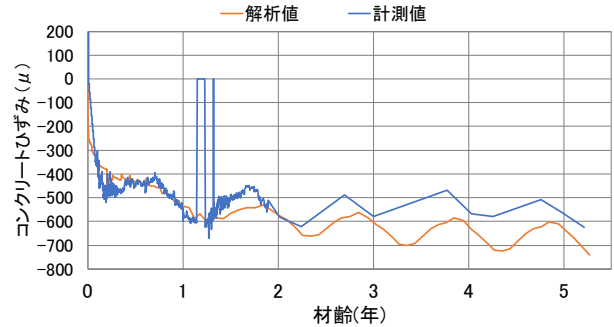


図-14 L/2断面下側におけるコンクリートひずみ

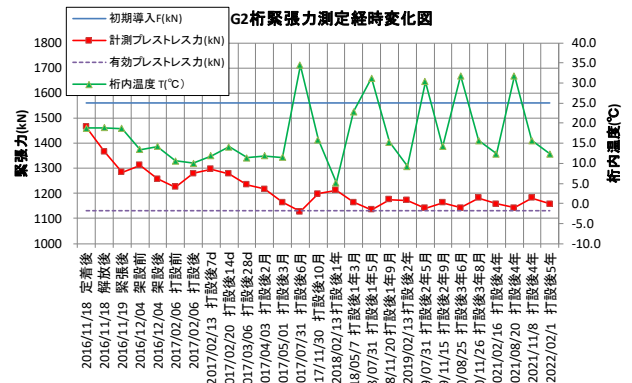


図-15 PC 鋼材の張力の変化 (G2 桁)

GRS一体橋梁の計測との比較によって、以下のことがわかった。

- ・桁の鉛直変位については、季節変動を受け変動するが解析と同様の値を示す。
- ・桁端の水平変位から、緩衝層は季節変動を受けても桁の自由伸縮に追従して変位する。
- ・同じ温度での桁端の水平変位の経年変化に着目すると、背面側の変位が少なくなっていることからクリープ短縮が進んでいると考えられる。また計測値の挙動は解析で用いた緩衝層バネの挙動に概ね漸近する傾向にあり、クリープの進行については設計と大きく乖離しないと考えられる。
- ・スパン中央下側での主桁コンクリートのひずみに関する解析値と計測値との比較から、解析値は計測値を概ね再現できていることがわかった。
- ・PC 鋼材の張力の変化については、計測値は設計における有効プレストレスに概ね一致する傾向であり、桁の拘束を考慮しない設計法が妥当であることが確認できた。

今後は列車走行時の桁たわみのデータから、衝撃係数や桁剛性の比較を実施することを考えている。引き続きPC-GRS一体橋梁の挙動について計測を続けていく。

REFERENCES

- 1) 鉄道技術総合研究所, 鉄道・運輸機構: 補強盛土一体橋梁 (GRS 一体橋梁) の設計・施工指針, 2017. [RTRI and JRRT: *Recommendation for Design and Construction of GRS Integrated Bridge*, 2017.]
- 2) 西恭彦, 石井秀和, 菊地圭介, 福重孝章, : PC 構造物と補強盛土橋台の一体化に関する一考察, 第27回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, Vol32, pp.153-158, 2018. [Nishi,T and Ishii, H and Kikuchi,K and Fukushige, T: *A Study on Integration of PC Superstructure and Geosynthetic-Reinforced-Soil Bridge Abutments*, Proceedings of The 27th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, pp. 153-158, 2018.]
- 3) 龍岡文夫: ジオシンセティック補強土一体橋梁, 橋梁と基礎 2008年1月号, pp.55-62, 2008.1[Tatsuoka, F: *Geo-Synthetic Reinforced Soil Integrated Bridge*, Bridge and Foundation Engineering, pp55-62,2008.1]
- 4) 渡辺和之: 北海道新幹線への GRS 一体橋梁の適用, 日本鉄道施設協会誌, 第 49 巻 10 号, pp.880-883, 2011. [Watanabe, K: *Application of GRS Integrated Bridge for Hokkaido Shinkansen*, Journal of Japan Railway Civil Engineering Association, Vol.49, No.10, pp. 880-883, 2011.]
- 5) 田村幸彦, 白石秀徳, 陶山雄介, 青木一二三, 西岡英俊, 小島謙一: GRS 一体橋梁の長スパン化を想定した補強盛土壁の正負交番水平載荷試験(その 1: 試験概要), 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1541-1542, 2013.7. [Tamura,Y and Shiraishi, H and Suyama, Y and Aoki, H and Nishioka, H and Kojima, K: *The reciprocal load test of the reinforced earth wall supposing long span of the GRS integral bridge (The 1 : Outline)*, 48th Japan National Conference on Geotechnical Engineering, pp. 1541-1542, 2013.7.]
- 6) 加藤久也, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三, 西岡英俊, 小島謙一: GRS 一体橋梁の長スパン化を想定した補強盛土壁の正負交番水平載荷試験(その 2: 試験概要), 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1543-1544, 2013.7. [Kato,H and Morino, T and Suyama Y and Aoki, H and Nishioka, H and Kojima, K: *The reciprocal load test of the reinforced earth wall supposing long span of the GRS integral bridge (The 2 : Result)*, 48th Japan National Conference on Geotechnical Engineering, pp. 1543-1544, 2013.7.]
- 7) 進藤良則, 玉井真一, 米澤豊司, 藤原良憲, 阿部雅史, 白仁田和久: SRC 下路桁を有する GRS 一体橋梁の設計施工, 土木学会論文集 A1, Vol.72, No.5, pp. II _89- II _101, 2016. [Shindo, Y and Tamai, S and Yonezawa T and Fujiwara, Y and Abe, M and Shironita, K: *Design and Build of Integral Bridge with Geosynthetic-Reinforced Soil and Steel-Reinforced-Concrete Through-Girder-Type Superstructure*, Journal of JSCE A1, Vol.72, No.5, pp. II _89- II _101, 2016.]
- 8) 須賀基晃: 松山高架における補強盛土一体橋梁の計画, 日本鉄道施設協会誌 2013 年 4 月号, Vol.51, No.4, pp.290-292, 2013.4. [Suga, M: *Plan of GRS Integrated Bridge for Matsuyama Elevated Bridge*, Journal of Japan Railway Civil Engineering Association, Vol.51, No.4, pp.290-292, 2013.4.]
- 9) 齋藤真秀, 進藤良則, 阪田暁, 千代啓三: PC-GRS 一体橋梁の挙動に関する一考察, 土木学会第 76 回年次学術講演会, V-485, 2021. [Satio, M and Shindo, Y and Sakata, A and Chishiro, K: *Consideration of the behavior of PC-GRS integral bridge*, Japan Society of Civil Engineers 2021 Annual Meeting, V-485, 2021.]
- 10) Maekawa, K and Ishida, T and Kishi, T: *Multi-Scale Modeling of Structural Concrete*, Taylor and Francis, 2008
- 11) 玉井真一, 土屋智史, 轟俊太郎, 小島謙一, 前川宏一: 補強盛土一体橋梁の長期挙動の検討, 土木学会論文集 E2, Vol.75, No.1, pp.34-43, 2019. [Tamai, S and Tsuchiya, S Todoroki, S and Kojima, K and Maekawa, K: *Evaluation of Long-Term Behavior of GRS Integrated Bridge*, Journal of JSCE E2, Vol.75, No.1, pp.34-43, 2019.]
- 12) 進藤良則, 轟俊太郎, 土屋智史: PC 構造 GRS 一体橋梁の不静定力の経時変化を取り入れた設計法の検討, プレストレストコンクリート工学会第 30 回シンポジウム論文集, pp.531-534, 2021. [Shindo, Y and Todoroki, S and Tsuchiya, S: *Consideration of Design Method Incorporate with Long-term Changing Statically Indeterminate Force of PC-type GRS Integrated Bridge*, Proceedings of The 30th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, pp.531-534, 2021.]

(Received April 1, 2022)

(Accepted June 3, 2022)

DESIGN, CONSTRUCTION AND BEHAVIOR MEASUREMENT OF GEO-SYNTHETIC REINFORCED SOIL INTEGRATED BRIDGE

Masahide SAITO, Shuntaro TODOROKI, Satoshi TSUCHIYA, Akira SAKATA,
Hikaru TOMONAGA and Yoshinori SHINDO

JR TT has constructed multiple Geo-Synthetic Reinforced Soil (GRS) Integrated Bridges. In case of GRS-integrated bridge which has prestressed concrete superstructure (PC-GRS integrated bridge), the long term deformation by creep shrinkage adds for all deformation. So, understanding of relation between deformation and non-static stability force is important for design of PC-GRS integrated bridge. Also long term deformation of PC-GRS integrated bridge is important.

We measured the PC-GRS integrated bridge for 5 years after connected the abutment and girder. We consider the long term behavior of PC-GRS integrated bridge. In this paper, we describe the result of the measurement of displacement, strain, etc. of PC-GRS-integrated bridge. Considering these results, the mechanism of long term deformation of PC-GRS integrated bridge was discussed.