(23) GRS一体橋梁における コンクリート構造と土構造の接合

石井 秀和1・西 恭彦2・石川 太郎3・玉井 真一4

¹正会員 鉄道・運輸機構 設計部(〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)
E-mail:ishii.hid-57k4@jrtt.go.jp
²正会員 鉄道・運輸機構 設計部(〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: nishi.tak-67y6@jrtt.go.jp ³正会員 鉄道・運輸機構 設計部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: ishikawa.tar-65ba@jrtt.go.jp

4正会員 鉄道・運輸機構 設計部(〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: tamai.shi-8mi3@jrtt.go.jp

GRS一体橋梁は、ポータルラーメン橋とセメント改良アプローチブロックを、ジオテキスタイルを介して一体化した構造形式であり、コンクリート構造物と土構造物の複合構造物であると考える.本橋梁は耐震性に優れ、支承が不要となることから、維持管理を含めたトータルコストの縮減が可能となる合理的な構造である.

一方,複合構造化によって,温度伸縮や乾燥収縮といった不静定力が顕著化し桁の伸縮が発生するため, この伸縮を吸収する構造が必要となり,接合部に緩衝層と呼ばれる構造を設けることとした.

鉄道・運輸機構では、これまで鉄道総合技術研究所と共同で、実大部分供試体による交番載荷試験を行い、有識経験者や同研究所による検討会を経て、GRS一体橋梁の設計・施工を行ってきた.

本稿は、GRS一体橋梁の特徴を改めて整理し、実橋梁における計測結果を元に接合部の緩衝層の特性について考察したものである.

Key Words : Geosynthetic-reinforced soil (GRS) integral bridge, joint of concrete and soil structure, buffer layer

1. はじめに

GRS (Geosynthetic-reinforced soil) 一体橋梁¹⁾は、ポー タルラーメン橋と補強盛土によるセメント改良アプロー チブロックという異なる構造をジオテキスタイル(合成 繊維製の補強材)を介して一体化した構造形式であり、 コンクリート構造と土構造の複合構造であると考える.

鉄道・運輸機構では、これまで、上部工をRC構造や SRC構造としたGRS一体橋梁の適用について試みを進め てきたところであり、中でも、上部工をSRC構造とした 三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁については、過去のシ ンポジウムで既に報告したとおりである²⁾.近年では、 更なる一径間の長スパン化を図るべく、上部工にPC桁 を用いたGRS一体橋梁の設計・施工を行った³⁾.

本稿は、GRS一体橋梁がコンクリート構造と土構造の

複合構造であることを改めて提案するとともに、これま での設計施工の実績を踏まえて、ポータルラーメン橋と 補強盛土の接合の効果と接合部の特性について考察する ものである.

2. GRS一体橋梁

(1) GRS-体橋梁の概要

道路橋において、上下部を剛結構造としたインテグラ ル橋梁が用いられることがあるが、橋梁背面の盛土が普 通盛土であり、橋梁がラーメン構造であることから、桁 の温度伸縮、乾燥収縮に伴う橋梁端部の水平変位と交通 荷重の繰り返し載荷による背面盛土の沈下が発生する可 能性が考えられる. 一方、鉄道では、背面盛土の沈下を抑制するべく、セ メント改良アプローチブロックを有するGRS橋台が多く 適用されてきた.GRS橋台は上部工が単純桁構造であっ たが、GRS一体橋梁では、上下部が剛結構造であること から、支承を廃して維持管理を省力化するとともに、交 通荷重に対するたわみを小さくすることが見込める(図 -1).鉄道橋では、列車の走行安全性と乗り心地を確 保する観点から、桁のたわみ制限が厳しいため、たわみ の低減は有意である.

耐震性に着目すると、地震時の橋梁の慣性力に対して、 補強盛土の主働側ではジオテキスタイルの引張抵抗、受 動側では補強盛土の地盤抵抗で、慣性力を同時に負担す ることで、橋梁の負担が少なく、耐震性に優れた構造で あるといえる(図-2).



(2) 施工手順

GRS一体橋梁の上部工は、スパン長が20m程度までは、 RC構造やSRC構造とし、これを超えて40m程度までは、 PC構造としている.

GRS一体橋梁の一般的な施工手順を図-3に示す.始めに補強盛土によるセメント改良アプローチブロックを、 一層300mmごとにジオテキスタイルを挟んで構築する. 原地盤が平坦な場合は、アプローチブロックは台形となるが、山裾のように原地盤が傾斜している場合は、長尺のジオテキスタイルは原地盤に接するまで敷設するものとし、アプローチブロックは逆台形を含んだ形となる.



壁体に接する部分は、盛土を垂直に仕上げるため、溶接 金網を仮抑え材としており、締固め層の上側でジオテキ スタイルを巻き込むように、折り返している.

補強盛土および支持地盤の沈下収束確認後,橋梁を構築する.橋台壁のコンクリート打設においては,壁体の 背面には型枠を設けず,補強盛土のジオテキスタイルの 隙間にコンクリートが浸透することで,橋台壁とアプロ ーチブロックの一体化を図っている.

上部工にPC桁を用いる場合は、PC主桁をヤードで製作し、製作後1ヶ月以降に橋台壁に架設する.これは、 剛結後のPC桁の乾燥収縮やプレストレス二次力の拘束 量を減らすためである.なお、主桁架設後から上下部の 接合部を施工するまでの間に発生する変形を拘束しない よう、橋台壁にゴム製の仮シューを設置し、仮受けする こととしている.完成時、この仮シューは埋設となる. 上下部の接合部を施工後、間詰め、片持ちスラブを施工 し、橋梁は完成する.

(3) 接合の効果

a) 橋台の主働時剛性の向上

補強盛土との一体化により、橋台の主働時剛性がどの 程度向上するかを検討するため、簡易モデルを設定し、 壁体の上端に水平力1kN,モーメント1kNmを作用させ たときの変位量、回転量を算出して、そこから水平剛性 と回転剛性を導いた.

検討モデルは、抗土圧橋台およびGRS橋台を模したものとする(図-4).壁体の高さは、いずれも9.0mとし、 壁厚は1.0mを基準とする.抗土圧橋台の壁厚を変化させて、GRS橋台と同程度の剛性が得られる壁厚を求める. GRS橋台の補強材バネは3層(=0.9m)ごとに一つのバネとし、そのバネ定数は試験値に基づき設定した.



橋台壁の下端は,抗土圧橋台はフーチング基礎を想定 し,壁体下端を固定した. GRS橋台はフーチングが小 さいため,鉛直,水平に対する基礎バネのみを考慮した. 壁厚1.0mの抗土圧橋台を基準とした,各ケースの剛性 比率を表-1,表-2にまとめる.補強盛土との一体化 は,水平剛性は抗土圧橋台の壁厚を1.5倍した場合と同 等の剛性の向上が見込めることが分かる.しかし,その 反面,上下部を剛結したGRS一体橋梁においては,上部 工の収縮に対する拘束が大きくなることも示しており, 不静定力の検討に当たっては,慎重に行わなければなら ない⁴⁾.

表一1 水平力に対する剛性

モデル	補強材	壁厚	基礎	剛性比率
	バネ			
(a)	なし	1.0m	回転固定	1.0
(a)	なし	1.5m	回転固定	3.4
(b)	あり	1.0m	回転自由	3.8

表-2 回転に対する剛性

モデル	補強材 バネ	壁厚	基礎	剛性比率
(a)	なし	1.0m	回転固定	1.0
(a)	なし	1.2m	回転固定	1.7
(b)	あり	1.0m	回転自由	1.9

b) 耐震性の向上

GRS一体橋梁の耐震性の検証として、PC桁を用いた スパン長30mのGRS一体橋梁における静的非線形解析の 結果を用いる.検討対象の一般図を図-5に示す.

本検討では、桁、橋台壁、橋台基礎を一体化した門型 構造としてモデル化しており、橋台壁背面の主働側抵抗 として補強材バネ、受働側抵抗として地盤バネ、また基 礎底面には地盤バネを設定した(図-6).地盤種別は、 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁵⁾のG1地 盤と設定した.



図-5 PC 桁を用いた GRS 一体橋梁



図-6 耐震設計における構造解析モデル

設計作用の組合わせは、死荷重や列車荷重による地震 時慣性力のほか、コンクリートの乾燥収縮、クリープ、 温度変化の影響を考慮している. RC桁を用いたGRS-体橋梁では、地震時にアプローチブロックが破壊しない 場合、構造物全体系の剛性低下は生じず、弾性的な挙動 に近い応答となることが確認されている⁶⁾. そのため、 本橋梁においても地盤と一体的に弾性的な挙動を示すと 考え、L2地震時の設計地震動は、G1地盤用の地表面設 計地震動(土構造物照査波)の最大加速度より、726gal と設定した.

本橋梁の震度-変位曲線を図-7に示す.初期降伏震 度が2.425であることから,L2地震時の震度0.74 (=726gal/980cm/s²)以上となり,L2地震時においても弾 性的な挙動であることが確認できる.

併せて、L2地震時における補強材の伸びひずみの値 を表-3に示す.鉄道構造物等設計標準・同解説(土留 め構造物)⁷⁾によると、補強材が設計引張り強度に達 し、上部1/3の伸びひずみが3%までは損傷レベル2とさ れており、顕著な損傷は生じず一体化が図れているとい える.

ポータルラーメン橋では、同程度の鋼材量、部材寸法 ではL2地震時において橋梁が塑性化することが想定さ れ、この場合は橋梁の復旧工事を要する.よって、複合 構造化に伴い、耐震性、復旧性が向上しているといえる.



図-7 震度-変位曲線

表一3 12 地震時における補強材の伸び	いす	み
----------------------	----	---

下端からの	水平変位	応答値	限界値(5%)に
節点位置(m)	(mm)	(%)	対する照査値
9.4	13.6	3.4	0.68
8.5	11.2	2.8	0.56
7.8	9.7	2.4	0.48
7.0	7.5	1.9	0.38
4.9	3.9	1.0	0.19
2.7	1.7	0.4	0.09
1.2	0.6	0.2	0.03
0.6	0.2	0.1	0.01

3. 橋梁とアプローチブロックの接合部の構造

(1) 緩衝層

GRS一体橋梁は、上下部が剛結された不静定構造物で あり、温度伸縮や乾燥収縮、また上部工にPC桁を用い る場合は、プレストレス二次力といった不静定力による 桁の伸縮が発生するため、これを吸収する構造が必要と なる. そのため、土構造部で緩衝層を設けることとして いる(図-8).



緩衝層は、壁体とセメント改良アプローチブロックの 間の非改良礫質土とジオテキスタイルで構成される.溶 接金網の入っていない自由長部を中心にジオテキスタイ ルが伸縮することで、橋台壁とセメント改良アプローチ ブロック間に発生する水平・鉛直方向の相対変位を吸収 する.また、緩衝層は非改良の礫質土であることから、 橋台壁背面における排水層の役割も果たしている.

(2) 緩衝層の特性のモデル化

(1)で記した緩衝層の効果と不静定力の繰り返し作用 による橋台壁背面の地盤抵抗バネへの影響を検証するた め,正負交番載荷試験を実施した⁸⁾.試験で用いた実 大寸法部分供試体を図-9に示す.試験は,静的載荷と



し,始めに橋長20,40,60mの桁の温度降下(-25℃) と収縮ひずみ(-150µ)による桁の収縮量に相当した水 平変位4,8,12mmを主働側(径間側)に作用させた. 受働側(盛土側)は,変位は殆ど発生しないと考え,予 め定めた水平変位(1,2,3mm),もしくは水平荷重 (300,600,900kN)に到達するまでとした.その後は,

地震時作用を想定し、主働側は水平変位15mm以降、 5mmずつ漸増させた.受働側は荷重制御とし、各段階の 主働側と同荷重とした.

橋台壁を主働側へ徐々に変位させたときのジオテキス タイルのひずみ変化を図-10に示す.ジオテキスタイ ルが自由長部を中心に伸びており、緩衝層として機能し ていることが確認できる.

正負交番載荷試験の結果を図-11に示す.供試体の 剛性に着目すると,主働側において,載荷の初期ではジ オテキスタイルの気中剛性の5倍程度の剛性を有するが, 繰り返し載荷により,ジオテキスタイルの気中剛性程度 まで剛性が変化していることが分かる.GRS構造物の主 働時剛性は,ジオテキスタイルの剛性だけではなく,緩 衝層内のひずみ発生範囲における非改良礫質土とジオテ キスタイル間の摩擦によっても発揮され,繰り返し載荷 により,この摩擦が低下することで,GRS構造物の主働 時剛性の低下が発生しているものと推察する.変位を大 きくすると,初回は一段階前の変位を与えたときと同程 度の剛性を有するが,その後の繰り返し載荷とともに再







図-11 正負交番載荷試験結果

び剛性低下が生じる. 再度, 図-10に着目すると, 変 位の増大とともにジオテキスタイルのひずみだけでなく, その発生範囲が広がっている傾向にあることが分かる. すなわち, 変位の増加によりジオテキスタイルのひずみ 範囲が広がるが, その後の繰り返し載荷により, 広がっ たひずみ範囲でも摩擦が小さくなり, 再び剛性低下が引 き起こされたものと考える. このことから, GRS一体橋 梁は構造物の供用期間中, 不静定力の繰り返し作用によ り, ジオテキスタイルの剛性が変化するものと考えて, 設計においては, 橋台壁背面の地盤抵抗バネを, 橋梁完 成後数年程度における強バネと, 設計耐用期間終了時に おける弱バネを使い分けることとした(図-12).



最大荷重は、水平変位24mm付近において356kNとなった.補強材の設計基準破断強度から最大荷重を算定する と606kNとなることから、算定値に対して6割程度に留 まった.図-13に壁体背面からの距離800mm地点にお ける補強盛土の各層のひずみ分布を示す.補強材のひず みは、各層でばらつきが生じているが、これは補強材敷 設時のジオテキスタイルの弛みが各層で区々であること が原因と考える.また、ひずみのばらつきは、各層だけ



でなく、同一層の載荷直交方向にも生じているものと考 えられ、これらが最大荷重の算定値より試験値が下回っ た要因と考えられる.しかし、局所的に補強材の破断が 生じたとしても、他の補強材に荷重の再分配が行われる ことから、本試験の供試体と同じく、脆性的な破壊は生 じないものと考える.

4. 計測結果に基づく実構造物の挙動

(1) 実構造物における各種計測の経時変化

実構造物の施工後の挙動を把握すべく、GRS一体橋梁 の各種計測を行った⁹⁾.計測対象は、図-14に示す とおり、橋長12m、上部工をRC床版としたGRS一体橋梁 である.各計測項目の計測方法は表-4に示す通りであ る.構造物の施工は2011年12月に完了しており、計測結 果はいずれも、2012年1月から2015年11月までを示す.



図-14 計測対象となる RC 床版構造の GRS 一体橋梁の一般図

表一4	主な計測項目

計測項目	計測方法
外気温、コンクリート内部温度、盛土内温度	温度計
補強盛土内の補強材のひずみ	ひずみゲージ
橋台壁および床版内の鉄筋のひずみ	鉄筋計
補強盛土と橋梁の相対変位	変位計

盛土補強材ひずみの計測位置と経時変化を図-15に 示す.補強材のひずみは、緩衝層とその背面のアプロー チブロック内で計測を行った.外気温の変化に伴い橋台 上部の緩衝層が伸縮していることが分かる.気温の低下 により上部工が収縮したときは補強材が引張られ、逆に 気温の上昇により上部工が伸長したときは補強材は圧縮 側に移行している.

一方,その背面のアプローチブロックでは,殆どひず みが発生していないことが確認できる.以上のことから, 実構造物において,補強盛土と橋梁の一体化が図られて おり,上部工の伸縮を緩衝層で吸収できていることが分 かる.また,季節変化に伴う補強材のひずみは同程度で あり,その変形は安定しているといえる.

次に,橋台壁内の鉄筋応力の経時変化を図-16に示 す.計測は,橋台壁の上部,中部,下部における前面と 背面で行った.軸力部材のため、いずれも圧縮応力が発 生しており、背面より前面の方が圧縮応力が大きい傾向 を示した.各鉄筋応力は、気温上昇とともに圧縮応力が 増加し、気温下降とともに応力が減少している.これは 温度変化に伴う部材の伸縮が、上部工との剛結や背面の アプローチブロックによって、変形が拘束されているた めと考える.季節変動に伴う応力の変化は、概ね同程度 を示しており、安定している.橋台壁上部と中部の前面 の圧縮応力が累積しているが、収束傾向にあると考える.





上床版内の鉄筋応力の経時変化を図-17に示す.計 測は、起点側支点付近、径間中央、終点側支点付近にお ける床版の上側と下側で行い、測量中心線上の計測結果 を示している.気温の上昇とともに応力が圧縮側、気温 の下降とともに応力が引張り側に変化している.これは、 温度変化による上床版の伸縮が、橋台壁および背面のア プローチブロックに変形が拘束されて、不静定力が発生 するためである.また、径間中央下側のみ、他と比べて 引張り側に遷移しているが、上床版の自重クリープ、お よび乾燥収縮に伴う不静定力が正の曲げモーメントとし て発生しているためと考えられる.



(2) 桁伸縮に伴う剛性の変化

実橋における補強盛土と橋梁の相対変位の計測値から 桁の伸縮量を把握し、桁温度との関係を整理することで、 GRS一体橋梁の桁伸縮に対する剛性変化を考察する.

検討対象は、上部工をRC構造、SRC構造としたGRS-体橋梁を各一橋ずつとする. それぞれ橋長が違うことか ら、桁の伸縮量を橋長で除して無次元化した桁長伸縮率 で検討する. 図-18に桁温度と伸縮率の関係の経時変 化を示す. 図中の破線は、線膨張係数10⁵/Cで自由伸縮 した場合を表している.

(a) は接合時期が1月であるため,接合後の最初の収縮(収縮①) は発生期間が短く,すぐに最初の膨張(膨張①) が生じている.なお、当該橋梁はアプローチブロック上に施工された床版コンクリートや路盤コンクリートの重量によりアプローチブロックの回転が発生したため、実測の沈下量から相対変位の補正を行っている.



(b) は接合時期が11月であり、収縮①の発生期間が(a) に比べて長い. それぞれ接合時期は違うが、膨張①のあと、自由伸縮の場合と同程度の剛性で安定する傾向は一緒である.

膨張①の剛性に着目すると、(a)の方が(b)に比べて 剛性が大きいが、桁長伸縮率0%を境に分けて比較する 必要がある.その理由は、収縮に伴い伸長した緩衝層を 押し込むときの剛性と、補強盛土を押し込むときの剛性 が異なると考えられるためである.このことは収縮①の 発生期間が長い(b)で顕著に現れている.桁長伸縮率0% から更に正側に変化する場合は、剛性が大きくなってお り2回目の膨張(膨張2)以降も同様の挙動である. (a) では、収縮①の期間が短いため、その傾向が見えるのは わずかであり、収縮2)以降では、補強盛土が橋梁から離 れる挙動が生じてしまったため、桁長伸縮率0%から正 側に移行しても補強盛土を押し込む挙動に至っていない.

(a),(b)ともに,膨張②以降の剛性は,自由伸縮時の 剛性とほぼ等しく,膨張①の剛性と比べると低下してい る.これは,最初の収縮分だけジオテキスタイルが引き 抜けているか,緩衝層の圧縮抵抗が低下している可能性 が考えられる.このことから、一度、伸縮を繰り返した 緩衝層は、その引張り及び圧縮履歴の範囲において、伸 縮を拘束しなくなると考えられる.このことは、3.2で 設定した緩衝層のモデルとも合致する.

5. まとめ

GRS一体橋梁の特徴を整理するとともに、これまで行ってきたGRS一体橋梁の設計・施工の実績をもとに、接合の効果と接合部の特性について取りまとめた.

1. 橋台と補強盛土の接合により、橋台の主働時剛性が 向上することが確認できた.また、ポータルラーメン橋 と補強盛土の一体化により、耐震性および復旧性におい て向上が図れることを確認した.

2. GRS一体橋梁は不静定力による桁の伸縮が発生する ため、これによる相対変位を吸収する緩衝層を土構造部 に設けることとしている.実物大部分供試体による交番 載荷試験の結果をもとに、緩衝層のモデル化を示した.

3. 上部工をRC床版としたGRS一体橋梁の実構造物の 計測結果から、ポータルラーメン橋と補強盛土の一体化 が十分に成されていることが確認できた.また、不静定 力による構造物の繰り返し変形が確認されたが、安定し た挙動を示している.

4. これまで施工したGRS一体橋梁の計測結果をもとに 桁温度と伸縮率の関係を整理することで、桁伸縮に伴い 緩衝層の剛性が変化することを確認し、上記2の妥当性 を示した.

現在,初の事例となる,上部工にPC桁を用いたGRS 一体橋梁の施工が完了したところである.本橋梁におい ても,各種計測を実施し,GRS一体橋梁の更なる検証を 進めていきたい.

謝辞

GRS一体橋梁の検討につきまして、多大なるご指導・ ご助言を頂きました「補強盛土一体橋梁の設計法に関す る委員会」に参画されました皆様に心から感謝の意を表 します。

参考文献

- 1) 玉井真一,神田政幸,龍岡文夫:補強盛士一体橋梁,コン クリート工学, Vol. 52, No. 10, pp. 892-898, 2014. 10.
- 2) 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 下路桁構造を有する GRS 一体橋梁の設計施 工,第 11 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, 2015.11.
- 3) 石井秀和,石川太郎,菊地圭介,福重孝章: PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の施工 -九州新幹線(西九州ルート) -,第 26 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(投稿中). 2017.10
- 4) 玉井真一,石井秀和,高嵜太一: PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性,コンクリート工学年次大会 2016, 2016.7
- 5) 鉄道構造物等設計標準·同解説(耐震設計), 2012.9.
- 6) 佐々木 徹也,西岡 英俊,轟 俊太朗,玉井 真一,山崎 貴 之,進藤 良則:橋長の違いがGRS一体橋梁の地震時応答 に与える影響の解析的検討,第70回年次学術講演会,土木 学会,2015.
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 2012.1.
- 8)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載荷試験(その2:試験結果),第48回地盤工学研究発表会, pp. 1543-1544, 2013.7.
- 9)小島謙一,野中隆博,陶山雄介,青木一二三,渡辺和之: 補強盛土一体橋梁における季節の温度変化に伴う挙動,ジ オシンセティック論文集第28巻, pp. 369-374, 2013.12

THE JOINT OF CONCRETE AND SOIL STRUCTURE IN GEOSYNTHETIC-REINFORCED SOIL INTEGRATED BRIDGE.

Hidekazu ISHII, Takahiko NISHI, Taro ISHIKAWA and Shinichi TAMAI

Geosynthetic reinforced soil (GRS) integrated bridge is unified portal rahmen bridge and cement improvement backfill through giotextile, so we consider it is composit structure of concrete and earth structure. GRS integral bridge improve the seismic perfomance, have no bridge bearing. Therefore, it is rational structure for reduction of total cost including mentenance.

However, it emphasized statically indeterminate force by thermal expansion and contraction ,drying shrinkage, so it cause the deformation of bridge. Therefore it required the function of following this deformation, so we set buffer layer on joint point.

JRTT and RTRI have carried out the alternating loading test by specimens so far, and have undergone design and construction of several GRS-integrated bridges, through meetings by experts and the institute.

This paper rearranges the characteristics of the GRS integral bridge, and characteristics of buffer layer on joint point by results of monitoring actual bridges.