

新幹線構造物に採用したジオシンセティックス補強土構造物の適用事例

独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

1. はじめに

北海道新幹線は、2005年より着手し、東京を起点とする既設の東北新幹線を北へ延伸する路線である。(図-1参照) 現在は、新青森～新函館(仮称)間の延長約149kmで建設中であり、2012年からは新函館～札幌間(約211km)において、さらに北へ向かう北海道新幹線の延伸工事が始まっている¹⁾。

北海道側の新設区間となる工事現場は、図-2に示すように木古内～新函館間の海岸沿い約38km間に位置しており、現場では様々な形式のジオシンセティックス補強土構造物(以下、『GRS構造物』と称す。GRS: geosynthetic-reinforced soil structure。)が建設されている¹⁾。

本文では、当該区間において採用されたGRS構造物について概略紹介するとともに、橋桁と橋台を一体化させた一体橋梁と補強土構造物を一体化させた補強盛土一体橋梁(以下、GRS一体橋梁と称す)について、その健全性を確認するために施工時から実施している動態観測結果について述べる^{1), 2)}。



図-1 北海道新幹線の概略図¹⁾

2. 北海道新幹線で採用されたGRS構造物の概要¹⁾

図-2に示す北海道新幹線建設工事に採用したGRS構造物の種類を表-1に示す。構造的な違いから、以下に示す①～⑤に大別される。

- ①GRS擁壁: 剛性壁面工を有する補強盛土構造として、総延長約3.5kmにわたり建設。(記号Rの区間)
- ②GRS橋台: 従来形式の逆T型橋台を採用せず、橋桁はGRS擁壁の壁面躯体の天端に設置した支承(固定・可動)で支持。(記号A, 29箇所)
- ③GRS一体橋梁: 世界初となる構造形式として、橋桁を一對の

GRS擁壁の剛壁面の天端に結合することで一体化。(記号I, 1箇所)

④GRS一体ボックスカルバート: 新幹線構造物をアンダーパスしつつ交差する地方道のRCボックスを両側でGRS擁壁と連結。(記号B, 3箇所)

⑤GRSトンネル坑門工: ジオグリッドを用いたトンネル上部におけるジオグリッドを用いた盛土体の補強による保護盛土。アーチ構造であり、耐震補強上でも有利。(記号T, 11箇所)

上述したGRS構造物は、従来の新幹線構造物における構造形式からの転換を図りつつ建設されており、採用される頻度は増している。主な理由は、大地震に対して高い耐震性を有しながら、建設費・維持管理費の面で優れているという特長から、費用対効果の観点で選択された結果である。

また、GRS橋台、GRS一体橋梁およびGRS一体ボックスカルバートは、従来の構造形式とは異なり、長期列車荷重、動的荷重による壁面部背面の盛土材沈下の影響を考慮せずに済む程度に改善されている。

表-1 北海道新幹線建設工事に採用したGRS構造物の種類

記号	構造物種類	施工延長または箇所数	最大高さ
R	剛壁面を有するGRS擁壁 : GRS retaining wall with FHR facing (RW)	3,528 m	11.0 m
A	GRS橋台 : GRS bridge abutment	29	13.4 m
I	GRS一体橋梁 : GRS integral bridge	1	6.1 m
B	GRS一体ボックスカルバート : RC box culvert integrated to GRS RW	3	8.4 m
T	GRSトンネル坑門工 : GRS tunnel entrance protection	11	12.5 m

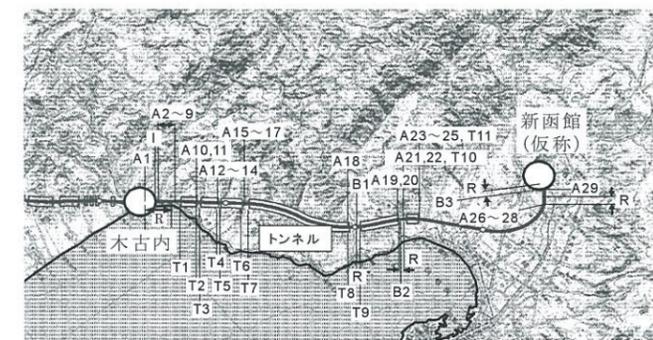


図-2 北海道新幹線建設工事に採用したGRS構造物の位置¹⁾
(木古内～新函館(仮称)間)

3. 剛性の高い壁面工を有するGRS擁壁¹⁾

3.1 GRS擁壁の概要

GRS擁壁の高い剛性を有する壁面部は、盛土部を施工して、盛土部および支持地盤の変位収束後、外側に設けるコンクリート型枠との空間にコンクリートを打設して構築する。その際、盛土内部より鉄筋を用いたアンカー形式で型枠を定着し、盛土部の壁面側はジオグリッドで覆った状態として、盛土側に型枠を用いない。これにより、壁面工は剛で補強盛土と一体となった構造となる。また、従来の片持ち梁形式のRC擁壁の場合は、型枠および支保工が壁面部の両側で必要であるため、壁高が高くなるほどGRS擁壁と比較してコストの増分率が大きくなっていった。

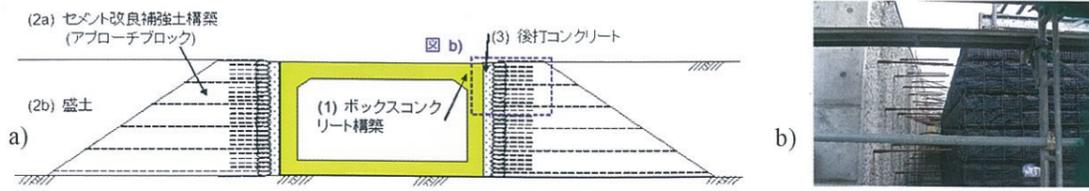


図-6 GRSボックスカルバート(現場B2): a) 全体構造: 数字は施工順序を示す, b) RCボックス構造体と工程(3)のアプローチブロックとの空間(現場B1)

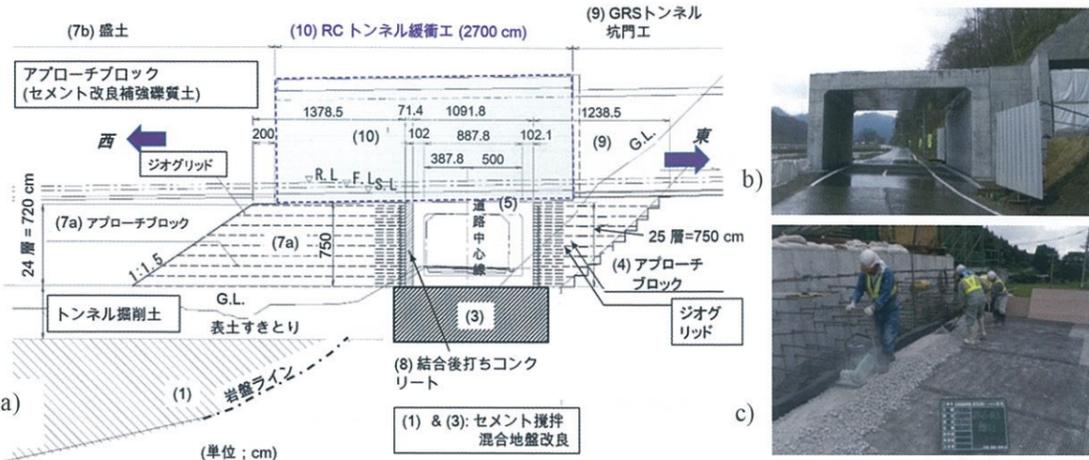


図-7 新茂辺地トンネルの坑口付近現場B1のRCボックスカルバート: a) 施工順序(1)～(10)(段階(2)・(6)は示していない), b) 段階(6)後の状況, c) 段階(7a)の施工状況

7. 斜面形状に応じたGRSトンネル坑門工¹⁾

GRSトンネル坑門工(図8)は、地震時の荷重に対してトンネル覆工の健全性を向上させ、坑口部直上斜面の安定化を図りつつ、落石・土砂崩壊から列車を守るため、11箇所の現場で採用された。(図2中のT1～T11)

構造としては、比較的急な自然斜面を有する場合(タイプA)は、補強盛土を構築した後に、自然地山に対するトンネル工事と同様のNATM工法で施工する。他方、比較的緩やかな自然斜面が続く場合(タイプB)は、自然地山を上方から開削し、トンネル覆工を明かり区間(地上部)で構築し、次いで覆工周囲を補強盛土により覆う構造とした。

その際、覆工周囲の盛土は、補強材を用いるほか、セメント改良し、剛性が自然岩盤地山に比べて小さくなり過ぎないようにセメントの配合量を決定することで地震時の荷重に対して対応した。完成時は、坑門部の場所打ちコンクリート壁と一体となる。

8. 終わりに

GRS構造物は、大規模地震時において高い安定性を保持し、従来形式の土構造物に比べて高い費用対効果を有することから、北海道新幹線の木古内～新函館(仮称)間の現場で多数建設された。今後は、継続して計測データの収集を重ねて、これらの要因の影響を定量化するために詳細な分析を実施して報告する。

【参考文献】

- 1) 高野裕輔・山崎貴之・米澤豊司・館山勝・龍岡文夫: 北海道新幹線におけるジオシンセティックス補強土構造物, ジオシンセティックス論文集, Vol. 28, pp. 361-368, 2013
- 2) 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ス論文集, Vol. 28, pp. 369-374, 2013

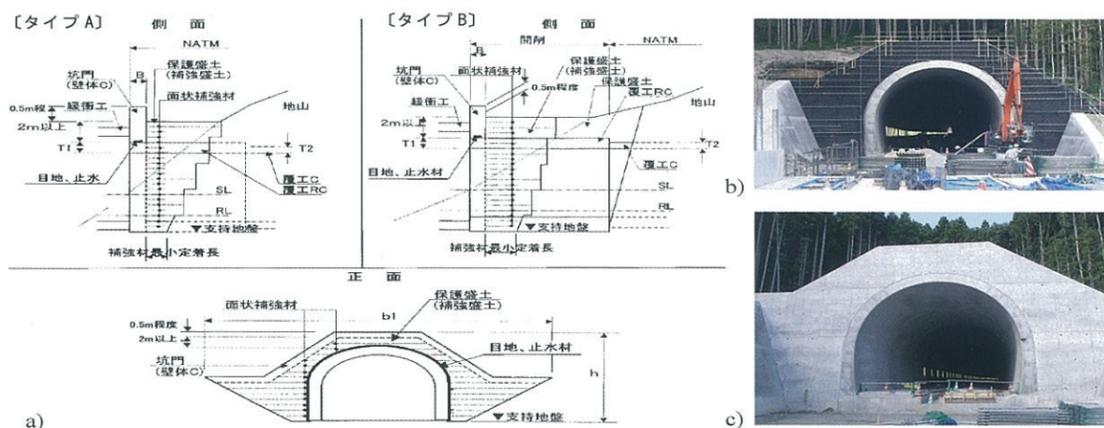


図-8 GRSトンネル坑門工: a) 2タイプ, b) 万太郎トンネル坑門部壁面の施工前, c) 施工後(図-2中の現場T10)

【編集委員会名簿】

委員長: 今村眞一郎(西松建設(株)) 幹事: 田村幸彦(株)複合技術研究所 事務局: 岡本正広(株)複合技術研究所
委員: 神田隆真(前田建設工業(株))・川島則子(株)クラレ・西村 淳(三井化学産資(株))

【協会事務局】

〒160-0004 東京都新宿区四谷1-23-6 協立四谷ビル 5F (株)複合技術研究所 内
電話 03-5368-4103 FAX 03-5368-4105 ホームページ・アドレス <http://www.RRR-SYS.GR.JP>



写真-1 剛な壁面を有するGRS擁壁¹⁾

3.2 GRS擁壁の適用による効果

盛土構造において、緩勾配の盛土構造と比較して鉛直に近い壁面を持つ擁壁は次の利点がある。

- ①全体面積が小さくなり、用地取得費を抑えられる。
- ②のり面植生工等の保守作業を要しない。
- ③支持層の地盤改良が小規模となる。

このため、鉄道では市街地のような用地制限が厳しく緩勾配の盛土では建設費が高くなる場合、従来形式のRC擁壁で建設されてきた。しかしながら、従来形式は多密で長尺な杭基礎が必要な場合もあり、建設費は高くなる。また、従来形式特有の欠点として、例えば一部の擁壁工が崩壊した場合、盛土全体の障害に至る懸念があった。

そういったことから、従来形式の問題点を解消したGRS擁壁の導入は、都市部だけでなく田園部でも有利となった。特に、

- ①軟弱地盤に構築する場合、セメント混合による地盤改良を用いることで杭基礎の必要がなくなる。
- ②大規模地震に対して高い安定性を有する。
- ③電車線柱（通常50mに一箇所）および防音壁基礎部として壁面工の利用が可能となる。
- ④橋台の場合、橋台裏背面の不同沈下が生じない。

といった点で有利となった。

4. GRS橋台¹⁾

4.1 従来形式の問題点

従来形式の橋台は、長期列車荷重による盛土の圧縮、大地震時の盛土の揺すり込み沈下、橋台と擁壁の変位・沈下による橋台裏背面の段差などが問題であった。

そこで、これら問題の解決を図るべく、密に締固めた粒度調整砕石層によるアプローチブロックが導入された。

しかしながら、この対策では十分な効果が得られない事例も発生した。1993年北海道南西沖地震時においては、津軽海峡線：建川橋梁（最大水平加速度200 cm/s²程度）で、高さ8.5mの橋台裏の背面盛土が約50cm程度の沈下を生じ、鉄道走行を維持する許容値を超えた。

4.2 改善策

前節で述べた問題点、背景を受け、一連の模型実験結果に基づいて新しい橋台が開発された。橋台は3.1で示した手順で構築されたGRS擁壁の剛な一体壁面工の天端に支承を介して配置する。このとき、長期性能を保证するため、壁面背後の盛土を



写真-2 北海道新幹線万太郎トンネル付近のGRS橋台¹⁾

ジオグリッドで補強し、粒度調整砕石はセメント改良を施すが、壁面土のうは非改良礫で満たす。

GRS橋台の利点は、大地震時であっても高い安定性を有していることである。また、通常は杭基礎を用いずに薄い壁体幅となるため、安価な建設費となる。一般的に、基礎構造および長期的な維持管理費を含めない場合は、従来と比較して、建設費は約20%程度低下する。

GRS橋台は、2002～2003年において九州新幹線高田トンネル坑口部付近に初めて採用され、実物大の躯体水平載荷試験を実施し、高い地震時安定性を確認した。

北海道新幹線の北海道側では、29箇所の橋台に採用され（図-2、記号A）、従来形式の橋台は設置していない。なお、当該区間で最も壁高が高いGRS橋台は、13.4mである。

5. 支承構造を廃したGRS一体橋梁¹⁾

5.1 GRS一体橋梁の特長

従来の橋梁において、桁の支承部の存在は、構造物にとって建設費・維持管理費および地震時の安定性といった点で問題となっていた。

GRS一体橋梁とGRS橋台との相違点は、桁が支承を介さずに一對のGRS擁壁の壁体天端に結合されている構造であり、その利点を以下に示す。

1. 支承部の設置・保守が不要となる。
2. 桁部と躯体部間を結合することで発生曲げモーメントが減少し、部材厚が薄くなる。
3. 動的な安定性が構造の一体化、桁の軽量化により増加する。
4. 構造の一体化および部材断面形状によって、津波に対する安全性が増加する。

こうした利点を受け、GRS一体橋梁は、木古内駅付近の地方道を跨ぐ架道橋として採用された。また、現在は、これらの利点を活かすべく、三陸鉄道の2箇所（ハイベ、およびコイコロベ橋梁）において、2011年の東日本大震災時の津波で崩壊した橋梁を復旧させるためにGRS一体橋梁が建設中である。

5.2 比較検討に基づいたGRS一体橋梁の採用

木古内のGRS一体橋梁は、次のような比較検討に基づいて選定された。当初計画は、短いスパンに適するボックスカルバートであった。しかしながら、部材が厚くなるため、道路交通に必要な空頭高さ（4.0m）を確保するためには、大規模な掘削による地盤面の盤下げを要した。

また、施工条件として、在来線鉄道に接近し、その踏切と交差する道路面の縦断勾配が許容限界（2.5%）を超えることが懸念されたが、隣接する新幹線構造物の施工が始まっていたため、新幹線の縦断線形の変更は困難であった。

そこで、第一の代替案として、PC下路桁が検討された。この場合は、壁面工が厚く、基礎が相対的に大きくなり、一對の支承で支持される桁のスパンが14mと比較的長くなるため、当初案より高価になった。さらに、通常の桁構造と比較して、桁高に対するスパン比率が小さく、桁中央断面のコンクリートスラブ中心部に導入されるプレストレスの効果を評価するためにFEM解析が必要となる。

そこで、第二の代替案とされたのがGRS一体橋梁であり、上述の1.)に示した利点を、改めて現地の条件に合わせて検証し、以下の理由で採用した。

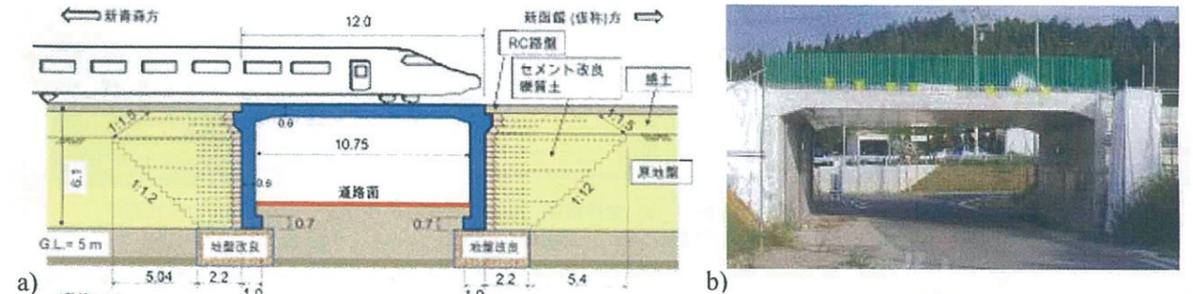


図-3 北海道新幹線木古内町地区におけるGRS一体橋梁（図2中の現場¹⁾）

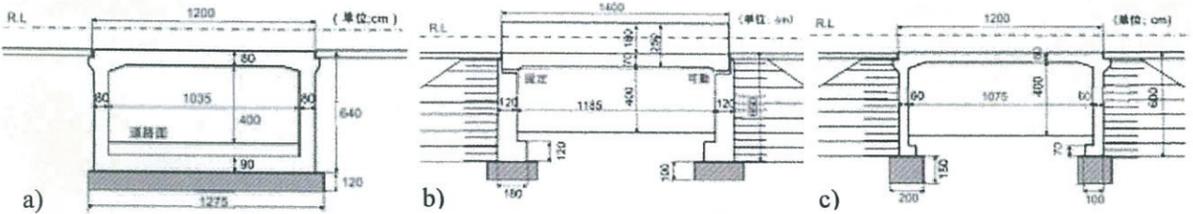


図-4 工法比較 a) ボックスカルバート(当初案), b) PC下路桁(代替案1), c) GRS一体橋梁(代替案2)²⁾

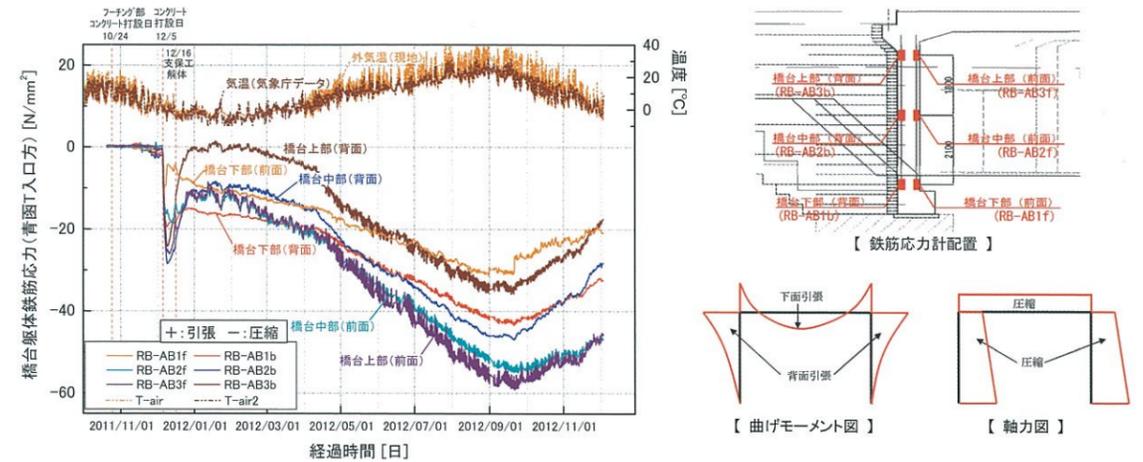


図-5 起点方側壁部の鉄筋応力の経時変化およびRC部材自重による応力分布パターン模式図¹⁾

- ①桁と壁面工の結合により桁高が薄くなる。
- ②支承を介さないため、桁長はPC下路桁より短い12mとなる。
- ③桁の軽量化、ジオグリッド補強盛土の支持により壁躯体が薄くなり、基礎が小さくなる。
- ④部材断面を薄くできたことにより、必要な空頭高さ（4.0m）を確保し、地盤掘削が不要となる。
- ⑤地盤改良の面積は、ボックスカルバート案より小規模となる。
- ⑥これらの理由から、建設費は相当安価となる。

5.3 動態観測による健全性の確認

これまでに、模型試験および数値解析によってGRS一体橋梁の安定性が示されてきたが、実構造物としては当該現場が初めての適用となる。

そこで、施工時および長期的な観測も含めて高い安定性を確認するため、施工開始時より挙動を継続的に計測している²⁾。計測、新幹線の供用開始まで継続する予定であり、構造物の周辺気温および鉄筋応力、補強材張力、RC部材と盛土部の変位、代表箇所の土圧を観測している。

一例として、図-5に構造物の周囲の外気温および起点方（青函トンネル側）壁面部の鉄筋応力の経過図を示す。同図より、計測開始から1年以上の経過から、鉄筋の圧縮応力は次の要因によって増加することが確認された^{1) 2)}。

- ①壁面部コンクリート打設時および型枠・支保工の撤去
 - ②継続的なコンクリート乾燥収縮
 - ③外気温上昇に伴うコンクリートを上回る鉄筋の軸方向の伸び
 - ④外気温上昇に伴うRC部材の熱膨張と盛土部の拘束
- また、要因①による鉄筋応力の一般的な分布パターンを示す。桁の重量（型枠・支保工の撤去）に起因する曲げモーメントに

より、壁面部裏側の引張応力が増加する。このとき、補強された盛土部の土圧の影響は、鉄筋応力に対して無視できる程度と思われる。そのため、これまでと比較して大きな応力が発生しない。

6. GRS構造物と一体化したボックスカルバート¹⁾

6.1 従来形式との比較および特長

GRS一体ボックスカルバートの特長は、底板スラブの有無でGRS一体橋梁と異なり、従来のボックスカルバート（両側が無補強の盛土に接する）以上に優れた性能を有する。

すなわち、従来のボックスカルバートと比較して、背面盛土の地震時安定性が向上し、沈下現象が抑えられるからである。さらにGRS一体橋梁と比較しても、底板スラブの存在により地盤反力が小さくなるため、ボックスカルバート本体の安定性が向上している。

一方で、底板スラブを設置できない長スパンや河川横断の場合、GRS一体橋梁の構造の方が有利となる。

6.2 GRS一体カルバートの施工

両側を補強盛土と結合する一体型のボックスカルバートは、新幹線構造物が地方道を横断する3箇所（図2中のB1, B2, B3）において採用された。

図-6aに現地で施工された構造を示す。施工順序として、最初にRCボックスカルバート本体を構築する。次に、図-6abに示すように、セメント改良粒度調整砕石による補強盛土を施工し、最後にボックスカルバートとの間に設けた空間にコンクリートを打設し、GRS擁壁として結合する。その際、全体構造として一体化を図るため、ボックス鉄筋組立時にアンカー鉄筋を両者の隙間に配置する。