

GRS一体橋梁を用いた 三陸鉄道北リアス線の復旧計画と設計

陶山雄介¹・進藤良則²・阿部雅史³

岩手県沿岸北部を走る三陸鉄道北リアス線は、宮古・久慈間を結ぶ71.0kmの路線である。北リアス線は、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による巨大津波で鉄道施設が甚大な被害を受けた。被災後、懸命の復旧により順次運転が再開され、不通区間は平成25年7月末現在、小本・田野畑間10.5kmとなった。当該区間は、島越地区の高架橋および3箇所の橋梁が津波で流失した。本論文では、平成26年4月の全線運転再開を目指す復旧工事のうち、GRS一体橋梁で構築される松前川橋梁、コイコロベ沢橋梁およびハイベ沢橋梁の構造計画ならびに設計の概要について述べる。

キーワード：GRS一体橋梁，三陸鉄道北リアス線，復旧計画

1. はじめに

岩手県の沿岸部を南北に縦断する三陸鉄道は、昭和59年4月に旧国鉄の特定地方交通線から転換して開業した全国初の第三セクター鉄道であり、宮古市と久慈市を結ぶ延長71.0kmの北リアス線、大船渡市と釜石市を結ぶ延長36.5kmの南リアス線の2路線がある(図-1)。

三陸鉄道は開業以来、地域住民の足として、また自然豊かで風光明媚な路線として全国から多くの観光客に親しまれてきた。しかし、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による巨大津波で鉄道施設が甚大な被害を受けた。

北リアス線では、宮古・小本間ならびに陸中野田・久慈間が懸命の復旧により3月中に運転を再開したものの、残る線区については構造物の新設や補強が必要となった¹⁾。

三陸鉄道は平成23年11月1日に復旧工事の設計施工を鉄道・運輸機構に委託し、平成24年4月1日には、田野畑・陸中野田間24.3kmの運転が再開され、北リアス線の不通区間は平成25年10月末現在、小本・田野畑間10.5kmとなった(表-1)。当該区間は、島越地区の高架橋および3箇所の橋梁が津波で流失した区間である。

本論文は、平成26年4月の全線運転再開を目指す北リアス線の復旧工事のうち、GRS一体橋梁^{2),3)}で構築される松前川橋梁、コイコロベ沢橋梁およびハイベ沢橋梁の構造計画ならびに設計の概要について述べる。



図-1 三陸鉄道北リアス線の位置

¹地盤工学会会員，独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部，(〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

²非会員，独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東京支社 三陸鉄道復興鉄道建設所，(〒028-0056 久慈市中町1-67)

³非会員，八千代エンジニアリング株式会社 構造・橋梁部，(〒161-8575 新宿区西落合2-18-12)

表-1 北リアス線の経歴

S47.2.27	宮古線（宮古－田老）開業
S50.7.20	久慈線（久慈－普代）開業
S59.4.1	三陸鉄道（宮古－久慈）開業 ※宮古線，久慈線は3セク化
H23.3.11	東日本大震災発生
H23.3.16	陸中野田－久慈間の運行再開
H23.3.20	宮古－田老間の運行再開
H23.3.29	田老－小本間の運行再開
H24.4.1	田野畑－陸中野田間の運行再開

2. 北リアス線(小本・田野畑間)の被災状況

北リアス線の沿線に近い宮古市田老町および野田村野田での観測記録によると，震度はともに5弱であり，最大加速度は3方向成分の合成でそれぞれ241gal，136galであった．北リアス線では南リアス線に比べて地震動による被害は小さいものの，外海に面する位置に路線のある区間では，防潮堤を超えた津波が構造物に直接襲来して被害が生じた．その被害箇所数を表-2に示す．橋梁および高架橋では15箇所の被害があった．以下にGRS一体橋梁を採用する箇所の被害の詳細を示す．

(1) 松前川橋梁

島越駅付近は，ラーメン高架橋4連，橋脚2基，橋台2基，RC桁4連，PC桁1連で構成されており，このうち松前川橋梁は松前川上のPCI形桁（L=35.9m），道路上のRC桁（L=19.8m），橋台・橋脚で構成されていた（図-2(a)，図-3）．施工基面高は10m程度であるが，防潮堤よりもはるかに高い22m以上の津波が襲来して駅本屋とほとんどの桁が流出し，ラーメン高架橋が倒壊する等の壊滅的な被害を受けた（図-4，図-5）．

表-2 北リアス線における被害箇所数

(単位：箇所)

盛土 切土	橋梁 高架橋	トンネル	駅	軌道	電気	設備	合計
11	15	0	1	38	5	0	70

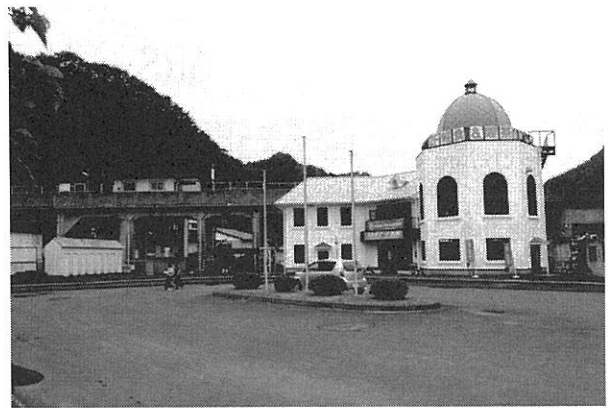


図-3 被災前の島越駅

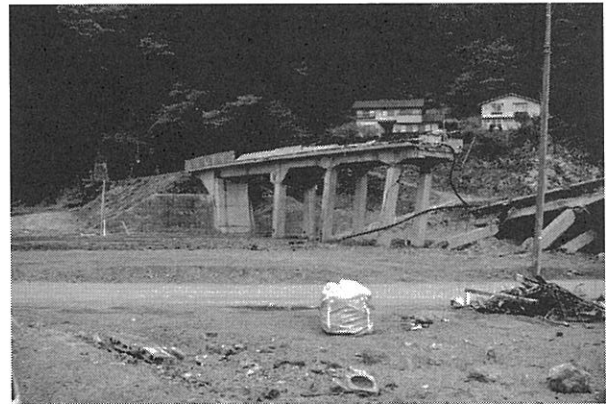


図-4 被災後の島越駅



図-5 島越地区の被災状況

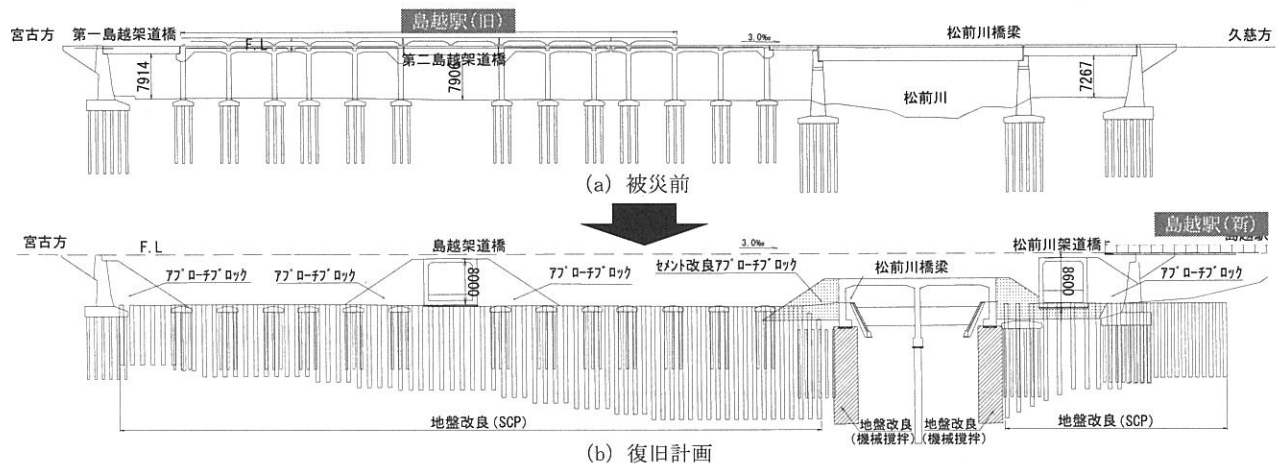


図-2 島越地区の新旧構造形式

(2) コイコロベ沢桥梁・ハイペ沢桥梁

コイコロベ沢桥梁およびハイペ沢桥梁は、防潮堤のない切り立った海食崖に挟まれた区間にある。海岸からの離隔は、2橋とも50m程度である。

コイコロベ沢桥梁は、起点側から河道上のRC桁(L=20.0m)、県道上のPCホロー桁(L=20.0m)、橋台2基、橋脚1基で構成されていたが、津波でRC桁が約200m、PCホロー桁は約60m上流側に流出した(図-6)。橋脚は流失を免れたが、躯体の主鉄筋段落し部が損傷した。

ハイペ沢桥梁は、起点側から河道上の県道を跨ぐPC下路桁(L=32.1m)、RCT形桁(L=16.6m)、橋台2基、橋脚1基で構成されていたが、津波で起点側橋台と桁2連が上流側に約50m程度流失した(図-7、図-8)。流失を免れた橋脚は、躯体基部が洗掘された。

3. 松前川桥梁の復旧計画

島越駅付近の復旧工事は、高架橋に代わって新たに盛土を造成する(図-2(b))⁴⁾。盛土は、自治体(田野畑村)の防災計画を踏まえ、第2線段的な役割を果たすよう、L2地震動に対する要求性能は性能ランクII(極めて稀な偶発作用に対して壊滅的な破壊に至らない)とした⁵⁾。その結果、盛土の底面幅は約40m、施工基面幅は5.9m、のり面勾配は1:1.8とした。のり面は山側は格子枠形状、海側は現場打ち張りコンクリートとし、補強材で結合させた。

松前川桥梁は、前後の高架橋が盛土で復旧されるため、盛土下の河川を横断する桥梁となる。GRS一体桥梁は、セメント改良土⁶⁾と橋桁が一体化した門型構造であり、下床版がなく施工性が高いことから、松前川桥梁の復旧はGRS一体桥梁を採用することとした。その一般図を図-9、横断面図を図-10に、構造諸元を表-3に示す。

橋長は27.4mと後述する他の2橋と比べて短い、スラブ上に盛土が載り、直角方向の幅が20.0mと広い構造である。側壁部の基礎直下には機械攪拌による地盤改良を行い、中間柱の基礎には場所打ちRC杭を採用した。



図-6 コイコロベ沢桥梁の被災状況



図-7 ハイペ沢桥梁の被災状況

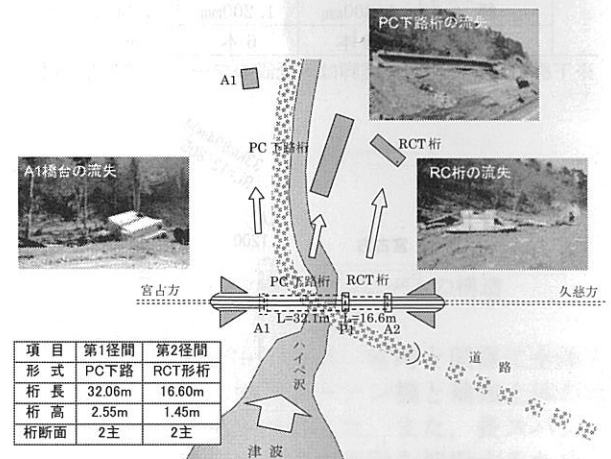


図-8 ハイペ沢桥梁の被災状況平面図

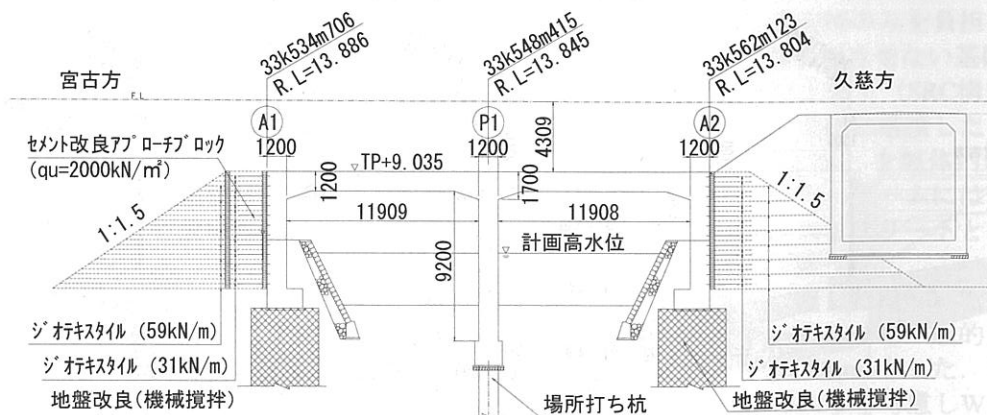


図-9 松前川桥梁一般図

4. コイコロベ沢橋梁の復旧計画

コイコロベ沢橋梁は橋梁の前後が盛土であり、復旧は橋台背面を補強土にすることで橋梁全体の耐震性を向上できるGRS一体橋梁を適用した。GRS一体橋梁は上下部一体構造であるため、津波による桁の流出防止の役割も果たすと考えられる。その一般図を図-11、構造諸元を表-3に示す。

GRS一体橋梁は、水平力を補強土が負担するため、上部工がスレンダーとなり、基礎の負担が少ない特徴を有する⁸⁾。そこでコイコロベ沢橋梁の復旧では、既存の橋台・橋脚基礎を再利用し、建設廃材の発生と施工時の河川への支障を抑制することとした。

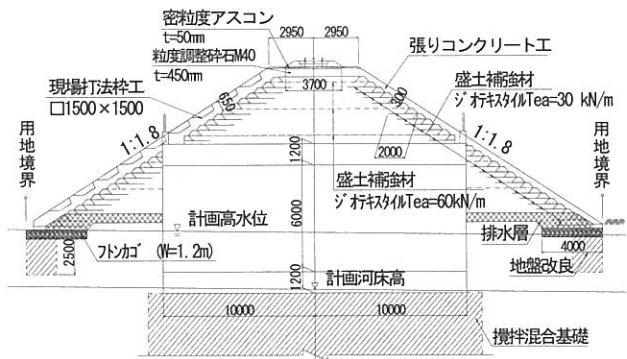


図-10 松前川橋梁横断面 (A1)

表-3 北リアス線 GRS 一体橋梁の諸元

項目	松前川橋梁			コイコロベ沢橋梁			ハイペ沢橋梁			
上部工	橋長	27.40m			39.86m			60.00m		
	幅	20.0m			5.9m			6.7m		
	スパン	13.70m+13.70m			19.93m+19.93m			32.16m+27.84m		
	構造種別	RC床版 (床版厚1.2~1.7m)			RC床版 (床版厚1.2~1.8m)			SRC下路 (桁高2.2~2.7m)		
上載盛土	あり (h=4.31m)			なし			なし			
下部工	橋台・橋脚	A1	P1	A2	A1	P1	A2	A1	P1	A2
	基礎形式 [※]	直接基礎	杭	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎
	改良方法	機械攪拌	—	機械攪拌	—	高圧噴射	高圧噴射	—	高圧噴射	高圧噴射
	長さ	17.0m	17.0m	17.0m	—	3.2m	3.5m	—	2.3m	6.0m
	径	1,300mm	1,200mm	1,300mm	—	3,600mm	3,150mm	—	3,600mm	3,150mm
	本数	80本	6本	80本	—	6本	6本	—	12本	6本

※下線で示した橋台・橋脚は、既設のフーチングを再利用した。

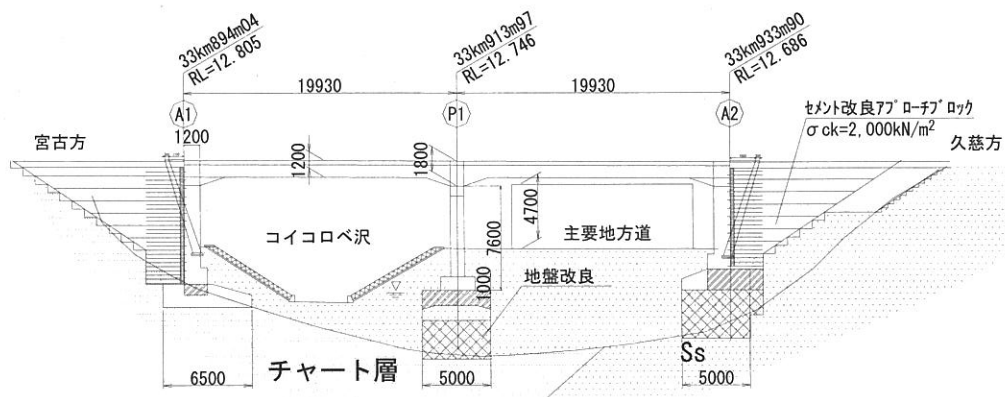


図-11 コイコロベ沢橋梁一般図

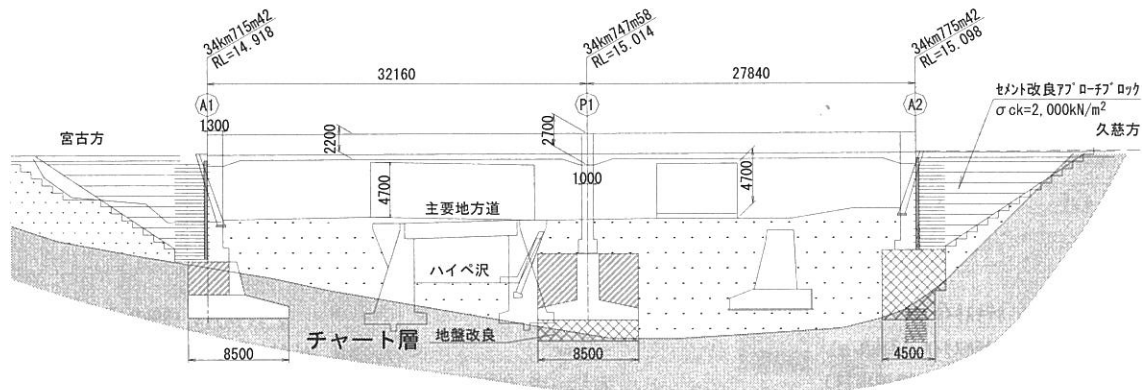


図-12 ハイペ沢橋梁一般図

5. ハイペ沢橋梁の復旧計画

ハイペ沢橋梁は、コイコロベ沢橋梁と同様に橋梁の前後が盛土であるため、GRS一体橋梁を適用し、既存の橋台・橋脚基礎を再利用する構造とした。その一般図を図-12、構造諸元を表-3に示す。

ハイペ沢橋梁は、道路空頭高4.7mを確保するため、本構造形式として初めてSRC下路構造を採用した点が大なる特徴である。橋長は3橋中で最も長く、60.0mである^{9),10)}。

6. 設計方針

GRS一体橋梁は、上部工の温度伸縮と乾燥収縮が、アプローチブロックの背面地盤（セメント非改良部）を除き、剛な補強土（セメント改良土）に拘束されるため、主桁および床版には軸方向力が生じる。

GRS一体橋梁の施工実績は、北海道新幹線に1橋あるが橋長は12.0mと短い。北リアス線で構築する3橋は、いずれも2径間で橋長は最長で60.0mと長いことから、（公財）鉄道総合技術研究所の協力を得て解析モデルを構築した^{11),12)}。

(1) 設計上の留意点

- 主桁断面は、津波の受圧面を小さくするため、スラブ形式のRC構造として設計した。また、橋長が長いことに加えて桁高制限が厳しいハイペ沢橋梁は、下路桁のSRC構造として設計した。
- 解析モデルは、上下部および補強土が一体となった全体系モデルとし、部材を線材、基礎底面・補強材・背面地盤・自由地盤の抵抗をばねで表した（図-13）。
- 補強材のばねは、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）に基づき設定した。橋台が主働側に変位した場合、初期勾配はセメント改良礫土内での拘束効果を考慮した水平ばね K_{gt} とし、次式で求められる。

$$k_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 = 37.50 k_{gt,0} \quad (\text{kN/m})$$

ここに、 α_1 は補強材の伸縮領域に寄与する補正係数、 α_2 はセメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数、 α_3 は補強材巻き返しの効果を考慮した補正係数、 $K_{gt,0}$ は1.5mの長さ（単位幅当たり）の補強材の気中でのばね定数である。なお、GRS一体橋梁においても、一般的な場合と同様に、 $\alpha_1=3.75$ 、 $\alpha_2=5$ 、 $\alpha_3=2$ として求めた。上限値は引張強度の特性値に材料係数を乗じて求めた値とし、バイリニアモデルとした。

- 背面地盤のばねも補強材ばねと同様に、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）に基づき設定した。橋台が受働側に変位した場合、N値が20の砂質地盤と等価な水平ばね K_h を勾配とする線形モデルとした（図-13）。

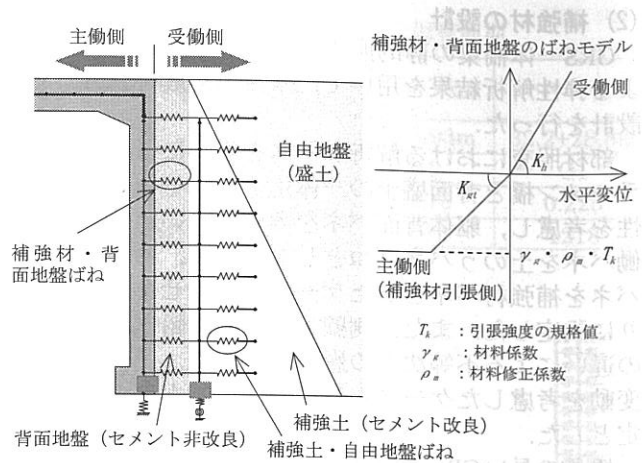


図-13 アプローチブロック部の解析モデル

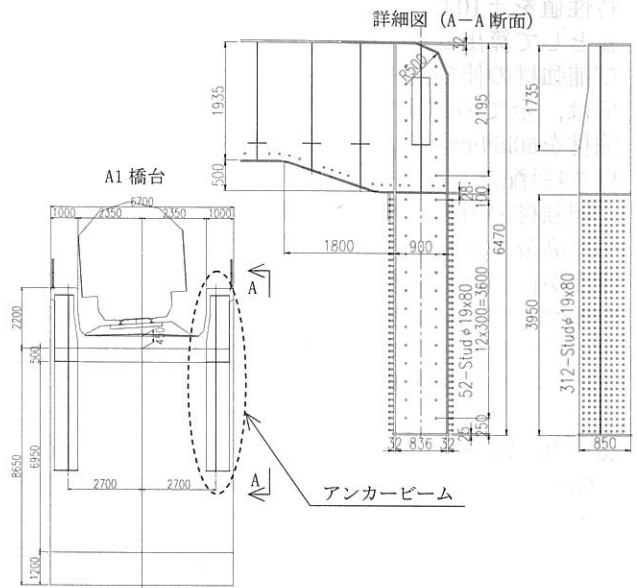


図-14 アンカービームの構造

- 地震時の解析モデルは、常時と同様に全体系モデルとし、門型ラーメン橋と補強土体の地震時相互作用を評価した。また、長スパンのGRS一体橋梁の地震時挙動を把握するため、動的解析による照査を行った。
- 中間橋脚は上部工の設計支間を短くするために設置し、鉛直支持のみを負担させた。また、基礎は水平力を負担させない基礎幅とした。
- ハイペ沢橋梁の上部工（SRC構造）と橋台・橋脚の接合は、主桁に溶接したアンカービーム（L=4.0m, 2.2m）を躯体内に定着する構造とした。アンカービームにはスタッドが溶接されており、コンクリートとのズレ止めの役割を果たす（図-14）。
- リアス式海岸に面した厳しい塩害環境条件に位置するため、かぶりを一般的な構造物より40mm増加させて90mmとした。その際、水セメント比は材料入手を考慮しW/C \geq 50%とし配合を決定した。

(2) 補強材の設計

GRS一体橋梁の静的照査として、全体系モデルによる弾性解析結果を用いて、常時（地震時以外）の設計を行った。

部材照査における解析ケースを表-4に示す。門型ラーメン橋と背面盛土の一体化に関する施工不確実性を考慮し、躯体背面バネを考慮しないケース、受働バネを土のうバネばねとしたケース、および主働バネを補強材バネとしたケースの組合せを表-4の通りに設定した。また、側壁・中間柱の鉛直支持条件の違いによる不等沈下の影響を考慮し、ばね定数の変動を考慮したケースも検討し、設計上安全側の設定とした。

橋長の長いGRS一体橋梁は、温度変化やコンクリートの乾燥収縮等の縦荷重による不静定力（軸力）の影響が大きくなる（図-15）。表-5に温度変化の特性値を±10℃、コンクリートの収縮ひずみを150μとして算出した、GRS一体橋梁における軸力および補強材の伸び量（桁収縮量）を示す。補強材の強度は、全ての橋梁で等長補強材を30kN/m、長尺補強材を60kN/mとし、等長補強材3段ごとに長尺補強材を1段配置した。

補強材の損傷レベルの制限値を表-6に示す。補強材は高分子材料でひずみ速度依存性を持ち、ひずみ速度が低いほど延性を示す。そのため、温度変化の影響およびコンクリートの乾燥収縮の影響による作用の組合せについて変位照査を行い、その他の組合せについては強度照査を行った。

(3) 耐震設計

GRS一体橋梁の動的照査として、上述した全体系モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行った。本モデルにおける固有周期および上部工の最大応答加速度を表-7に示す。また、ハイベ沢橋梁の設計で用いた動的解析モデルを図-16に、モード図を図-17に示す。

北海道新幹線で採用した橋長12mの単径間GRS一体橋梁と2径間の長スパンGRS一体橋梁の結果を比較した結果、以下の知見が得られた。

- 橋長の長いGRS一体橋梁では、上部工重量が大きくなるため、地震時の応答はラーメン橋部分の振動モードが卓越し、橋梁におけるスペクトルに近い挙動を示す。
- 単径間GRS一体橋梁では、構造物の挙動は補強土との動的相互作用による減衰が見られたが、長スパンGRS一体橋梁では減衰効果が小さくなる。

(4) 設計における今後の課題

GRS一体橋梁は、補強材を介して門型ラーメン橋と背面盛土を一体化することで、高い減衰効果が期待でき、耐震性に優れる構造形式である。ただし、適用支間が40mを越える場合は、橋梁部の振動モードが卓越する傾向にあるため、モデル化および架設位置の地盤条件には注意が必要となる。

表-4 常時の静的照査ケース

解析ケース	躯体背面バネ	躯体背面バネ		中間橋脚基礎	
		土のう(受働)	補強材(主働)	バネ変動(無)	バネ変動(有)
Case 1	バネなし	--	--	○	--
Case 2		--	--	--	○
Case 3	バネ有①	○	--	○	--
Case 4		○	--	--	○
Case 5	バネ有②	○	○	○	--
Case 6		○	○	--	○

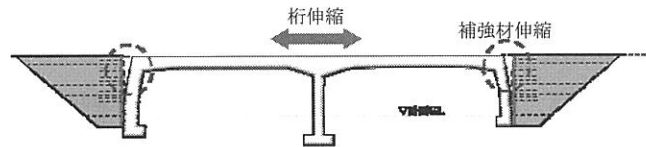


図-15 縦荷重による不静定力の影響

表-5 GRS一体橋梁の不静定力（軸力）と桁収縮量

橋梁名	松前川橋梁	ココロバ沢橋梁	ハイベ沢橋梁	
橋長(m)	27.4	40.0	60.0	
スパン割(m)	2×13.7	2×19.93	32.2+28.8	
桁形状	RCスラブ	RCスラブ	SRC下路	
補強土高(m)	7.2	9.0	9.1	
補強材強度(kN/m)	等 30 長 60	等 30 長 60	等 30 長 60	
基礎形式	杭基礎	直接基礎	直接基礎	
軸力(kN)	[T]	146	944	1739
	[Sh]	219	1416	2608
	[LR]	4	54	65
収縮量(mm)	[T]	1.3	1.9	2.7
	[Sh]	1.9	2.8	4.0
	[LR]	0.1	0.4	0.4
	合計	3.3	5.1	7.1

※補強土高は、側壁背面の補強材配置高さを示す

※[T]は温度荷重(Δ10℃)、[Sh]は乾燥収縮(150μ)、

[LR]はロングレール縦荷重(10kN/m)を示す

※応答値は解析条件 Case5 の結果を示す

表-6 補強材の損傷レベルの制限値

要求性能		補強材
使用性・安全性	[強度照査用] 死荷重+雪+ロングレール	全て設計引張強度内
	[変位照査用] 死荷重+雪+ロングレール +乾燥収縮+温度変化 (持続的永久作用)	敷設段数の内 1/3 は設計引張強度に達し、伸びひずみ 3% (12mm [※]) までを制限値とする ※伸びしろ 400mm の 3%
L1	耐震性能 I	全て設計引張強度内 (損傷レベル1)
L2	耐震性能 II	敷設段数の内 1/3 は設計引張強度に達し、伸びひずみ 3% (12mm [※]) までを制限値とする ※伸びしろ 400mm の 3% (損傷レベル2)

7. 施工計画概要

(1) 松前川橋梁

島越地区の表層地盤は、液状化地盤であることから、グラベルコンパクションパイル工法により地盤改良する設計とした。松前川橋梁の橋台基礎は、河川護岸の側方流動対策として、攪拌混合基礎とし、深層混合処理（テノコラム）を行った。中間橋脚は、盛土上載荷重を受けるため、杭は完全支持とし、施工はオールケーシング工法とした。基礎ならびに躯体の構築は、河川内での作業となるため、河川管理者と協議し、事前に河道の仮切回しを行うこととした。

(2) コイコロベ沢橋梁・ハイペ沢橋梁

コイコロベ沢橋梁ならびにハイペ沢橋梁は、既設フーチングを再使用するため、底盤部の支持力確認を行なった。しかし、2橋とも強度が不足していたため、高圧噴射攪拌工法で底盤部の地盤改良を実施することとした。

上部工の架設計画は、コイコロベ沢橋梁は桁式支保工で行ない、ハイペ沢橋梁（鋼重量約150t）は、分割搬入した主桁を地組し、クレーンで架設する計画である。鋼桁の架設後は、桁側面に高耐久埋設型枠を設置し、スパン部、中間支点部、端支点部の順にコンクリートを打設する計画とした。

また、ハイペ沢橋梁は橋長が長く、不静定力が大きいいため、施工時・施工後の各部材の応力状態を把握する目的で計測を実施する（図-18）。測定項目は、補強材のひずみ、背面土圧、水平変位（橋台基部・上端部）、傾斜角、鋼材のひずみ（鋼桁、鉄筋）、温度（補強土、鋼材）などである。

8. おわりに

三陸鉄道北リアス線で採用したGRS一体橋梁は3箇所であり、それぞれが現地状況に適した特有の構造形式となっている。GRS一体橋梁の架設は、平成25年6月から開始し、10月末には橋梁が完成する予定である。

特にハイペ沢橋梁では、補強材のひずみをはじめとして、変位、桁内部の応力等を計測することによる入念な施工管理を行うとともに、今後のGRS一体橋梁の設計・施工に反映する予定である。

今後も関係諸氏ならびに地域の皆様のご指導ご鞭撻を賜り、平成26年4月に予定されている三陸鉄道全線の運行再開に向けて鋭意努力し、信頼性の高い構造物を構築していく所存である。

謝辞：GRS一体橋梁の設計においては、東京理科大学の龍岡文夫教授をはじめ、公益財団法人鉄道総合技術研究所の皆様にご多大なるご協力を頂いた。末筆ながら、記して謝意を表する。

表-7 GRS 一体橋梁の固有周期

橋梁名	北海道新幹線	コイコロベ沢 B	ハイペ沢 B
スパン割	12m	2×19.93m	32.2+28.8m
地盤種別	G1	G1	G1
固有周期(sec)	0.189	0.176	0.225
最大応答加速度	943	1213	1218

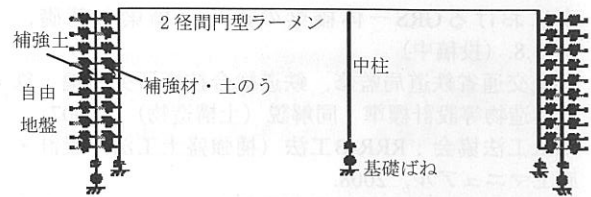


図-16 ハイペ沢橋梁の動的解析モデル

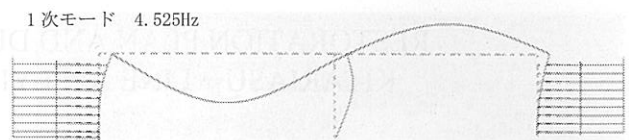
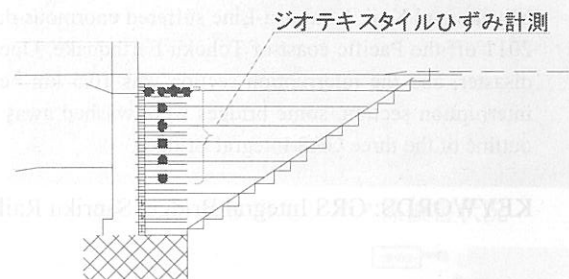
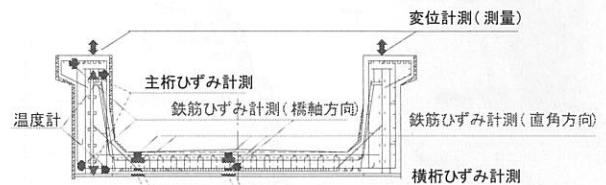


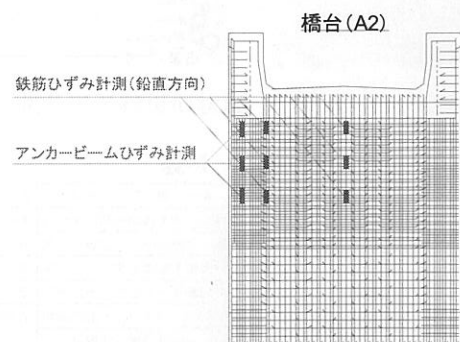
図-17 ハイペ沢橋梁のモード図（1次）



(a) アプローチブロック部



(b) 桁スパン部



(c) 側壁部

図-18 計測実施箇所

参考文献

- 1) 野田軍治, 進藤良則: 三陸鉄道の被害状況と復旧計画, 基礎工, Vol.40, No.4, pp.62-64, 2012.4.
- 2) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 2012.
- 3) 龍岡文夫, 館山勝, 平川大貴, 渡辺健治, 清田隆: GRS一体橋梁の特徴と開発経緯, ジオシンセティックス論文集, Vol.24, pp.205-210, 2009.
- 4) 小田文夫, 進藤良則: 三陸鉄道北リアス線の復旧工事におけるGRS一体橋梁の適用, 橋梁と基礎, 2013.8. (投稿中)
- 5) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物), 2007.
- 6) RRR工法協会: RRR-B工法(補強盛土工法)設計・施工マニュアル, 2008.
- 7) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: セメント改良補強土橋台 設計・施工指針, 設計計算例(案), 2004.
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 2000.
- 9) 国土交通省鉄道局監修, 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), 2004.
- 10) 国土交通省鉄道局監修, 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), 2009.
- 11) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.
- 12) 鉄道総合技術研究所: 基礎構造物の耐震設計マニュアル(Q&A), 2004.

RESTORATION PLAN AND DESIGN OF SANRIKU RAILWAY KITARIASU—LINE APPLYING GRS INTEGRAL BRIDGE

Yusuke SUYAMA, Yoshinori SHINDO and Masashi ABE

Sanriku Railway Kitariasu-Line which runs the northern Iwate coast is a 71.0-km route which connects between Miyako and Kuji. Kitariasu-Line suffered enormous damage with railroad facilities from the massive tsunami by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. Operation was resumed sequentially by eager restoration after the disaster, and the interruption section was 10.5 km between Omoto and Tanohata at the end of July, 2013. In the interruption section, some bridges were washed away by tsunami. This paper describes the structural planning and outline of the three GRS Integral Bridges.

KEYWORDS: GRS Integral Bridge, Sanriku Railway Kitariasu-Line, Restoration Plan