

九州新幹線（西九州ルート）におけるPC桁を用いた補強盛土一体橋梁の計画

(独)鉄道・運輸機構	設計技術部	正会員	○石井 秀和
(独)鉄道・運輸機構	設計技術部	正会員	玉井 真一
(独)鉄道・運輸機構	九州新幹線建設局		菊地 圭介
日本交通技術（株）		正会員	高峯 太一

1. はじめに

本橋梁は、短いトンネルが連続する「まばたき区間」において、70mの谷合いに計画した鉄道橋梁である。谷合いには高規格道路が建設中で、その上空を延長30m、幅11.3mで交差する。本橋梁の構造形式は、起終点側が土工区間であること、高規格道路以外の管理用道路の確保が困難な箇所であることから、「PC桁を用いた補強盛土一体橋梁」を採用した（図-1）。補強盛土一体橋梁¹⁾は、橋台壁とPC桁の剛構造（以下、インテグラル橋梁と記述）、セメント改良アプローチブロックおよびジオテキスタイルの異なる構造を一体化した形式であり、耐震性、耐津波性²⁾に優れ、単純桁橋梁に比べて交通荷重に対するたわみを小さくすることが可能である。また、上下部を剛構造とすることにより、支承が不要となり、維持管理を含めたトータルコストの縮減も利点の一つである。一方で、鉄道橋梁において、RC桁やSRC桁を用いた補強盛土一体橋梁は施工実績があるが、PC桁を用いた事例は未だ無い。本稿では、初事例となるPC桁を用いた補強盛土一体橋梁の計画について報告する。

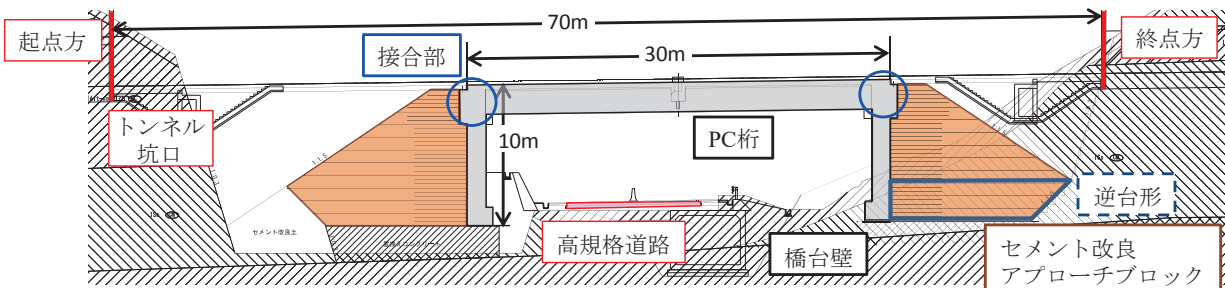


図-1 補強盛土一体橋梁の一般図

2. 構造計画と施工手順

本橋梁の構造上の特徴は、インテグラル橋梁にPC桁（ポストテンション）を用いることであり、鉄道橋梁として初めてのことである。そのため、実物大における構造特性の把握のし易さや現地の地盤状況等から、両側の橋台壁の高さを同じとし、支持層への岩着を置換えコンクリート、およびセメント改良土で調整することとした。

終点方は、ジオテキスタイル補強材の敷設長を確保しつつ地山の掘削を極力減らすため、アプローチブロックの形状に、逆台形を取り入れた。一方、起点方は高規格道路トンネルの掘削ずりピットスペースで一部掘削されていたが、アプローチブロックは終点方の形状に合わせて、必要最小限としている。本橋梁の施工手順を図-3に示す。交差する高規格道路の施工は、施工手順の(c)以降、並行して施工を進める。

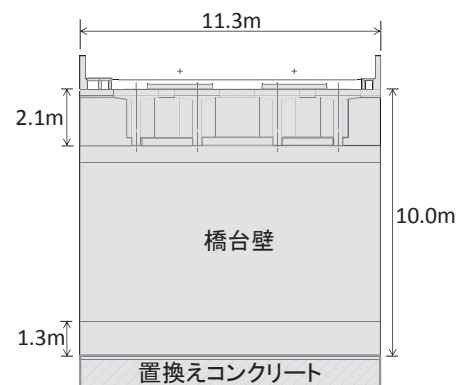


図-2 補強盛土一体橋梁断面図

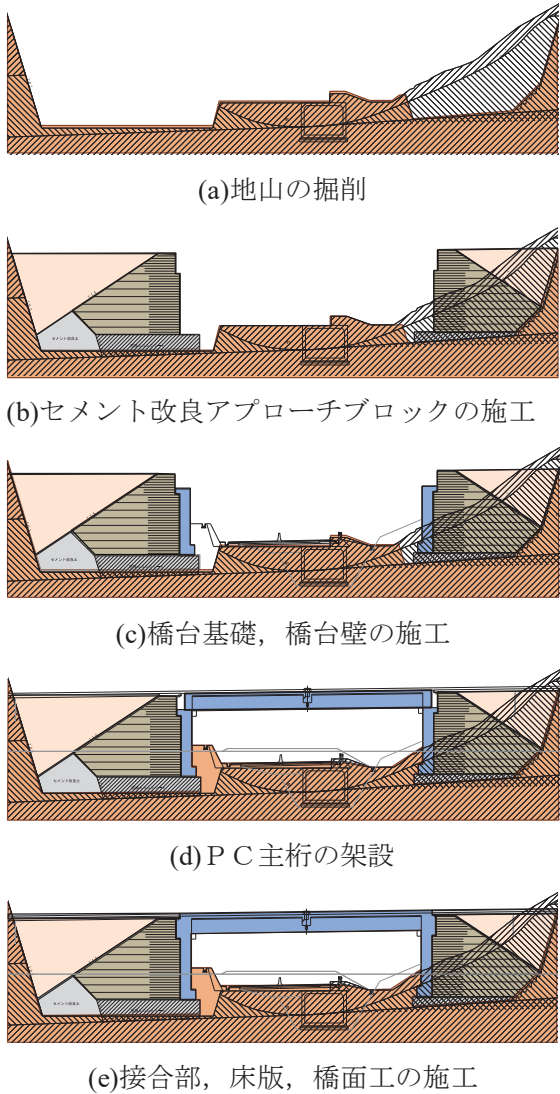


図-3 施工手順

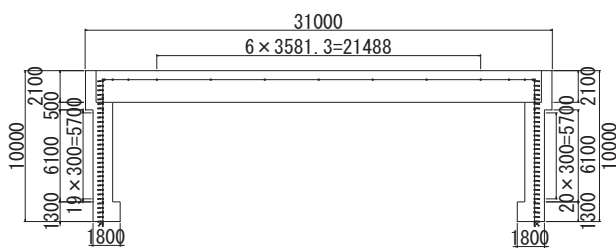


図-4 不静定力の影響検討に用いるモデル

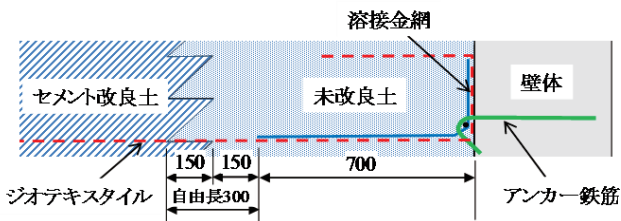


図-5 起点側橋台壁背面の緩衝層

3. PC桁の剛結に伴う不静定力の影響の検討

図-3の施工手順とした場合、PC桁のクリープ、収縮、温度変化による変形が橋台壁に拘束されるため、不静定力が顕著化することが考えられた。したがって、段階施工の逐次解析に用いる汎用設計プログラムを用いて、不静定力を含む断面力の算定を行い、PC単純桁と比較することで、不静定力が及ぼす影響を検討することとした。図-4に解析モデルを示す。橋台壁背面の拡大図を図-5に示す。セメント改良土と未改良土の盛土部は、30cmごとにジオテキスタイル補強材を挟んで構築している。壁体に接する部分は溶接金網を補助材としてジオテキスタイル補強材を巻き込み、折り返している。壁体背面の1mの範囲は、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ことを目的とした緩衝層とし、セメント改良を行っていない碎石層である。解析では、水平方向変位に対する橋台壁の背面盛土の受働抵抗、ジオテキスタイル補強材の主働抵抗を考慮して、地盤抵抗バネとしてモデル化した。

クリープ係数、収縮ひずみ、温度降下等の設計用値は、鉄道構造物等設計標準³⁾に則って設定した。本検討では、不静定力の影響を大局的に把握することが主目的であることから、収縮ひずみ 150μ 、温度

表-1 スパン中央の断面力

	曲げモーメント(kNm)		軸力(kN)	
	単純桁	一体橋	単純桁	一体橋
永久作用(死荷重合計値)	8325	6013	732	
主桁自重	3323	3334	0	
架設後荷重	5002	2679	732	
不静定力(合計値)	0	2054	-2253	
収縮	0	470	-738	
自重	0	-1276	200	
プレストレス	0	2468	-1100	
温度降下	0	392	-615	
永久作用時	8325	8067	-1521	
変動作用	2993	1268	269	
永久+変動作用時	11318	9335	-1252	
有効プレストレス	-7010	-6782	5665	
有効プレストレス+不静定力	-7010	-4728	3412.0	
プレストレス効率	100%	70%	60%	
桁下縁応力度(N/mm ²)	2.65	1.72	-	

注1) 曲げは、正曲げを+と示す。

注2) 軸力は、圧縮を+と示す。

降下-12.5°C，主桁と橋台壁の剛結は主桁製作の28日後とし，その時点でのクリープ係数1.5に相当するクリープ変形が拘束され，クリープや収縮が一度に生じると仮定した。

スパン中央の断面力を表-1に示す。補強盛土一体橋梁の不静定力としては，主桁と橋台壁の接合後に生じる収縮と温度降下により桁が短縮し，橋台の頭部がスパン方向に回転するため，桁に正の曲げモーメントが生じる。また，桁短縮が橋台に拘束されることにより，桁全長に引張軸力が発生する。プレストレスによるクリープ反りについても，表-1のうちプレストレスの欄に着目すると，橋台壁の拘束により同様の傾向が現れている。一方，自重によるクリープたわみは，橋台が回転を拘束するため，桁に負の曲げモーメントと圧縮軸力が生じる。不静定力は，プレストレスによる正曲げが支配的であり，合計値は正曲げとなる。また，永久作用時の合計値8,067kNmの1/4を占める。有効プレストレスは負の曲げモーメントとして作用するが，不静定力による正の曲げモーメントの影響で減少する。その減少の割合をプレストレス効率（有効プレストレス+不静定力）/有効プレストレスと定義すると曲げモーメントは70%，軸力は60%となっている。したがって，プレストレスの設定と不静定力の影響が，本橋梁の設計において重要であることがわかる。

4. 桁高の設定

上記の不静定力の影響により，同程度の橋長のPC単純桁より桁高を高くする必要があるか，主桁数を4主桁とし，橋長30mのPC単純桁と橋長31mの補強盛土一体橋梁の永久作用時における曲げモーメントの比較検討を行った。その結果を図-6に示す。補強盛土一体橋梁では，不静定力によりプレストレス効率が落ちるが，永久作用時には，スパン中央の曲げモーメントが単純桁と同等となることが分かる。これは，主桁と橋台壁の接合後に床版と橋面工を施工するためである。表-1では，このとき作用する断面力を，架設後荷重による曲げモーメントとして示しており，補強盛土一体橋梁では2,679kNm，単純桁では5,002kNm，その差は2,300kNm程度となった。不静定力による曲げモーメントの合計値は2,054kNmであるため，施工手順の違いで不静定力の有無の差を補うことが出来る。

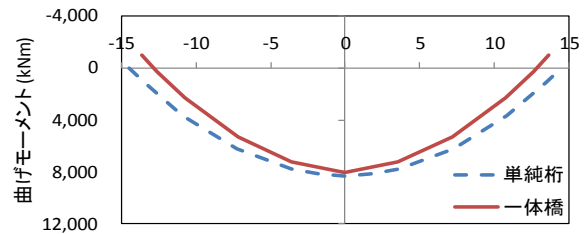


図-6 単純桁と補強盛土一体橋梁の永久作用時（永久作用+不静定力）のM図

よって，同程度の橋長のPC単純桁と同様，永久作用時において，PC桁の桁下縁に過大な曲げ引張応力度を発生させないことが桁高の決定要因となっており，単純桁と同一のプレストレス量を与えた場合に，不静定力によって桁に生じる正曲げ及び引張軸力の影響を受けても，スパン中央の曲げ応力度が圧縮応力度となっていることから，単純桁と同じ桁高が妥当であると考えられる。

5. 耐震設計の概要

耐震設計について，従来の橋台と同様，線路方向のみ検討を行うこととし，静的非線形解析を行った。上下部の部材とジオテキスタイル補強材の破壊と損傷の照査においては，アプローチブロックが損傷・破壊の照査を満足することを前提に，桁，橋台壁，橋台基礎を一体化した門型構造のモデルに，橋台壁背面の水平方向

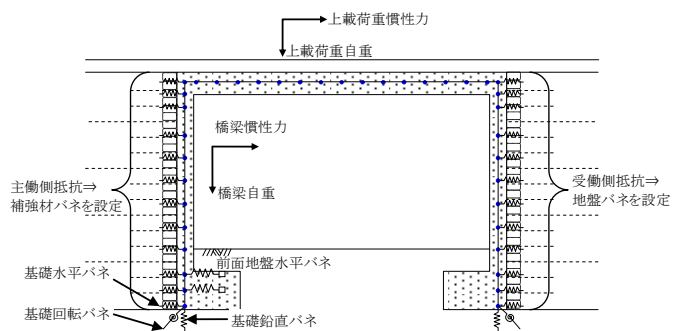


図-7 耐震設計における構造解析モデル

の主働側抵抗として補強材バネ，受働側抵抗として橋台背面の地盤バネ，基礎底面の地盤バネを設定した（図-7）。なお，現地の地盤種別は，鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計⁴⁾より，G1地盤に該当する。

RC桁を用いた補強盛土一体橋梁では，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⁵⁾となることが確認されている。そのため，本橋梁においても地盤と一体的に挙動すると考え，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-8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となるため，橋台壁の配筋は常時の耐久性の検討より決まる。なお，当モデルにより算出された補強材の張力によりアプローチブロックが破壊しないことと，主働側と受働側で別モデルを構築し，基礎，アプローチブロックの安定，残留変位も併せて確認している。

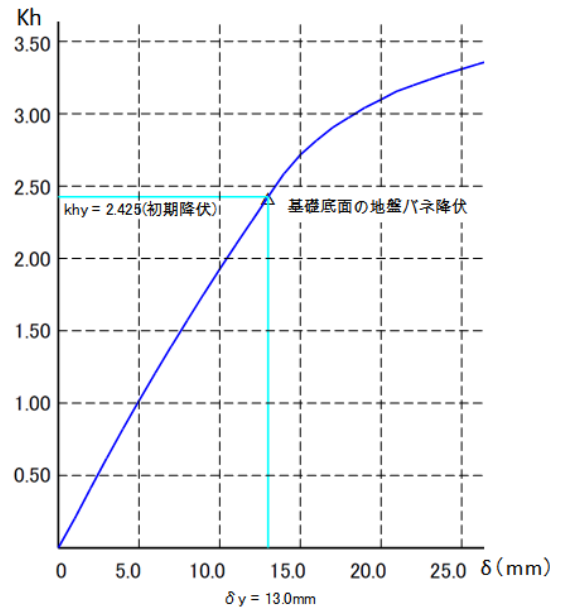


図-8 震度-変位曲線

6. まとめ

現地の制約条件により，鉄道構造物では初めてとなる，PC桁を用いた補強盛土一体橋梁を採用した。しかし，PC桁の端部を剛結する構造となるため，不静定力の影響が顕著化することにより，PC単純桁に比べて桁高を上げる可能性が考えられた。そこで不静定力の影響を評価したところ，プレストレス効率は落ちるが，主桁と橋台壁の接合後に床版と橋面工の施工を行うことで，永久作用時の中央部曲げモーメントがPC単純桁と同等となり，同程度の橋長のPC単純桁と桁高を同じにできることが分かった。また，本橋梁はL2地震時においても弾性的な挙動を示すことから，耐震性能に優れ，支承部不要から経済性にも優れた合理的な構造であるといえる。今後は本橋梁の計測を実施し，本構造の更なる検証を進めていきたい。

参考文献

- 1) 玉井真一，神田政幸，龍岡文夫：補強盛土一体橋梁，コンクリート工学，Vol. 52，No. 10，pp. 892-898，2014. 10
- 2) 進藤良則，米澤豊司，山崎貴之，青木一二三：補強盛土一体橋梁の耐津波性と三陸鉄道被災橋梁への適用，PC津波防災シンポジウム講演論文集，pp. 51-54，2015. 8
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004. 4
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012. 9
- 5) 佐々木 徹也，西岡 英俊，轟 俊太郎，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