

PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の設計

— 九州新幹線（西九州ルート） —

石井 秀和*1・玉井 真一*2・井上 翔*3・菊地 圭介*4

GRS 一体橋梁は、橋台壁と桁・床版を剛結構造とし、それに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、耐震性に優れ、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できる。また、上下部を剛結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。

現在、工事中の九州新幹線（西九州ルート）において、短いトンネルが連続するまばたき区間の 70 m の谷間で、建設中の高規格道路と交差する橋梁が計画されており、スパンを 30 m とするため、PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の適用が考えられた。しかし、鉄道橋梁では、RC 桁や SRC 桁を用いた GRS 一体橋梁の施工実績はあるが、PC 桁を用いた事例ははまだ無い。PC 桁を接合した場合、温度伸縮や乾燥収縮に加えて、プレストレス二次力による変形が拘束されることから、従来の GRS 一体橋梁に比べて不静定力が顕著化することが懸念された。

本稿では、この不静定力の影響の検討を中心に、PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の設計事例について報告する。

キーワード：GRS 一体橋梁、不静定力、プレストレス効率

1. はじめに

現在、工事を進めている九州新幹線（西九州ルート）において、鉄道で初めての構造となる PC 桁を用いた GRS 一体橋梁が施工中である（写真 - 1）。

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、70 m の谷間に計画された鉄道橋梁である。谷間には高規格道路が建設中で、その上空を延長 30 m、幅 11.3 m で交差する。起終点側が土工区間となり、桁と橋台からなる橋梁となることから、GRS 一体橋梁¹⁾を採用した。ただし、当該地では現地状況により、スパンを 30 m とするため、上部工を PC 構造とすることが望まれた。これまで、当機構が施工してきた GRS 一体橋梁の事例では、上部工に RC 桁や SRC 桁を用いたことはあったが、PC 桁を用い

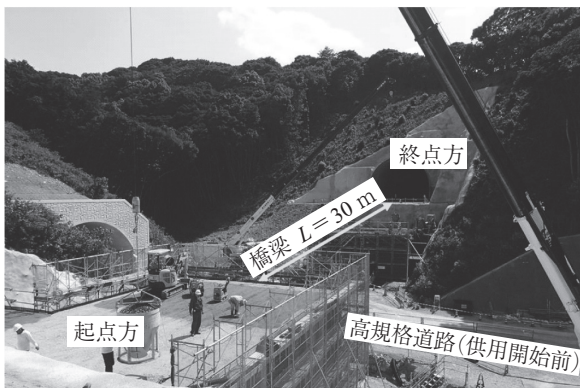


写真 - 1 PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の現地状況

た事例は無かった。

本稿では、GRS 一体橋梁の特徴を紹介し、現地の構設計画と施工手順の検討、PC 桁の接合に伴う不静定力の顕著化の影響の検討、および耐震性の検討について報告する。

2. GRS 一体橋梁

2.1 GRS 一体橋梁の特徴

GRS 一体橋梁は、橋台壁と桁・床版の剛結構造（以下、インテグラル橋梁と記述）、およびジオテキスタイルを用いた補強盛土のセメント改良アプローチブロックという異なる構造を一体化した構造である（図 - 1）。橋台壁のコンクリート打設において、壁体の背面には型枠を設けないことから、補強盛土のジオテキスタイルの隙間（図 - 2）にコンクリートが浸透することで、橋台壁と補強盛土の一体化を図っている。

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（以下、主働抵抗）、受働側

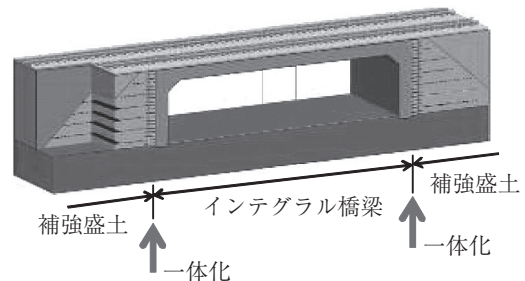


図 - 1 GRS 一体橋梁

*1 Hidekazu ISHII：(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部

*2 Shinichi TAMAI：(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部

*3 Sho INOUE：(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部

*4 Keisuke KIKUCHI：(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線建設局 工事第四課

では補強盛土の受働抵抗で負担し、橋梁の負担が少ないことから、耐震性に優れた構造といえる（図 - 3）。

また、剛結構造であるため、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り、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も利点の一つである。

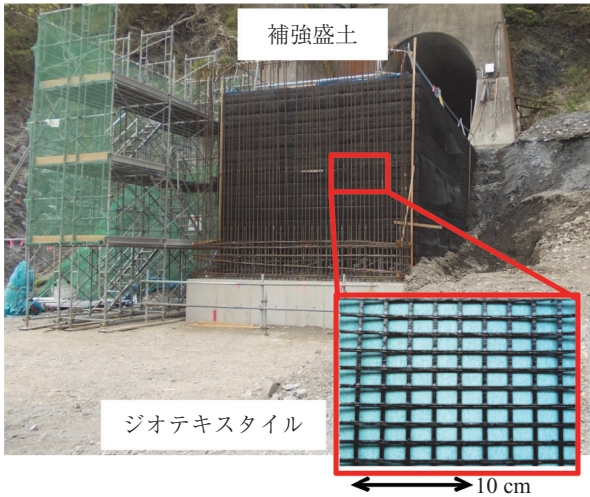


図 - 2 補強盛土で用いるジオテキスタイル

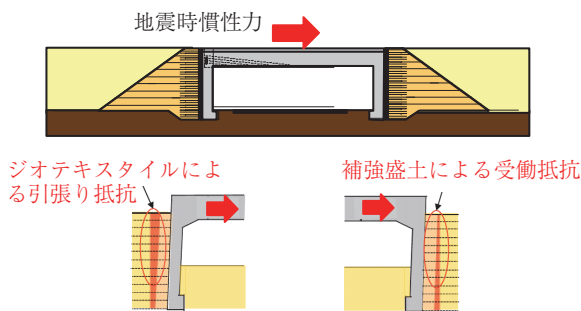


図 - 3 GRS 一体橋梁の地震時慣性力に対する抵抗

2.2 緩衝層

橋台壁背面の拡大図を図 - 4 に示す。補強盛土は、一層 300 mm ごとにジオテキスタイルを挟んで構築する。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。

GRS 一体橋梁は上下部を接合した不静定構造となる。そのため、温度伸縮や乾燥収縮、PC 桁において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を吸収する構造が必要であり、その役割を果たすのが壁体背面の緩衝層である。

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ことを目的としている。詳細は 4 章で紹介するが、橋台壁背面パネの特性を把握するために、橋台壁と背面の補強盛土を一

体化した実大寸法部分供試体を用いて正負交番載荷試験を行った。橋台壁を径間側へ徐々に変位させていく（4, 8, 12, 20, 30 mm）と、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た（図 - 5）。

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。

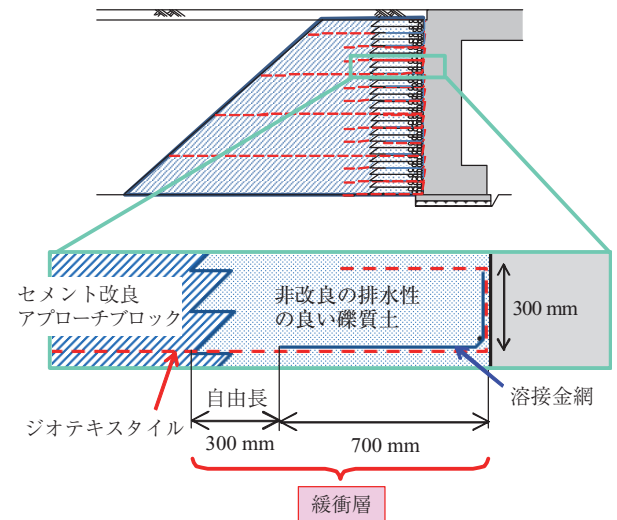


図 - 4 橋台壁背面の拡大図（緩衝層）

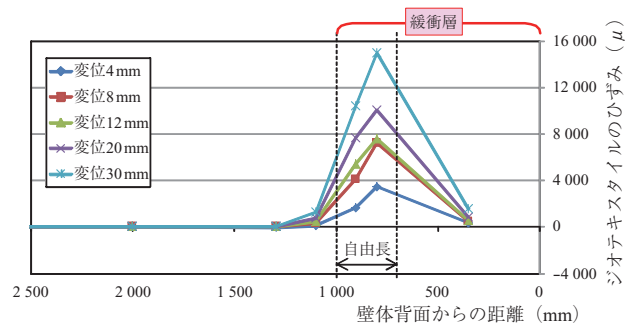


図 - 5 橋台壁を径間側へ変位させたときのジオテキスタイルのひずみの変化

3. 構造計画および施工手順

九州新幹線（西九州ルート）において計画した GRS 一体橋梁の一般図を図 - 6、断面図を図 - 7 に示す。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、これは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をし易くすることや現地の地盤状況などから、両側の橋台壁の高さを同じとし、支持層への接地は、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。

セメント改良アプローチブロックは、終点方は、ジオテキスタイル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置き場として一部掘削されていたことから、アプローチブロックの基

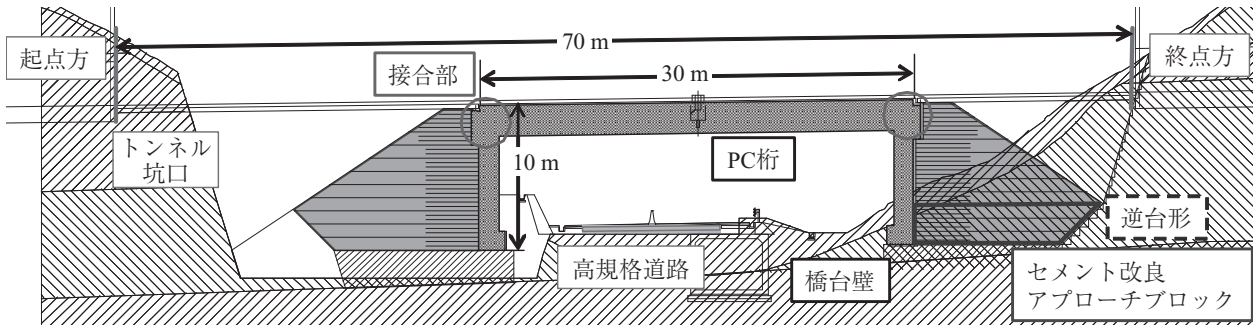


図 - 6 PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の一般図

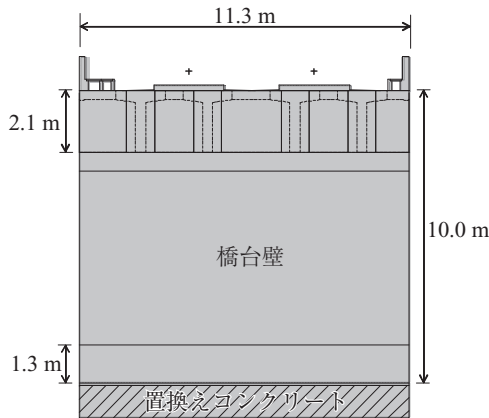


図 - 7 PC 桁を用いた GRS 一体橋梁の断面図

本形となる台形とすることが可能であったが、構造体の安定性確保の観点から左右対称とし、終点方の形状に合せて、必要最小限とした。

本橋梁の施工手順を図 - 8 に示す。施工手順(c)における橋台壁の構築は、補強盛土沈下収束後としている。また、施工手順(e)以降、並行して交差する高規格道路の施工が進められる計画である。施工手順(d)のPC主桁架設では、主桁と橋台壁が接合されるまでは仮受けの状態となる。接合は、主桁製作1ヵ月後に設定しており、それまでに生じる主桁の変形を拘束しないよう、ゴム製の仮シューを橋台壁上に設置し、主桁を受けることとしている。施工手順(f)では、桁に発生する正側曲げモーメントを減らすために、接合部のコンクリート打設後に、間詰め部と張出し床版を打設することとした。

4. PC 桁の接合に伴う不静定力の影響の検討

4.1 解析モデルの設定

GRS 一体橋梁は上下部が接合されるため、乾燥収縮、温度変化による変形が橋台壁に拘束される。さらに、本橋梁では上部工に PC 桁を用いるため、プレストレス二次力による変形も拘束されることで、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。解析は骨組み解析で行うこととし、図 - 9 に示すとおり二次元の門型ラーメンモ

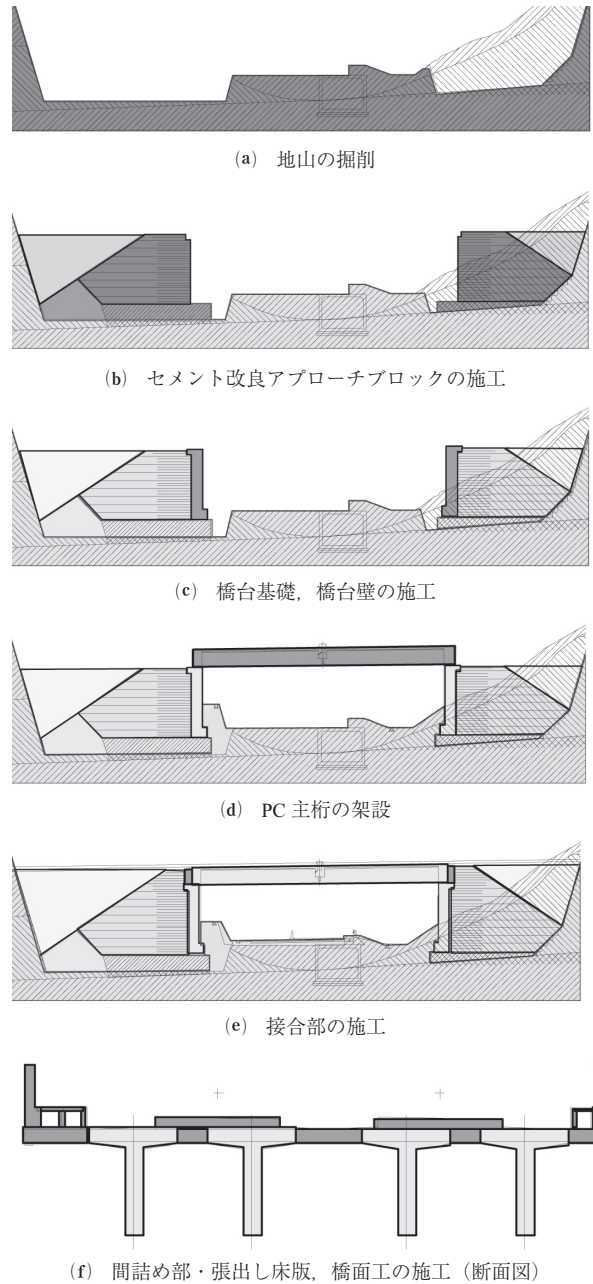


図 - 8 施工手順

デルとした。

解析では、水平方向変位に対する橋台壁の背面盛土の受

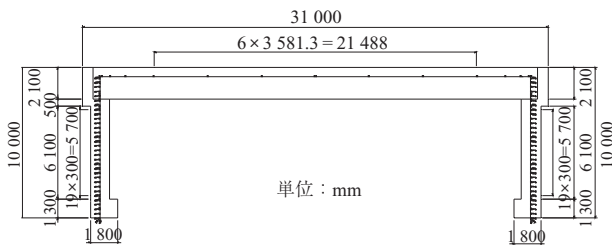


図 - 9 不静定力の影響検討に用いる解析モデル

働抵抗、ジオテキスタイルの主働抵抗を考慮して、正負非対称の剛性をもつ地盤抵抗バネとしてモデル化した。

GRS 一体橋梁は、乾燥収縮や温度変化による桁の伸縮により、常時、緩衝層のジオテキスタイルに繰り返し引張りが生じる。これ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、過去に正負交番載荷試験を実施した²⁾。そのときの実大寸法部分供試体を図 - 10、試験結果を図 - 11 に示す。試験は、静的載荷とし、引張側の水平変位は、4, 8, 12 mm となるようにした。この水平変位は、橋長 20, 40, 60 m の桁の温度降下 -25℃ と収縮ひずみ -150 μ による桁の収縮量に相当する。圧縮側は、あらかじめ定めた水平変位 (1, 2, 3 mm)、もしくは水平荷重 (300, 600, 900 kN) に到達するまでとした。

試験結果より、引張側において、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。このことから、橋台壁背面の地盤抵抗バネとして、橋梁完成後、短期における強バネと、長期における弱バネを使い分けることとした。

クリープ係数、収縮ひずみ、温度降下などの設計用値は、

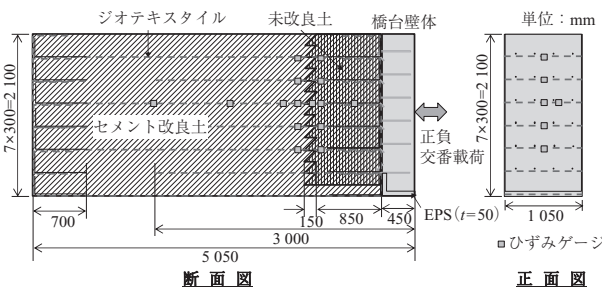


図 - 10 交番載荷試験供試体

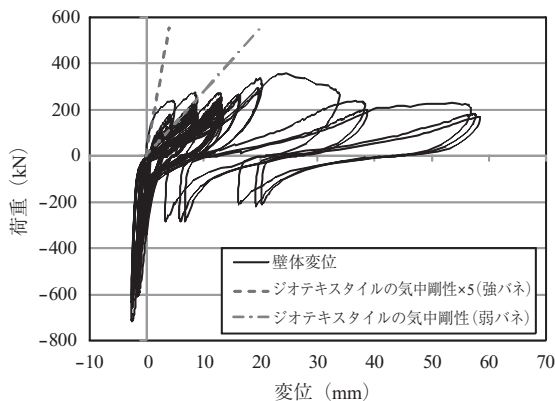


図 - 11 正負交番載荷試験結果

鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)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 -150 μ、温度降下 -12.5℃ とし、クリープは、主桁と橋台壁の接合を主桁製作の 28 日後に行うこととして、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。なお、コンクリートの収縮が長期にわたって継続する可能性も考えて、収縮ひずみを -300 μ とした場合も検討することとしたが、この場合は、橋梁完成後、長期を想定しているため、地盤抵抗バネを弱バネとして設定した。

4.2 不静定力の影響

主桁一本あたりのスパン中央の曲げモーメントを表 - 1、軸力を表 - 2 に示す。GRS 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乾燥収縮、温度降下およびクリープにより桁が短縮し、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

表 - 1 スパン中央の曲げモーメント (kNm)

	単純桁	一体橋強バネ 収縮 -150 μ	一体橋弱バネ 収縮 -300 μ
永久作用 (死荷重合計値)	8 328	6 110	6 264
主桁自重	3 324	3 464	3 464
架設後荷重	5 004	2 646	2 800
不静定力 (合計値)	0	2 019	2 080
収縮	0	469	692
自重クリープ	0	-1 266	-1 263
プレストレス	0	2 425	2 362
温度降下	0	391	289
永久作用時	8 328	8 129	8 344
変動作用	3 258	1 153	1 207
永久 + 変動作用時	11 586	9 282	9 551
有効プレストレス	-7 010	-6 802	-6 840
有効プレストレス + 不静定力	-7 010	-4 783	-4 760
プレストレス効率	100%	70%	70%
桁下線応力度 (N/mm ²)	2.65	1.63	1.71

注) 正曲げを + と示す。

表 - 2 スパン中央の軸力 (kN)

	一体橋強バネ 収縮 -150 μ	一体橋弱バネ 収縮 -300 μ
永久作用 (死荷重合計値)	722	536
主桁自重	0	0
架設後荷重	722	536
不静定力 (合計値)	-2 231	-1 384
収縮	-736	-650
自重クリープ	198	172
プレストレス	-1 080	-635
温度降下	-613	-271
永久作用時	-1 509	-848
変動作用	244	180
永久 + 変動作用時	-1 265	-668
有効プレストレス	5 684	5 716
有効プレストレス + 不静定力	3 453	4 332
プレストレス効率	61%	76%

注) 圧縮を + と示す。

軸力が発生する。プレストレス力によるクリープ反りは、橋台壁が桁端の回転を拘束するため、桁に正の曲げモーメントが発生する。一方、自重によるクリープたわみも、橋台壁が桁端の回転を拘束するため、桁に負の曲げモーメントが生じる。

不静定力は、プレストレス力によるクリープ反りが拘束されることによる正曲げが支配的であり、合計値は正曲げとなる。強バネの場合を例にとると、不静定力の合計値は、永久作用時の合計値の約 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、地盤抵抗バネを強バネとして設定した場合には、曲げモーメントが 70%，軸力が約 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な要素であることが分かる。

収縮ひずみを -300μ 、地盤抵抗バネを弱バネとして設定した場合は、収縮ひずみを -150μ 、地盤抵抗バネを強バネとして設定した場合と比べて、曲げモーメントにおけるプレストレス効率は差が無いが、軸力におけるプレストレス効率では差が出ている。そのため、桁下縁応力度は、強バネのときと比べて、多少大きい圧縮応力度となっている。

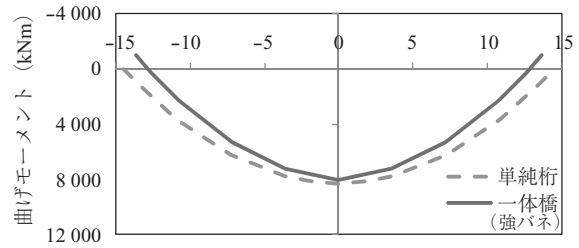
5. 桁高の設定および桁端部の PC ケーブル配置

不静定力の影響により、プレストレス効率が落ちることが分かった。そこで、同スパンの単純桁と比べて、桁高を上げる必要があるかについて検討を行った。検討は、橋長 30 m の PC 単純桁と橋長 31 m の GRS 一体橋梁の永久作用時における主桁一本あたりの曲げモーメントを比較することで行った。主桁数はともに 4 主桁である。その結果を図 - 12(a) に示す。

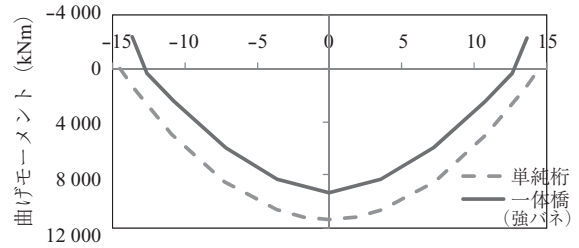
永久作用時には、スパン中央の曲げモーメントが GRS 一体橋梁と単純桁で同等となることが分かる。これは、GRS 一体橋梁においては、主桁と橋台壁の接合後に間詰め部、張出し床版、橋面工を施工するため、これらの荷重が剛結構造に対して作用するためである。

主桁と橋台壁の接合後に作用する断面力は、前頁の表 - 1 の架設後荷重による曲げモーメントとして示している。単純桁では 5 004 kNm だが、GRS 一体橋梁では、強バネの場合を例にとると、2 646 kNm となる。その差は 2 300 kNm 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 2 019 kNm であるため、架設後荷重による曲げモーメントの差で、これを補うことができる。

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いる。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および引張軸力の影響を受けても、スパン中央の桁下縁応力度（曲げ応力度）が圧縮応力度となって



(a) 永久作用 + 不静定力



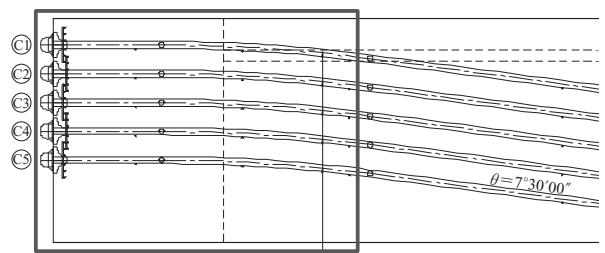
(b) 永久作用 + 不静定力 + 変動作用

図 - 12 スパン中央における単純桁と GRS 一体橋梁の曲げモーメント比較

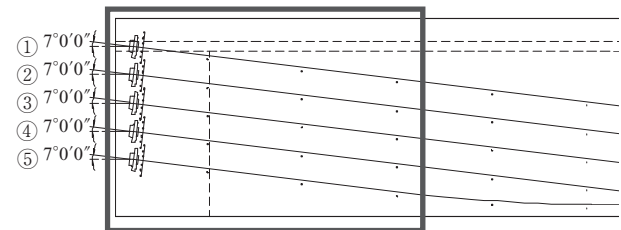
いることから、単純桁と同じ桁高が妥当であると考えられる。

図 - 12 において、接合部付近の曲げモーメントに着目すると、剛結構造のため、負の曲げモーメントが生じていることが分かる。そのため、PC ケーブルの曲げ上げ角度を単純桁より大きくして、接合部付近においては、PC ケーブルを桁の上側に配置することで、負の曲げモーメントに対する抵抗に寄与させることとした（図 - 13）。

また、永久 + 変動作用時の曲げモーメントの比較を図 - 12(b) に示す。これは列車荷重が載荷された状態を示すものであるが、剛結構造であることから GRS 一体橋梁の方が曲げモーメントが小さい。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



(a) GRS 一体橋梁



(b) 単純桁

図 - 13 桁端部における PC ケーブルの配置

しいが、本構造では、たわみが小さくなるため、有利な構造であることが分かる。

6. 耐震性の検討

耐震設計について、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 - 14)。

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GRS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となることが確認されている⁵⁾。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、726 galと設定した。

本橋梁の震度 - 変位曲線を図 - 15 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(=726 gal/980 cm/s²)以上となり、L2地震時に

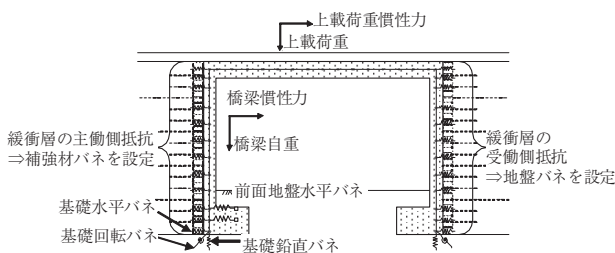


図 - 14 耐震設計における構造解析モデル

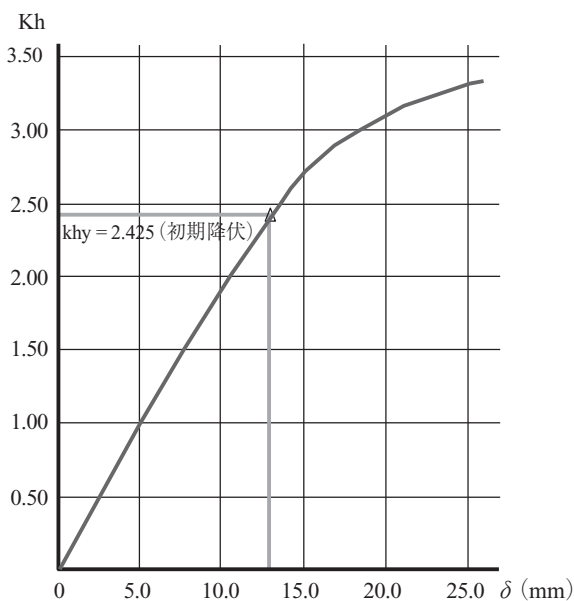


図 - 15 震度 - 変位曲線

いても弾性的な挙動となるため、橋台壁の配筋は、強バネ時の地震時以外の安全性(破壊)の検討より決定した。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、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。

7. おわりに

PC桁を用いたGRS一体橋梁を採用するために不静定力の影響を評価した結果、次のことが分かった。

- 不静定力の影響により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単純桁と同等となった。このことから、同程度の橋長のPC単純桁と桁高を同じとすることが妥当である。
- 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、耐震性能に優れた構造である。

現在、現地では、橋面工を除いたコンクリートの打設が完了した(写真 - 2)。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。



写真 - 2 現地の施工状況

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) 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.
- 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.

謝 辞

PC桁を用いたGRS一体橋梁の検討につきまして、多大なるご指導・ご助言をいただきました「長スパン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へ心から感謝の意を表します。

[2017年3月17日受付]