

PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁に及ぼす不静定力の影響

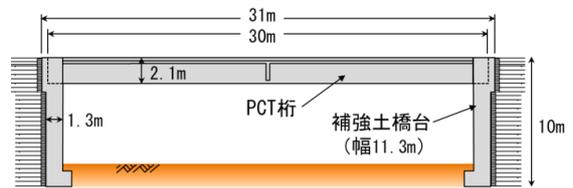
鉄道・運輸機構 正 ○石井秀和 玉井真一
日本交通技術株式会社 高寄太一

1. はじめに

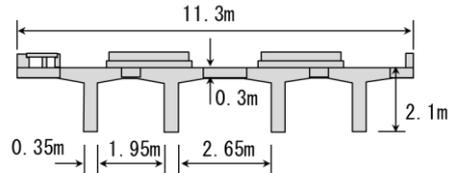
補強盛土一体橋梁は、インテグラル橋梁、セメント改良アプローチブロックおよびジオテキスタイルからなる一体化された構造形式の橋梁である。同橋梁は、桁、橋台、背面盛土が一体として外力に抵抗するため、耐震性、耐津波性に優れており、またインテグラル橋梁を用いていることから、単純桁橋梁に比べて、たわみが小さい構造である。その他、支承が不要となることによるトータルコストの減少も利点のひとつとして挙げられる。鉄道橋として、RC 桁またはSRC 桁を用いた補強盛土一体橋梁は前例があるが、PC 桁を用いて長スパン化した事例はまだ無い。補強盛土一体橋梁に PC 桁を用いる場合、桁端が剛結されるため不静定力による影響が顕著になると考えられ、本稿では、この影響について検討したので報告する。

2. 検討する橋梁について

新幹線用複線橋を対象とし、橋長 30m の PC 単純桁と橋長 31m の補強盛土一体橋梁の断面力、曲げモーメントを比較検討する。図-1 に検討対象橋梁を示す。単純桁の場合は桁長と主桁断面が同一で橋台上に支承を有する構造となる。単純桁と補強盛土一体橋梁で、PC 鋼材の本数やスパン中央断面における配置位置は同一とする。施工手順は、①セメント改良アプローチブロックの構築、②橋台壁の施工、③主桁の架設、④主桁と橋台壁の接合、⑤主桁間コンクリートの打設、⑥橋面工とした。



側面図



主桁断面図

図-1 検討対象橋梁

3. 補強盛土一体橋梁のモデル化

上記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発生する。不静定力を含む断面力の算定は骨組解析を用いる汎用設計プログラムにより行った。図-2 に解析モデルを示す。橋台壁の背面には、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て、図-3 に示す緩衝層を設けている。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ている。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るものとした。また、収縮ひず

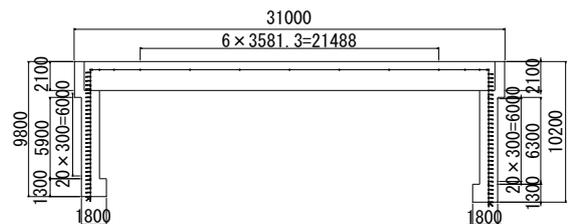


図-2 解析モデル図

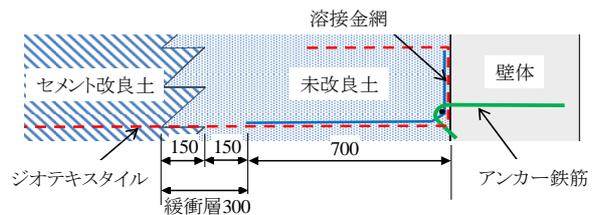


図-3 橋台壁背面の緩衝層

キーワード 補強盛土一体橋梁、インテグラル橋梁、PC 桁、不静定力
連絡先 〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1 TEL : 045-222-9082 FAX : 045-222-9102

みは 150 μ ，温度降下は-12.5 $^{\circ}$ Cとした。

4. 不静定力の影響の検討結果

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、橋台壁の拘束により同様の傾向が現れる。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の1/4を占める。ここで、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。以上から、本橋梁はプレストレスの設定と不静定力の影響が設計において重要である。

単純桁と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分布を図-4に示す。補強盛土一体橋梁のプレストレス効率は単純桁に比べて劣るが、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。表中では、このとき作用する断面力を架設後荷重として表しているが、単純桁のおよそ半分であることが分かる。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、圧縮応力度となっていることから、この例の場合は、同一橋長の単純桁と同じ桁高が妥当であると考えられる。

本検討により、不静定力の影響は単純桁から諸元を変える程ではないことが分かり、近々鉄道橋として初めて運用されるPC桁の補強盛土一体橋梁で計測を行い、不静定力の影響等を更に検証していく。

参考文献 1)玉井・神田・龍岡；補強盛土一体橋梁，コンクリート工学，vol.52，2014，2)進藤・米澤・山崎・青木：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，2015，3)井上・玉井・轟・岡本・古屋：補強盛土一体橋りょうの長スパン化に向けたPC-T形桁とRC橋台の接合構造の検討，土木学会第70回年次学術講演会，V-657，2015，4)道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012，5)鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物），2007，6)加藤・森野・陶山・青木・西岡・小島：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荷重試験，第48回地盤工学研究発表会，2013，7)鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004，8)千々和・杉田・石田・前川：セメント硬化体中の微視的機構モデルに基づく実PC橋の長期時間依存変形シミュレーション，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，2010

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 | 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) 軸力は圧縮を正としている

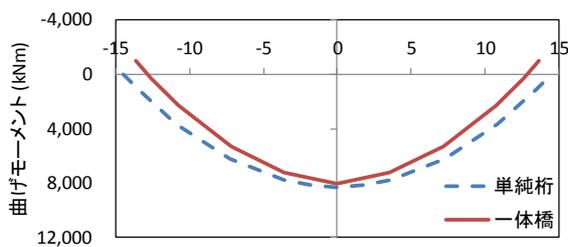


図-4 単純桁と補強盛土一体橋梁の永久作用時(永久作用+不静定力)のM図