

博士論文

補強盛土一体橋梁の長スパン化
を実現する使用限界状態設計法

玉井 真一

補強盛土一体橋梁の長スパン化を実現する使用限界状態設計法

要旨

補強盛土一体橋梁は、インテグラル橋梁と補強盛土を一体化した新形式の橋梁であり、コンクリートと土の複合構造物である。この橋梁形式は龍岡教授により提唱され、鉄道総研を中心として開発されたものであるが、本研究は5橋の補強盛土一体橋梁を実際に設計・施工する中で検討を行い、補強盛土一体橋梁を実用化したものである。

補強盛土一体橋梁の構成要素である補強土橋台は、耐震性が高いことが特長である。したがって補強盛土一体橋梁も高い耐震性を有するが、桁が両端の補強土橋台に剛結されているため、温度変化やコンクリートの収縮・クリープによる桁の変形が拘束され、その影響が不明であった。補強盛土一体橋梁の実用化にあたっては、桁の変形に対する橋台の拘束の影響を明らかにし、長期の安定性を確保できる使用限界状態設計法を確立することが必要であった。特に、桁のスパンが長くなると桁の変形は大きくなり、拘束による不静定力も大きくなるため、使用限界状態設計法が適切でなければ耐久的な橋梁を建設することができない。

本研究は、設計計算と実橋梁での現場計測結果を照合しながら、補強盛土一体橋梁の使用限界状態設計法を検討したものである。また、長スパン化を実現するために、桁の構造形式としてSRCやPCの適用を可能とし、PC桁については桁と橋台の接合部の耐力についても実験的検討を行った。設計法の妥当性については、実橋梁の建設から数年間は現場計測により確認し、設計耐用期間までの長期の性能についてはマルチスケール統合解析シミュレーションにより確認した。

最後に、研究成果を一般化して設計・施工指針としてまとめ、補強盛土一体橋梁の普及に資するものとした。

目 次

第 1 章	インテグラル橋梁の系譜	
1.1	インテグラル橋梁とは	1
1.2	補強盛土一体橋梁の課題と本論文の構成	2
第 2 章	補強盛土一体橋梁の開発経緯	
2.1	橋台部の問題と解決	5
2.2	従来型橋台の諸問題と補強盛土一体橋梁による解決	9
2.3	補強盛土一体橋梁の施工例	14
2.4	補強盛土一体橋梁の特長と課題	19
第 3 章	北海道新幹線中学校線架道橋における検討と検証	
3.1	中学校線架道橋の概要	25
3.2	桁に作用する不静定力とその影響	27
3.3	現場計測による橋梁の挙動調査と検証	33
3.4	3章のまとめ	58
第 4 章	三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁における検討と検証	
4.1	ハイペ沢橋梁の概要	61
4.2	橋台壁と補強盛土の境界部の検討	68
4.3	桁と橋台の接合構造の検討	83
4.4	桁に作用する不静定力とその影響	87
4.5	現場計測による橋梁の挙動調査と検証	94
4.6	桁伸縮量に関する中学校線架道橋とハイペ沢橋梁の比較	117
4.7	4章のまとめ	121
第 5 章	PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の開発	
5.1	PC 桁適用の必要性と課題	125
5.2	主桁の設計, 性能照査法の検討	128
5.3	試設計による時間依存変形に関する設計, 性能照査方法の検討	130
5.4	PC-T 形桁と橋台の接合構造の検討	144
5.5	5章のまとめ	177
第 6 章	九州新幹線原種架道橋における検討と検証	
6.1	原種架道橋の概要	181
6.2	桁に作用する不静定力とその影響	185
6.3	主桁の荷重分配についての考察	194

6.4	現場計測による橋梁の挙動調査と検証	196
6.5	6章のまとめ	207
第7章	解析的手法による長期挙動の検証	
7.1	解析の方法	209
7.2	中学校線架道橋を対象とした解析	210
7.3	原種架道橋を対象とした解析	220
7.4	7章のまとめ	231
第8章	設計・施工指針の作成	
8.1	設計・施工指針作成の目的と経緯	233
8.2	設計・施工指針の概要	234
8.3	使用限界状態設計法に関する記述内容	236
8.4	設計・施工指針による原種架道橋の応答値の再計算	241
8.5	8章のまとめ	245
第9章	結論と今後の課題	
9.1	結論	247
9.2	今後の課題	248

第1章 インテグラル橋梁の系譜

1.1 インテグラル橋梁とは

インテグラル橋梁とは、橋台部で下部工と上部工を剛結した構造である。桁橋では橋台部に存在した支承と伸縮装置を廃することができるため、維持管理の軽減と耐久性の向上を図ることができる構造である。

道路橋示方書ではインテグラル橋梁を「橋台部ジョイントレス構造」と称し、平成24年版で条文化されている。道路橋示方書では橋台部ジョイントレス構造を門型ラーメン構造とインテグラルアバット構造に分類し、「温度変化等に伴い上部構造に生じる変形に対して、橋台躯体及び基礎の剛性により上部構造に生じる変形を拘束する構造形式は門型ラーメン構造と呼ばれる。また、橋台基礎の変形により追従する構造形式はインテグラルアバット構造と呼ばれる。」と解説している（図1.1.1）。

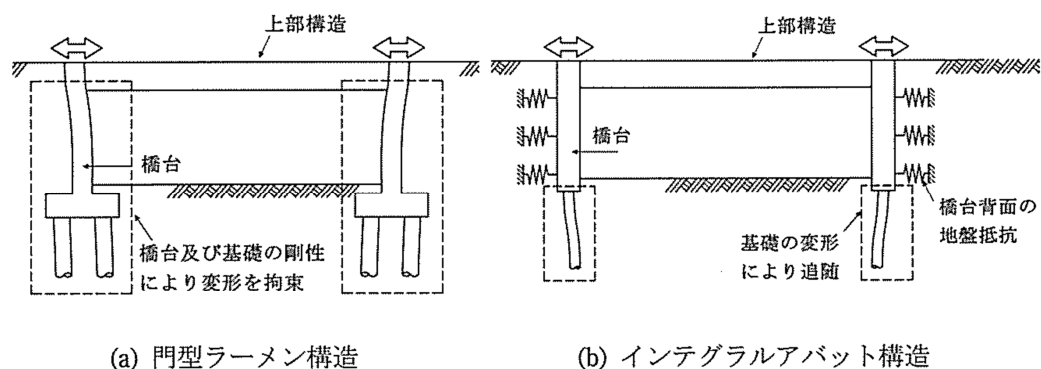


図 1.1.1 道路橋示方書における橋台部ジョイントレス構造の分類
(道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成24年3月 図-解8.8.1より引用)

インテグラルアバット橋は米国で1930年ごろに開発され^{1.1)}、欧州では1990年代から使用されている^{1.2)}。日本においてはPC桁では1996年に北海道縦貫自動車道でインテグラルアバット橋が^{1.3,1.4)}、鋼桁では1999年に新日本製鉄広畑製鉄所構内にインテグラルアバット橋が施工されている^{1.5)}。また、2012年3月に土木研究所より、橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書として、インテグラル構造の設計・施工ガイドライン(案)が発行されている^{1.6)}。

鉄道橋においては橋台部においてもレールが連続していること、支承や伸縮装置を腐食させる融雪剤を使用しないことのために、道路橋と比べて橋梁をインテグラル構造とすることの利点は小さいが、支承部の省略による維持管理の軽減と耐久性の向上や、桁端部の回転拘束による軌道の折れ角減少による乗り心地の向上や桁共振の回避といった効果があるものと考えられる。ドイツにおいては鉄道橋においてもインテグラル橋が適用されている^{1.7)}とのことだが、この報告には日本で背割式ラーメン高架橋と呼ばれているブロック間の突合せ構造も含まれている。

1.2 補強盛土一体橋梁の課題と本論文の構成

本論文が研究対象とするインテグラル橋梁である補強盛土一体橋梁は、橋梁側の問題よりも橋台側の問題を解決する技術活動の発展形として生まれた。まず、橋梁と盛土の構造境界である橋台背面において、特に地震後に生じる段差を解消するため、橋台背面のアプローチブロックを、セメント改良土をジオテキスタイルで補強した補強盛土とし、さらに補強盛土を橋台く体と一体化した補強土橋台が開発され、補強土橋台にさらに桁を接合して一体化することで生まれたのが図 1.2.1 に示す補強盛土一体橋梁である。

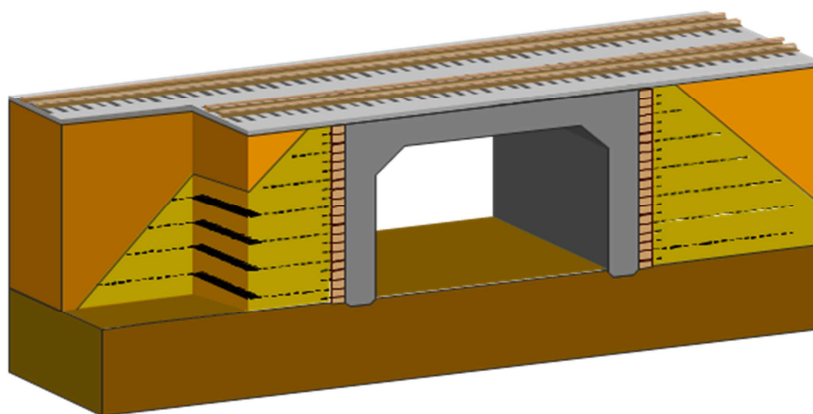


図 1.2.1 補強盛土一体橋梁

道路橋示方書（図 1.1.1）では、門型ラーメン構造は橋台および基礎の剛性により桁の変形を拘束する構造と解説されている。補強盛土一体橋梁は橋台自体には杭基礎を有さないが、橋台壁と補強盛土によるアプローチブロックが一体化した巨大な直接基礎を有するインテグラル橋梁と考えれば、非常に安定性が高い反面、桁の変形に対する拘束が大きい構造であると考えられる。

桁は温度変化により伸縮し、RC 桁の場合はコンクリートの収縮によっても短縮する。PC 桁の場合はさらにプレストレスによるコンクリートのクリープが、桁の短縮やそり上がりが発生させる。したがって、拘束の影響を適切に評価して桁の設計を行わないと、桁に有害なひび割れが発生させ、使用性や耐久性に問題が出る恐れがある。

補強盛土一体橋梁は、龍岡教授により提唱され^{1.8,1.9)}、鉄道総研を中心として技術開発が行われ^{1.10,1.11,1.12)}、実大試験により実現可能性が確認される段階まで到達してはいたが、実際に供用される営業線の橋梁として適用するには、特に、桁の変形が拘束される影響を設計段階において十分に検討し、さらに完成した橋梁で計測等による確認を行う必要があるものと考えられた。

本論文は、補強盛土一体橋梁の実用化に際して筆者が行って来た検討、確認について記述したものである。

2章では、補強盛土一体橋梁の開発経緯をまとめるとともに、筆者らによる実施例を概説した。また、補強盛土一体橋梁の特長と課題を整理した。

3章では、補強盛土一体橋梁の最初の施工例である北海道新幹線中学校線架道橋に関して行った設計検討と現場計測による確認を示した。検討、確認の結果、補強盛土一体橋梁が問題無く実用できることを示した。

4章では、橋長 60m を有する三陸鉄道ハイペ沢橋梁に関して行った設計検討と現場計測による確認を示した。本橋梁は橋長が長く、桁の伸縮量が大きくなるため橋台壁に対する補強盛土の拘束効果を調べるための予備実験を行った。また、下路桁と橋台壁の接合方法についても検討を行った。本橋梁における検討、確認の結果、橋長 60m 程度まで長スパン化した補強盛土一体橋梁が実現可能であることを示した。

5章では、主桁に PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁について、PC 桁をプレキャスト桁として架設し、補強盛土橋台と場所打ちコンクリートで一体化する施工方法を想定し、設計における多主桁構造の扱いと、プレキャスト主桁と橋台の接合方法の検討を行った。

6章では、主桁に PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の施工例である九州新幹線原種架道橋に関して行った設計検討と現場計測による確認を示した。本橋梁は、5章で検討した施工方法を採用した。本橋梁における検討、確認の結果、プレキャスト PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁が実現可能であることを示した。

7章では、補強盛土一体橋梁の長期使用性能を検討するために行ったマルチスケール統合解析シミュレーションについて示した。北海道新幹線中学校線架道橋と九州新幹線原種架道橋をモデルとして、コンクリート材令 100 年までのシミュレーションを行い、補強盛土一体橋梁が長期的に安定した構造であることを示した。

8章では、補強盛土一般橋梁の設計・施工を一般化するために作成した、設計・施工指針の概要を示した。これまでの検討および実施事例より、合理的と考えられる設計方法を提案し、標準化したものである。

9章は、結論として論文全体のまとめを示すとともに、今後の課題について記した。

1章の参考文献

- 1.1) 岩崎信正, 天満真士, 新井信幸, 津田佳明, 栗田章光: インテグラルアバット橋のアプローチスラブに関する調査・研究, 橋梁と基礎 2008年7月号, pp.34-39, 2008.7
- 1.2) 岩崎信正, 天満真士, 新井信幸, 小枝芳樹, 小林義信, 栗田章光: 欧州におけるインテグラルアバット橋のデザインガイド(上), (下), 橋梁と基礎 2012年10月号, pp.26-31, 11月号, pp.33-38, 2012.11~12
- 1.3) 高橋昭一: インテグラルアバットのPC橋への適用, プレストレストコンクリート技術協会第4回シンポジウム論文集, pp.441-446, 1994.10
- 1.4) 高橋昭一, 宮越雅久, 高木隆一, 奥谷祐介: インテグラルアバット橋の設計・施工, プレストレストコンクリート技術協会第6回シンポジウム論文集, pp.23-28, 1996.10
- 1.5) 道下恭博, 櫻井信彰, 本間宏二, 渡部弘明, 平田尚, 藤川敬人: インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工, 橋梁と基礎 2001年2月号, pp.11-18, 2001.2
- 1.6) 独立行政法人土木研究所, 社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会, 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会, 社団法人日本橋梁建設協会, 社団法人建設コンサルタンツ協会: インテグラル構造の設計・施工ガイドライン(案), 2012.3
- 1.7) ドイツにおけるインテグラル鉄道橋の現状: プレストレストコンクリート海外文献紹介, プレストレストコンクリート Vol.56, No.2, pp.105-112, 2014.3
- 1.8) 龍岡文夫: ジオセンチック補強土一体橋梁, 橋梁と基礎 2008年1月号, pp.55-62, 2008.1
- 1.9) 龍岡文夫・舘山 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第24巻, pp.205-210, 2009.12
- 1.10) 永谷達也, 田村幸彦, 飯島正敏, 舘山勝, 小島謙一, 渡辺健治: GRS一体橋梁(実物大試験)の施工と動態計測
- 1.11) 須賀基晃, 野中隆博, 栗山亮介, 小島謙一, 神田政幸: 補強盛土一体橋梁(GRS一体橋梁)における水平載荷試験, ジオシンセティックス論文集第27巻, pp.157-164, 2012.11
- 1.12) Fumio Tatsuoka, Masaru Tateyama, Masayuki Koda, Ken-ichi Kojima, Toyoji Yonezawa, Yoshinori Shindo and Shin-ichi Tamai: Research and construction of geosynthetic-reinforced soil integral bridges, Transportation Geotechnics 8 (2016), pp.4-25

第2章 補強盛土一体橋梁の開発経緯

2.1 橋台部の問題と解決

鉄道橋の橋台部においては、道路橋における伸縮装置の存在や、路面排水の漏水（特に融雪剤を用いる場合）による伸縮装置や支承部の劣化の問題よりも、地震時における橋台裏の沈下が問題となっていた。例えば図 2.1.1 は東北地方太平洋沖地震後の三陸鉄道の橋台部であり、防音壁がある部分が橋梁、路盤が沈下してまくらぎが現れている部分が橋台裏である。鉄道は軌道面の不陸に弱いため、橋台裏の沈下は地震後の復旧性が問題となる事象である。

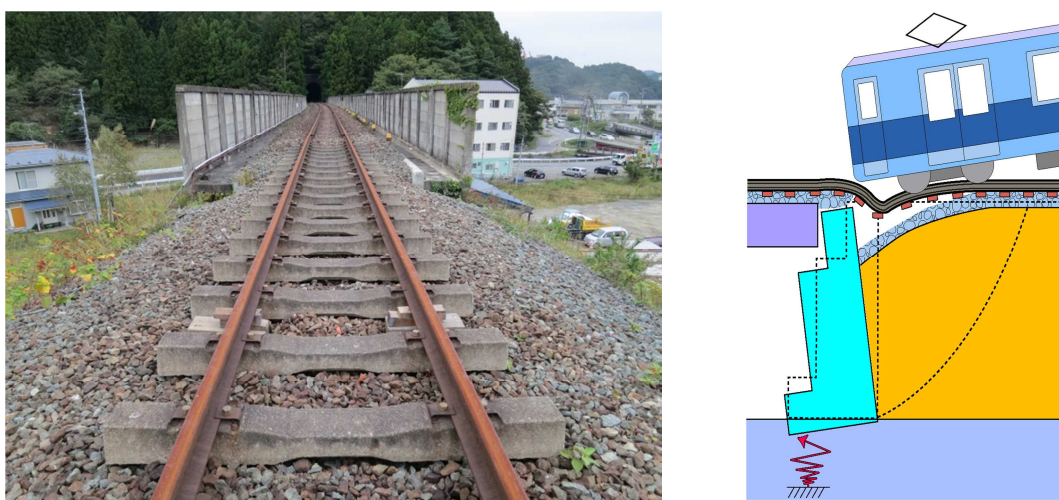


図 2.1.1 地震後の橋台裏の沈下の例

橋台裏の沈下を防止するために、アプローチブロックと呼ばれている沈下量の少ない盛土を橋台裏に構築することが行われてきた。図 2.1.2 は鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）に示されているアプローチブロックの図である。アプローチブロックは粒度調整砕石等の良質材を十分に締め固めて施工される。

整備新幹線ではさらにアプローチブロックの性能を高めるために、セメント改良した粒度調整砕石を用いたアプローチブロックが施工されてきた。さらに、近年ではアプローチブロックにセメント改良粒調砕石をジオテキスタイルで補強した補強土とした補強土橋台が用いられている（図 2.1.3）。

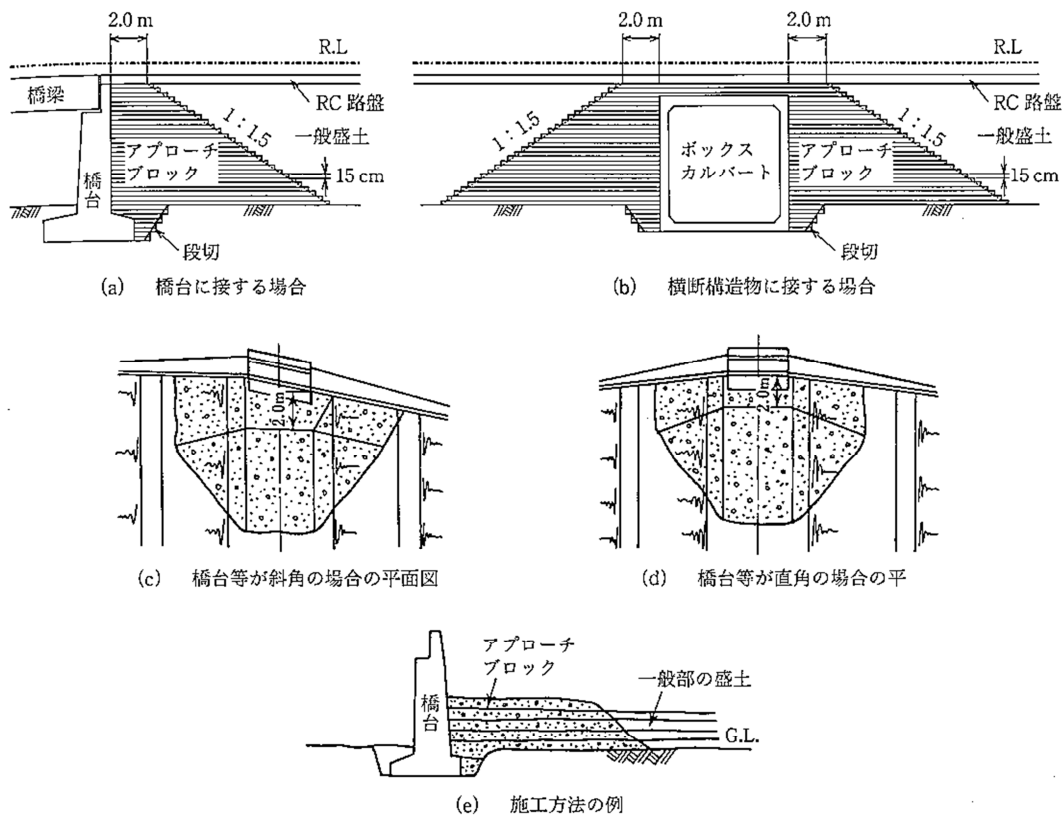


図 2.1.2 アプローチブロック

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成 19 年 1 月 解説図 3.4.1 より引用)

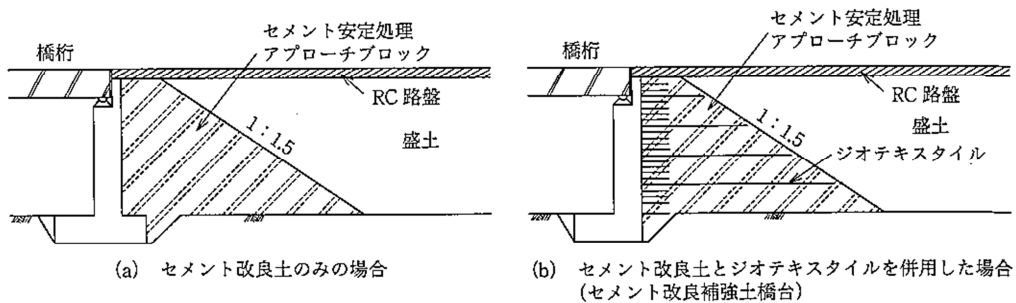


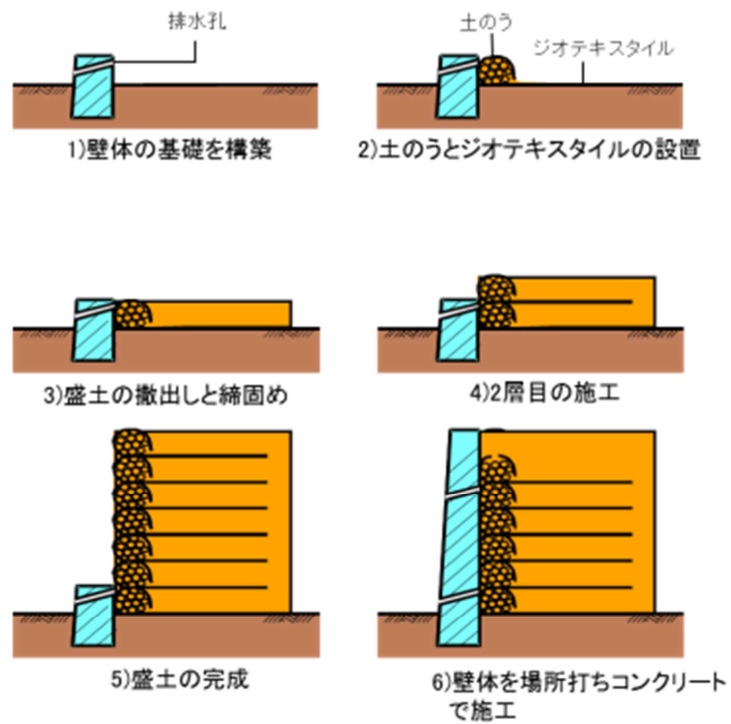
図 2.1.3 セメント改良土によるアプローチブロック

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成 19 年 1 月 解説図 3.4.2 より引用)

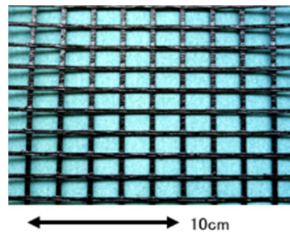
補強土橋台^{2.15)}は、セメント改良粒調碎石をジオテキスタイルで補強した補強土の前面に鉄筋コンクリート壁を構築し、橋座としたものである。この構造は盛土補強土擁壁と呼ばれる、従来の抗土圧構造物である擁壁に代わる構造物を起源として開発されたものである。

図 2.1.4 に盛土補強土擁壁の施工手順を示す。

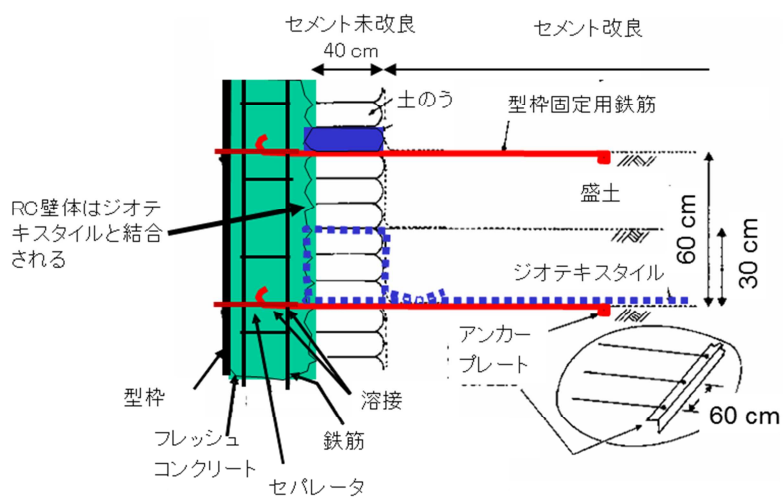
従来の擁壁では壁体を施工してから裏込めとして盛土を施工するが、盛土補強土擁壁では、先に自立性を有する補強盛土を構築し、盛土の沈下が収束してから壁体を施工する。こうすることで盛土や盛土下の地盤の沈下により壁体に変状することがない。



(a) 施工手順



(b) ジオテキスタイルの例



(c) 壁体・盛土結合部の構造

図 2.1.4 盛土補強土擁壁の施工手順

補強盛土の構築完了時には、補強盛土の端部は補強材（ジオテキスタイル）が露出した状態となっている。図 2.1.4c で、土のうの廻りにジオテキスタイル（青破線）が折り返されている状態である。ここに裏型枠を用いないで壁体のコンクリートを打込むことで、コンクリートが補強材の格子間に浸透し、補強材は壁体に定着される。このことは次の 2 つの利点を生む。

- 1) 補強材は壁体から反力を得られるために、壁体のすぐ背面でも上載荷重を支持することが可能である。
- 2) 壁体は補強材に多点支持されているため、壁体に作用する荷重による発生断面力が小さくなる。

1)により、法面を有さない垂直な盛土が可能になり、2)により壁体の天端で電化柱や防音壁の荷重を支持することが可能となった。そのため盛土補強土擁壁は、新設盛土のみならず既設盛土の改良による複々線化や盛土横での事業用地の創出にも用いられている。

2.2 従来型橋台の諸問題と補強盛土一体橋梁による解決

従来の抗土圧構造物である橋台の問題点を再整理し、補強盛土一体橋梁の開発経緯を説明する^{2.1)}。補強盛土一体橋梁は龍岡教授により提唱されたものである^{2.2,2.3,2.4)}。

(1)従来型橋台の諸問題

図 2.2.1 に従来型の橋台とその施工順序を模式的に示す。

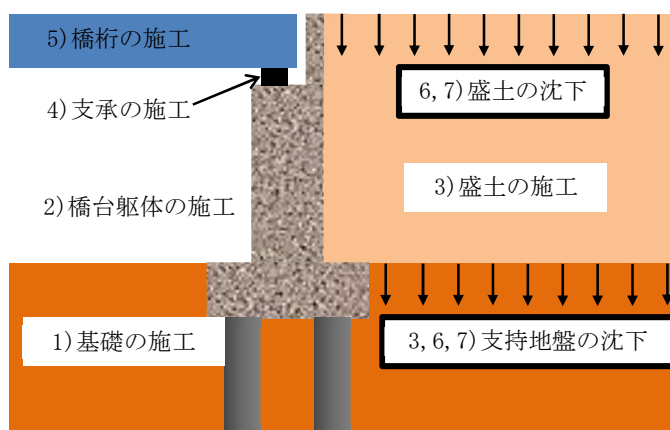


図 2.2.1 従来型橋台の施工順序と諸問題

以下、施工順序に従って従来型橋台の諸問題を示す。

- 1) 基礎の施工：橋台は壁体の背面から土圧を受ける片持梁式の構造物であるため、橋台底面での水平滑動力と転倒モーメントはそれぞれ橋台高さの2乗と3乗に比例する。橋台の建設後の許容変位量は小さいので、地盤条件が悪い場合は橋台高さが大きくなると大型の直接基礎や杭基礎が必要となる。
- 2) 橋台躯体の施工：壁体は盛土からの土圧および橋桁からの地震時慣性力に抵抗するため厚くなり、重量が大きくなる。
- 3) 盛土の施工：支持地盤が軟弱であると沈下、場合によっては側方流動を生じる。
- 4) 支承の施工：支承部は維持管理上の問題箇所となることが多い。
- 5) 橋桁の施工：道路橋では橋桁と橋台の間に伸縮装置が設置されるが、車両の走行性や維持管理上の問題箇所となることが多い。鉄道橋では桁端の折れ角が列車の走行安全性や乗り心地を低下させることがある。

供用開始後には次のような問題が生じることが多い。

- 6) 盛土の自重と交通荷重により、支持地盤および盛土の沈下が継続する可能性がある。橋梁と盛土に段差が生じ、車両の走行性が低下する。
- 7) 地震時には盛土や支持地盤の揺すり込み沈下が生じる可能性がある。地震時の動土圧と慣性力により橋台が前傾すると盛土の沈下は著しくなる。

(2)盛土側からの改良

盛土の沈下により橋台裏に大きな段差が生じるのを防ぐため、橋台裏にアプローチプロ

ックを設ける対策が行われてきたことは既に述べた。アプローチブロックに補強土を用い、盛土補強土擁壁の構造を応用したものが補強土橋台である。補強土橋台に用いられる補強盛土は、セメント改良した粒度調整砕石の中に厚さ 30cm 毎に網状のジオテキスタイルを敷き込んで補強したものである。ジオテキスタイルは各種のものが製品化されているが、例えばビニロン繊維を塩化ビニルで被覆したもので 20mm ピッチの格子状に成形されている（図 2.1.4b）。セメント改良土内に敷設されることから耐アルカリ性が確認されたものが使用されている。表 2.2.1 にジオテキスタイルの力学特性の一例を示す。

表 2.2.1 ジオテキスタイルの力学的特性の例

	30kN/m タイプ	60kN/m タイプ
主材料	ビニロン繊維	
被覆材料	ポリ塩化ビニル	
単位面積質量 (g/m ²)	200	320
公称目合い (mm)	20×20	
設計基準破断強度 (kN/m)	38	74
気中引張剛性 (kN/m)*	200	490

* 1.5m 長のジオテキスタイルの単位幅あたりの気中でのばね係数

盛土を補強土とすることにより、支持地盤の沈下に十分に注意すれば、盛土側の沈下による不具合は生じない。また、従来型橋台では壁体が片持ち梁として水平力に抵抗していたが、補強土橋台の壁体はジオテキスタイルによって 30cm 間隔で支持されているため、小間隔で支持された連続梁となり、壁体を薄くできる。また、桁から作用する鉛直力、地震時慣性力はジオテキスタイルを介して壁体からアプローチブロックに伝達され、アプローチブロックの広い底面で支持されるため、橋台の安定性は飛躍的に高まる。さらに、橋台壁体下端の水平力、転倒モーメントが軽減されるため、壁体下端の基礎は小型化できる。なお、壁体とジオテキスタイルの定着強度はジオテキスタイルの引張強度を上回ることが実験的に確認されている^{2.5)}。

補強土橋台は九州新幹線（博多・新八代間）の工事で実物の載荷試験による性能確認^{2.6)}が行われた後、整備新幹線各線の工事で施工されている。

補強土橋台により橋台の耐震性が向上し、橋台と盛土との段差が解消されて連続性が向上したが、桁を支承で支持している点は従来のみである。

(3)橋梁側からの改良

1章で述べたように、道路橋では桁と橋台の間の伸縮装置や支承を不要とするためにインテグラル橋梁が適用されるようになっている。

従来の橋台では桁の温度伸縮を支承で吸収していたが、インテグラル橋梁では桁と橋台が剛結されているため、桁の伸縮により橋台の傾斜が生じる。橋台上端の繰り返し水平変位により盛土に主働崩壊が生じ、その結果、橋台裏に沈下が生じたり、受働方向への変位によって土圧が増加したりする可能性がある（ラチェティング現象）。門型ラーメン構造で

は土圧の程度により橋梁各部の応力度が変化するため、土圧の算定を適切に行う必要がある。また、この構造では地震時に裏込め盛土の沈下が生じやすいという点は解決されていない。

(4)補強盛土一体橋梁の開発

補強盛土一体橋梁は、盛土側、橋梁側双方からの改良を組合せたもので、補強土橋台と桁を剛結して門型ラーメン構造としたものである。コンクリート構造である門型ラーメン橋と土構造であるセメント改良補強盛土がジオテキスタイルを介して複合された構造物であり、コンクリートと土の複合構造物という新しい構造形式である。従来型橋台から補強盛土一体橋梁の開発に至る流れを図 2.2.2 に示す。

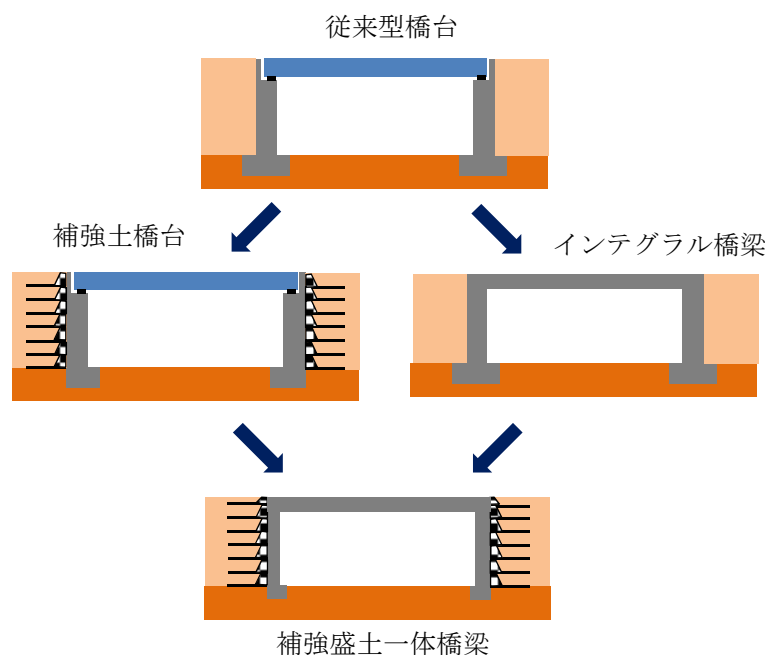


図 2.2.2 補強盛土一体橋梁の開発経緯

補強盛土一体橋梁の施工手順は補強土橋台と同様であり、補強盛土、壁体の施工後、壁体に桁を打継ぎ施工する。補強盛土一体橋梁は一对の自立した補強盛土の間にあるため、静止状態では盛土からの土圧は内力として壁体の背面に作用するが、壁体に定着されている補強材の引張力と釣り合い、桁には作用しない。地震時には、盛土と一体化していないインテグラル橋梁では押し込み側橋台の受働土圧による抵抗が期待できるものの、前傾側の橋台では地震時主働土圧が橋梁を押し方向に作用してしまう。これに対して補強盛土一体橋梁では押し込み側の橋台裏盛土が受働土圧で抵抗するのはインテグラル橋梁と同じだが、前傾側の橋台では主働土圧が増加するのではなく、ジオテキスタイルを介してセメント改良アプローチブロックが橋台の前傾を拘束し、前後両方の橋台で地震に抵抗できるため耐震性が非常に高くなる。

補強盛土一体橋梁の設計では橋梁を図 2.2.3 に示すように骨組構造とし、橋台壁に図 2.2.4

のようなジオテキスタイルによる主働状態での引張抵抗と盛土による受働抵抗を表すばねを取付けたモデルが用いられている。

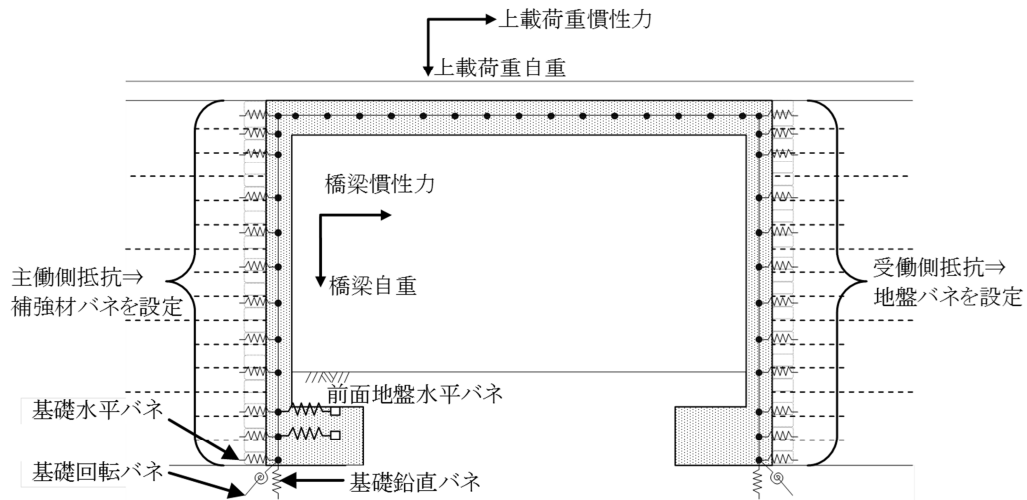


図 2.2.3 補強盛土一体橋梁の設計モデル

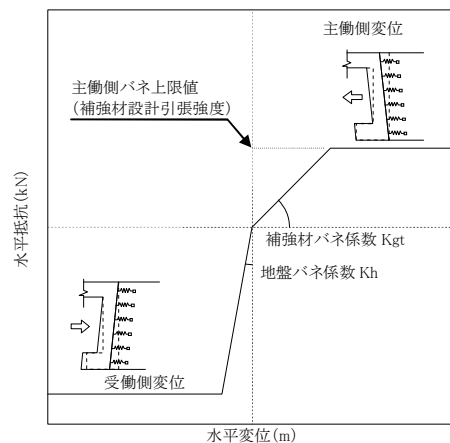


図 2.2.4 水平抵抗バネのモデル

補強盛土一体橋梁の耐震性に関するさらなる利点として、構造物による地震動の増幅が小さいことがある。

通常の橋梁は、橋台や橋脚に上部構造が支持されている倒立ばねとしてモデル化でき、基礎から入力した地震動は、構造物により増幅される。橋台、橋脚のような鉛直部材は増幅された地震動に耐えるように設計しなければならない。地震後の早急な復旧を考えれば L2 地震に対しても無損傷とすることは理想ではあるが、実現困難であり、鉄筋コンクリート部材の一部を塑性化させて形成する塑性ヒンジの履歴減衰によって地震慣性エネルギーを吸収するとともに、損傷を制限、制御することで復旧性を確保している。復旧に要する人員、工期、工費は膨大である。さらに、損傷すれば桁ずれや落橋等、影響が大きい支承

部については極力、損傷を防ぐために膨大な工費を掛けている。

土構造物は橋梁と比較して構造物による増幅が小さいことが知られている。これは土構造物の内部減衰が大きいためである。補強盛土一体橋梁は、橋梁が内部減衰の大きい盛土と一体化されており、橋梁の動的エネルギーが盛土へ逸散することによる減衰もあるため、橋梁の自由振動が制限され地震動の増幅が小さい^{2.7,2.8)}。これまでに設計、施工した補強盛土一体橋梁では、L2地震時の各部材の設計応答値は降伏耐力以下であり、L2地震に対しても無損傷の設計となっている。ただし、危機耐性としてL2地震を上回る地震規模の想定は必要である。

補強盛土一体橋梁は、2009年に鉄道総研構内に実大規模（橋長14.75m、幅員3.0m）の試験橋梁が施工され、温度変化に対する計測や水平載荷試験により、実現可能性が確認された^{2.9,2.10)}。鉄道構造物等設計標準・同解説、土留め構造物では9.3.6.6特殊構造のセメント改良補強土橋台として解説に補強盛土一体橋梁が紹介されている。また、補強盛土一体橋梁の開発経緯と模型振動実験が付属資料29に示されている。

2.3 補強盛土一体橋梁の施工例

補強盛土一体橋梁の現場適用は、鉄道・運輸機構によって進められた。なお、以下の事例の他、JR 四国においても適用されている (2.11,2.12,2.13)。

(1)北海道新幹線中学校線架道橋

補強盛土一体橋梁の最初の施工例で、橋長 12m の新幹線複線橋梁である。盛土構造の新幹線と道路が交差する箇所に設けられた橋梁で、桁高を抑える必要があったため補強盛土一体橋梁を適用した。桁は RC 構造のスラブ桁である (図 2.3.1)。本橋梁については 3 章で詳述する。

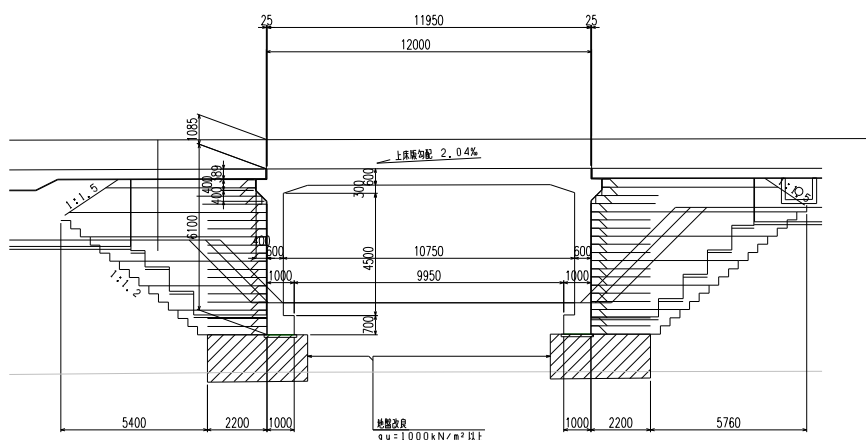


図 2.3.1 北海道新幹線中学校線架道橋

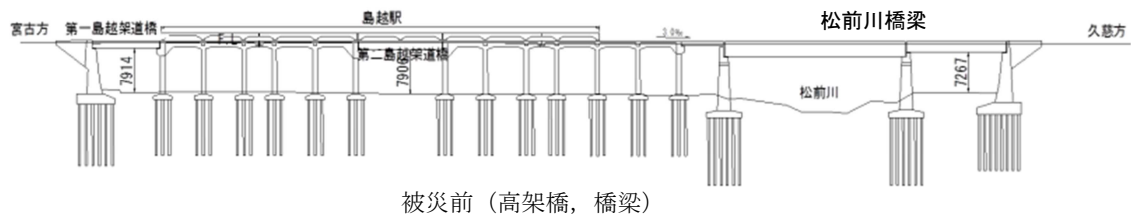
(2)三陸鉄道北リアス線復旧工事における3橋への適用

2011年東北地方太平洋沖地震による津波で流出した、三陸鉄道北リアス線の島越駅付近の3橋を補強盛土一体橋梁を用いて復旧した^{2.14)}。

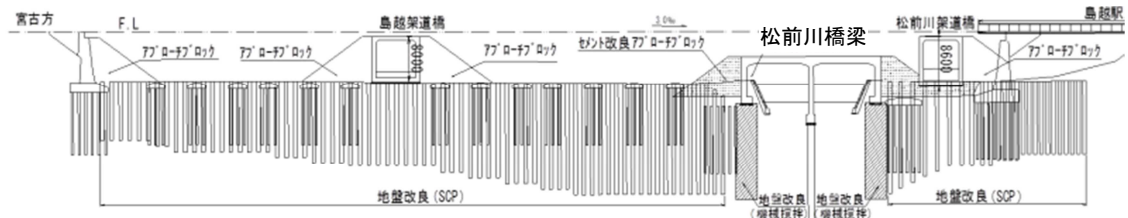
a)松前川橋梁

島越駅高架橋(RCラーメン高架橋)および松前川橋梁(35.9m長のPC桁)で構成されていた区間であり、ラーメン高架橋は倒壊、PC桁は流出した。復旧は高架橋に代わり盛土(コンクリート法面工を有する補強盛土)とすることで津波に対する2線堤的な役割が期待できるものとした。

松前川橋梁は盛土内の橋梁となるため補強盛土一体橋梁とした(図2.3.2)。桁(上床版)の跨度が長くなるため中間橋脚を設け、跨度13.7m+13.7mの2径間連続補強盛土一体橋梁とした。桁はRC構造のスラブ桁である。桁を線路直下まで上げると橋台高さが非常に高くなり安定が悪く、また津波に対する開口が大きくなるため、桁の位置を下げて桁上部を盛土とした。橋台下は液状化対策のため地盤改良し、中間橋脚は杭基礎とした。図2.3.3に完成した松前川橋梁を示す。



被災前(高架橋, 橋梁)



復旧後(盛土, 補強盛土一体橋梁)

図 2.3.2 三陸鉄道北リアス線島越駅, 松前川橋梁の復旧



図 2.3.3 三陸鉄道北リアス線松前川橋梁

c)ハイペ沢橋梁

ハイペ沢橋梁もトンネル間の谷間を渡る橋梁であり、河川、県道橋、鉄道橋が同位置で交差していた。河川、県道上は 32.1m 長の PC 下路桁、続いて 16.6m 長の RC 桁で構成されていたが、津波により桁および起点方橋台が流出した。

32m のスパン長と桁下空頭の確保を考えると、桁形式はスラブ桁ではなく、スラブ両側に縦桁を設けた下路桁とすることが必要である。下路桁の構造形式は PC、SRC、鋼が考えられるが、桁の施工方法、橋台との剛結方法、海岸からの距離（約 50m）と耐久性を考慮して SRC 桁とした。2 径間目は連続桁としてのバランスを取るために橋台位置を後退させ、32.16m+27.84m の 2 径間連続補強盛土一体橋梁とした（図 2.3.5）。コイコロベ沢橋梁と同様に、再利用できる基礎フーチングは底面下を地盤改良して利用している。本橋梁については 4 章で詳述する。

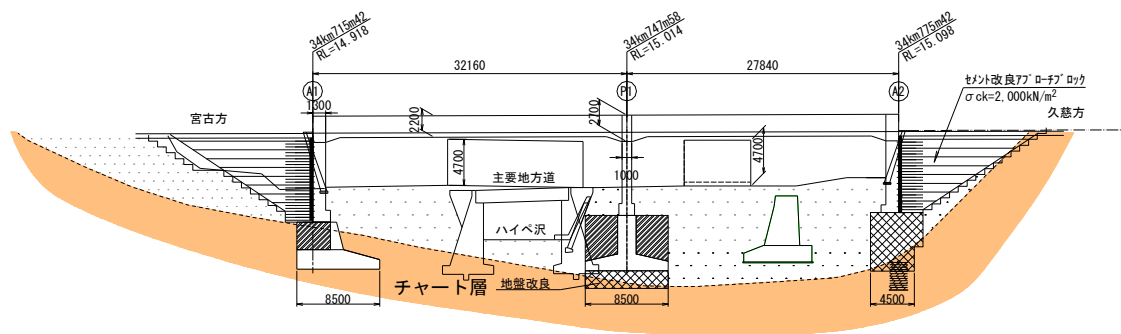


図 2.3.5 三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁

(3)九州新幹線（西九州ルート）原種架道橋

桁に PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の最初の施工例で、橋長 30m の新幹線複線橋梁である。トンネルとトンネルの間で新幹線が高規格道路と交差する箇所に設けられた橋梁で、橋梁下へのアクセスが高規格道路以外に無い為、支承部を省略できる補強盛土一体橋梁とした（図 2.3.6）。本橋梁については 6 章で詳述する。

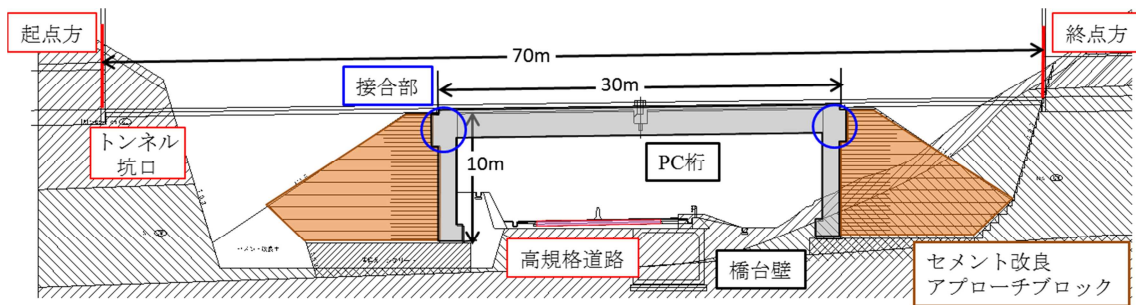


図 2.3.6 九州新幹線（西九州ルート）原種架道橋

2.4 補強盛土一体橋梁の特長と課題

2.2 で述べたように、補強盛土一体橋梁は以下の特長を有する。

(1) インテグラル橋梁と補強盛土が一体化している。

- (1.1) インテグラル橋梁と背面盛土が一体化していない場合は、温度変化による橋梁の伸縮の繰り返しにより、背面盛土に主働崩壊が生じ、その結果、橋台裏に沈下が生じたり土圧が増加したりする可能性がある（ラチェッティング現象）。補強盛土一体橋梁ではそのような現象は生じず、橋梁に作用する土圧が安定している。
- (1.2) インテグラル橋梁と背面盛土が一体化していない場合は、地震時に受働側の橋台のみからの抵抗が期待できるが、補強盛土一体橋梁では主働側の橋台もジオテキスタイルにより補強盛土と連結されているため、前後両方の橋台で地震に抵抗できる。したがって耐震性が高くなる。
- (1.3) 補強盛土一体橋梁では補強盛土が橋梁の自由振動を制限し、また、補強盛土自体による地震動の増幅も小さいため、補強盛土一体橋梁の地震時応答は、橋脚と桁で構成される橋梁と比較して小さくなる。したがって、L2 地震に対して弾性設計が可能である。
- (1.4) 地震随伴現象として津波による橋梁の流出が考えられるが、補強盛土一体橋梁は津波に対する抵抗性が高い補強盛土により、高い耐津波性を有する。

(2) インテグラル橋梁である

- (2.1) 桁端が橋台に固定されているため、支承を有する単純桁と比較して、桁の固有振動数が高くなり、列車通過時の共振の危険性が低くなる。
- (2.2) 支承を有しないため、維持管理性、地震後の復旧性が高い。

図 2.4.1 は、桁高 0.6m のスラブ桁、桁高 2.4m の T 形桁（複線 4 主桁）について、単純支持とした場合と両端固定とした場合の固有振動数の計算値を比較したものである。両端固定とすることで固有振動数は 2 倍以上に向上する。

この固有振動数を用いて、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）により求めた衝撃係数を図 2.4.2 に示す。両端固定とすることで共振の可能性が低くなり、衝撃係数を小さく抑えることができる。

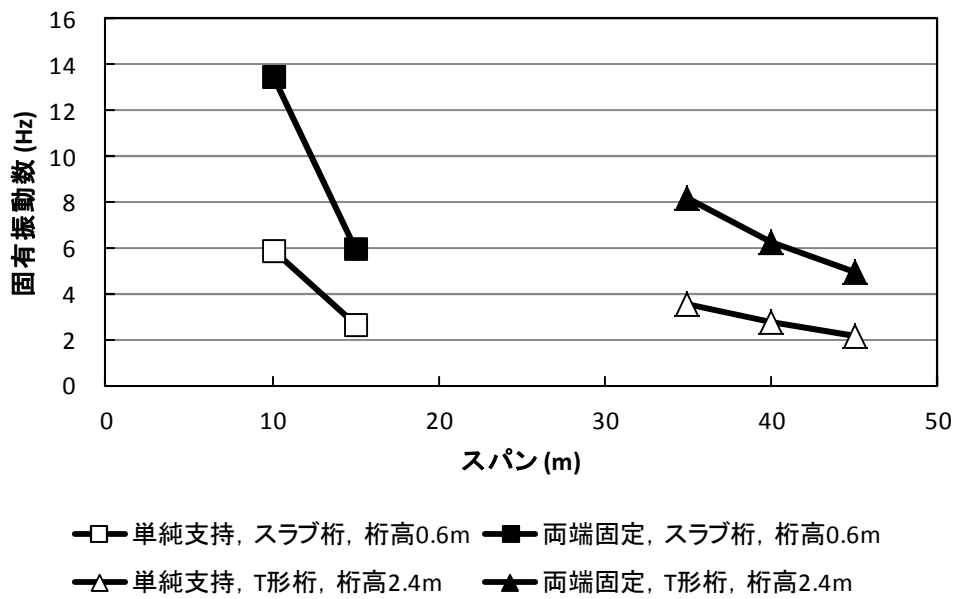


図 2.4.1 単純支持と両端固定の固有振動数の比較

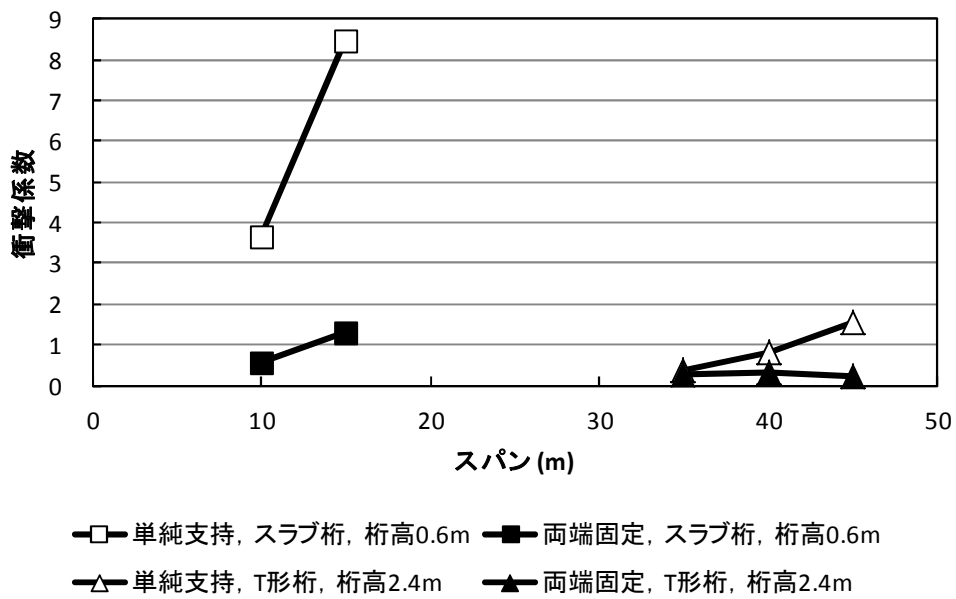


図 2.4.2 単純支持と両端固定の衝撃係数の比較

従来の補強土橋台では桁座に固定、可動支承を設けて桁を設置していたため、使用状態での桁の変位、変形が橋台に伝達されることはなかった。補強土橋台の設計作用は地震が支配的であり、“耐震性橋台”の呼称の下で主として地震時の特性に着目して開発された^{2.15)}。しかし、補強盛土一体橋梁では橋台に固定された桁の変位、変形が橋台に伝達されるという相違がある。その際に、桁の変位、変形が橋台と補強盛土が一体化した補強土橋台に拘束され、不静定力が発生する。不静定力の影響を適切に評価しなければ、長期安定性、耐久性を有する橋梁を建設できないという課題を有する。

図 2.4.3 は、従来型橋台と補強土橋台の水平力に対する剛性を比較したものである。橋台壁を 1m 角柱にモデル化し、補強土橋台ではジオテキスタイルによる主働抵抗ばねを取付けた。ばね値は 30kN/m 級のジオテキスタイルを想定し、高さ 90cm (3 層分) 当たり 15,000kN/m とした。従来型橋台は堅固な基礎を有するため柱下端を固定とし、補強土橋台では橋台壁下端には鉛直支持用の小型の基礎のみを有するため柱下端を回転自由とした。補強土橋台は基礎が回転自由であるにも係わらず、従来型橋台よりも高い水平剛性を有し、その程度は従来型橋台の壁厚を 1.5 倍にすることに相当する。

したがって、補強盛土一体橋梁を実用化するためには以下を検討することが必要であった。

- (3.1) 補強土橋台は桁の伸縮に追従して変位することができるか
- (3.2) 補強土橋台が桁の伸縮を拘束することで発生する不静定力はどの程度であるか

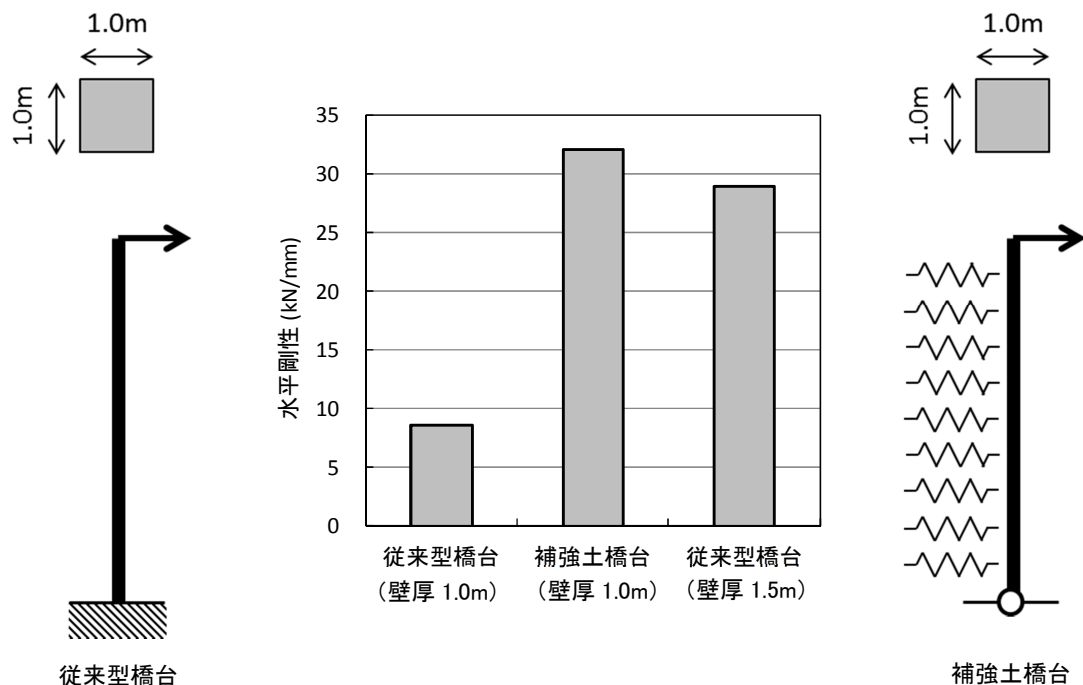


図 2.4.3 従来型橋台と補強土橋台の水平剛性の比較

さらに、補強盛土一体橋梁は不静定構造であるため、建設後に橋台部が基礎の変形・沈下によって変位した場合には橋梁部材に不静定力が生じるという潜在的な課題がある。従来のインテグラル橋梁では橋台壁体と桁を施工してから盛土を施工するため、盛土施工時に基礎の変形・沈下が生じる恐れがあるが、補強盛土一体橋梁の施工順序は図 2.1.4(a)に示したように、橋台部の補強盛土を施工後、支持地盤と盛土の変形が収束してから橋台壁体と桁を施工するので、盛土の施工が原因で橋梁部材に不静定力が発生することはない。しかし、補強盛土一体橋梁の支持地盤が軟弱である場合には、橋梁の建設後にも支持地盤の沈下が生じる可能性があるため、適切な地盤改良、プレロード工法等を行い、沈下を予防する必要がある。本研究ではこのテーマは扱わない。

2章の参考文献

- 2.1) 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
- 2.2) 相澤宏幸, 野尻峰広, 平川大貴, 錦織大樹, 笹田泰雄, 龍岡文夫, 渡辺健治, 舘山勝: 補強・無補強土からなる各種橋梁形式の構造・工程及び性能の比較, ジオシンセティックス論文集第21巻, pp.175-182, 2006.12
- 2.3) 龍岡文夫: ジオセンチック補強土一体橋梁, 橋梁と基礎 2008年1月号, pp.55-62, 2008.1
- 2.4) 龍岡文夫・舘山勝・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第24巻, pp.205-210, 2009.12
- 2.5) 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 付属資料24, 2007年1月
- 2.6) 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 付属資料28, 2007年1月
- 2.7) H.Munoz, F.Tatusoka, D.Hirakawa, H.Nishikiori, R.Soma, M.Tateyama and K.Watanabe: Dynamic stability of geosynthetic-reinforced soil integral bridge, Geosynthetics International, 2012, 19. No.1, pp.11-38
- 2.8) 龍岡文夫, 黒田哲也, 山口晋平, 川辺翔平, 舘山勝, 渡辺健治: GRS一体橋梁とNRS一体化橋梁の耐震性の振動台実験における検討, ジオシンセティックス論文集第27巻, pp.141-148, 2012.11
- 2.9) 永谷達也, 田村幸彦, 飯島正敏, 舘山勝, 小島謙一, 渡辺健治: GRS一体橋梁(実物大試験)の施工と動態計測, ジオシンセティックス論文集第24巻, pp.219-226, 2009.11
- 2.10) 須賀基晃, 野中隆博, 栗山亮介, 小島謙一, 神田政幸: 補強盛土一体橋梁(GRS一体橋梁)における水平載荷試験, ジオシンセティックス論文集第27巻, pp.157-164, 2012.11
- 2.11) 須賀基晃: 松山高架における補強盛土一体橋りょうの計画, 日本鉄道施設協会誌 2013年4月号, pp.44-46, 2013.4
- 2.12) 須賀基晃: 補強盛土一体橋りょうの施工と計測計画, 日本鉄道施設協会誌 2015年7月号, pp.50-52, 2015.7
- 2.13) 山崎和範: 補強盛土一体橋りょうの長期動態計測, 日本鉄道施設協会誌 2017年5月号, pp.75-77, 2017.5
- 2.14) Y.Shindo and F.Tatsuoka: Restoration of SANRIKU RAILWAY by Utilizing Reinforced Soil Structures to Enhance Earthquake and Tsunami Resistance, Journal of JSCE, Vol.5, 10-26, 2017, Special Topic Restoration and Recovery from the 2011 Great East Japan Earthquake
- 2.15) 青木一三: セメント改良補強土を利用した耐震性橋台に関する研究, 東京大学学位論文, 2009.1

そこで、補強盛土一体橋梁を採用することで、上床版は自重と列車荷重だけを負担すればよいため薄くすることができ、両端を橋台に固定されているので共振の恐れもない。建設地では、補強盛土一体橋梁を採用することで、道路の縦断線形を変更することなく盛土と交差させることができた。

表 3.1.1 に、補強盛土一体橋梁と他案の比較を示す 3.1)。

表 3.1.1 中学校線架道橋構造案比較

	当初案 ボックスカルバート	代替案 1 補強盛土一体橋梁	代替案 2 PC 下路桁
断面図			
側面図			
構造的・道路への影響	標準的な構造だが、土圧が作用するため、最も上床版が厚くなる。地下埋設物等の設置に制約がある。道路空頭を確保するために道路を切り下げると、踏切道前後の道路縦断勾配(2.5%以下)を満足しない。(×)	側壁を薄くすることができ、内空幅を 10.75m まで広げることが可能である。同時に、上床版を最も薄くすることが可能である。(○)	他案に比べて基礎・側壁寸法が大きく、桁長が 14m となる。主桁間隔に対してスパンの短い特殊構造であるため、FEM 解析等高度な解析が必要となる。(△)
経済性	代替案 1 に次いで優れる。工事費比率 1.00(○)	下床版及びその下の地盤改良工が不要なため、最も優れる。工事費比率 0.50(◎)	PC 下路桁が高価なため、最も劣る。工事費比率 1.23(△)
管理	支承部の維持管理が不要。(◎)	支承部の維持管理が不要。(◎)	支承部の維持管理が必要。(△)
総合	×	◎	△

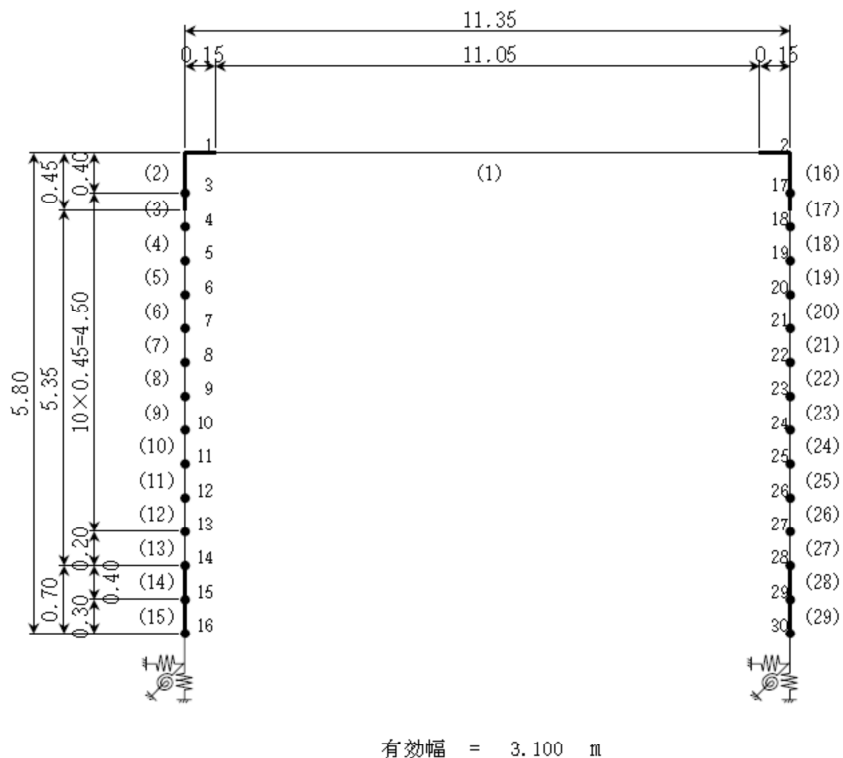
中学校線架道橋は、2009～2010年に設計を行い、2011年に施工された。橋台壁および桁のコンクリートの施工は、2011年12月5日に行われ、12月16日に支保工が解体された。

3.2 桁に作用する不静定力とその影響

設計段階において桁に作用する不静定力の影響を考察した。

3.2.1 応答値の算定

中学校線架道橋の応答値の算定は、図 3.2.1 の骨組解析により行った。



部材		断面積	断面二次モーメント	ヤング係数	熱膨張係数
		A (m ²)	I (m ⁴)	E _c (kN/m ²)	α (°C)
上床版	(1)	1.860	0.05580	2.65 × 10 ⁷	1.0 × 10 ⁻⁵
側壁	(2)~(13)	1.860	0.05580	"	"
	(16)~(27)				
基礎	(14)(15)	∞	∞	"	"
	(28)(29)				

図 3.2.1 骨組解析モデル

(1)部材幅

部材の幅は単線分の列車荷重の分布幅である 3.1m とした。

列車荷重が路盤コンクリートから床版内に 45 度分布で分散すると考え、路盤コンクリート幅 2.42m + 勾配コンクリート厚 0.04m + (床版厚 0.6m の 1/2) × 2 = 3.1m

(2)節点ばね

補強盛土の抵抗は、橋台壁に取り付くばねで表現した。

①主働側（壁が盛土から離れる方向に変位する場合）

鉄道構造物等設計標準・同解説，土留め構造物（以下，土留め標準）9.3.4 解説に示されている，補強土橋台の設計用ばね値（式 解 9.3.1）を，長期使用限界の検討であることを考慮して 0.5 倍したものをを用いる。

$$K_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times K_{gt,0} = 37.50K_{gt,0} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{解 9.3.1})$$

ここに， $K_{gt,0}$ ：盛土補強材の気中のばね定数

α_1 ：補強材の伸縮領域の補正係数で，気中試験と土のう幅の比から $1.5/0.4=3.75$

α_2 ：セメント改良礫土内の拘束効果を考慮する係数で，試験結果より=5

α_3 ：補強材の巻き返しの効果を考慮する係数で，=2

等長補強材（30kN/m クラス） $K_{gt,0} = 200 \text{ kN/m/m}$

長尺補強材（60kN/m クラス） $K_{gt,0} = 500 \text{ kN/m/m}$

等長補強材 1 層当たり $K_{gt} = 37.5 \times 200 \times 0.5 = 3750 \text{ kN/m}$

長尺補強材 1 層当たり $K_{gt} = 37.5 \times 500 \times 0.5 = 9375 \text{ kN/m}$

②受働側（壁が盛土を押し方向に変位する場合）

土留め標準付属資料 27「セメント改良補強土橋台の静的非線形解析による土質諸数値の検討」より，N 値 20 相当の砂質土として算出する。

$$\text{地盤の変形係数 } E_0 = 2500N = 2500 \times 20 = 50000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{土嚢の橋軸方向幅 } B=0.4\text{m より， } K_h = E_0/B = 50000/0.4 = 125000 \text{ kN/m}^3$$

なお，補強盛土端部の土のう強度のばらつきによるばね値のばらつきを考慮するため，応答値の算定は上記の値と，上記の 1/2 の値（低減係数 0.5）のばね値を用いて行った。

(3)解析ケース

応答値の算出は橋台壁に取り付くばねの特性を変化させた以下のケースについて行った。また，補強盛土の影響を検討するために，節点ばね無しのケースも検討した。

表 3.2.1 中学校線架道橋の解析ケース

Case	橋台壁のばね	作用の組合せ
1	無し	温度上昇，下降を含む組合せ
2	全て受働ばね（低減係数 1.0）	温度上昇を含む組合せ
3	全て受働ばね（低減係数 0.5）	温度上昇を含む組合せ
4	上部：主働ばね 下部：受働ばね（低減係数 1.0）	温度下降を含む組合せ
5	上部：主働ばね 下部：受働ばね（低減係数 0.5）	温度下降を含む組合せ

補強盛土一体橋梁を従来の橋梁と比較して問題になるのは，コンクリートの温度降下，乾燥収縮による桁の短縮が，橋台および補強盛土に拘束されて，桁に不静定力が発生し，桁にひび割れが発生することである。そこで，本論文では表 3.2.1 の解析ケースのうち，Case1, 4, 5 を検討対象とする。

(4)作用と組合せ

桁のひび割れを検討するための永久作用として、固定死荷重、付加死荷重、雪荷重（2年確率積雪量）、温度降下、乾燥収縮を考慮し、これらの組合せによる断面力、ひび割れ幅を検討対象とする。なお、鉄道構造物等設計標準・同解析、コンクリート構造物（以下、コンクリート標準）では、ひび割れ幅は永久作用の作用時において照査することとなっている。

温度変化の値は、コンクリート標準 4.4.13 解説より $\pm 15^\circ$ とした。

乾燥収縮の値は、コンクリート標準 5.3.1.9 より 150μ とした。

3.2.2 桁に発生する断面力とひび割れ幅の考察

不静定コンクリート構造における断面力は、外部からの作用（荷重）による断面力と、温度変化やコンクリート自体の収縮に起因する体積変化による断面力（不静定力）の重ね合わせとなる。図 3.2.2 は固定死荷重（鉛直荷重）と乾燥収縮（不静定力）による曲げモーメント分布である。

鉛直荷重による曲げモーメントは、桁スパン中央で正曲げ、桁端で負曲げである。一方、乾燥収縮に起因する不静定力による曲げモーメントは桁全長にわたり正曲げである。乾燥収縮は時間経過とともに進行するので、正曲げが重ね合わされる桁スパン中央では時間経過に伴って正曲げモーメントが増加し、荷重と不静定力の符号が反対となる桁端では時間経過に伴った負曲げモーメントが減少する。したがって、中学校線架道橋のような門型のインテグラル橋梁では、桁スパン中央の正曲げを対象として不静定力の影響を検討すればよい。

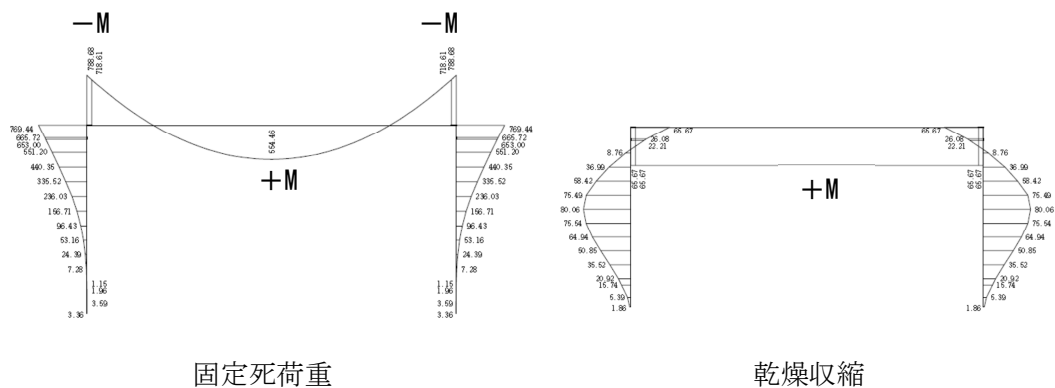


図 3.2.2 荷重と体積変化による断面力

表 3.2.2 に、解析 Case1, 4, 5 において桁スパン中央に発生する断面力とひび割れ幅の計算値を示す。

節点ばねが無い Case1 は実際にはあり得ない設定だが、桁スパン中央に作用する永久作用時の曲げモーメントは Case1 が最大であるため、安全側の措置として Case1 の断面力を設計に用いた。

ひび割れ幅の計算値は、外観上の制限値 0.3mm 以下であり、設計計算上は問題の無いこ

とがわかった。

表 3.2.2 桁スパン中央の断面力とひび割れ幅の計算値

作用 Case		解析 Case1 橋台壁ばね無	解析 Case4 橋台壁ばね有 受働ばね低減係数 1.0	解析 Case5 橋台壁ばね有 受働ばね低減係数 0.5
固定死荷重	M (kN・m)	670.18	554.46	573.11
	N (kN)	-113.22	-259.29	-235.89
付加死荷重	M (kN・m)	144.40	119.53	123.54
	N (kN)	-24.33	-55.72	-50.69
雪荷重	M (kN・m)	30.19	24.96	25.81
	N (kN)	-5.12	-11.73	-10.67
温度降下	M (kN・m)	28.67	65.67	59.74
	N (kN)	5.45	98.98	86.35
乾燥収縮	M (kN・m)	28.67	65.67	59.74
	N (kN)	5.45	98.98	86.35
永久作用合計	M (kN・m)	902.11	830.29	841.94
	N (kN)	-131.77	-128.78	-124.55
鉄筋応力度	σ_{se} (N/mm ²)	80.1	73.6	74.8
ひび割れ幅	w (mm)	0.277	0.265	0.267

※軸力は引張+

※ひび割れ幅計算時:

鋼材の表面形状の影響 $k_1=1.1$ (エポキシ塗装鉄筋)

乾燥収縮およびクリープの影響 $\epsilon'_{csd}=350 \mu$

固定死荷重による曲げモーメントの値は、同スパンの単純桁の場合 (1,343kN・m) の 1/2 になっており、補強盛土一体橋梁 (インテグラル橋梁一般) の大きな利点である。

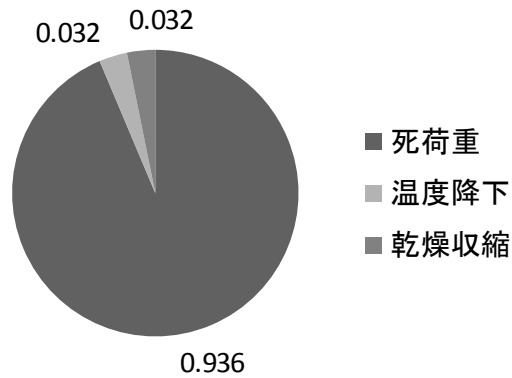
死荷重により桁に圧縮軸力が作用しており、その絶対値は温度降下、乾燥収縮による引張軸力より大きいため、永久作用時合計では圧縮軸力が作用する結果となっている。固定死荷重による圧縮軸力は支保工解体時の若材齢で作用するので、クリープにより消失する可能性があり、圧縮軸力の全てを応力度やひび割れ幅の算定に考慮するのは危険とも考えられるが、永久作用合計断面力に対する全断面有効時の縁応力度を計算すると、解析 Case1 では、

曲げモーメントにより 4.85 N/mm^2

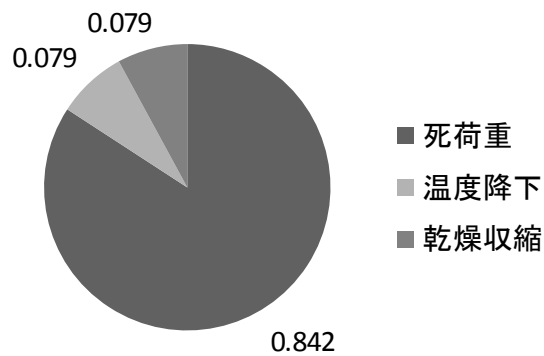
軸力により -0.07 N/mm^2

となり、軸力の影響は小さい。

温度降下，乾燥収縮により桁が短縮し，橋台壁が前面に傾斜する影響から，桁スパン中央には正の曲げモーメントが作用する。この値は橋台壁に取り付くばねの値が大きいほど，つまり補強盛土の存在により大きくなる。しかし，解析 Case1 および 4 において，永久作用合計曲げモーメントの内訳を示すと図 3.2.3 のようであり，補強盛土が存在した方が温度降下，乾燥収縮の割合は大きくなるが，未だ 84%が死荷重の影響である。



(a) Case1



(b) Case4

図 3.2.3 永久作用合計曲げモーメントの内訳 (上段，解析 Case1，下段，解析 Case4)

3.2.3 桁端の水平変位量の考察

温度降下 -15°C による桁端の水平変位量は，解析 Case1 において 0.85mm ，解析 Case4 および 5 はどちらも 0.84mm であった (図 3.2.4)。橋台の拘束が無い場合の桁端の水平変位量は，

$$11.35\text{m} / 2 \times 15^{\circ}\text{C} \times 1 \times 10^{-5} = 0.85\text{mm}$$

であるので，桁の伸縮に対して橋台による拘束の影響はほとんどなく，また補強盛土 (ばね) の影響もほとんどないことがわかった。

以上の考察により，設計段階においては中学校線架道橋への補強盛土一体橋梁の適用は問題が無いものと判断された。

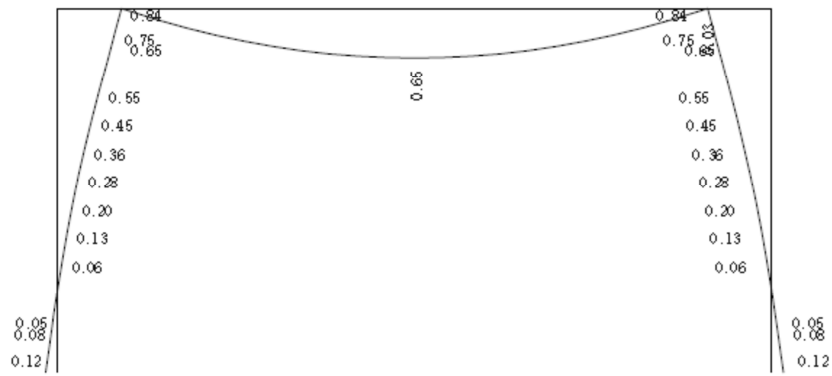


図 3.2.4 温度降下 -15°C による変位量 (解析 Case5)

3.3 現場計測による橋梁の挙動調査と検証

主として温度変化，乾燥収縮による橋梁の挙動を調査するために，中学校線架道橋において現場計測を行った(3.2.3.3.3.4)。最後に，試運転列車による桁のたわみ量を計測し，列車走行に問題が無いことを確認した。

3.3.1 計測項目

主な計測項目を表 3.3.1 に示す。また，計測器の配置を図 3.3.1 に示す。

計測期間は，橋梁コンクリート施工前の 2011 年 9 月から，2015 年 11 月までの期間である。

以降，本橋梁の起点方を青函 T（トンネル）入口方，終点方を新函館方と記載する。

表 3.3.1 主な計測項目

計測項目	計測方法
外気温，コンクリート内部温度，盛土内温度	温度計
補強盛土内の補強材のひずみ	ひずみゲージ
橋台壁に作用する土圧	土圧計
橋台壁および桁内の鉄筋のひずみ	鉄筋計
補強盛土と橋梁の相対変位	変位計
橋台壁の傾斜	傾斜計

3.3.2 計測結果と考察

計測結果から橋梁設計に関する知見，補強土に関する知見が得られるが，ここでは主として橋梁設計に影響する項目について考察する。

(1)温度変化

図 3.3.2 に外気温，図 3.3.3 にコンクリート内部温度の経時変化を示す。

日変動も含めたコンクリート内部の温度変化はおよそ最低 -5°C ～最高 30°C の範囲で変動しているが，日平均温度で考えれば，温度変化の設計条件としたコンクリート標準の値 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ で妥当であることがわかる。

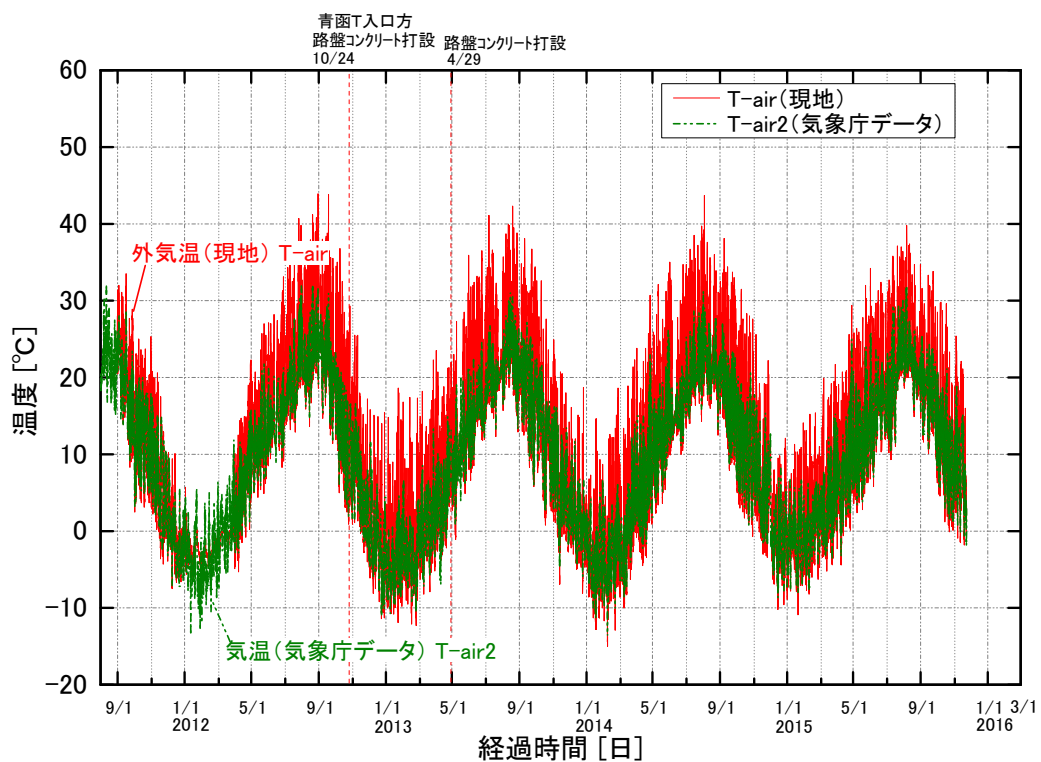


図 3.3.2 外気温の経時変化

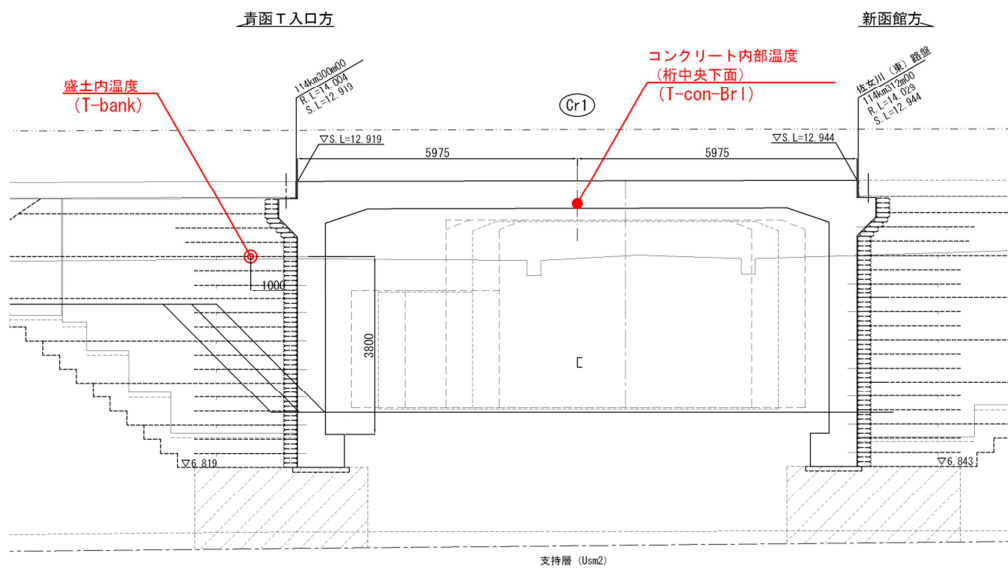
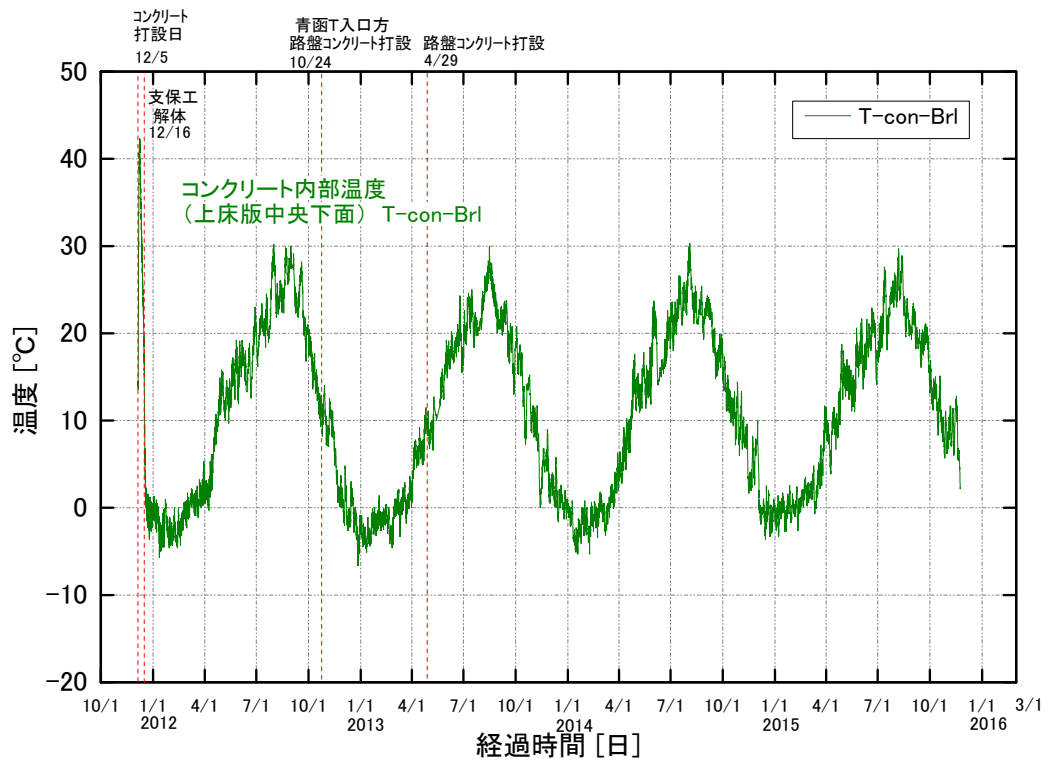


図 3.3.3 コンクリート内部温度の経時変化

(2)盛土補強材のひずみ

①青函 T 入口方橋台背面

図 3.3.4, 3.3.5 に青函 T 入口方橋台背面の盛土補強材のひずみの経時変化を、橋台下部と上部に分けて示す。青函 T 入口方では、同一層の盛土補強材に対して、橋台壁すぐ背面の土のう部 (GB-1~7-1) と、さらに背面のセメント改良アプローチブロック内 (GB-1~7-2) の 2 断面でひずみを計測した。

データの初期値は施工が概ね完成した 2012 年 1 月 1 日とした。

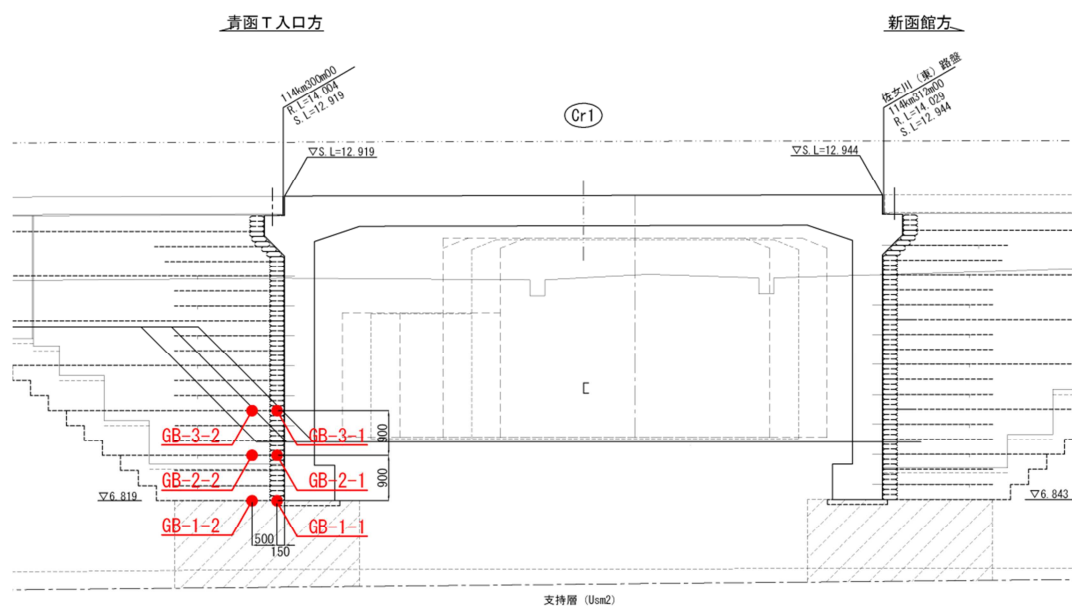
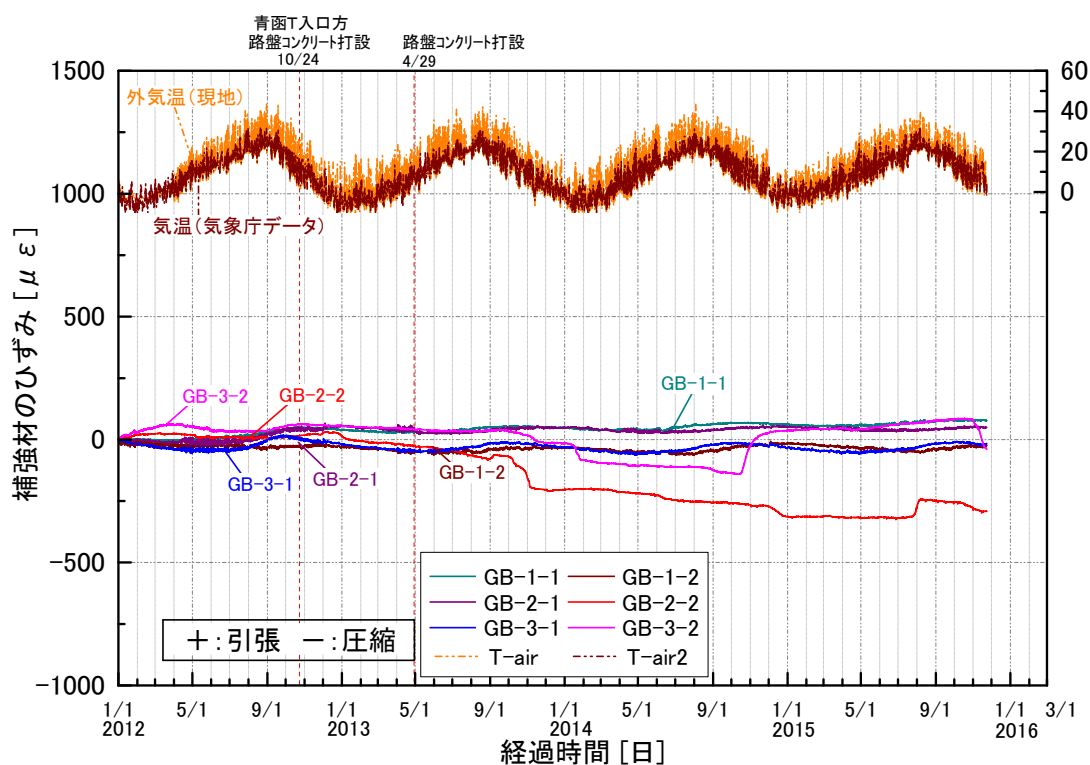


図 3.3.4 盛土補強材ひずみの経時変化 (青函 T 入口方, 橋台下部)

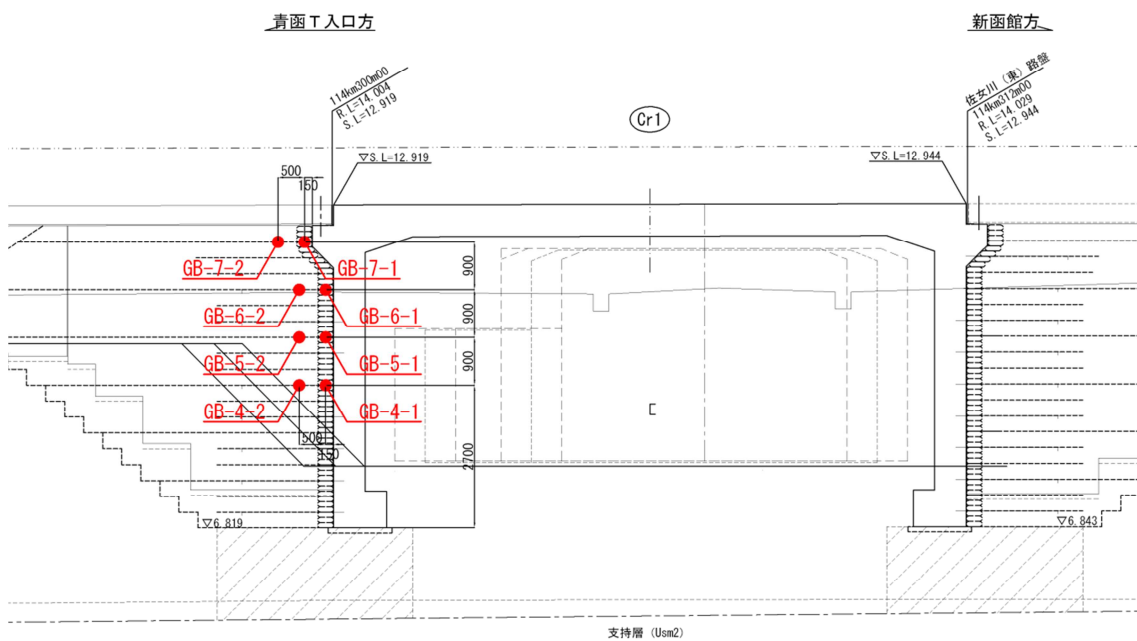
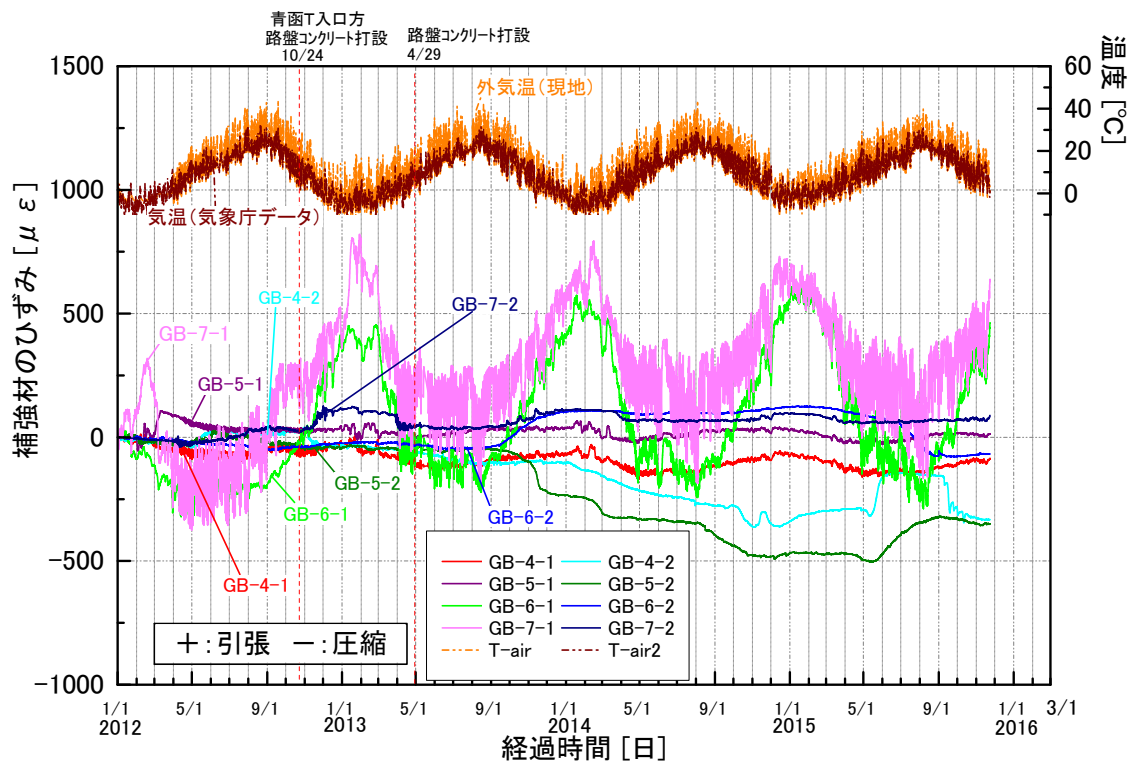


図 3.3.5 盛土補強材ひずみの経時変化 (青函 T 入口方, 橋台上部)

橋台下部のひずみゲージはほとんど応答していないが、橋台上部では温度下降に伴う引張ひずみ、温度上昇に伴う圧縮ひずみが、温度の季節変化に伴って繰り返されている。したがって、補強盛土とインテグラル橋梁が一体化していることが確認できる。

盛土上方の GB7-1, GB6-1 のひずみは 2014 年冬季以降、同一挙動を繰り返しており、

補強盛土一体橋梁の温度変化に対する安定性が確認できる。

GB6-1 のひずみは 2013 年 1 月のピーク値から 2014 年 1 月のピーク値の間で増加している。補強材が伸縮する範囲が拡大したことを示しており、後出の図 3.3.15 で桁端と補強盛土間の相対水平変位が増加していることと対応している。相対水平変位の増大原因は補強盛土（橋台アプローチブロック）の沈下回転であり、橋台壁とアプローチブロック間の開口が橋台壁下方まで進展したために GB6-1 のひずみが増加したものである。

橋台壁の背面，補強盛土の端部の構造は，土留め標準 9.3.7 補強土橋台の構造細目（8.3.7 盛土補強土擁壁の構造細目）に従って，図 3.3.6 のように土のうによる仮抑え方法により施工されている。橋台壁すぐ背面の土のう部である GB-6-1，GB-7-1 と，さらに背面のセメント改良アプローチブロック内である GB-6-2，GB-7-2 を比較すると，橋台壁のすぐ背面の土のう部だけにひずみ変動が発生しており，土のう内の変形で橋梁の温度伸縮が吸収されていることが確認できる。土のう部だけにひずみ変動が発生することは，図 3.3.7 に示す補強土橋台の水平載荷時のひずみ分布と一致している。

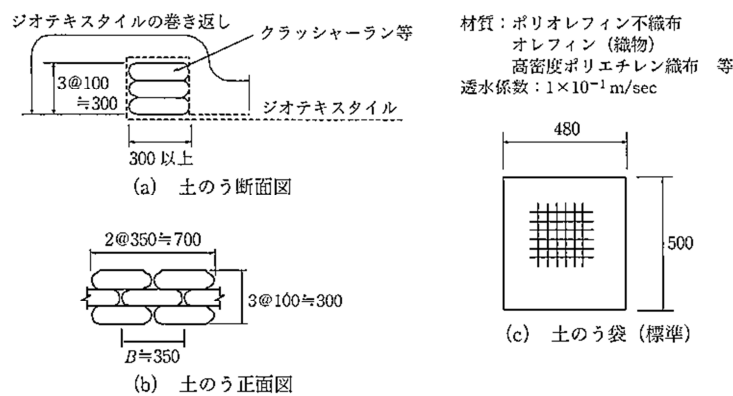


図 3.3.6 補強盛土端部の土のうによる仮抑え方法

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 解説図 8.3.7-5 より引用)

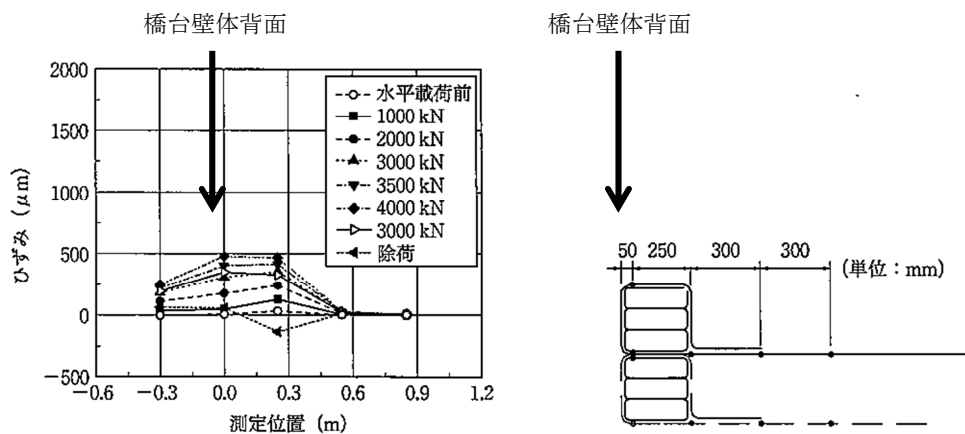


図 3.3.7 補強土橋台の水平載荷時の補強材のひずみ分布

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 附属図 27.5, 27.6 より引用)

別途実施した盛土補強材の気中引張試験の結果から、補強材のひずみと張力の関係は、ひずみを計測している長尺補強材（60kN/m クラス）に関して幅 1m あたり、4.74kN/m/1000 μ である。また、計測されているひずみはゲージの設定により実ひずみの 2.6 倍となっている。したがって、グラフの縦軸を張力に換算すると、1.82kN/m/1000 μ であり、図 3.3.5 で最大のひずみが計測されている GB-7-1 でも最大 10kN/m 程度である。これは張力の制限値 60kN/m の 1/6 であり、地震時以外の張力変動が地震時の性能に悪影響を与えることはないと判断できる。

②新函館方橋台背面

新函館方では、橋台壁すぐ背面の土のう部で盛土補強材のひずみを計測した。図 3.3.8 に示すように、新函館方においても盛土上部の補強材（GE-4）が大きく応答している。

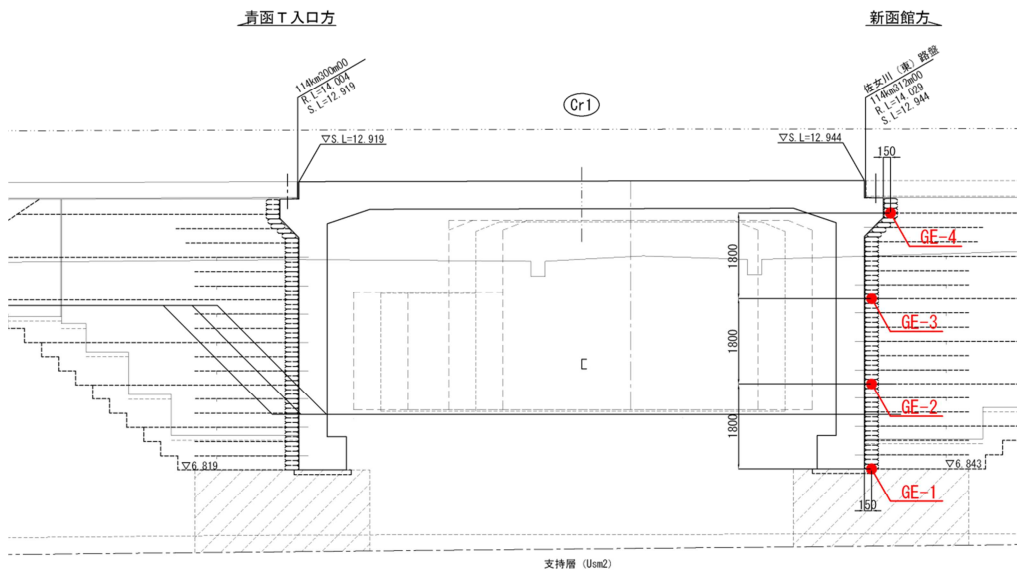
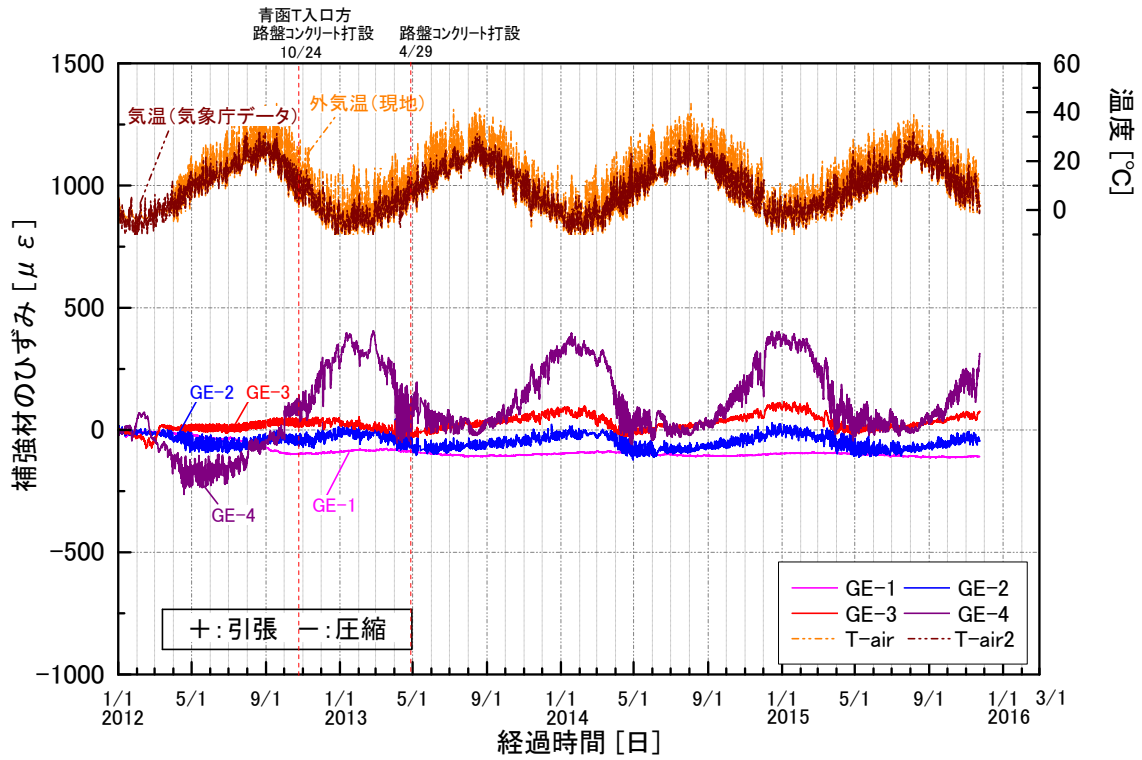


図 3.3.8 盛土補強材ひずみの経時変化（新函館方）

(3)橋台上部に作用する水平土圧

図 3.3.9 に橋台上部に作用する水平土圧を，桁（上床版）温度と対比して示す。

夏季において短期的に土圧の上昇が見られるが，長期的な傾向は温度上昇時に土圧が減少，温度下降期に土圧が増大しており，予想される現象と反対の結果となっている。このような結果が得られた原因は不明である。

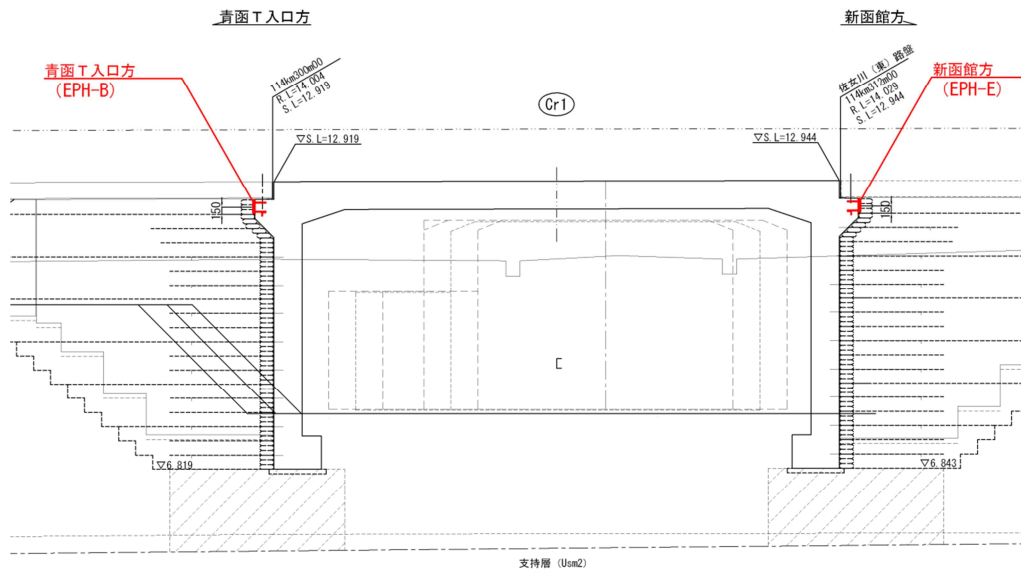
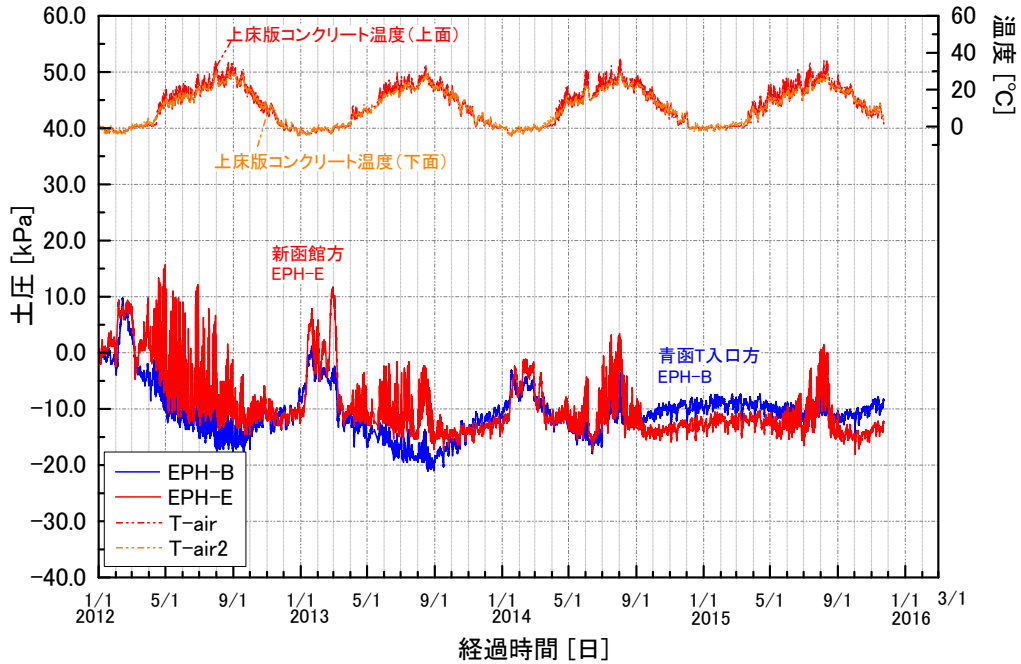


図 3.3.9 橋台上部に作用する水平土圧の経時変化

(4)橋台壁内の鉄筋応力

図 3.3.10 に青函 T 入口方の橋台壁内の鉄筋応力の経時変化を示す。

温度上昇時に圧縮応力が増加し，温度低下時に減少する変動が繰り返されている。図 3.3.11 に示すように，側壁は上端を桁（上床版），下端を基礎，背面を補強盛土に拘束されているため，温度上昇時に熱膨張すると圧縮応力が発生するものと考えられる。

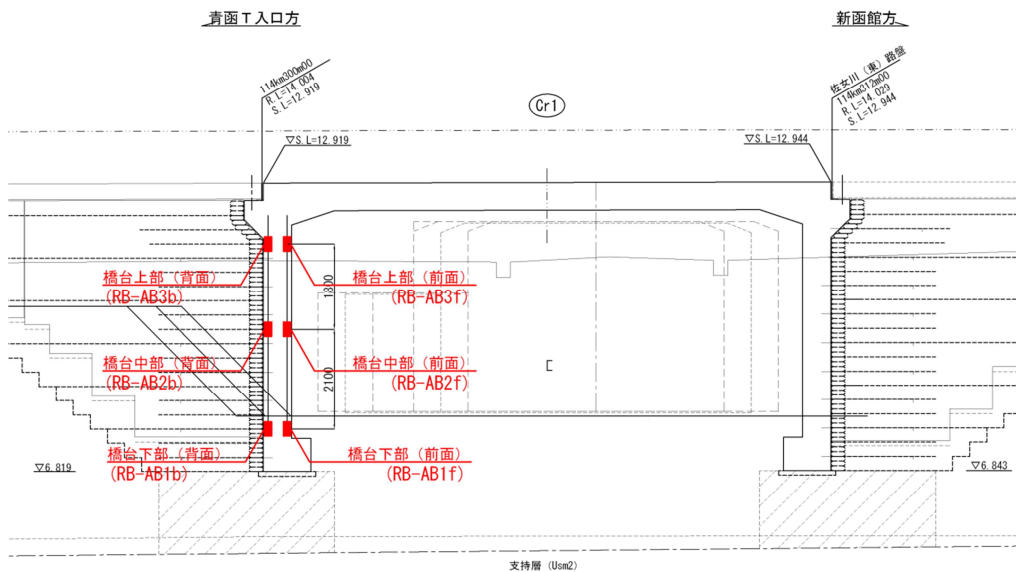
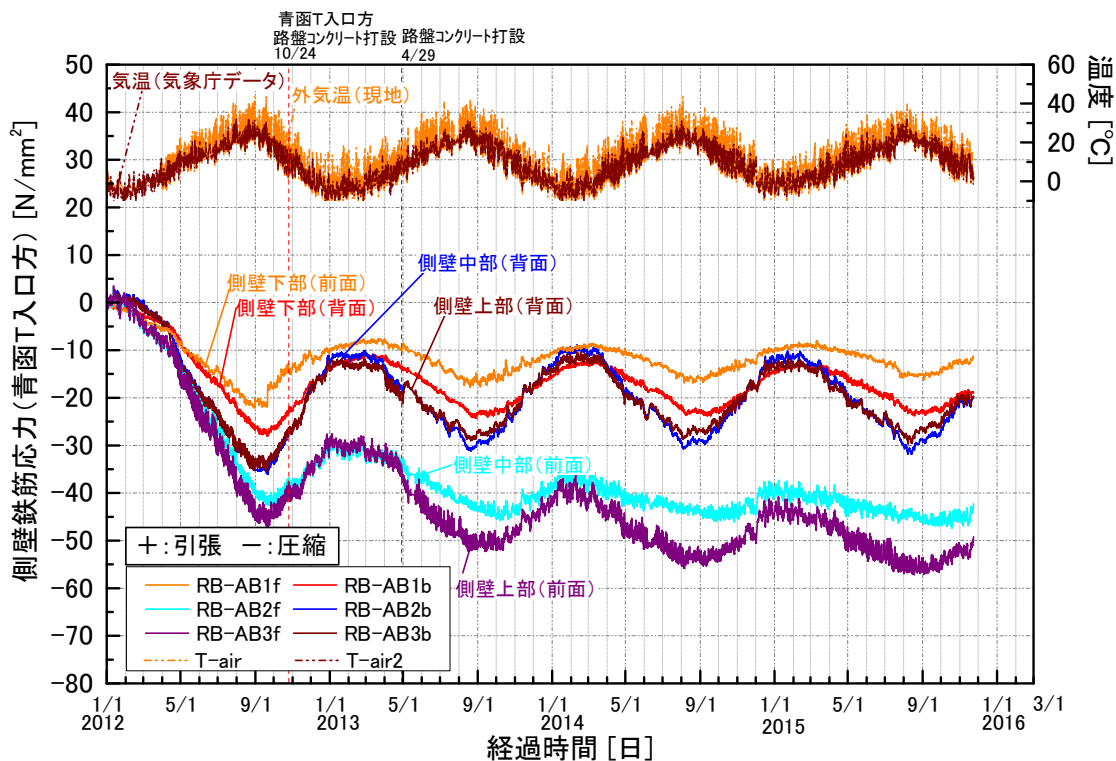


図 3.3.10 橋台壁内の鉄筋応力の経時変化（青函 T 入口方）

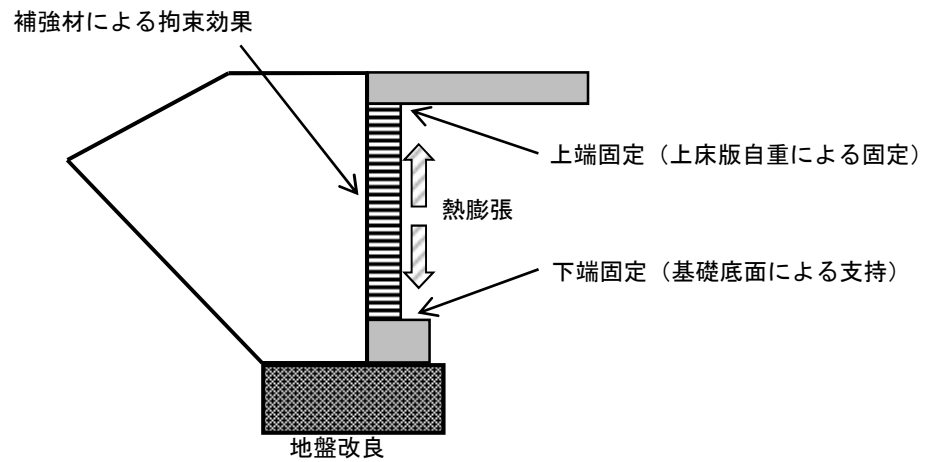


図 3.3.11 側壁鉄筋の圧縮応力増加のイメージ

側壁中部，上部では，1年目の温度下降期（2012～2013年）に見られる鉄筋応力の引張側への移行は背面側の鉄筋の方が大きく，橋台壁に背面引張，前面圧縮となる曲げモーメントが作用していると判断される。これは桁（上床版）の収縮により橋台壁がスパン側に変形しているためと考えられる。その後の経時変化は外気温の変化による周期変動を繰り返しており，温度変化に対して安定していることが確認できる。図 3.3.12 に示す新函館方橋台壁についても同傾向である。

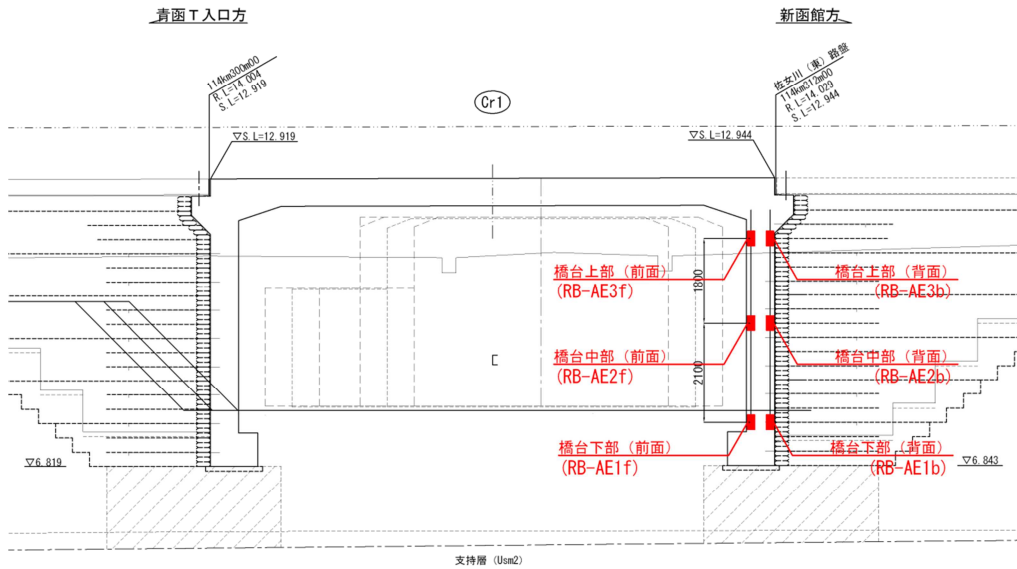
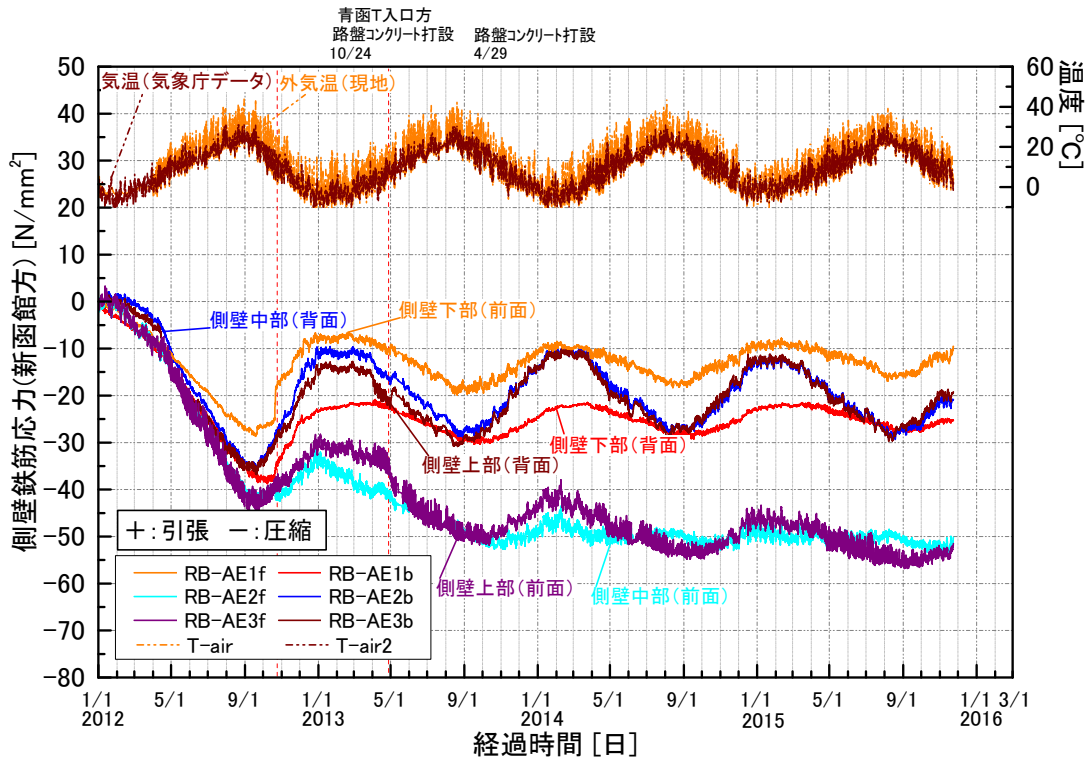


図 3.3.12 橋台壁内の鉄筋応力の経時変化 (新函館方)

(5)桁（上床版）内の鉄筋応力

図 3.3.13 に桁（上床版）構造中心線上の鉄筋応力の経時変化を示す。

1 年目（2012 年）の温度上昇期に全体に圧縮応力が発生した。これは桁（上床版）の膨張が両端の橋台および補強盛土に拘束されたためである。

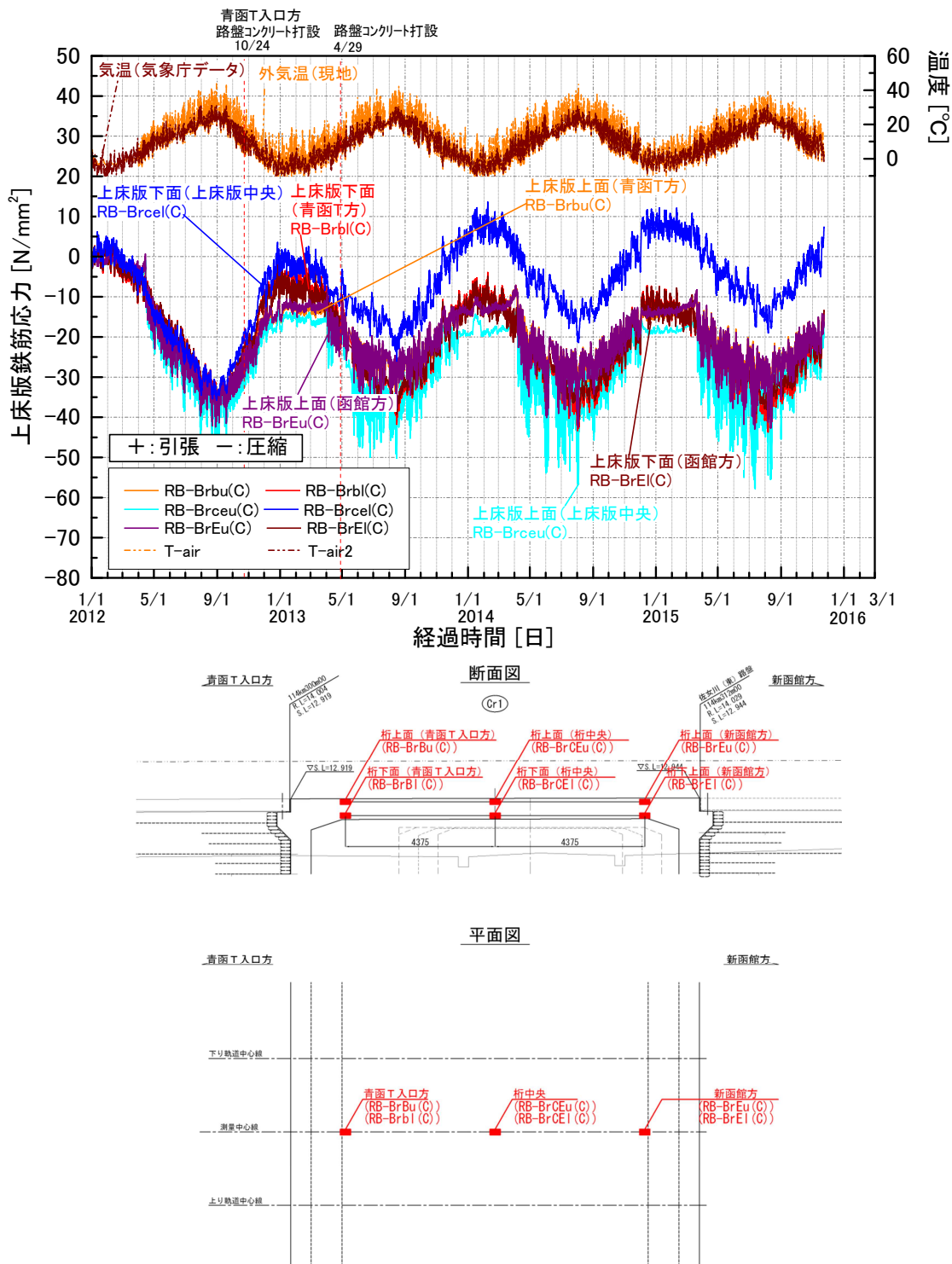


図 3.3.13 桁（上床版）内の鉄筋応力の経時変化

また 2012～2013 年にかけて上床版中央では相対的に下側引張, 上側圧縮の傾向が増加している。これは設計計算において確認されているコンクリートの乾燥収縮による正曲げモーメントの影響と考えられる。

その後の経時変化は外気温の変化による周期変動を繰り返しており, 温度変化に対して安定していることが確認できる。

表 3.2.2 より設計では乾燥収縮 150μ に対する不静定力は, $M = 59.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $N = 86.35\text{kN}$ (盛土補強材のばね係数 0.5 倍の場合) であるが, この不静定力に対する下縁側鉄筋応力度の計算値は $\sigma_{se}=7\text{N/mm}^2$ であり, 2013 年冬から 2014 年冬の上床版下面鉄筋の応力度増加と概ね一致する。

一方, 2014 年以降の温度変化による下縁側鉄筋応力度の変動幅は約 20 N/mm^2 以上である。温度変化 -15°C による不静定力に対する下縁側鉄筋応力度の計算値は上記と同じく $\sigma_{se}=7\text{N/mm}^2$ であるので, 下縁側鉄筋応力度の変動量は設計値より大きめである。しかし, 下縁側鉄筋応力度の最大値はゲージ設置時を初期値としても約 20 N/mm^2 であり, 表 3.2.2 に示した設計値 $\sigma_{se}=80\text{N/mm}^2$ に対して十分に小さかった。

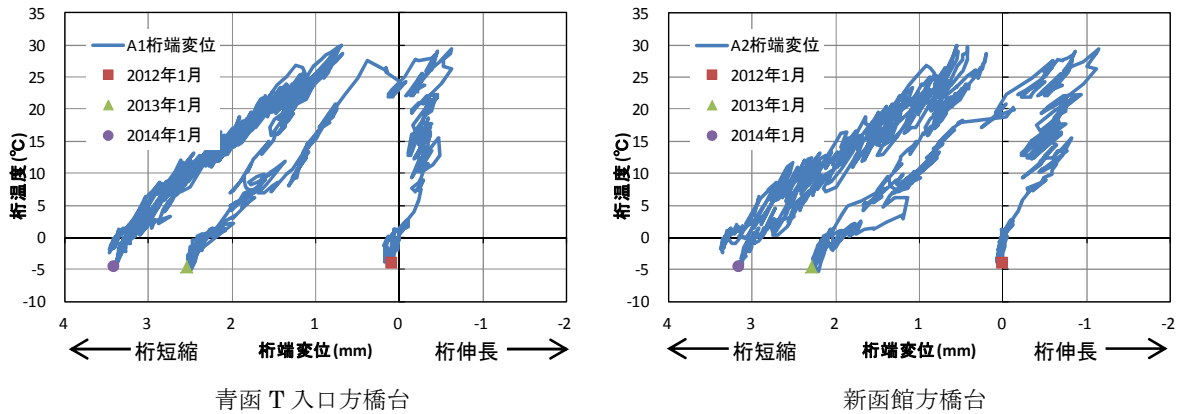


図 3.3.15 桁の温度変化と桁端変位の関係

この図から、桁端変位には温度変化に無関係な要因があることがうかがわれる。その原因として補強盛土（橋台アプローチブロック）の沈下回転がある。青函 T 入口方のアプローチブロックでは図 3.3.16 の位置で沈下計測を行っており、その結果を図 3.3.17 に示す。アプローチブロック上では、2012 年 10 月 24 日に床版コンクリートの施工、2013 年 4 月 19 日に路盤コンクリートの施工が行われており、その時期に対応して DV-B21 の沈下が増加している。DV-B11 はほとんど変位していないことから、アプローチブロックが図 3.3.18 のように回転してしまったことを示している。

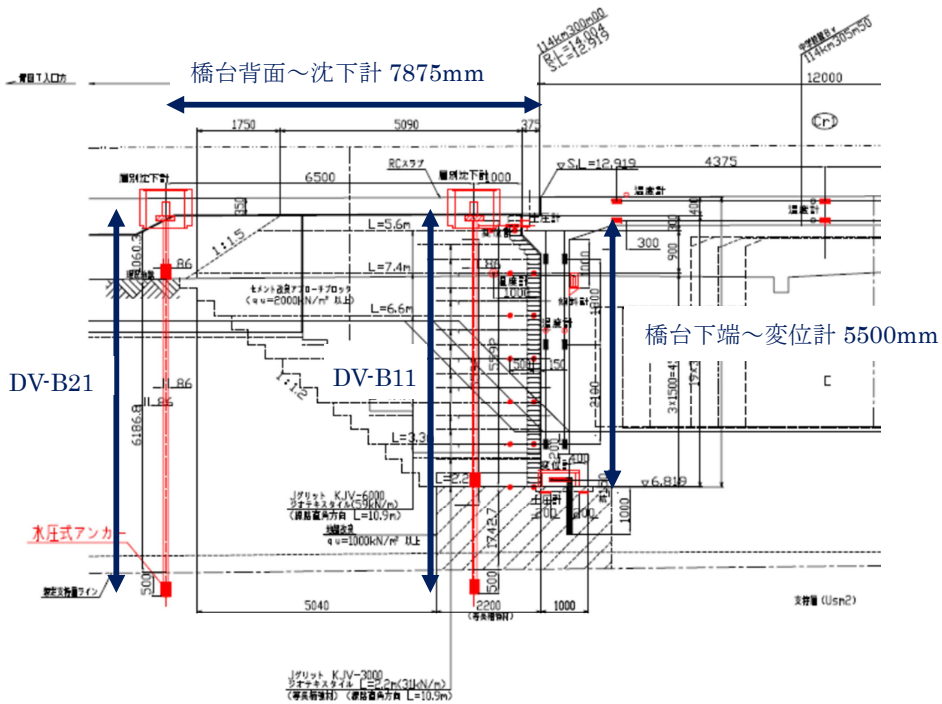


図 3.3.16 青函 T 入口方アプローチブロックの沈下計測位置

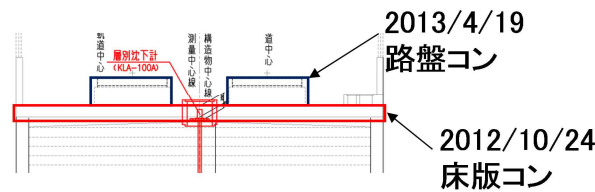
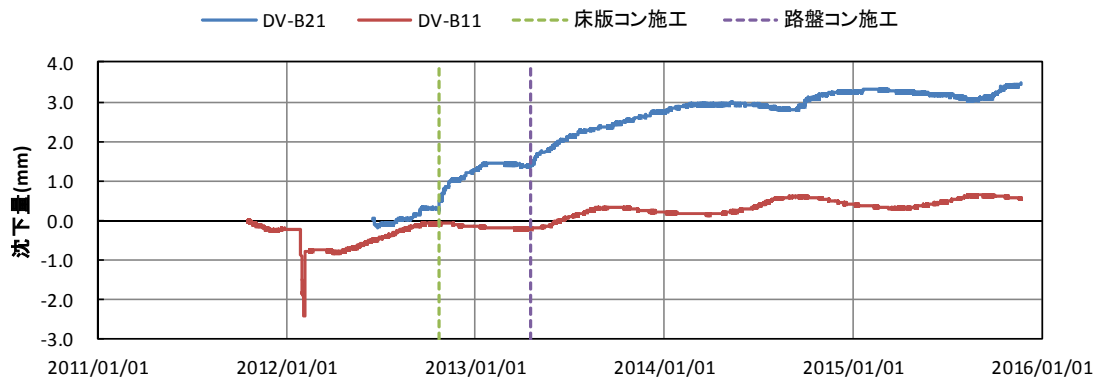


図 3.3.17 アプローチブロックの沈下量

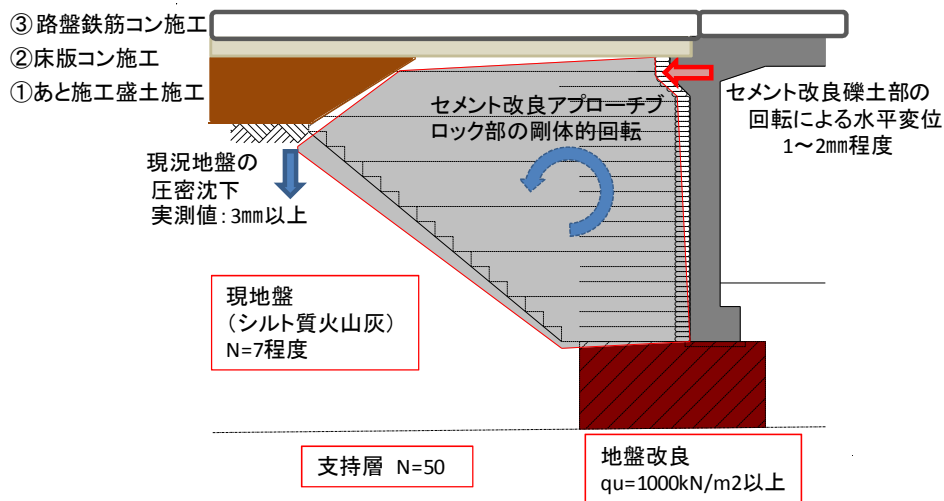


図 3.3.18 アプローチブロックの回転と桁端・補強盛土間の相対水平変位の増加

図 3.3.18 に示すように橋台壁は地盤改良を併用して N 値 50 以上の支持層で支持されているのに対して、アプローチブロックの終端側は N 値 7 程度の現地盤で支持されており、現地盤が圧密沈下してしまったものである。このような事象は補強盛土一体橋梁の地震時性能に対して以下の不都合を与えるものであり、今後の設計施工に関して十分な注意が必要であることの教訓となる。

- ・ 地震発生前に盛土補強材に余分な引張ひずみを発生させてしまい、橋台が主働側に変位する場合の盛土補強材の破断に対する安全性が低下する。
- ・ 地震発生前に橋台壁と補強盛土の間に隙間を発生させてしまい、橋台が受働側に変位する場合に受働抵抗が発揮されない。

中学校線架道橋はスパンが短いため、図 3.3.5 の計測結果から盛土補強材には破断強度の 1/6 程度の引張力しか作用していないが、補強盛土一体橋梁が長スパン化した場合、このような事象は橋梁の性能に対して重大な影響を与える場合もあり得る。

図 3.3.16 に示すように、橋台背面から沈下計 DV-B21 までは 7,875mm、橋台下端から水平変位計までは 5,500mm であるので、DV-B21 と DV-B11 の沈下量の差が DV-B21 位置での現地盤の沈下量であるとして、図 3.3.18 により

$$\text{アプローチブロックの回転による相対水平変位} = (DV-B21 - DV-B11) \times 5500 / 7875$$

を求め、これを図 3.3.14 の青函 T 入口方の計測値から差し引くことで、アプローチブロックの回転の影響を除去した桁端変位を求める。アプローチブロックの回転による相対水平変位は図 3.3.19、補正の結果は図 3.3.20 のようである。

これまでと同様に 2012 年 1 月 1 日を初期値とした桁端変位は図 3.3.21 のようである。2013 年 1 月、2014 年 1 月、2015 年 1 月のピーク値が一定であり、温度変化に伴う補強盛土一体橋梁の水平変位が安定していることを示している。

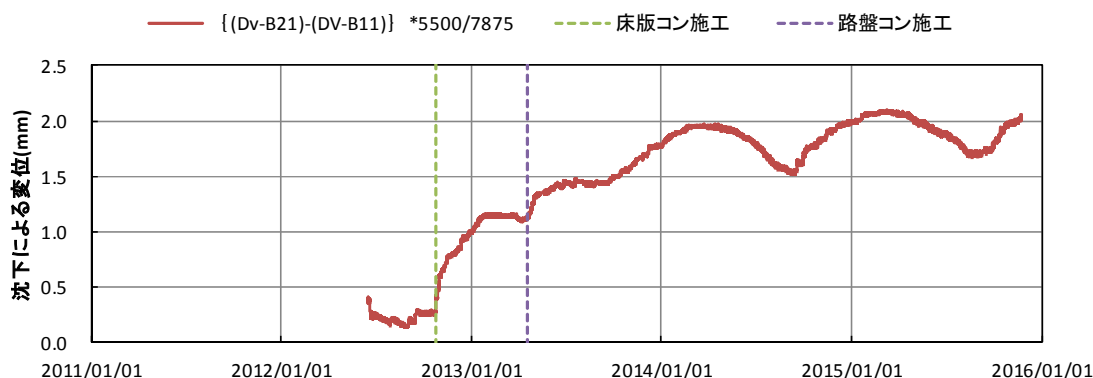


図 3.3.19 アプローチブロックの回転による相対水平変位

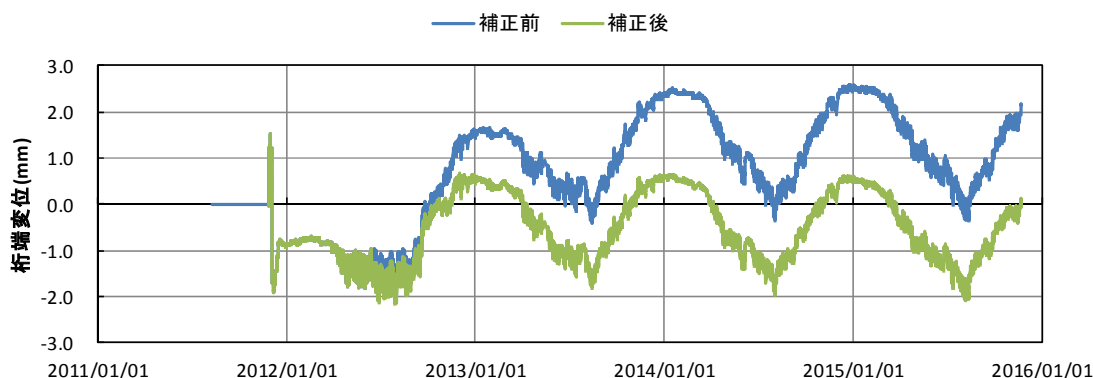


図 3.3.20 青函 T 入口方変位計測結果の補正

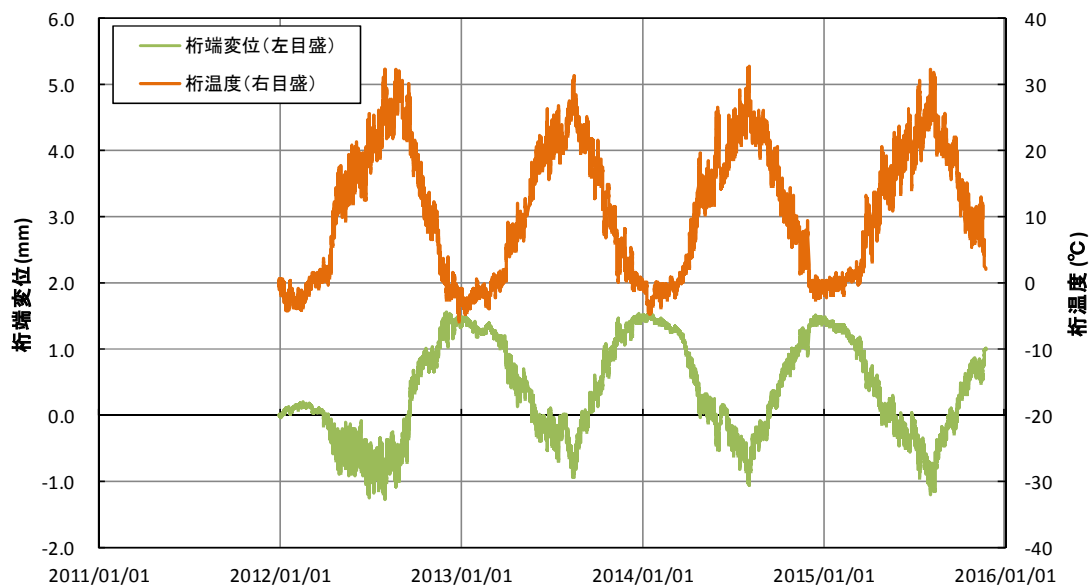


図 3.3.21 青函 T 入口方の桁端変位

また、補正前と補正後の桁端変位について桁温度との関係は図 3.3.22 のようである。以降は補正が可能であった青函 T 入口方の桁端変位を用いて考察を行う。

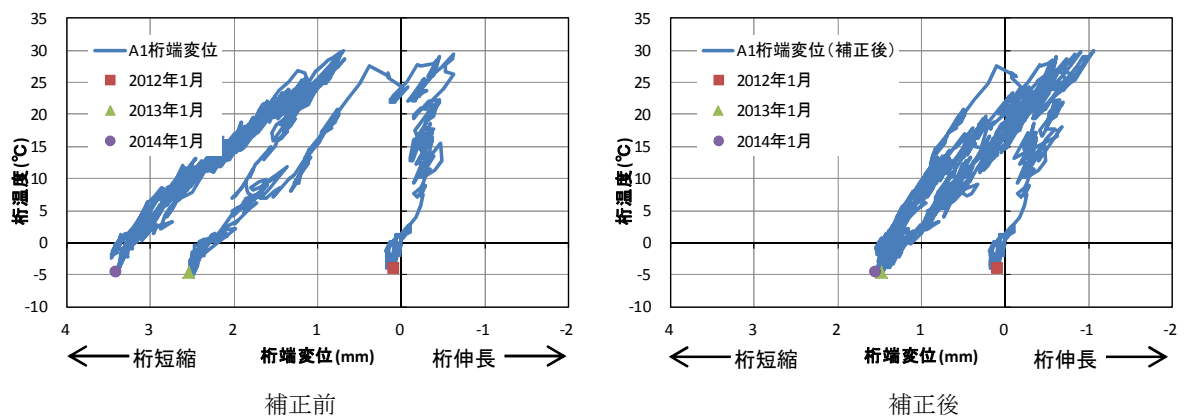


図 3.3.22 桁温度と青函 T 入口方桁端変位との関係

温度変化量に対する桁端変位量について考察する。図 3.3.21 より、桁の温度振幅約 35°C に対して、桁端変位の振幅は約 2.5mm である。設計結果では温度変化 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ に対する桁端変位が $\pm 0.84\text{mm}$ 、振幅では $1.68\text{mm}/30^{\circ}\text{C}$ であるので、計測値の方が大きい。桁端変位量を算定するための温度変動幅は不静定力を算定するための変動幅（寒冷地では $\pm 15^{\circ}\text{C}$ ）よりも大きめにする必要が示唆される。

図 3.3.23 は図 3.3.22 の桁温度と桁端変位の関係を桁が収縮，膨張する期間で色分けして示したものである。図中の破線は伸縮桁長を橋長の 1/2 (12/2=6m) としてコンクリートの線膨張係数 $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ で自由伸縮した場合を表している。

膨張①の期間は桁が伸長して補強盛土を押し込んでいるために傾きが大きい。

収縮②以降の伸縮はコンクリートの線膨張係数にほぼ沿った傾きで伸縮している。本来は膨張②の期間で水平変位が 0mm に戻った時点で桁端と補強盛土が再び接触するはずであるが，前述のようにアプローチブロックの回転による変位（隙間）が生じたために，膨張①のような抵抗が無く，同じ勾配で変位が負側（桁長伸長側）まで進んでいる。

その後の温度変化に対する桁伸縮は，線膨張係数に近い勾配で，安定して同一軌跡を辿っている。このことは，補強盛土や橋台壁が桁の伸縮を拘束する影響が小さいことを示しており，また，完成した補強盛土一体橋梁が安定して挙動していることを示している。

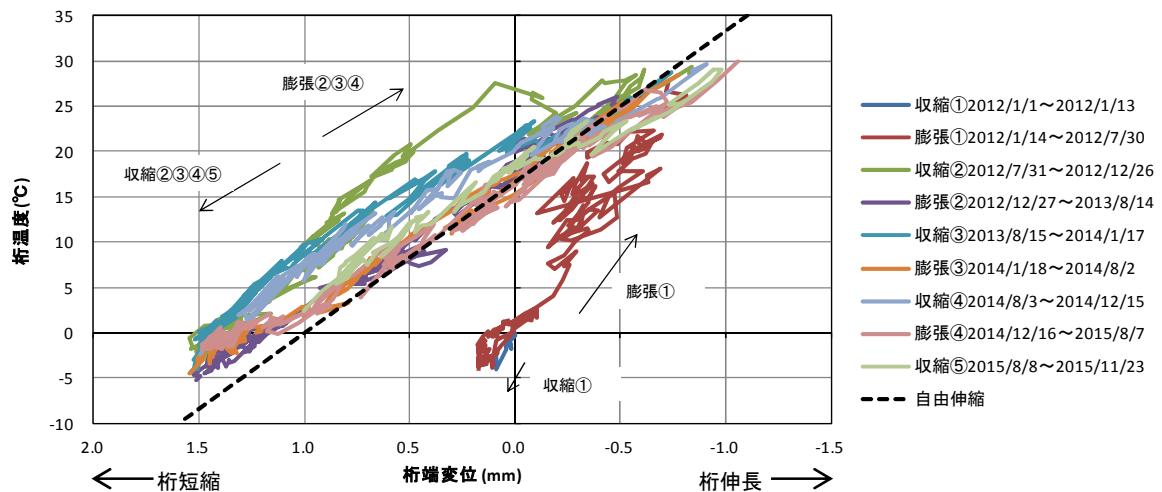


図 3.3.23 桁温度と桁端変位の関係
(桁端変位は青函 T 入口方，補正後の値)

図 3.3.24 に橋台基礎部の水平変位の経時変化を示す。

基礎部では水平変位は極めて小さく、桁の伸縮が基礎までは伝達されていない。基礎のレベルでは温度変化に対する応答は無く安定していることが確認できる。また、図 3.3.4 で橋台下部の盛土補強材がほとんど応答していないこととも対応している。さらに、図 3.3.25 に示すように、橋台壁が温度低下時に前面側に傾斜していることにも対応している。

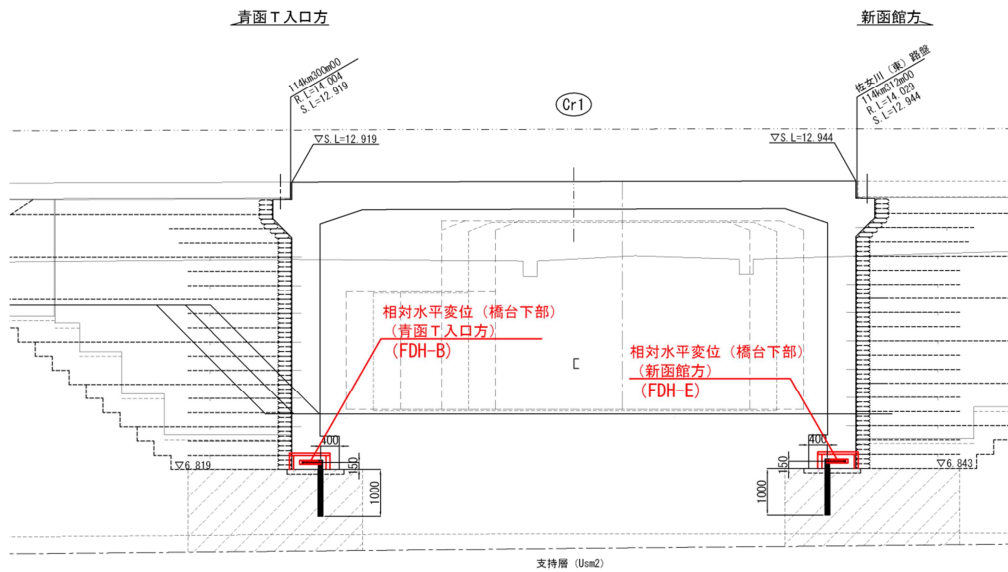
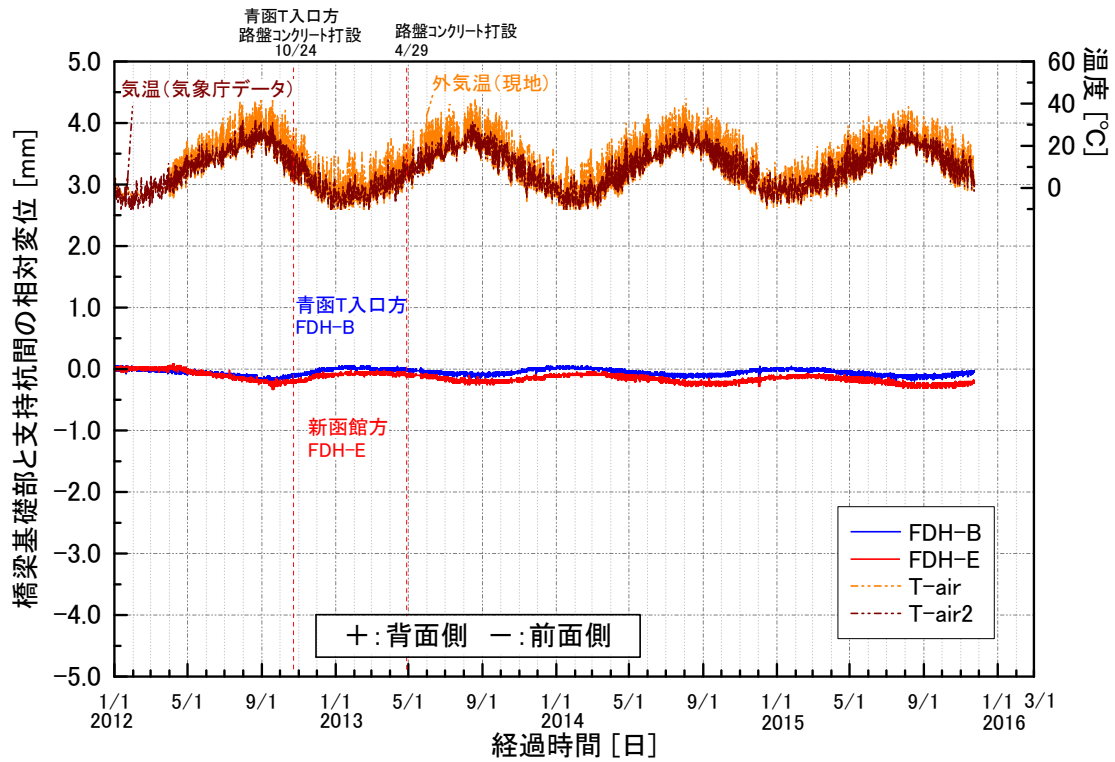


図 3.3.24 基礎の水平変位の経時変化

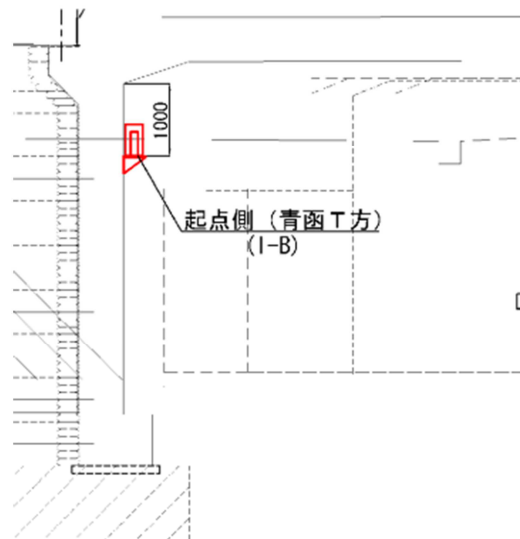
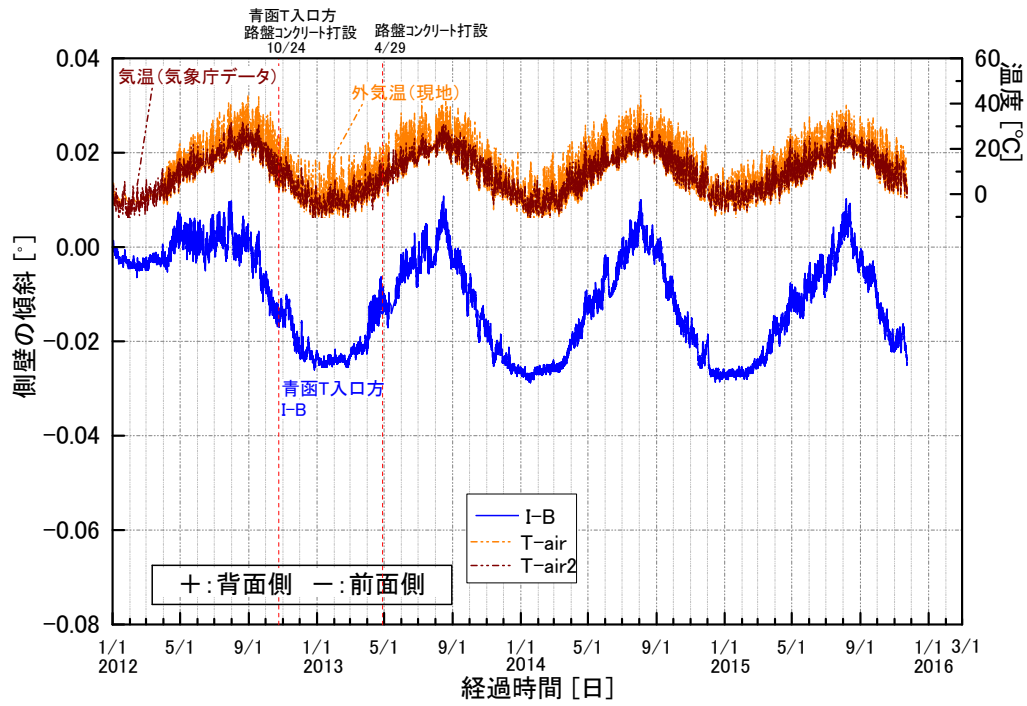


図 3.3.25 橋台壁の傾斜の経時変化

(7)ひび割れ

図 3.3.26 に 2015 年 10 月時点でのひび割れ調査結果を示す。図は桁（上床版）裏の見上げ図である。

これらのうち、No.7 のひび割れ幅が最大で 0.25mm であり、設計で想定されたひび割れ幅とほぼ一致している。

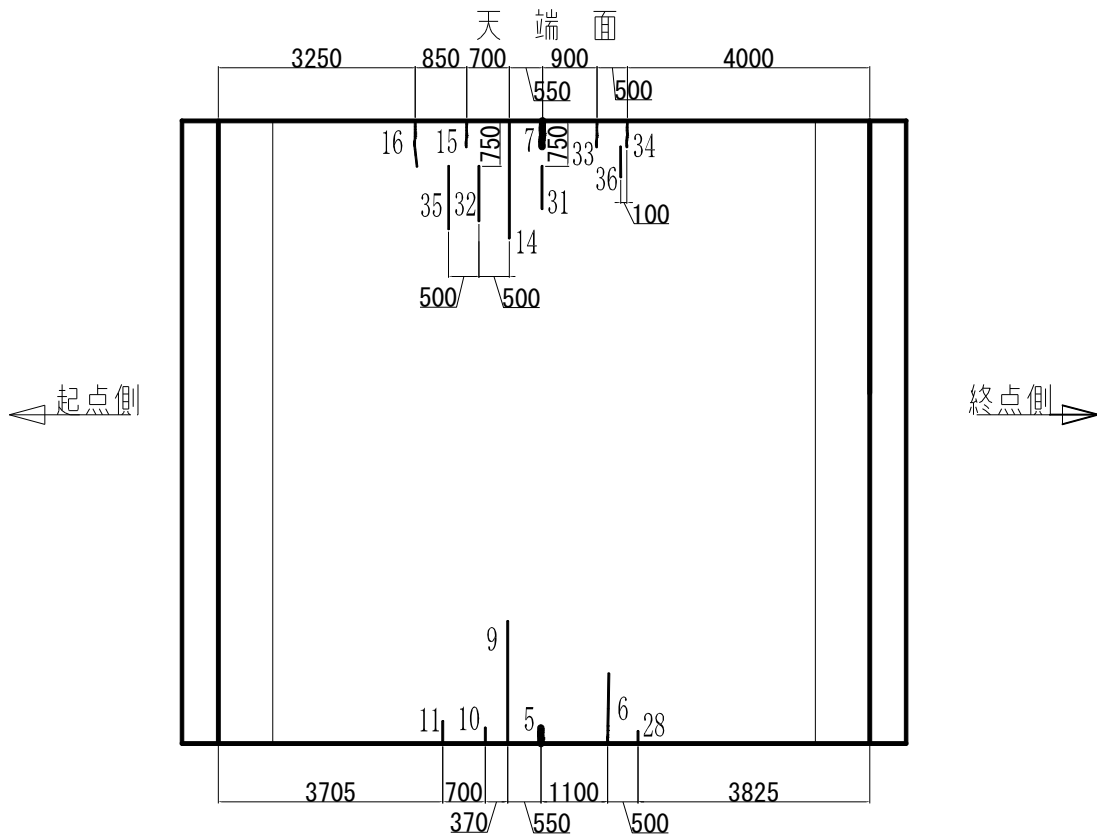


図 3.3.26 ひび割れ調査結果（見上げ図）

(8)列車載荷時の桁変位

図 3.3.27 に列車荷重載荷時のたわみ測定結果を示す。列車速度は 30km/h である。

測定は下り線の橋梁側面で行っているため、最大たわみの計測値 0.15mm を軌道直下に換算すると 0.12mm となる。試験車両の重量は設計荷重 P-16 よりも小さいので、たわみを P-16 相当に換算すると 0.2mm である。単線載荷時のたわみの計算値は 4.5mm であるので、実測たわみは計算値に比べて極めて小さい。

ただし、たわみの計算値は安全側の値として橋台背面の補強材ばねが無い場合（表 3.2.1 の Case1）での値である。また、単線に対して桁の有効幅を 3.1m とし、厚さ 0.6m の桁高分の曲げ剛性を考慮して算出している。実際は桁の上に幅 2.42m、高さ 0.63m（勾配コンクリート 0.04m + 路盤コンクリート 0.59m）の路盤コンクリートがあり、これも桁剛性に寄与していると考えられる。桁本体の断面 2 次モーメントは 0.0558m^4 であるが、路盤コンクリートも含めた断面 2 次モーメントは 0.423m^4 であり桁本体の 7.58 倍になるので、路盤コンクリートを考慮したたわみは $4.5/7.58=0.6\text{mm}$ になる。さらに、計算では単線に対して桁の直下のみを有効幅としているが、実際には桁の全幅にわたって荷重分散が行われる効果もある。したがって、計算値は相当に大き目の値である。

なお、現状の北海道新幹線の運転では、青函トンネル～木古内駅は高速運転を行っていないため、高速走行時の挙動確認には至っていない。

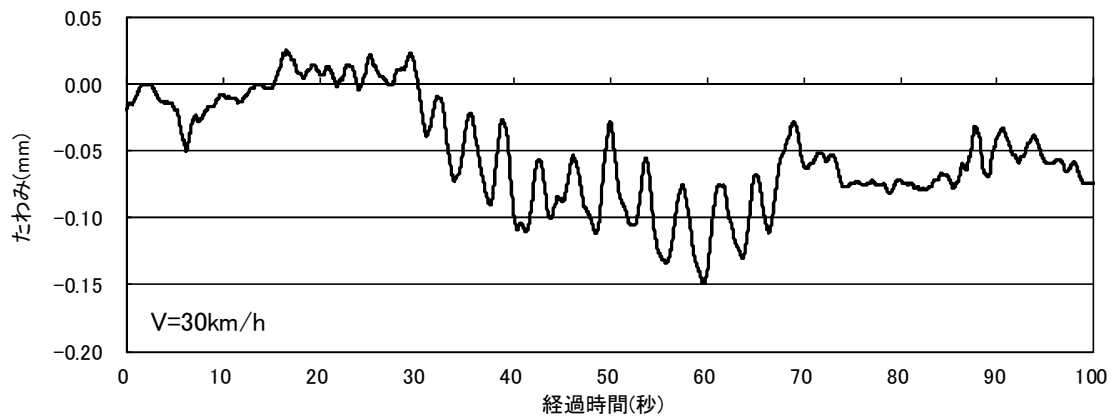


図 3.3.27 列車荷重載荷時のたわみ

3.4 3章のまとめ

補強盛土一体橋梁の最初の施工例である、北海道新幹線中学校線架道橋において、設計計算にて不静定力の影響を検討し、現場計測により経時挙動を調査して、設計の妥当性を検証した。その結果、以下のことが確認できた。

- 1) 不静定力の影響は、補強盛土による拘束を橋台壁背面のばねとして表した解析モデルで算定することができる。
- 2) 不静定力の影響は、鉛直荷重と桁短縮による不静定力の曲げモーメントの符号が両方とも正となるスパン中央で最も大きくなる。
- 3) 橋台壁背面のばねとして、補強土橋台の耐震設計に用いられている値を1/2に低減した値を用いた。永久作用時の桁中央曲げモーメントに対して、不静定力より死荷重の方が支配的であり、主桁設計に関して不静定力は大きな影響を与えない。
- 4) 現場計測の結果より、不静定力の算定に用いる入力値は、コンクリート標準に示されている、温度変化範囲 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 、コンクリート収縮 150μ が妥当である。
- 5) 温度変化に伴って、桁長はコンクリートの線膨張係数の勾配で伸縮しており、同一軌跡を往復している。したがって、桁の伸縮に対する橋台壁や補強盛土の拘束は小さく、補強盛土一体橋梁は温度変化に対して安定した挙動を示している。ただし、桁端変位量を算定するための温度変動幅は不静定力を算定するための変動幅と同一でよいか、さらに検討を要する。
- 6) 盛土補強材（ジオテキスタイル）のひずみの現場計測の結果より、桁の短縮による変位は、橋台壁と補強盛土の境界部である土のう部のジオテキスタイルが伸長することにより吸収されている。
- 7) 列車通過時のたわみは計算値と比較して極めて小さかった。桁高（上床版厚）が薄いにもかかわらず、列車荷重に対する剛性が高い橋梁となっている。
- 8) 中学校線架道橋では、橋台アプローチブロックの沈下・回転によって、橋台壁と補強盛土の間に変位（隙間）が生じてしまった。本橋梁は短スパンであり、このことが大きな問題にはなっていないが、橋梁が長スパン化すると橋梁の性能に対して重大な影響を与える場合もあり得る。補強盛土一体橋梁の要件として、補強盛土が安定していることの重要性を強調しなければならない。

3章の参考文献

- 3.1) 渡辺和之：北海道新幹線への GRS 一体橋梁の適用，日本鉄道施設協会誌 2011 年 10 月号，pp.83-86，2011.10
- 3.2) 栗山亮介，小島謙一，森野達也，渡辺和之，青木一二三，山田康裕：新幹線構造物に用いた補強盛土一体橋梁の動態計測，ジオシンセティックス論文集第 27 巻，pp.149-156，2012.11
- 3.3) 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第 28 巻，pp.369-374，2013.12
- 3.4) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道・運輸機構委託，北海道新幹線，GRS 一体橋梁の研究 1～5 受託業務報告書，2012.3,2013.3,2014.3,2015.3,2016.3

第4章 三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁における検討と検証

4.1 ハイペ沢橋梁の概要

(1) 東北地方太平洋沖地震による被災

三陸鉄道北リアス線は、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震に伴う巨大津波により甚大な被害を受けた。ハイペ沢橋梁は、北リアス線のほぼ中間地点である岩手県下閉伊郡田野畑村にあり、防潮堤のない切り立った海食崖に挟まれた地形に位置していたことから、津波の直撃を受け、橋桁が流出した。

ハイペ沢橋梁の地点では、県道と北リアス線が同位置でハイペ沢を渡る2重交差になっており、被災したハイペ沢橋梁は起点方から、河道上の県道を跨ぐ桁長32.16mのPC下路桁、桁長16.62mのRCT形桁、橋台2基、橋脚1基で構成されていた。津波は、起点方橋台と桁2連、両橋台の背面盛土を流出させた。P1橋脚は流出を免れたが、基礎の周辺地盤は洗掘を受けた(図4.1.1, 図4.1.2) 4.1.4.2)。

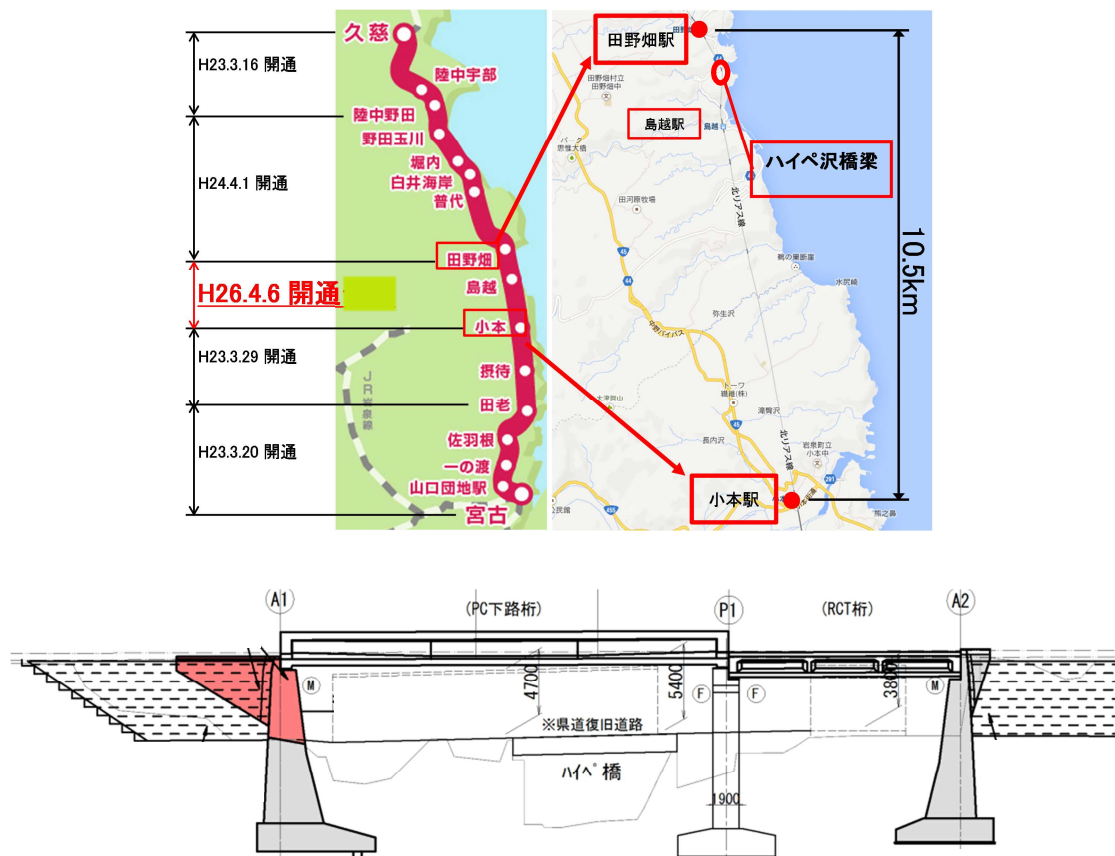


図 4.1.1 被災したハイペ沢橋梁

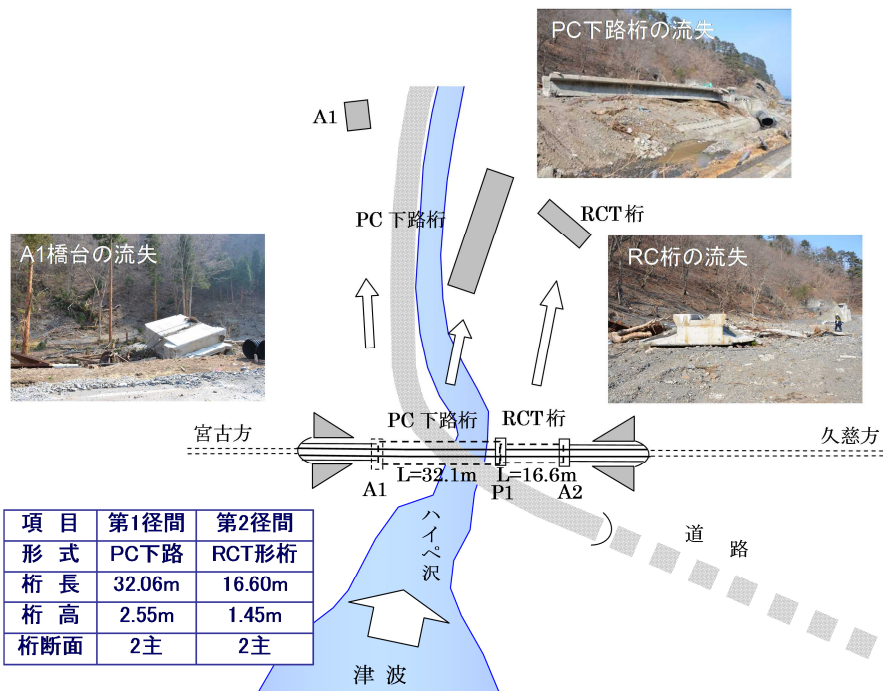


図 4.1.2 ハイペ沢桥梁の被災状況

(2)復旧計画

ハイペ沢桥梁は前後をトンネルに挟まれているため、北リアス線を早期に復旧させるためには平面、縦断変形の変更を行わず、原位置での再建が適切である。したがって復旧に際しては再び津波に襲われても流出しない橋梁とすることを目標とした。

補強盛土一体橋梁はインテグラル橋梁であり、橋台と桁が剛結されていることから桁の流出に対する抵抗力が高い構造である。さらに、橋台は背面の補強盛土とも剛結されており、さらに補強盛土は安定性の高いセメント改良土で構築されている。したがって、津波の襲来を受けても、大きな体積を有する補強盛土は流出せず、これに剛結されている橋台、桁も流出を免れることができると考えられる^{4.3)} (注1)。

そこで、ハイペ沢桥梁の復旧には補強盛土一体橋梁を適用することを考えた。しかし、当時、補強盛土一体橋梁の実施工事例は前述の北海道新幹線中学校線架道橋のみであり、橋長 12m のスラブ桁であることから、ハイペ沢桥梁とは大きく相違していた。ハイペ沢橋

梁に補強盛土一体橋梁を適用するための技術的課題として、次の事項があった。

- 1) 被災したハイペ沢橋梁は橋長 48.78m，最大スパン 32.16m である。橋長が大きいためから桁の伸縮量が大きくなり，盛土補強材に要求される伸びが大きくなるが，地震時以外の作用に対してどの程度の伸びが許容されるのか不明である。
- 2) 最大スパン 32.16m に対して，被災した橋梁は PC 下路桁を使用していた。PC 下路桁と橋台を剛結した事例は過去になく（PC 連続下路桁と中間橋脚の剛結事例は東北新幹線第 1 馬淵川橋梁にあり），また，PC 桁はプレストレス導入時の弾性変形や導入後のクリープ変形が大きいためこれを橋台が拘束する影響が不明である。したがって，桁の構造形式および橋台との剛結方法を検討する必要がある。

そこで，以下の方針により復旧橋梁の構造計画を行った。

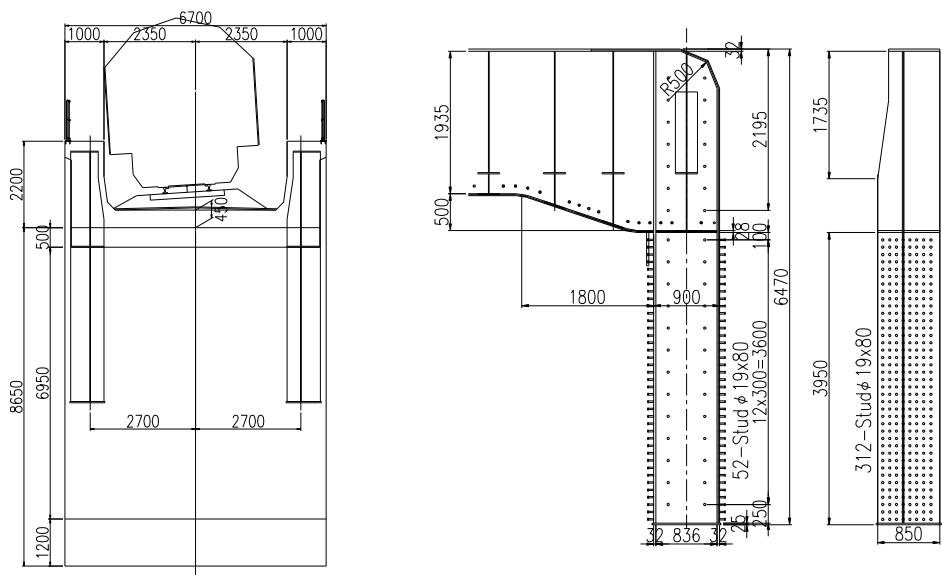
- 1) 橋長が大きいためへの対応は，橋台と補強盛土との接合部を実大で切り出した部分モデルによる載荷実験を行って確認する。
- 2) PC 桁では桁の収縮量が大きくなるため，長スパンを実現するために SRC 構造とする。表 4.1.1 に概略検討した PC 桁と SRC 桁の収縮量の比較を示す。

表 4.1.2 PC 桁と SRC 桁の収縮量の比較

項目	桁収縮要因	PC 構造	SRC 構造
収縮ひずみ (桁長 60m)	プレストレス	700 μ	—
	クリープ	1890 μ	—
	乾燥収縮	150 μ	150 μ
	温度降下	250 μ	250 μ
	合計	2990 μ	400 μ
桁収縮量 (片側 30m)		89.7mm	12.0mm

- 3) 桁と橋台の剛結の面では，桁をスラブ桁とすることが望ましいが，スパン 32m をスラブ桁とすることは困難であるため，被災橋梁と同じく下路桁とする（注 2）。
- 4) 下路桁と橋台の接合は，断面力の伝達を確実にを行う必要があることから，北陸新幹線境川橋梁で実績のあるアンカービーム方式^{4.4.4.5)}とする（図 4.1.3）。
- 5) 被災橋梁の 2 径間を連続し，さらに中間橋脚と剛結して，津波に対する抵抗性を確保する。連続桁とする場合，被災橋梁のスパン割である 32.16m+16.62m ではバランスが悪いため，終点方橋台を後退させて橋長を 60m とし，バランスをとる。
- 6) 起点方橋台，中間橋脚の位置は被災橋梁と変更しない。このため，残存している橋台，橋脚の直接基礎をそのまま用いることで工期短縮を図る。

以上により，ハイペ沢橋梁は図 4.1.4 のような構造の補強盛土一体橋梁として復旧することとなった。



橋台部断面図

アンカービーム拡大図

図 4.1.3 アンカービームによる桁と橋台の剛結

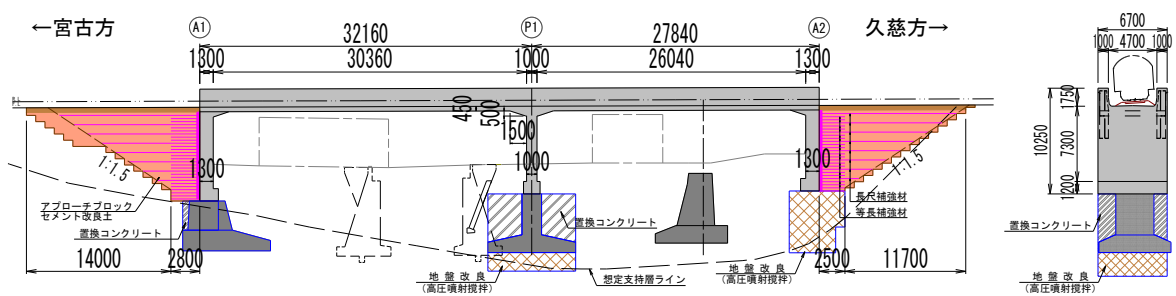


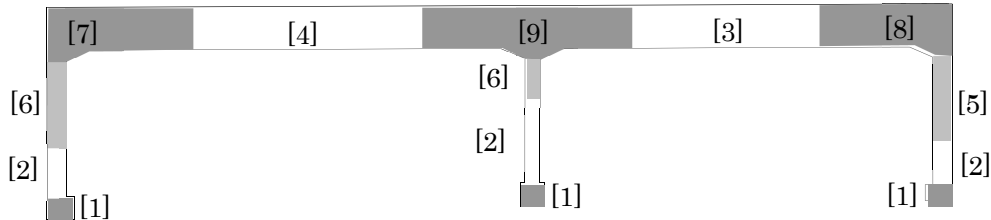
図 4.1.4 三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁

ハイベ沢橋梁は、2012～2013年に設計を行い、2013年に施工された。

ハイベ沢橋梁は海岸線近くにあるため、耐久性確保のために主桁下面、側面およびスラブ下面に埋設型枠を使用した。施工は、鉄骨架設→鉄骨に埋設型枠設置→配筋→コンクリート打込みの順で行った。埋設型枠は主桁鉄骨に吊り下げているので（横梁下フランジ上に設置）、主桁コンクリートに自重による応力が発生しない活荷重合成の設計としている。図 4.1.5 に埋設型枠、図 4.1.6 にコンクリートの施工順序（主桁、接合部の施工日）を示す。桁と橋台、中間橋脚の接合部には膨張コンクリートを使用した。



図 4.1.5 埋設型枠



[5]～[9]は膨張コンクリート使用

[3] 2013/8/24

[4] 2013/9/11

[5] 2013/9/26

[6] 2013/10/1

[7] 2013/10/5

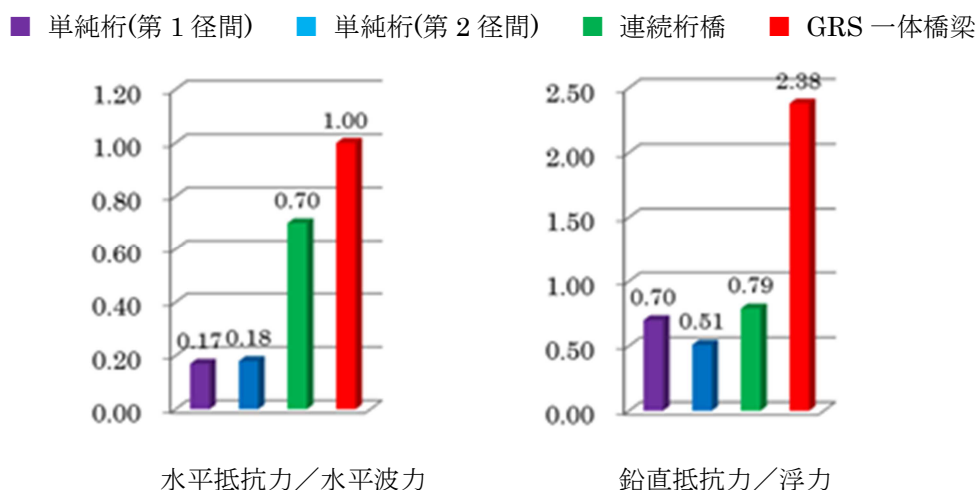
[8] 2013/10/12

[9] 2013/10/22

図 4.1.6 コンクリート施工順序

(注1) ハイペ沢橋梁の耐津波性について

補強盛土一体橋梁の耐津波性は、模型実験^{1a,1b)}により検討が行われている。橋台壁と桁はインテグラル橋梁として一体化されているので、津波を受けた場合の水平力に抵抗する箇所は、橋台壁と補強盛土（アプローチブロック）の接合部、および補強盛土底面である。また、浮力に対してはインテグラル橋梁の自重に加えてアプローチブロックの重量も抵抗となる。このように考えて定量的な検討を行った結果は参考図 1.1 のようであり、ハイペ沢橋梁は耐津波性を備えているものと考えられる^{1c,1d)}。

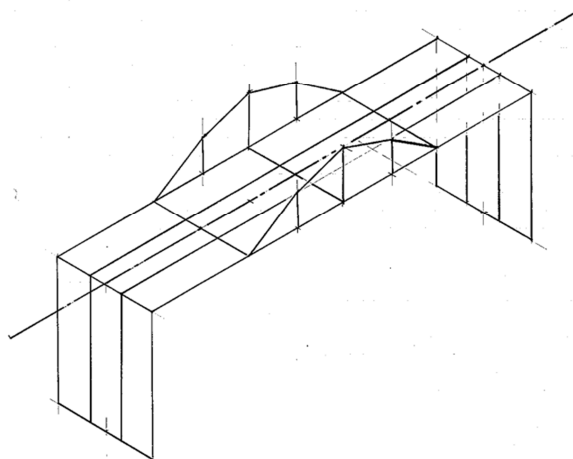


参考図 1.1 ハイペ沢橋梁の津波に対する抵抗の安全率

- 1a) 川邊翔平，大林沙紀，山口晋平，菊池喜昭，二瓶泰雄，龍岡文夫：津波を受ける GRS 一体橋梁の模型実験，ジオシンセティックス論文集第 28 巻，pp.251-258，2013.12
- 1b) 川邊翔平，深津圭佑：津波横荷重を受ける GRS 一体橋梁橋台の室内水平載荷実験，ジオシンセティックス論文集第 30 巻，pp.59-66，2015.12
- 1c) 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，pp.51-54，2015.8
- 1d) 進藤良則，山崎貴之，米澤豊司，井上翔：補強盛土一体橋梁の耐津波性に関する一考察，土木学会第 70 回年次学術講演会Ⅲ-367，2015.9

(注 2) 桁の構造形式について

桁の構造形式として、端部はスラブ桁、中間部は下路桁とした参考図 2.1 のような構造形式が考えられる。曲げモーメントが大きい区間のみウェブ高を大きくした鉄道下路桁^{2a)}や、下路アーチ橋^{2b)} (参考図 2.2) の事例があるため、ハイベシ橋梁においてもスラブ桁と下路桁の移行部分の応力伝達について十分な検討を行えば実現できる可能性はあったが、三陸鉄道の復旧工事は迅速に行う必要があったため、実績のあるアンカービーム方式を用いた。



参考図 2.1 アイデアとしての桁の構造形式



参考図 2.2 新豊橋

- 2a) ドイツ鉄道編, ヨルク・シュライヒ他著, 増渕基訳: 鉄道橋のデザインガイド, pp.70-71, 鹿島出版会, 2013.5
- 2b) 北島治美, 長曾我部徹, 田村幸久, 高楊裕幸, 池田大樹, 高桑正直: 新豊橋のデザインと施工, 橋梁と基礎 2007年5月号, pp.5-11, 2007.5

4.2 橋台壁と補強盛土の境界部の検討

(1)検討の目的

3章で検討した北海道新幹線中学校線架道橋における現場計測の結果，補強盛土一体橋梁の桁の短縮による変位は，橋台壁と補強盛土の境界部である土のう部のジオテキスタイルが伸長することにより吸収されていることが確認できた。しかし，中学校線架道橋は橋長12mの短スパン橋梁であり，桁の伸縮量は小さい。図3.3.20に示したように，施工完了からの桁端の最大変位は約1.5mmであった。

ハイペ沢橋梁は橋長が60mとなるため，桁伸縮量が大きくなる。表4.2.1に橋台による拘束を考慮しない桁端移動量の計算値を，中学校線架道橋とハイペ沢橋梁で比較して示す。

表 4.2.1 桁端変位量の計算値

		中学校線架道橋	ハイペ沢橋梁
橋長	m	12	60
伸縮桁長=橋長/2	m	6	30
温度変化	℃	-15	-15
温度変化による移動量	mm	-0.9	-4.5
乾燥収縮	μ	-150	-150
乾燥収縮による移動量	mm	-0.9	-4.5
移動量合計	mm	-1.8	-9.0

常時（地震時以外）での桁端変位量が大きくなると，橋台壁に定着されている盛土補強材のひずみが大きくなり，補強材が損傷する可能性がある。常時において補強材が損傷すれば常時および地震時の性能が低下してしまうため，補強材の損傷の観点から許容される桁端変位量を明らかにしておく必要がある。

また，補強盛土一体橋梁の設計モデルでは，図2.2.3に示したように，橋台壁と補強盛土の境界部を節点ばねとしてモデル化している。中学校線架道橋では，ばね値として鉄道構造物等設計標準・同解説，土留め構造物（以下，土留め標準）9.3.4解説に示されている，補強土橋台の設計用ばね値（式解9.3.1）を長期使用限界状態の検討であることを考慮して0.5倍したものをを用いた。

$$K_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times K_{gt,0} = 37.50K_{gt,0} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{解 9.3.1})$$

ここに， α_1 ：補強材の伸縮領域に寄与する補正係数（1.5/0.4=3.75）

α_2 ：セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数（=5）

α_3 ：補強材の巻き返しの効果を考慮した補正係数（=2）

$K_{gt,0}$ ：盛土補強材の気中のばね定数

この式は，補強土橋台を対象とした水平載荷試験から得られたもの^{4.6)}である。セメント改良アプローチブロック中の補強材引抜き試験との比較により，ばね定数は荷重が大きくなるに従い減少するが，設計用ばね値は荷重レベルの低いばね定数に相当する。しかし，

補強土橋台の補強材は地震が発生して初めて大きな引張力を受けるため、ヒステリシス効果を考慮しないで荷重レベルの低い段階のばね値を適用することが妥当とされている（図 4.2.1）。

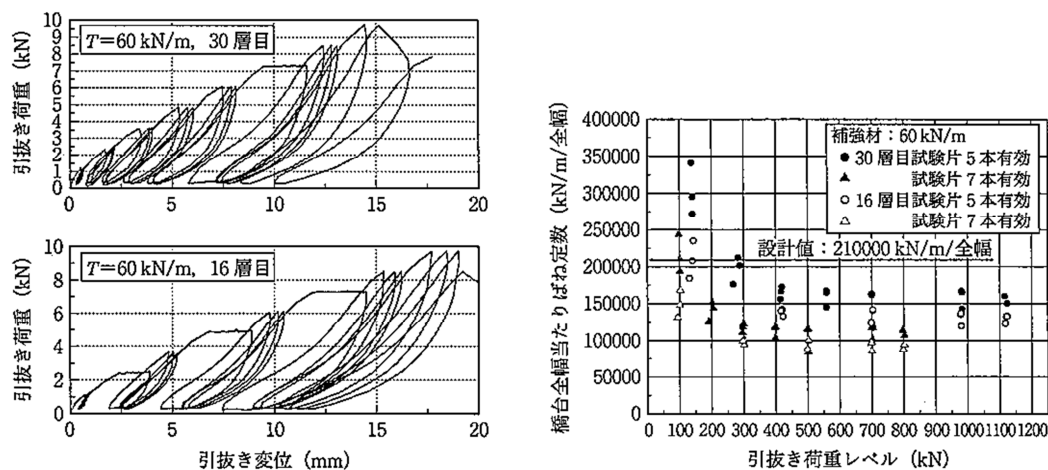


図 4.2.1 補強材引抜き試験の荷重－変位関係とばね定数

（鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 附属図 27.7, 27.9 より引用）

補強土橋台では桁の常時の変位は可動支承により伝達されないが、補強盛土一体橋梁では桁の常時の変位が橋台壁と補強盛土の境界部に伝達される。表 4.2.1 に示したように長スパンになると桁の変位量が大きくなるため、補強土橋台の設計では考慮されていないヒステリシス効果を考慮する必要があると考えられる。

また、図 4.2.1 は図 4.2.2 のようにセメント改良礫土内の盛土補強材を直接引き抜く実験から得られたものであり、橋台壁から盛土補強材に引張力が伝達される機構を再現したものではない。したがって、設計用ばね値を再検討する際には橋台壁と補強盛土の境界部を実物に忠実に再現したモデルを用いるのが望ましい。なお、補強盛土の端部の仮抑えには従来は図 4.2.3 のように土のうが用いられていたが、最近では図 4.2.4 のようにより施工性のよい溶接金網を用いる場合が増えている。そこでモデルには溶接金網を用いるのが望ましい。

以上の理由により、補強盛土一体橋梁の橋台壁と補強盛土の境界部を実大で切り出したモデルを用いた載荷実験を行い、設計用ばね値を再検討することとした。

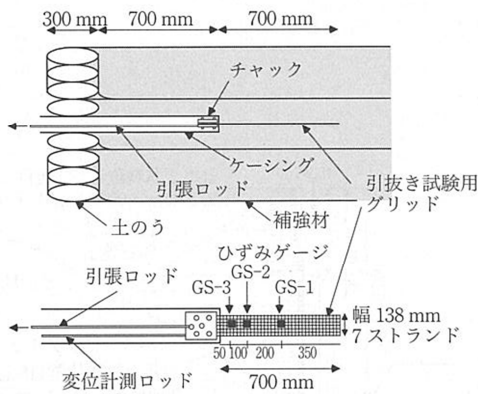


図 4.2.2 セメント改良アプローチブロック中の補強材引抜き試験

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 附属図 26.3 より引用)

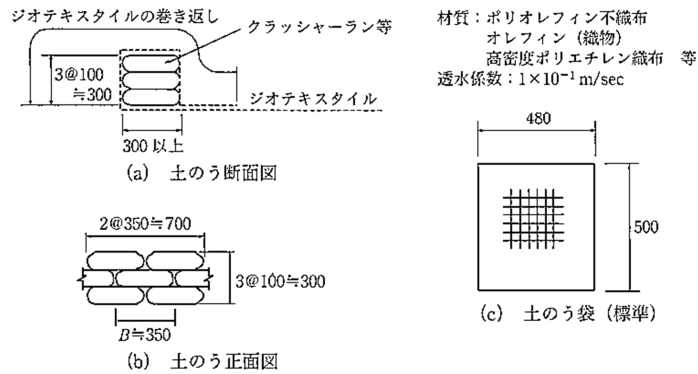


図 4.2.3 補強盛土端部の土のうによる仮抑え方法

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 解説図 8.3.7-5 より引用)

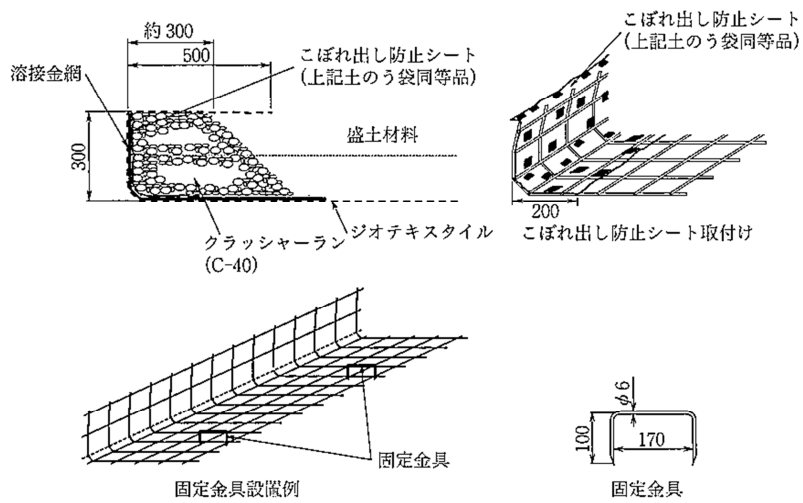


図 4.2.4 補強盛土端部の溶接金網による仮抑え方法

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 解説図 8.3.7-6 より引用)

(2)実験方法 4.7.4.9)

①試験体

実験には図 4.2.5 に示す試験体を用いた。補強盛土模型は実大であり、高さは1層 30cm × 7層である。幅は単位幅 1m, 長さは 4.6m とした。橋台壁は水平載荷のみを行うので曲げモーメントは作用しないことから厚さ 45cm の無筋コンクリートとした。

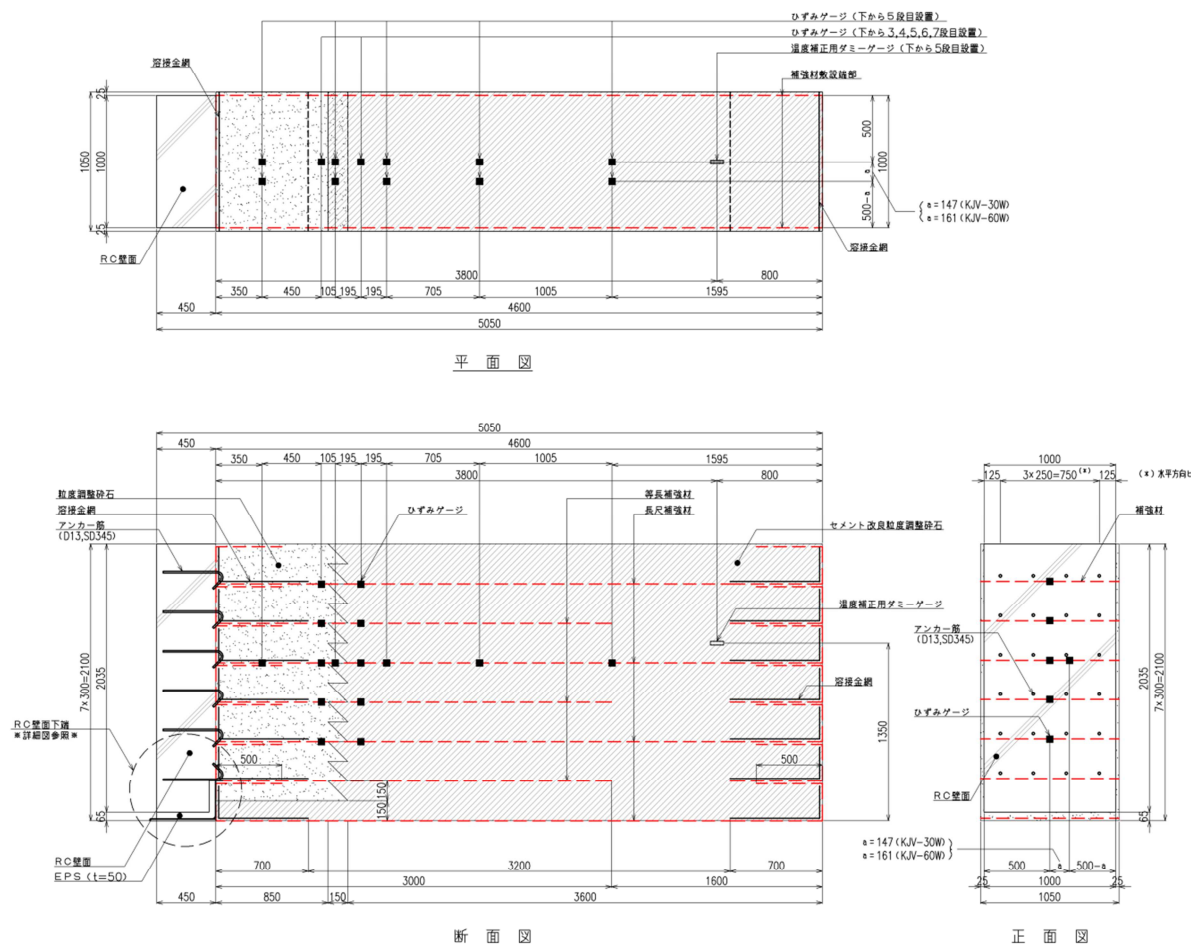


図 4.2.5 試験体全体図

補強盛土の端部は溶接金網を用いた仮抑え方法とした。図 4.2.6 に補強盛土端部の拡大図を示す。橋台壁と補強盛土の境界部は3章で確認できたように桁の変位を吸収するとともに境界部の排水層としても作用するので、橋台壁裏から約 1m の範囲はセメント改良しない粒度調整砕石を用い、それより後ろはセメント改良した粒度調整砕石を用いた。土のうを用いた仮抑え方法では、橋台壁のすぐ後ろに土のうがありその部分で補強材の伸びが生じるが、溶接金網を用いた場合は溶接金網の剛性が高いために溶接金網の後ろで補強材の伸びが生じると考え、溶接金網の水平部分の長さ 70cm の後ろにセメント改良しない砕石 30cm を設けて合計 1m とした。

セメント改良部のセメントの添加量は粒調砕石の乾燥重量の3%であり、締固め度が95%以上（現場密度がJIS A 1210のE-b法による最大乾燥密度の95%以上）となるように転圧した。補強土橋台に用いるセメント改良礫土の圧縮強度基準値は2000kN/m²であるが、載荷試験時の圧縮強度は7126 kN/m²であった。

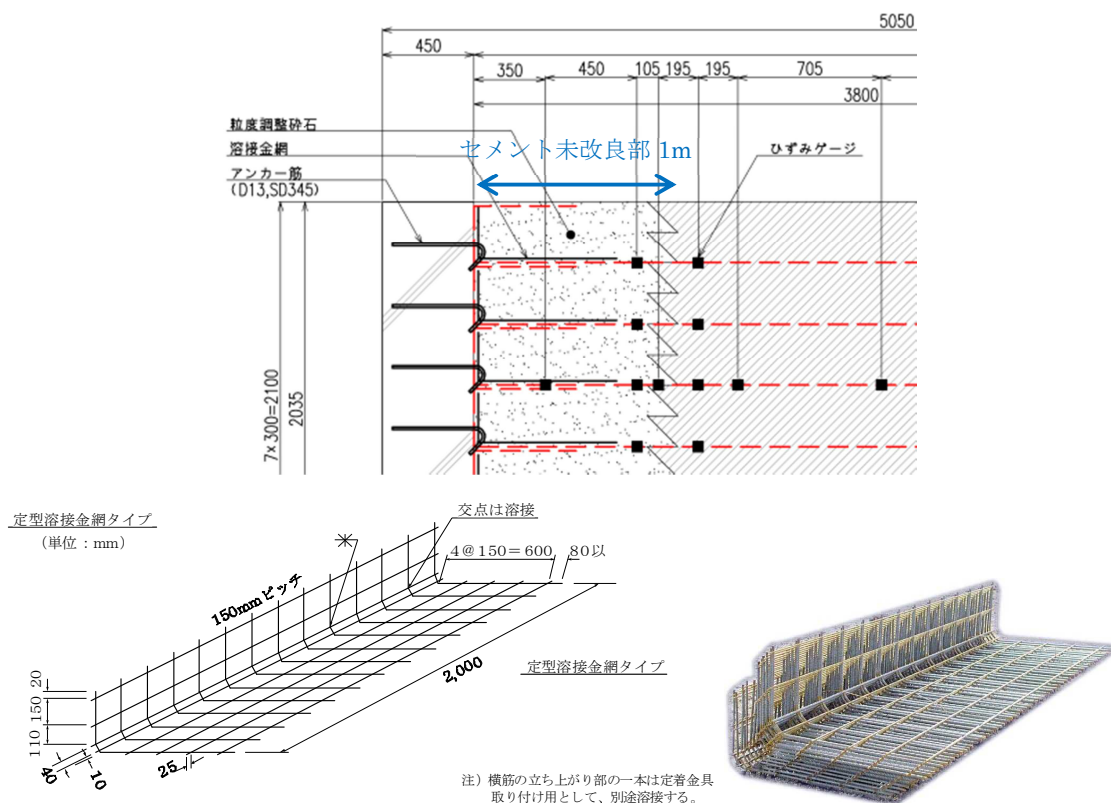


図 4.2.6 補強盛土端部の拡大図と溶接金網

盛土補強材の定着は、橋台壁のコンクリートとの付着により得られるが、繰返し載荷時や大変位時の定着を確実にするためにアンカー筋（D13,SD345×各層4本）を溶接金網に引っ掛けて配置した。なお、盛土補強材7層のうち、最下段は橋台壁に定着せず、6層に引張力が伝達されるようにした。

盛土補強材には二軸同一強度のグリッドタイプの補強材を用いた。盛土補強材の仕様を表4.2.2に、写真を図4.2.7に示す。

表 4.2.2 盛土補強材の仕様

名称	設計基準破断強度	目合い 主方向糸間隔×従方向糸間隔	引張剛性
KJV-60W	101.3 kN/m	23mm×15mm	115.6N/mm 注)

注) 引張剛性は1ストランドを引っ張った場合の、標点間距離366.44～368.85mmで求めた1%ひずみ相当のばね値を、4つの供試体で平均したものである。設計用値は1m幅、1.5m長の引張剛性として表すので、この値の(1000/23)×(366.44～368.85/1500)倍となり、平均1230.3kN/mである。

鉛直荷重は 500kN をジャッキ 4 台で載荷版を介して載荷した。これは、補強盛土底面の摩擦とずれ止め筋により、載荷装置の最大水平力 1000kN に達しても底面の水平抵抗に 1.2 の安全率があるように決定したものであるが、単位面積当たりでは $500\text{kN}/4.6\text{m}^2 = 109\text{kN/m}^2$ で、盛土の単位体積重量を 23kN/m^3 とすれば土被り 4.7m に相当する。なお、過去の実験により盛土補強材の引抜き特性に関して拘束圧（土被り）の影響は小さいことがわかっている^{4.6)}。

水平載荷は、橋台壁の変位量が引張側で 4, 8, 12mm, 圧縮側で 1, 2, 3mm となるまで載荷し、各変位段階で 5, 15, 15 回の引張, 圧縮の交番載荷を行った。なお、圧縮側は変位の目標値以前でも荷重が 300, 600, 900kN に達した場合はその時点までとした。その後、地震時を想定して引張側で 5, 10, 15, 20, 30, 40, 60mm までの載荷を各 3 回繰り返した。

なお、地震前の変位量（引張側 4, 8, 12mm, 圧縮側 1, 2, 3mm）は次のように考えて橋長 20, 40, 60m に相当する値として設定したものである。

桁の乾燥収縮はコンクリート標準の設計用値である -150μ とする。この値は中学校線架道橋で妥当と考えられた値である。

桁の温度変化は中学校線架道橋ではコンクリート標準の不静定力の設計用値である $\pm 15^\circ\text{C}$ （寒冷地）では不足と考えられたため、可動支承の移動量の算定に用いる温度変化の特性値 $-15\sim +35^\circ\text{C}$, $\pm 25^\circ\text{C}$ とする。

乾燥収縮 -150μ は温度変化では -15°C 相当なので、桁長の短縮側（引張載荷側）では $-15-25 = -40^\circ\text{C}$ 分、桁長の伸長側（圧縮載荷側）では $-15+25 = +10^\circ\text{C}$ 分の変位とする。

橋長 20m の場合は、伸縮桁長を 1/2 の 10m として、

$$\text{短縮側（引張載荷側）} \quad 10,000 \times 40 \times (1 \times 10^{-5}) = 4\text{mm}$$

$$\text{伸長側（圧縮載荷側）} \quad 10,000 \times 10 \times (1 \times 10^{-5}) = 1\text{mm}$$

橋長 40m, 60m では、2 倍, 3 倍となる。

(3)実験結果 4.8.4.9)

①橋台壁の荷重－変位関係

図 4.2.8 に水平荷重と橋台壁の水平変位の関係を示す。水平変位は壁下端から 1800mm の高さで計測したものである。

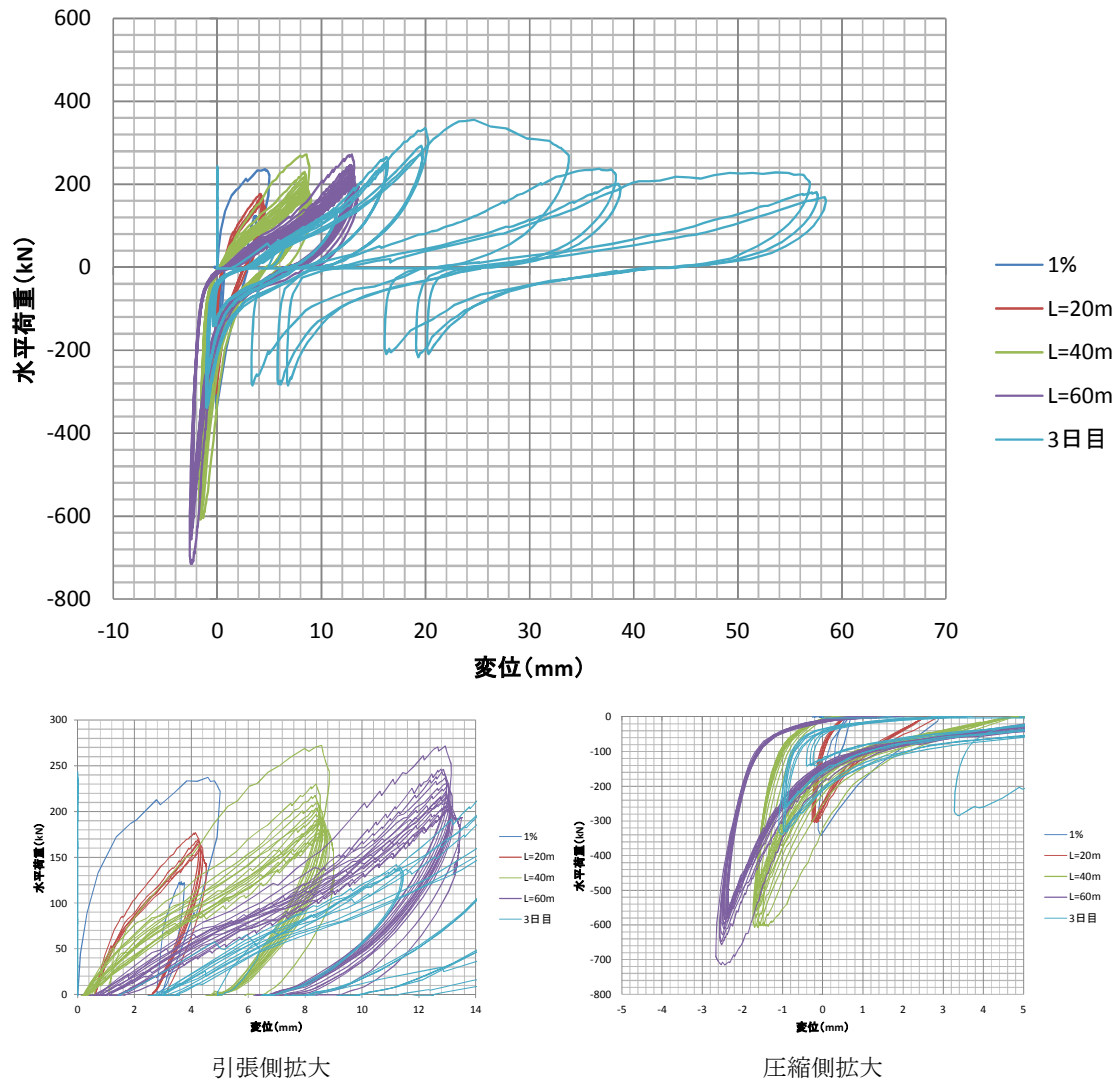


図 4.2.8 水平荷重と橋台壁の水平変位の関係

実験結果から次のことがわかった。なお、水平荷重と水平変位の関係は設計において橋台壁に取付ける節点ばねの特性を表すので、以下では、ばね値という表現を用いる。

- 1) ばね値は引張側，圧縮側とも水平変位の増大とともに低下している。また，同一変位の繰り返しでも徐々に低下する。
- 2) 地震時を想定した大変位の載荷時には，水平変位 24mm 付近で水平荷重の上昇が 356kN で止まり，以降は徐々に荷重が低下する，じん性のある破壊形態となっている。最大荷重は補強材の設計基準破断強度の 60%程度である。

補強材の設計基準破断強度 101kN/m

試験体全体では 101kN/m×幅 1m×6層=606kN

$$356/606=0.587$$

- 3) 圧縮側では繰返し载荷による土圧の増加（抗土圧構造でラチェッティングと呼ばれる）は生じず、土圧は安定している。

②ばね値についての考察

図 4.2.9 は、橋台壁の背面の盛土補強材に沿ったひずみ分布を表したものである。測定位置は下から 5 層目の補強材である。

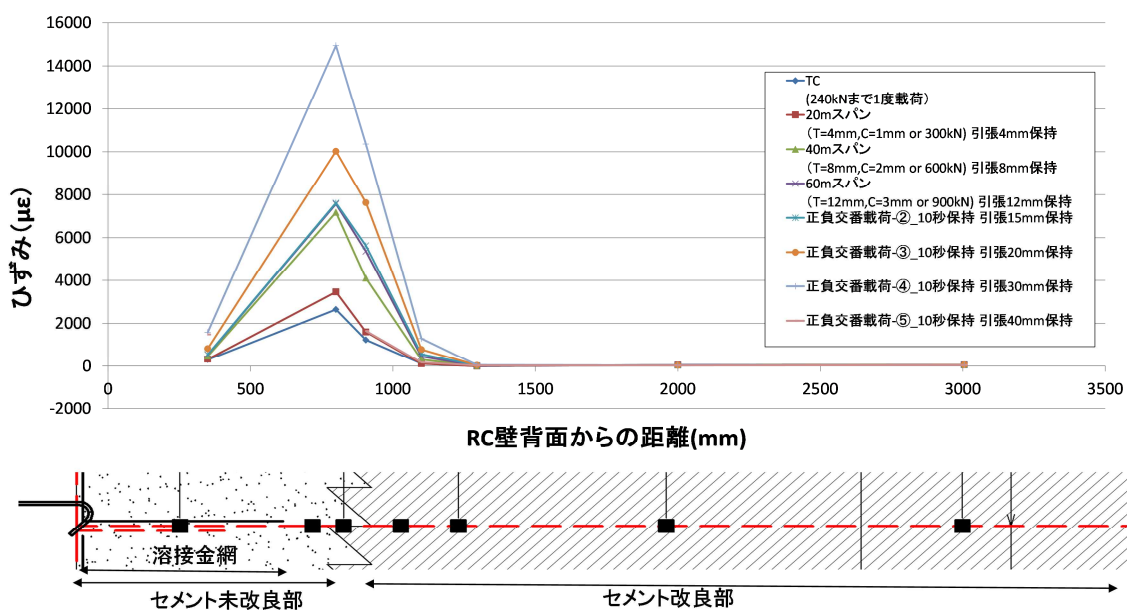


図 4.2.9 盛土補強材の水平方向のひずみ分布

この図から、補強材のひずみは補強盛土端部のセメント未改良部分のうち、仮抑え用の溶接金網の後端からセメント未改良部の後端までの間で生じていることがわかる。実験終了後に補強盛土を解体したところ、図 4.2.10 に示すように溶接金網の後端に亀裂が発生し、補強材が破断していたことから、橋台壁の変位はセメント未改良部で吸収されていることが確認できた。

補強材のひずみが生じている長さ（自由長）は、補強土橋台の設計用ばね値の設定では、土のうの長さである 400mm と想定されている（解 9.3.1）の α_1 ）。本実験では溶接金網の後端からセメント未改良部の後端までは 300mm であるが、ひずみ分布形状からセメント改良部までひずみ分布が及んでいるので、やはり 400mm と想定するのがよいことがわかった。したがって、設計用ばね値の式（土留め標準，解 9.3.1）の補正係数 α_1 は $1.5/0.4=3.75$ のままで妥当である。

また、溶接金網部分やセメント改良部分内では補強材のひずみは小さく、橋台側と補強盛土側の双方で補強材が十分に定着されていることが確認できた。



図 4.2.10 実験終了後に補強盛土に生じた亀裂（6層目底面）

変位 12mm でのひずみの最大値は、橋台壁から 800mm の位置で 7560μ であった。ジオテキスタイルに関してはひずみゲージによる測定値は実ひずみの 1/5 程度^{4.10)}との報告があるため、最大ひずみは 3~4%に達している可能性はあるが、土留め標準の補強土橋台の照査において損傷レベルに対応する補強材ひずみの制限値は、損傷レベル 2 が 3%まで、損傷レベル 3 が 5%までとされているため、変位 12mm までは補強材に顕著な損傷は現れないと考えられる。

次に、変位の増大や繰返し载荷によるばね値の低下について考察する。

盛土補強材は両端を橋台壁およびセメント改良礫土に定着されており、補強金網の後端からセメント未改良部の後端までのセメント未改良部分のみが伸長可能である。水平荷重によるひずみ分布はセメント未改良部分で山形になる。図 4.2.11 に模式的に示すひずみ分布の山の勾配は、補強材と碎石の摩擦力を表している。従来からひずみ分布が生じる領域の長さは自由長と称されている。

水平荷重が増加すれば、山の頂点が高くなり、水平変位も増加する。

同一水平変位で繰返し载荷を行うと、補強材と碎石の摩擦力は徐々に低下し、山の勾配が小さくなり、ひずみ分布の山のすそ野が広がる（自由長が長くなる）。図 4.2.12 に変位 8mm, 12mm での繰返し 1, 10, 15 回目のひずみ分布を示す。

盛土補強材と碎石との摩擦によるこのような現象は鉄筋コンクリートにおける異形鉄筋とコンクリートとの付着と同様であると考えられる。図 4.2.13^{4.11)}に鉄筋コンクリートを鉄筋軸方向に引張、圧縮载荷した場合の荷重-変位関係（平均応力・平均ひずみ関係）の例を示す。

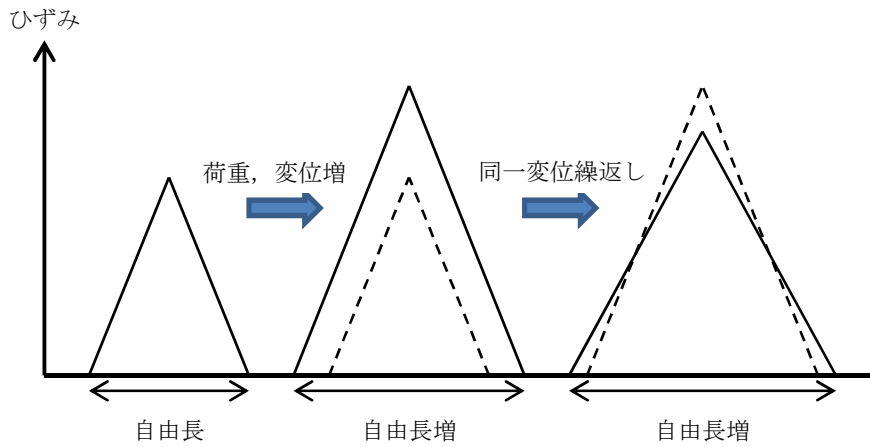


図 4.2.11 盛土補強材のひずみ分布の変化の模式図

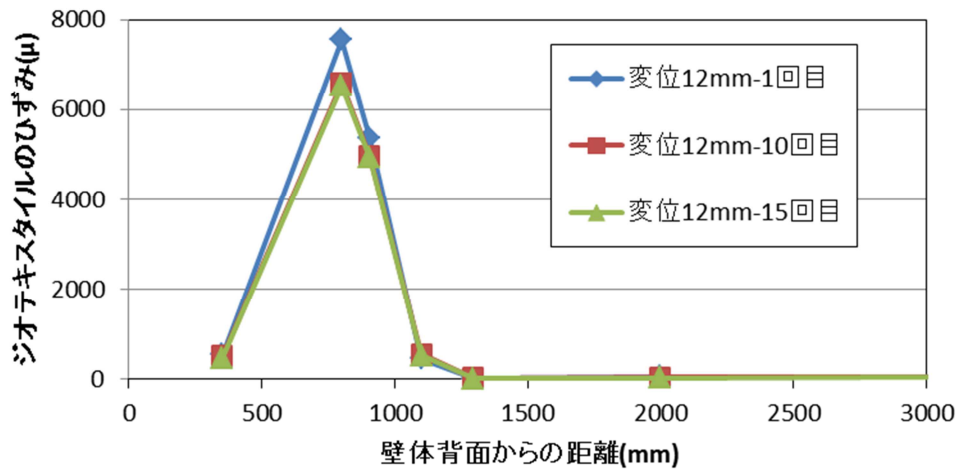
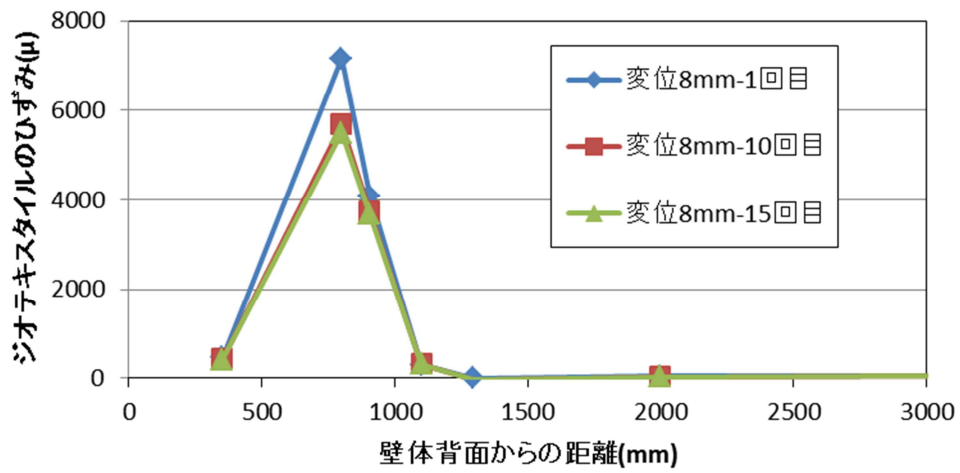


図 4.2.12 繰返しによるひずみ分布の変化

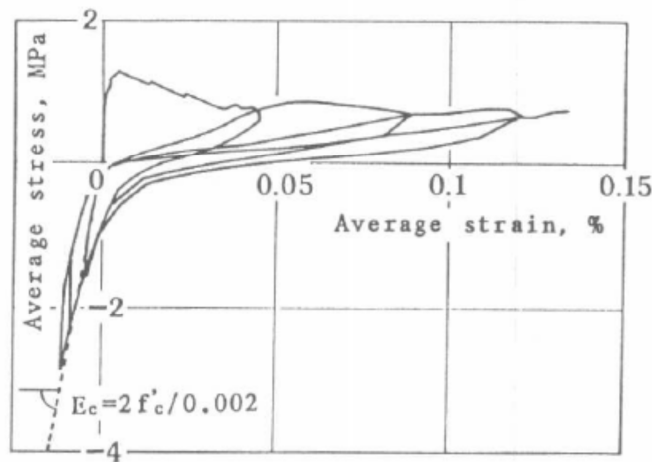


図 4.2.13 鉄筋コンクリートを鉄筋軸方向に引張，圧縮載荷した時の荷重－変位関係 4.11)

③最大荷重についての考察

図 4.2.14 は変位 12mm－1 回目載荷時の盛土補強材のひずみ分布を示したものである。実測平均ひずみは 5 層目の自由長 400mm 部分の実測ひずみの平均値である。計算平均ひずみは水平変位を自由長 400mm で除したものである。

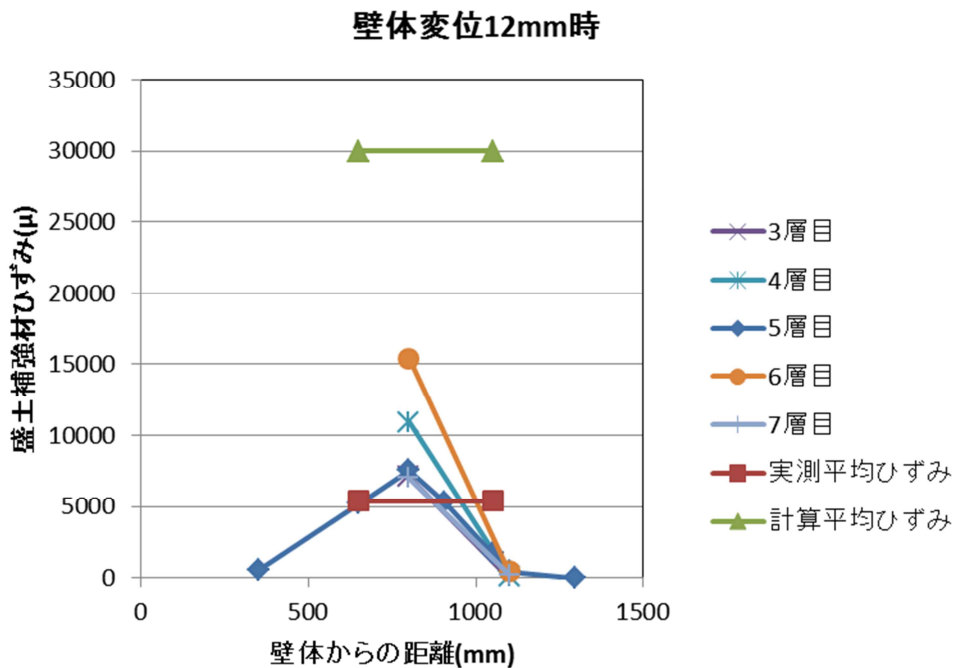


図 4.2.14 補強材のひずみ分布と，実測，計算平均ひずみ

5 層目の実測平均ひずみは計算平均ひずみと比較して 1/6 程度である。これは，ひずみゲージによる測定値は真のひずみの 1/5 程度 4.10)であるため，および，上下の 4 層目，6 層目では 5 層目よりも大きなひずみが発生しているためであると考えられる。図 4.2.15 に橋台壁から 800mm の位置のひずみについて各層の分布を示す。このように補強材のひずみは各

層でばらつきが生じている。これは敷設時に補強材の弛みが各層で区々であることに原因すると考えられる。ひずみのばらつきは補強材の1つの層中の荷重直交方向にも生じていると考えられる。

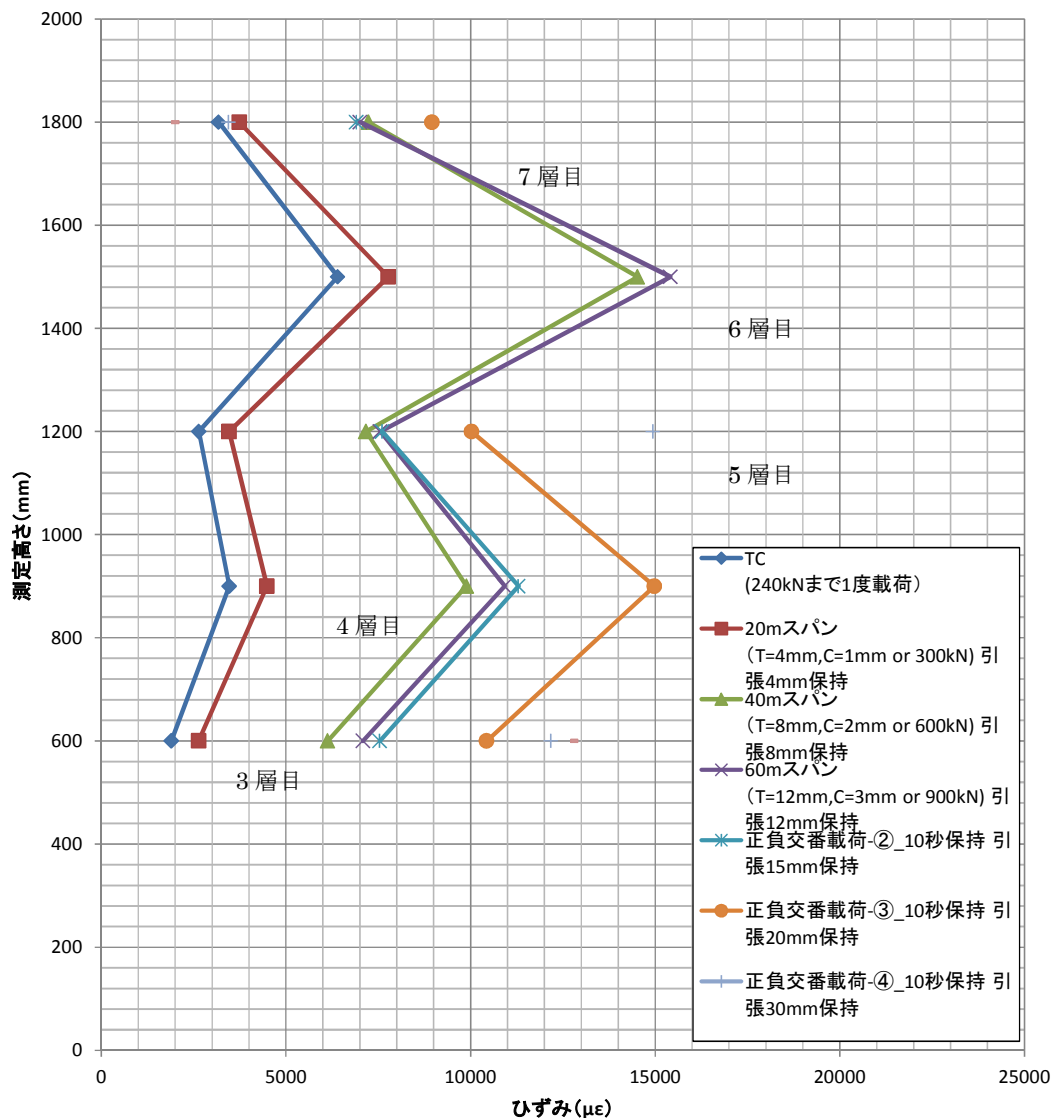


図 4.2.15 鉛直方向各層の補強材ひずみの分布

図 4.2.16 は荷重直交方向のひずみのばらつきを模式的に表したものであり、平均ひずみが破断ひずみに達していない段階から、すでに破断ひずみに達するストランドがあるものと考えられる。破断したストランドの負担していた引張荷重は隣接のストランドに再分配されてゆくことから、急激な荷重低下を示すことなく変位が増大する現象が生じるものと考えられる。本実験で使用した補強材は、ストランド単体での気中引張試験において、ひずみ 5%程度で脆性的に破断する特性を有している^{注)}ことから、補強材と碎石との摩擦(付着)によりもたらされるこのような現象により、全体では図 4.2.8 のように延性的な破壊性状を示すことができ、耐震構造として望ましい。

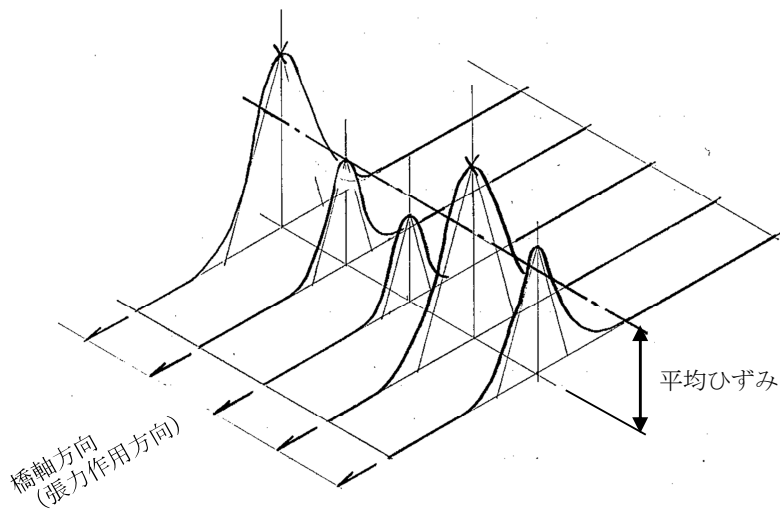


図 4.2.16 盛土補強材の荷重直交方向のひずみ分布の模式図

鉄筋コンクリートでは、図 4.2.17^{4.12)}に示すように鉄筋コンクリートとしての平均ひずみが降伏ひずみに達する前に、鉄筋の最大ひずみが降伏ひずみに達するために、鉄筋コンクリートとしては降伏を開始する現象がある、これと同様の現象であると類推できる。

注) ジオテキスタイル一般が脆性材料ということではないが、今回使用したジオテキスタイルの1ストランドの引張試験ではひずみ5%程度で脆性的に破断した。

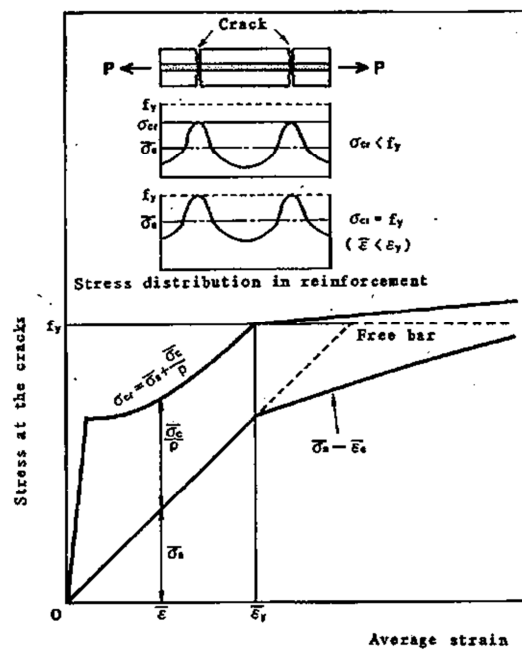


図 4.2.17 鉄筋コンクリートにおいて平均応力、平均ひずみが鉄筋単体の降伏点に達する前に降伏が始まる現象^{4.12)}

(4)まとめ

橋台壁と補強盛土の境界部を実大で切り出した試験体を用いて、橋長が長くなった場合の乾燥収縮や温度変化による挙動を検討した。また、設計に用いる盛土補強材のばね特性を検討した。

その結果、橋長 60m 程度の補強盛土一体橋梁に対して想定される変位 (12mm) を繰り返しても境界部の構造は安定していることを確認した。盛土補強材のひずみ分布から判断すると、橋台壁と補強盛土の境界部は次式の引張変位能力を有していると考えられる。

$$\text{盛土補強材の自由長 (400mm)} \times \text{使用状態のひずみの制限値 (3\%)} = 12\text{mm}$$

さらに、変位の増大や繰返しによりばね値が低下すること、最大荷重は設計基準破断強度に達する前に頭打ちとなり、変位が増加するじん性のある破壊形態を示すことが明らかとなった。

ばね値を土留め標準の補強土橋台用設計ばね値と比較したものが図 4.2.18 である。実験結果のばね値は土留め標準のばね値よりも相当に小さいことがわかる。そこで、ハイペ沢橋梁の設計では次のようにばね値を設定した。

- 1) L2 地震時の設計に用いるばね値は、土留め標準の補強土橋台用設計ばね値とする。
- 2) L2 地震時以外の設計に用いるばね値は、土留め標準の補強土橋台用設計ばね値の 1/2 とする。これは、補強盛土端部の仮止めを金網で行うため、仮抑えに土のうを用いた場合に対応する補強材の巻き返しの効果を考慮する係数 $\alpha_3=2$ は過大であることと、載荷実験結果の変位増大に伴うばね値の低下を考慮したものである。

これらのばね値は載荷実験結果と比較して大きめであるが、不静定力が大きめに算定されるため安全側の結果となる。ハイペ沢橋梁は長スパン化した補強盛土一体橋梁の最初の事例であるので、安全側の設定としたものである。

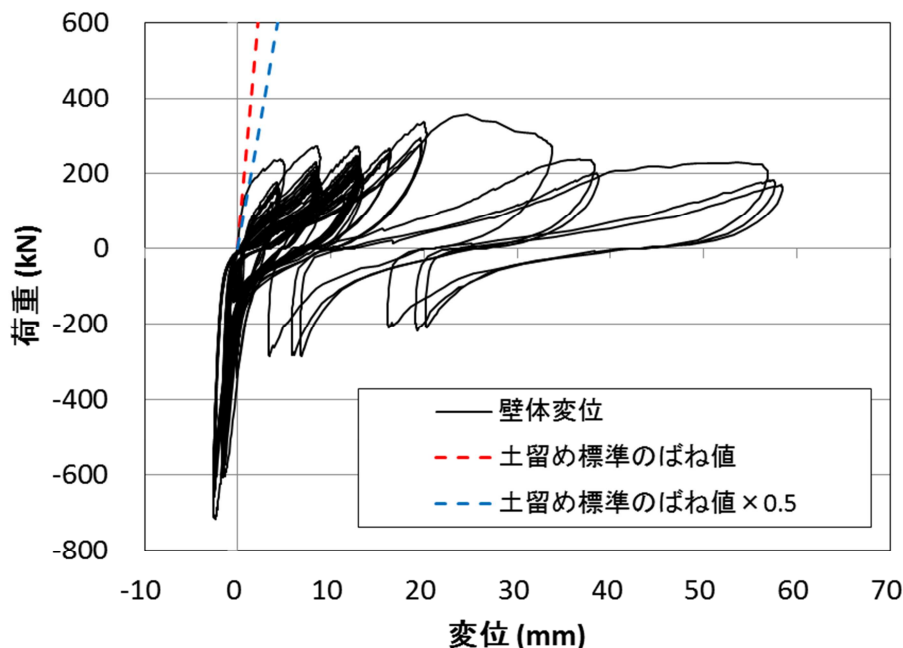


図 4.2.18 載荷試験結果とハイペ沢橋梁の設計用ばね値の比較

4.3 桁と橋台の接合構造の検討

下路桁（例として図 4.3.1）は、軌道を支持するスラブと、その両側でスラブを支持する主桁から成る構造である。スラブ上の荷重は橋軸直角方向に主桁に伝達され、主桁は橋梁上の全ての荷重を主桁端部の支承を介して橋台に伝達する。したがって、梁構造である下路桁と面構造である橋台の接点は各主桁端の 1 点のみである。



図 4.3.1 下路桁の例

主桁にスラブ桁を用いた場合は、桁、橋台とも面構造であるため、荷重伝達は橋軸直角方向に一様に行われる。したがって、設計は桁、橋台、補強盛土の単位幅を切り出して図 4.3.2 の骨組モデルにより行えばよい。しかし、主桁に下路桁を用いた場合は、桁と橋台の接合方法や、断面力算出および応力度算出に用いる部材の有効幅について検討する必要がある。

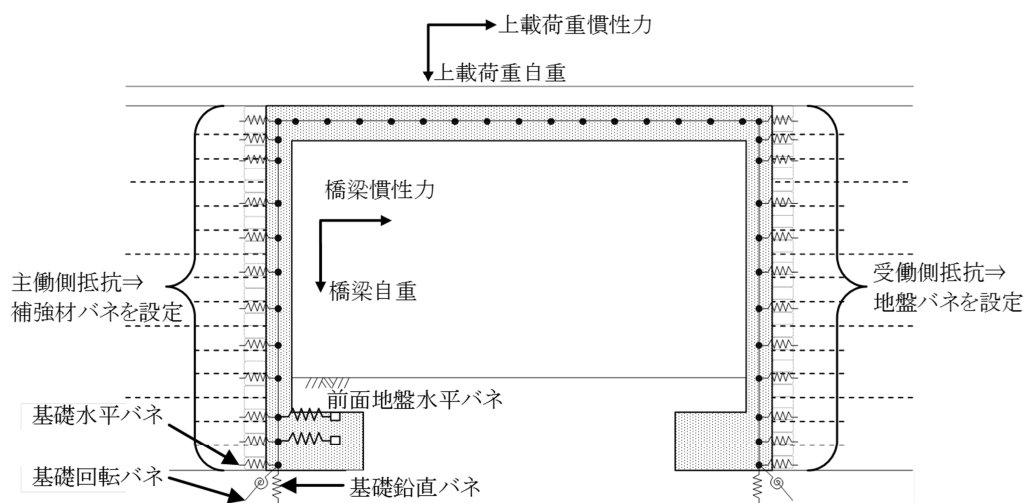


図 4.3.2 補強盛土一体橋梁の設計モデル

下路桁の場合は、支承により橋台に鉛直力のみを伝達すればよいが、補強盛土一体橋梁では桁端の曲げモーメント、せん断力、軸力を橋台に伝達する必要がある。下路桁は主桁の軸線が軌道面よりも上にあるために、桁端を橋台に埋め込んで接合することは不可能である。そこで、主桁がSRC構造であることを活用し、主桁内の鉄骨を下向きに延長して（この部分をアンカービームと称する）橋台に差し込んだ構造とした（図 4.1.3）。

アンカービーム方式は鋼桁とRC橋脚の接合方法として開発^{4.4,4.5)}されたもので、北陸新幹線境川橋梁^{4.13)}で実績がある（図 4.3.3）。

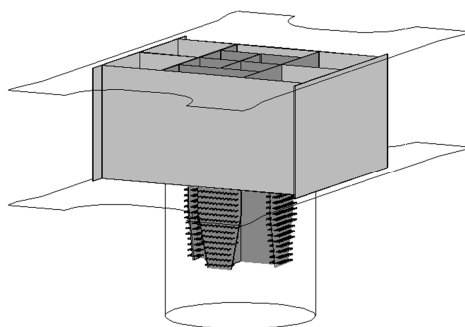


図 4.3.3 北陸新幹線境川橋梁

主桁と橋台の接合にアンカービームを用いているものの、主桁と橋台の接合部はコンクリートを一体に打ち込んで施工しているため、設計計算は次のように行うこととした。

- 1) 応答値（断面力）の算定に用いる骨組モデルの部材剛性は、主桁、橋台、中間橋脚とも全断面有効とする。
- 2) アンカービームは剛な構造であり、桁端や中間支点にはハンチを設けるため、隅角部には剛域を設定する。剛域の取り方はコンクリート標準解説図 14.13.6 による。
- 3) 主桁の断面応力度は全断面を有効として算出する。橋台の断面応力度はアンカービーム付近に応力が集中すると考えられるため、有限要素解析で検討した有効断面として算出する。

アンカービーム埋込み部の有効幅を算定するための有限要素解析は、図 4.3.4 に示す 1/4 断面モデルを用いて行った^{4.14)}。作用として、温度変化は鉄道構造物等設計標準・同解説、鋼とコンクリートの複合構造物（以下、複合標準）3.4.11 解説により、主桁の断面最小寸法が 70cm 以上なので $\pm 10^{\circ}\text{C}$ とし、さらにひび割れ検討用の値としてその 80% の $\pm 8^{\circ}\text{C}$ とした。乾燥収縮は、主桁と橋台の接合後の主桁の収縮分であるので、工程を考慮して 60μ (-6°C 相当) とした。

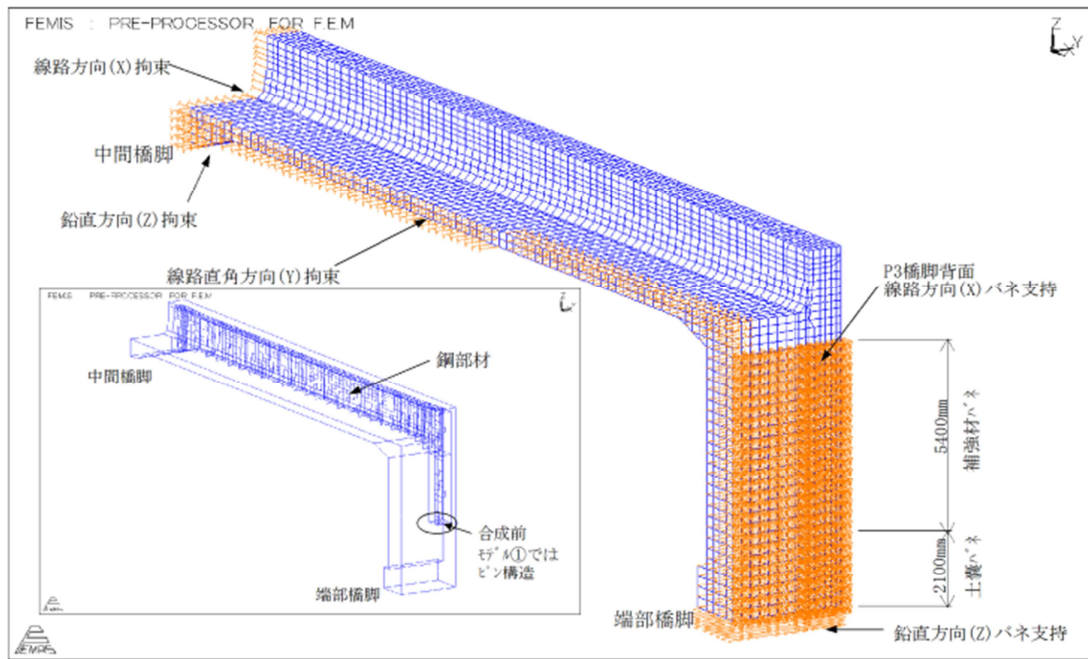
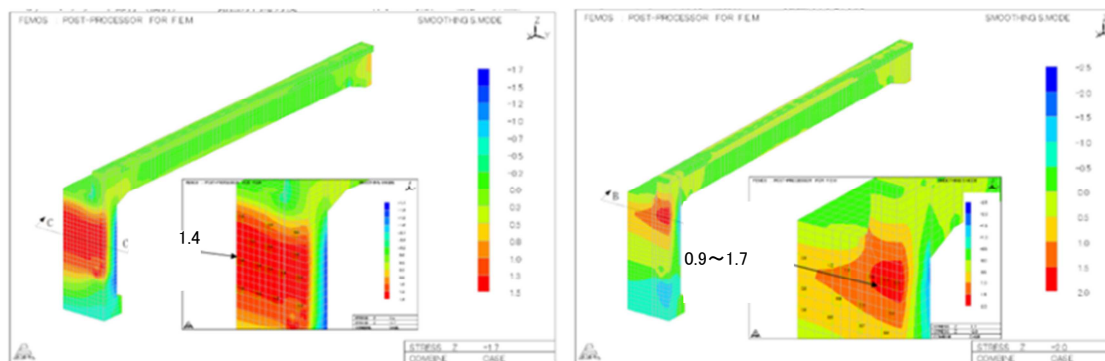


図 4.3.4 橋台部の解析モデル



(a)温度低下+乾燥収縮+変動作用時
(桁の軸変形が卓越する場合)

(b)温度上昇+乾燥収縮+変動作用時
(桁の曲げ変形が卓越する場合)

図 4.3.5 荷重ケースによる橋台部の応力分布の違い

図 4.3.5 に荷重ケースによる橋台部の応力分布の違いを示す。(a)図は温度低下+乾燥収縮+変動作用の荷重ケースであり、桁の軸変形（短縮）が卓越する場合を表している。この場合は、桁が橋台を引っ張って前面に傾斜させるため、橋台は全幅で抵抗している。(b)図は温度上昇+乾燥収縮+変動作用の荷重ケースであり、温度上昇と乾燥収縮の効果が相殺するために、桁の曲げ変形が卓越する場合を表している。この場合は、橋台はアンカービーム付近のみが抵抗している。

しかし、橋台の有効断面を荷重ケースに応じて使い分けることは煩雑であるため、安全側に、地震時以外の検討では(b)図により橋台の有効断面を設定することとした。また、地震時には桁の水平方向の動きに橋台が抵抗する形となるため、(a)図により橋台の全断面が有効であるものとした。

アンカービームからの応力の拡がりを検討すると、図 4.3.6 に示すように下方に 45° 程度で拡がってゆくが、設計では安全側の措置として拡がりを 30° とし、両主桁の有効幅が重なるまでの区間は、アンカービーム廻りのみの SRC 断面（断面幅＝主桁下端幅 1120mm），それ以下の区間は全断面有効の RC 断面（断面幅＝橋台全幅 6700mm）として設計することとした。また、アンカービームの下端は RC 断面区間に 1D（D はアンカービームの梁高）だけ埋め込むことにした（図 4.3.7）。

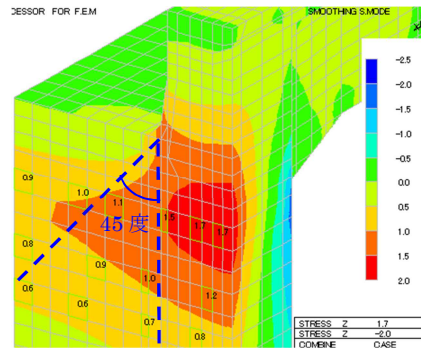


図 4.3.6 アンカービームからの応力の拡がり

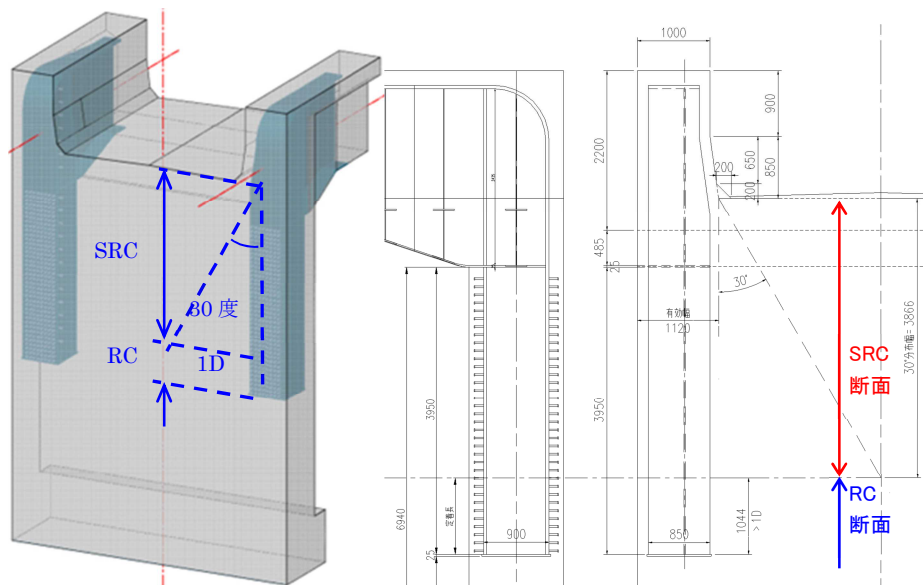


図 4.3.7 橋台の設計断面の設定

4.4 桁に作用する不静定力とその影響

設計段階において桁に作用する不静定力の影響を考察した。

4.4.1 応答値の算定

ハイベ沢橋梁の応答値の算定は、図 4.4.1 の骨組解析により行った。

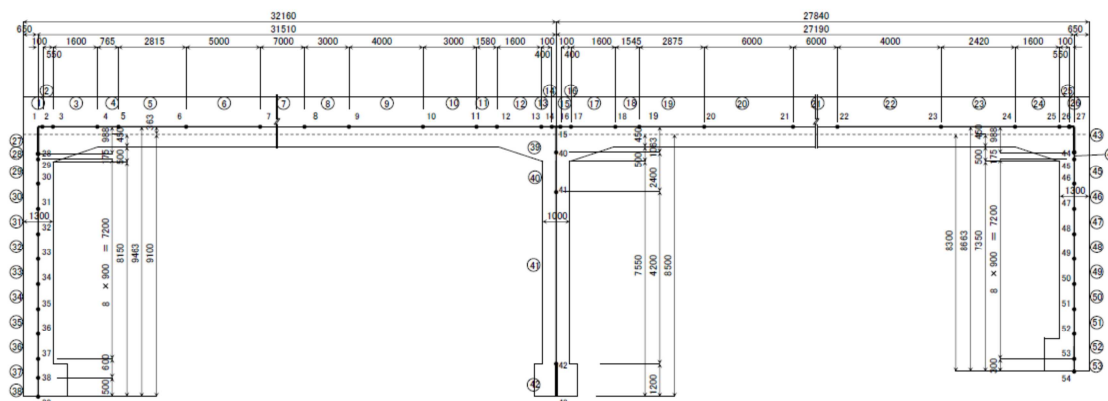


図 4.4.1 骨組解析モデル

(1)部材の剛性

桁、橋台とも全断面を有効とした断面剛性を用いた。桁および橋台のアンカービーム埋込み部は鉄骨の剛性をヤング係数比で換算した剛性を用いた。

(2)節点ばね

補強盛土の抵抗は、橋台壁に取り付くばねで表現した。

①主働側（壁が盛土から離れる方向に変位する場合）

4.2 における検討より、L2 地震時以外の設計（不静定力の算定）では、鉄道構造物等設計標準・同解説、土留め構造物（以下、土留め標準）9.3.4 解説に示されている、補強土橋台の設計用ばね値（式 解 9.3.1）を 1/2 倍した値を用いる。1/2 倍は、補強盛土端部の仮抑えに溶接金網を用いているため、補強材の巻き返しを行っていないこと（ $\alpha_3=1$ ）、および大変位での繰返し載荷時の剛性低下を安全側に考慮している。

$$K_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times K_{gt,0} = 37.50 K_{gt,0} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{解 9.3.1})$$

ここに、 α_1 ：補強材の伸縮領域に寄与する補正係数（ $1.5/0.4=3.75$ ）

α_2 ：セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数（=5）

α_3 ：補強材の巻き返しの効果を考慮した補正係数（=2）

$K_{gt,0}$ ：盛土補強材の気中のばね定数

したがって、 $K_{gt} = 18.75 K_{gt,0} \quad (\text{kN/m})$ とした。

等長補強材（30kN/m クラス） $K_{gt,0} = 200 \text{ kN/m/m}$

長尺補強材（60kN/m クラス） $K_{gt,0} = 500 \text{ kN/m/m}$

等長補強材 1 層当たり $K_{gt} = 18.75 \times 200 = 3750 \text{ kN/m}$

長尺補強材 1 層当たり $K_{gt} = 18.75 \times 500 = 9375 \text{ kN/m}$

②受働側（壁が盛土を押し方向に変位する場合）

土留標準付属資料 27「セメント改良補強土橋台の静的非線形解析による土質諸数値の検討」より、N 値 20 相当の砂質土として算出し、長期使用限界（不静定力の算定）では 1/2 の値とする。

$$\text{地盤の変形係数 } E_0 = 2500N = 2500 \times 20 = 50000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{土嚢の橋軸方向幅 } B=0.4\text{m より, } K_h = E_0/B = 50000/0.4 = 125000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 125000 \times 1/2 = 62500 \text{ kN/m}^3$$

設計においては、中学校線架道橋の設計時と同様に、橋台壁にばねを取付けないケースについても検討し、さらに中間橋脚の基礎ばねの変動の影響（1/1.3 倍）も考慮したケースについて応答値を算出した。

表 4.4.1 ハイペ沢橋梁の解析ケース

解析 Case	橋台壁 背面ばね	橋台壁背面ばね		中間橋脚基礎		作用 Case
		受働ばね	主働ばね	変動無し	変動 1/1.3	
1	無し	—	—	○	—	温度上昇, 降下
2		—	—	—	○	
3	有り①	○	—	○	—	温度上昇
4		○	—	—	○	
5	有り②	○	○	○	—	温度降下+ 乾燥収縮
6		○	○	—	○	

Case5, 6 では橋台壁の変位方向により、受働ばね（盛土側へ変位）または主働ばね（橋梁側へ変位）を使い分ける。

本論文では表 4.4.1 の解析ケースのうち、Case1, 2, 5, 6 を検討対象とする。

(3)作用と組合せ

桁のひび割れを検討するための永久作用として、固定死荷重、付加死荷重、雪荷重（2年確率積雪量）、ロングレール縦荷重、温度降下、乾燥収縮を考慮し、これらの組合せによる断面力、ひび割れ幅を検討対象とする。ロングレール縦荷重、温度変化、乾燥収縮の値は、鉄道構造物等設計標準・同解析、鋼とコンクリートの複合構造物、平成 10 年 7 月（以下、複合標準）にしたがって以下のようにした。

ロングレール縦荷重は桁とロングレールの伸縮差により生じる荷重で、複合標準 3.4.9 より 8kN/m とし、曲げモーメントの符号が温度降下、乾燥収縮と同じになる方向に作用させた。なお、ロングレール縦荷重は桁に作用する水平力であり、中学校線架道橋のように 1 径間の場合は設計断面であるスパン中央での曲げモーメントが 0 となる。したがって、中学校線架道橋では入力値としているが本研究の検討には用いていなかった。ハイペ沢橋梁は 2 径間連続構造のため、設計断面である中間支点到にロングレール縦荷重による曲げモーメントが発生する。

温度変化の値は、複合標準 3.4.11 解説より部材寸法の最小値が 700mm 以上であるので $\pm 10^{\circ}\text{C}$ とし、さらにひび割れの開閉を考慮して 80% に低減して $\pm 8^{\circ}\text{C}$ とした。

乾燥収縮の値は、複合標準 5.2.8 より 150μ とした。

4.4.2 桁に発生する断面力とひび割れ幅の考察

ハイペ沢橋梁は中学校線架道橋と異なり 2 径間連続構造であるため、荷重による断面力と桁短縮に起因する不静定力による断面力の関係について再度考察する。

図 4.4.2 は 2 径間連続インテグラル橋梁の桁における鉛直荷重による曲げモーメント分布と、桁短縮に起因する不静定力による曲げモーメント分布を模式的に示したものである。

鉛直荷重による曲げモーメントは、桁端で負曲げ、スパン中央で正曲げ、中間支点で負曲げである。一方、不静定力による曲げモーメントは、桁端で正曲げ、スパン中央では正曲げから負曲げに遷移、中間支点で負曲げである。桁短縮の原因となる乾燥収縮は時間経過とともに進行するので、荷重と不静定力の符号が反対となる桁端では時間経過に伴って負曲げモーメントが減少、不静定力が正曲げから負曲げに遷移するスパン中央では不静定力の影響は小さく、負曲げが重ね合わされる中間支点では時間経過に伴って負曲げモーメントが増加する。したがって、ハイペ沢橋梁のような 2 径間連続インテグラル橋梁では、中間支点の負曲げを対象として不静定力の影響を検討すればよい。

なお、ハイペ沢橋梁は SRC 構造であり、鉄骨から埋設型枠を吊り下げてコンクリートを打ち込んだため、コンクリートには自重が作用しない (SRC 構造の分類では活荷重合成)。したがってスパン中央では、コンクリートに作用する永久作用による曲げモーメントが小さいことと、埋設型枠を使用していることからひび割れが問題になることはないと判断し、検討の対象から外した。

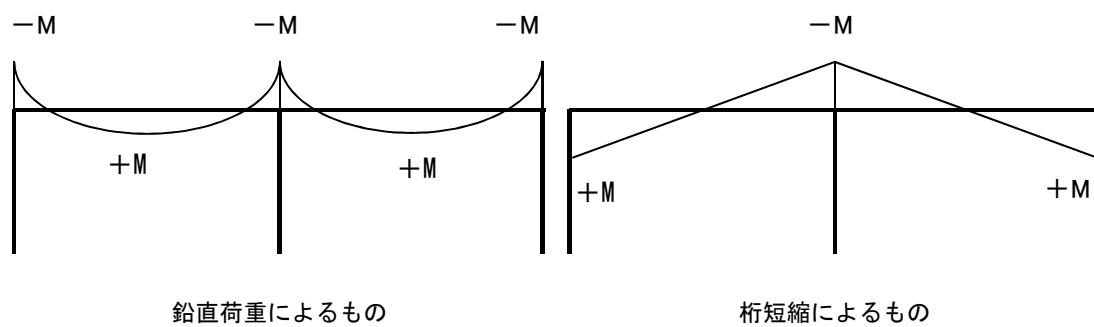


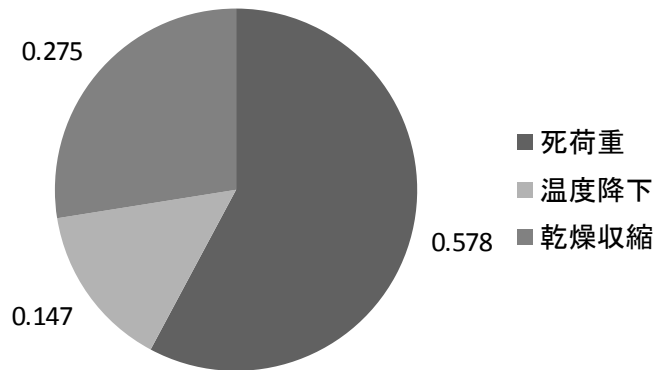
図 4.4.2 2 径間連続インテグラル橋梁の桁の曲げモーメント分布

表 4.4.2 に、解析 Case1, 2, 5, 6 において中間支点に発生する断面力とひび割れ幅の計算値を示す。なお、0.3mm を超えるひび割れ幅が計算されているが、コンクリートの施工順序と鉛直部材 (壁, 柱) と水平部材 (桁) の接合部に膨張コンクリートを用いることでひび割れの危険性は低減されると考えた。

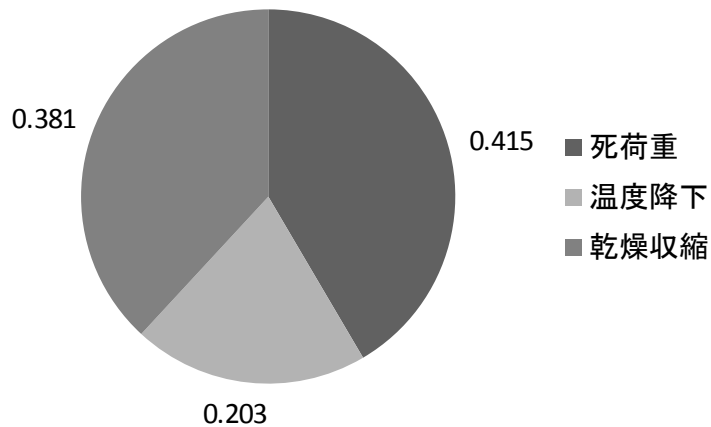
表 4.4.2 中間支点の断面力とひび割れ幅の計算値

作用 Case		Case 1 橋台壁ばね無 中間橋脚 ばね変動無	Case 2 橋台壁ばね無 中間橋脚 ばね変動有	Case 5 橋台壁ばね有 中間橋脚 ばね変動無	Case 6 橋台壁ばね有 中間橋脚 ばね変動有
固定死荷重	M (kN・m)	-203.90	-199.80	-198.10	-193.90
	N (kN)	-17.00	-17.30	-28.80	-29.40
付加死荷重	M (kN・m)	-2318.00	-2281.80	-2250.70	-2213.40
	N (kN)	-193.30	-195.90	-327.10	-331.90
雪荷重	M (kN・m)	-305.30	-300.50	-296.40	-291.50
	N (kN)	-25.50	-25.80	-43.10	-43.70
ロング縦荷重	M (kN・m)	-521.04	-515.84	-133.92	-130.08
	N (kN)	-36.88	-34.08	54.40	55.68
温度降下	M (kN・m)	-850.00	-843.92	-1410.40	-1401.36
	N (kN)	206.24	205.84	1472.24	1470.08
乾燥収縮	M (kN・m)	-1593.80	-1582.30	-2644.50	-2627.60
	N (kN)	386.60	386.00	2760.50	2756.40
永久作用合計	M (kN・m)	-5792.04	-5724.16	-6934.02	-6857.84
	N (kN)	320.16	318.76	3888.14	3877.16
鉄筋応力度	σ_{se} (N/mm ²)	92.0	90.9	150.1	148.8
ひび割れ幅	w (mm)	0.322	0.320	0.438	0.435

中学校線架道橋と同様に、永久作用時の曲げモーメントの内訳を図 4.4.3 に示す。ハイペ
 沢橋梁では桁にコンクリート自重が作用しない施工方法（活荷重合成）を採用したため、
 永久作用時曲げモーメントに占める温度降下、乾燥収縮による不静定力の割合が大きい。
 橋台が補強盛土の拘束を受ける **Case5** では、永久作用時の曲げモーメントの 1/2 以上が不
 静定力によるものである。不静定力の値は不確実性が高いため、桁と橋台壁、橋脚の接合
 部に膨張コンクリートを使用して不静定力の低減を図った。



(a) Case1



(b) Case5

図 4.4.3 永久作用合計曲げモーメントの内訳

ハイペ沢橋梁において不静定力の影響が大きくなる原因が、施工方法（活荷重合成）にあるのか、橋長が長くなったことにあるのかを検討するために、簡易なモデルによる検討を行った。

図 4.4.4 の 1 径間門型構造モデルに、鉛直荷重（下向き 100kN/m）および桁短縮（温度降下・15°C）を作用させ、桁長を 10~40m に変化させた際のスパン中央の曲げモーメントを算出した。橋台壁および桁の部材剛性は中学校線架道橋と同一とした。橋台壁の背面ばねは設けず、橋台壁の下端は固定支持とした。

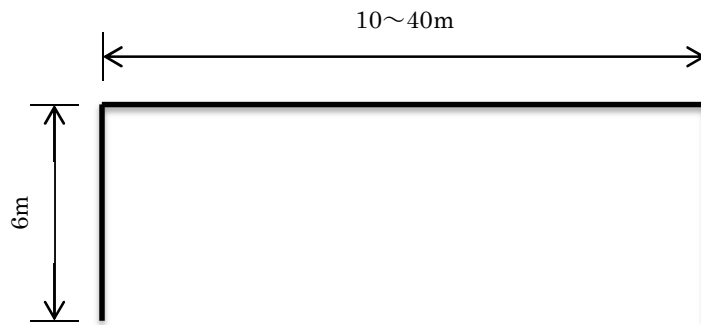


図 4.4.4 橋長の影響の検討モデル

図 4.4.5 に橋長とスパン中央の鉛直荷重と桁短縮による曲げモーメントの関係を示す。橋長が長くなると鉛直荷重による曲げモーメントは増加するが、桁短縮による曲げモーメントは一定である。すなわち、橋長が長くなるに従い不静定力の影響は小さくなる。したがって、ハイペ沢橋梁において不静定力の影響が大きいのは、施工方法のためである。

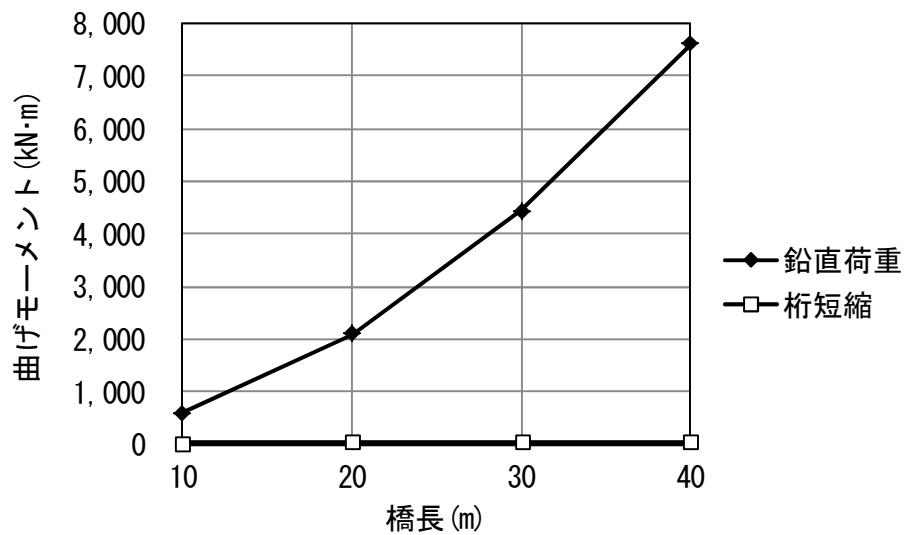


図 4.4.5 橋長とスパン中央の曲げモーメントの関係

4.4.3 桁端の変位の考察

4.2 の載荷実験より、橋台壁と補強盛土の境界部での変位が 12mm 程度以内であれば、繰返し載荷を受けても盛土補強材は損傷しないことが確認されている。したがって、設計では桁端の変位が 12mm 以内に収まっていることを照査した。なお、複合標準に従い安全性の検討では温度変化を-10℃、ロングレール縦荷重を 10kN/m とし、使用性の検討ではそれぞれ 80%に低減している。

表 4.4.3 は地震時以外の限界状態における桁端変位量であるが、各ケースとも 12mm 以内に収まることを確認した。

表 4.4.3 地震時以外の桁端変位量

限界状態	安全性 (列車荷重最大)		安全性 (制動荷重最大)		安全性 (LR 縦荷重最大)		使用性	
	起点方	終点方	起点方	終点方	起点方	終点方	起点方	終点方
変位量 (mm)	9.15	7.58	8.90	7.41	9.11	7.57	7.60	6.06

作用の組合せ

安全性 (列車荷重最大) 1.1D1+1.2D2+1.0SH-1.0T+1.1L+1.1I+1.0B+1.0LR+S10

安全性 (制動荷重最大) 1.1D1+1.2D2+1.0SH-1.0T+1.0L+1.1B+1.0LR+S10

安全性 (ロングレール縦荷重最大) 1.1D1+1.2D2+1.0SH-1.0T+1.0L+1.0I+1.0B+1.1LR+S10

使用性 D1+D2+0.8LR-0.8T+SH+S2

D1：固定死荷重，D2：付加死荷重，L：列車荷重，I：衝撃，B 制動荷重，LR ロングレール縦荷重，S10：雪荷重（10年確率），S2：雪荷重（2年確率），T 温度上昇，SH：乾燥収縮

4.5 現場計測による橋梁の挙動調査と検証

ハイペ沢橋梁において現場計測を行い、長スパン化された補強盛土一体橋梁の挙動を確認した(4.15,4.16,4.17)。最後に、試運転列車による桁のたわみ量を計測し、列車走行に問題が無いことを確認した。

4.5.1 計測項目

主な計測項目を表 4.5.1 に示す。また、計測器の配置を図 4.5.1 に示す。

計測期間は、2013年7月から、2016年2月までの期間である。

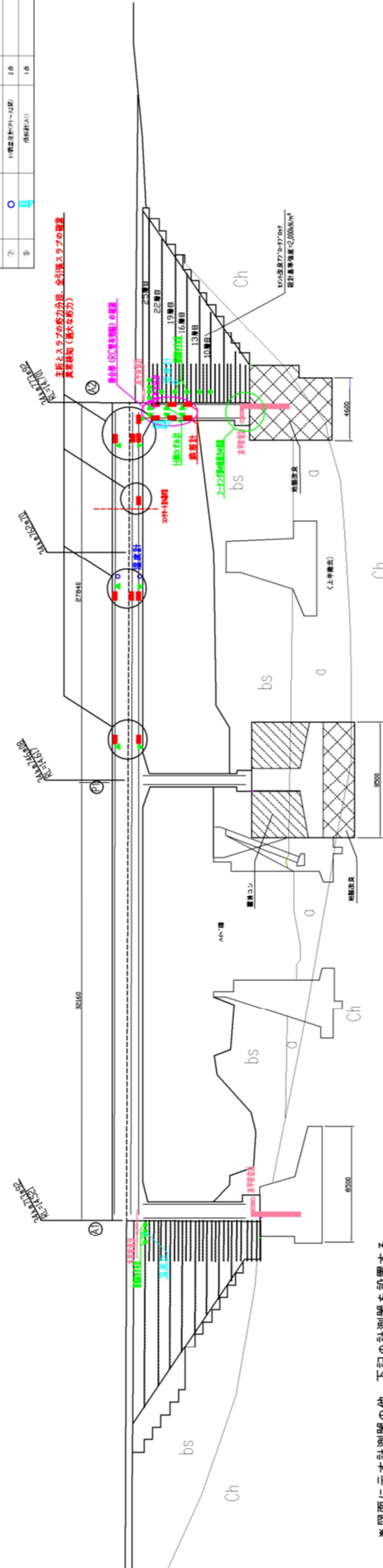
表 4.5.1 主な計測項目

計測項目	計測方法
外気温, コンクリート内部温度, 盛土内温度	温度計
補強盛土内の補強材のひずみ	ひずみゲージ
橋台壁に作用する土圧	土圧計
橋台壁および桁内の鉄骨, 鉄筋のひずみ	ひずみゲージ, 鉄筋計
補強盛土と橋梁の相対変位	変位計
橋台壁の傾斜	傾斜計

計測器数量表

器具名称	目数	計測器名	仕様	備考
①	●	コンクリートの圧力分取	1.6	
②	○	コンクリートの圧力分取	1.6	
③	□	コンクリートの圧力分取	1.6	
④	■	コンクリートの圧力分取	1.6	
⑤	▲	コンクリートの圧力分取	1.6	
⑥	△	コンクリートの圧力分取	1.6	
⑦	○	コンクリートの圧力分取	1.6	
⑧	○	コンクリートの圧力分取	1.6	

ハイベリ



* 図面に示す計測器の他、下記の計測器を設置する。
 ダミー用計測器 (補強材ひずみ計、鉄筋計)
 外気温計 (橋梁になるべく近い位置に設置の必要性あり)
 温度補正用温度計 (H鋼ひずみ計用、鉄筋計用)

図 4.5.1 ハイベリ橋梁の計測器配置

4.5.2 計測結果と考察

計測結果から橋梁設計に関する知見，補強土に関する知見が得られるが，ここでは主として橋梁設計に影響する項目について考察する。

(1)温度変化

図 4.5.2 に，外気温，H 鋼温度，鉄筋温度の経時変化を示す。

H 鋼温度は 2 径間目中央付近の桁上縁側，鉄筋温度は 2 径間目中央付近の桁下縁側の計測結果を表示している。

主桁コンクリートの施工前の夏季（2013 年 7～8 月）には直射日光の影響を受けて H 鋼の温度が上昇しているが，コンクリート施工後の H 鋼，鉄筋温度はおよそ 0～30℃の範囲で変動している。設計では温度変化として±8℃を考えているので，実測の温度変動幅は設計値よりもかなり大きい。

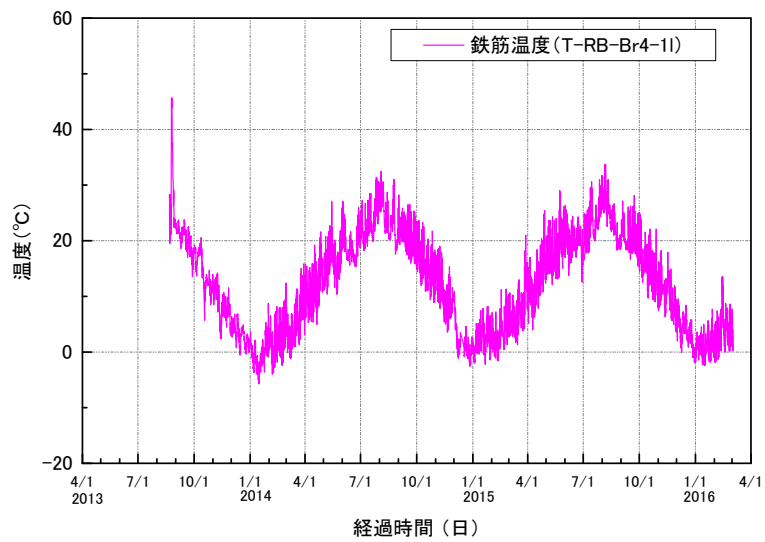
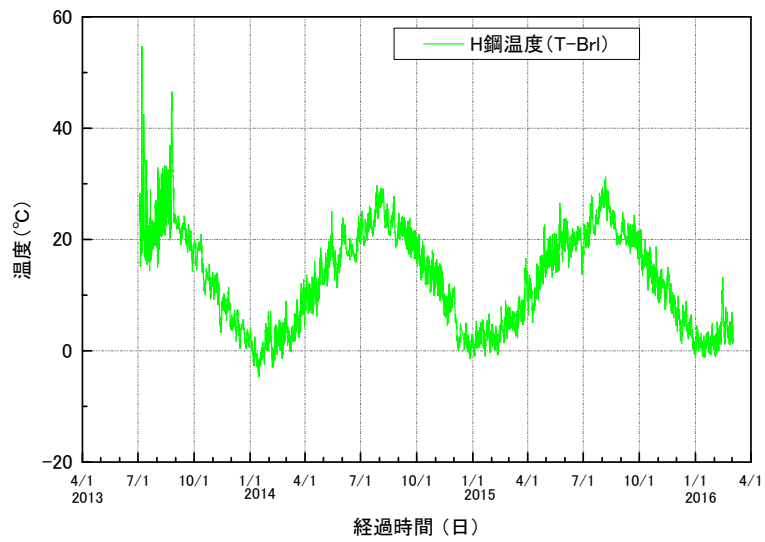
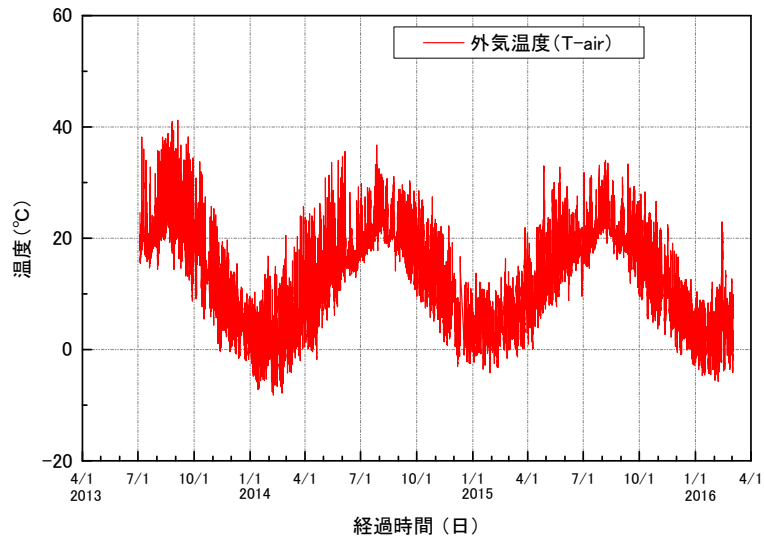


図 4.5.2 外気温，H 鋼温度，鉄筋温度の経時変化

(2)盛土補強材のひずみ

図 4.5.3 に終点方橋台 (A2) の盛土補強材のひずみの経時変化を示す。データの初期値は施工が概ね完成した 2012 年 11 月 1 日とした。G-1~G-6 は橋台下端から 10, 13, 16, 19, 22, 25 層目の長尺補強材のひずみであり, 25 層目については同一層内のひずみ分布も計測した。

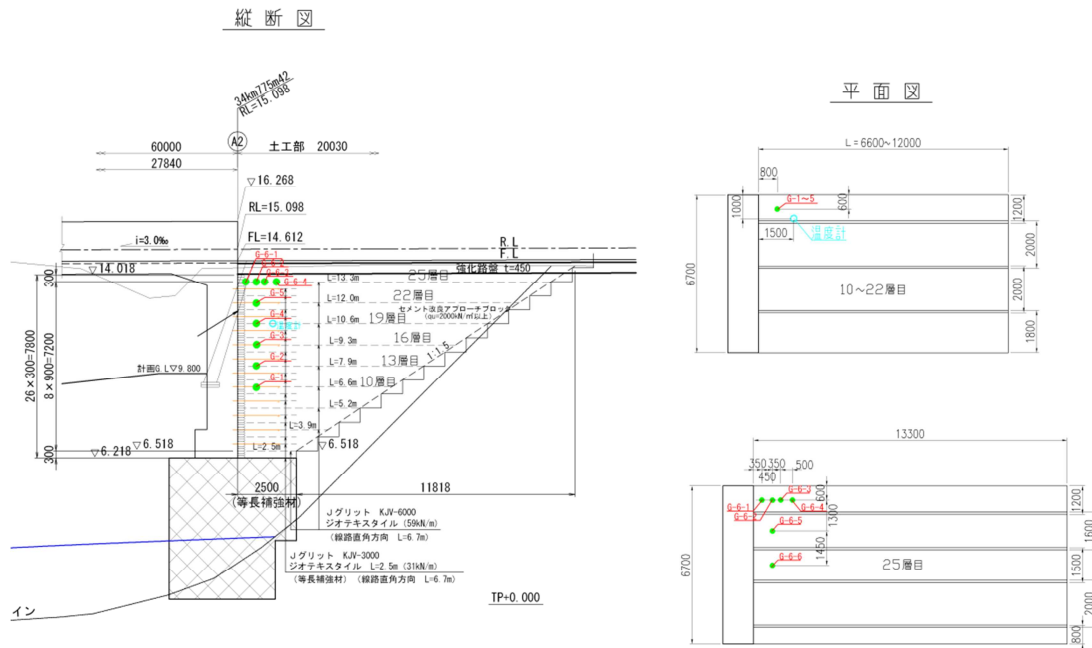
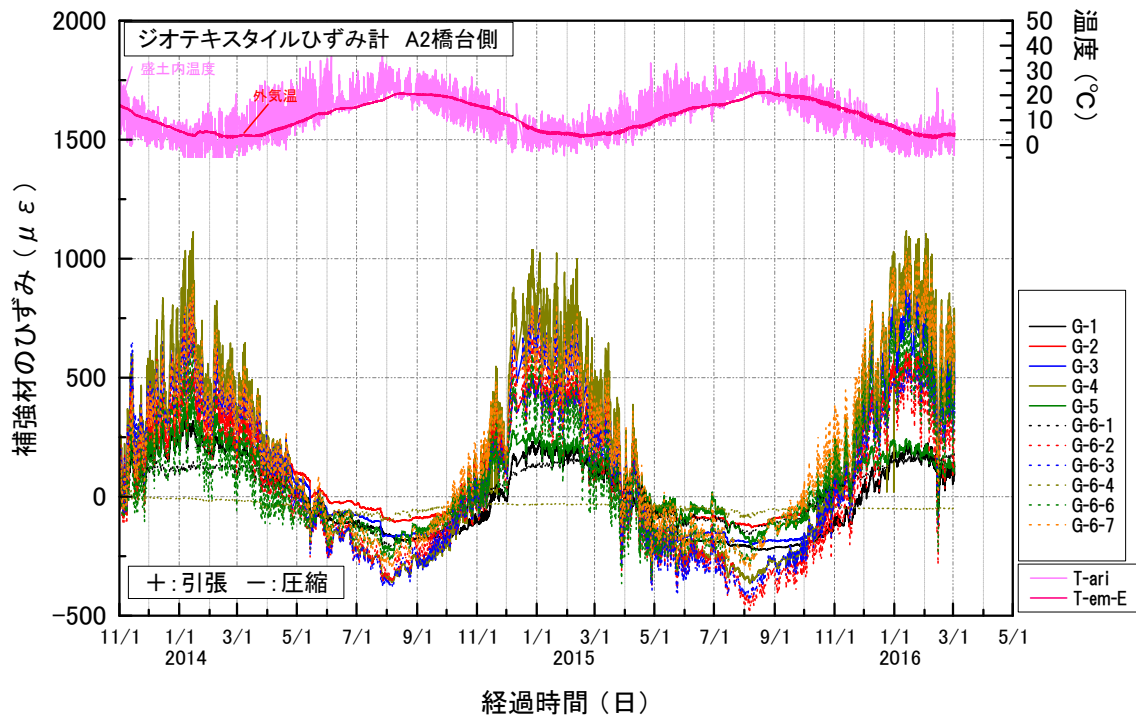


図 4.5.3 盛土補強材ひずみの経時変化 (A2 橋台)

中学校線架道橋と同様に、気温低下時には補強材に引張ひずみが生じている。また、ひずみの最大値は 1100μ 程度である。中学校線架道橋ではひずみの最大値が $7\sim 800\mu$ であったが、ハイペ沢橋梁では長スパン化に伴い、補強材ひずみも大きくなっている。

図 4.5.4 は、補強材ひずみがピークとなっている 2014 年 1 月、2016 年 2 月について盛土補強材ひずみの鉛直方向分布を示したものである。橋台下端から 19 層目(高さ 5700mm)で最大ひずみが生じている。22 層目(高さ 6600mm)のひずみが小さいのは補強材のストランド間のばらつきの影響、あるいは計測の不具合と思われるが、上部の層の補強材ほど引張力を受ける傾向が現れている。

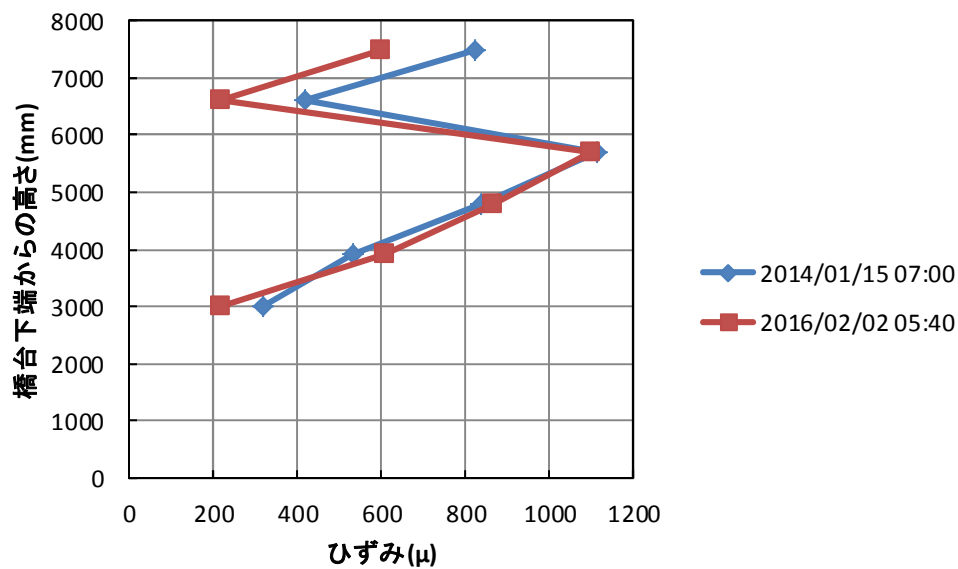


図 4.5.4 盛土補強材のひずみの鉛直方向分布

図 4.5.5 は 25 層目の補強材の橋軸方向のひずみ分布である。図に補強盛土端部の構造を重ねて示した。4.2 の載荷実験と同様に仮抑え用の溶接金網の終端からセメント改良礫土に入る間のセメント未改良部分でひずみが発生しており、この部分が自由長になっていることが確認できる。

また、図 4.5.6 は 25 層目の補強材の橋軸直角方向のひずみ分布である。補強材の引張ひずみは概ね均等に発生しており、4.3 の有限要素解析の桁長短縮時と同様に、橋台が全幅で橋梁側への引張力に抵抗していることが確認できる。

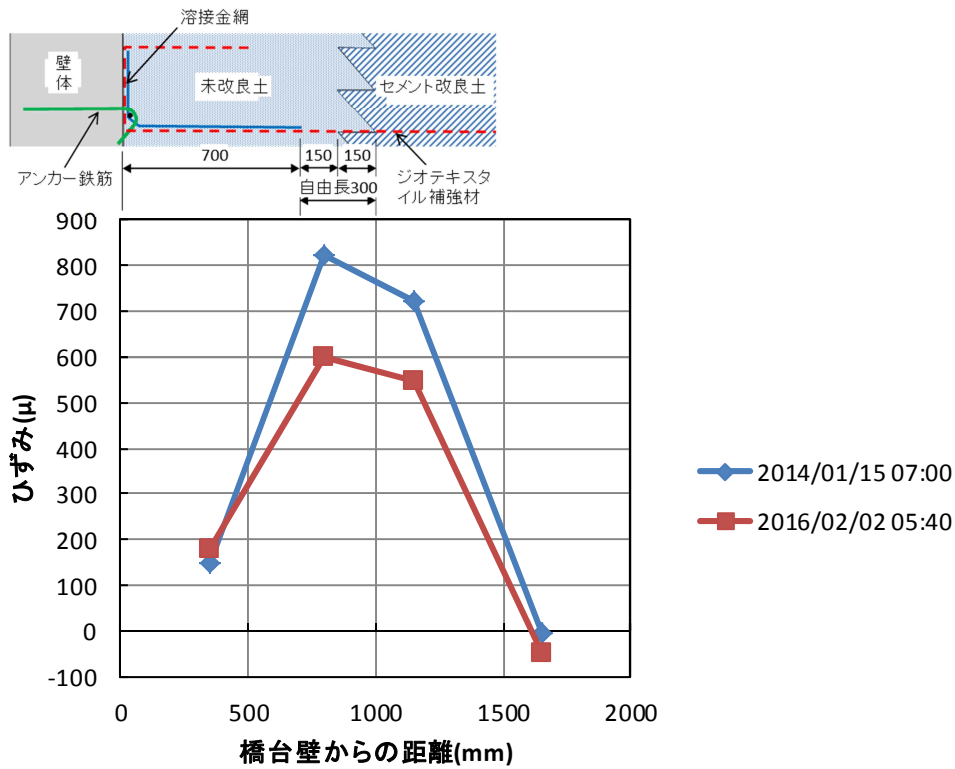


図 4.5.5 盛土補強材のひずみの橋軸方向分布 (25 層目長尺補強材)

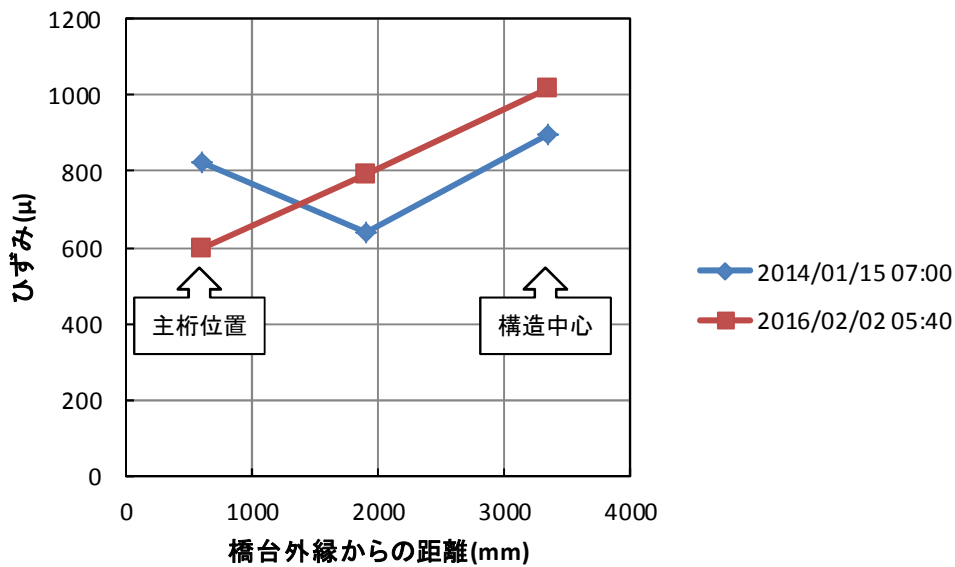


図 4.5.6 盛土補強材のひずみの橋軸直角方向分布 (25 層目長尺補強材)

(3)橋台壁の傾斜

図 4.5.7は橋台壁の傾斜の経時変化である。温度降下時に橋台壁は橋梁スパン側(前面側)に傾斜しており、図 4.5.4 で上層の補強材ほど引張ひずみが大きいことと一致している。

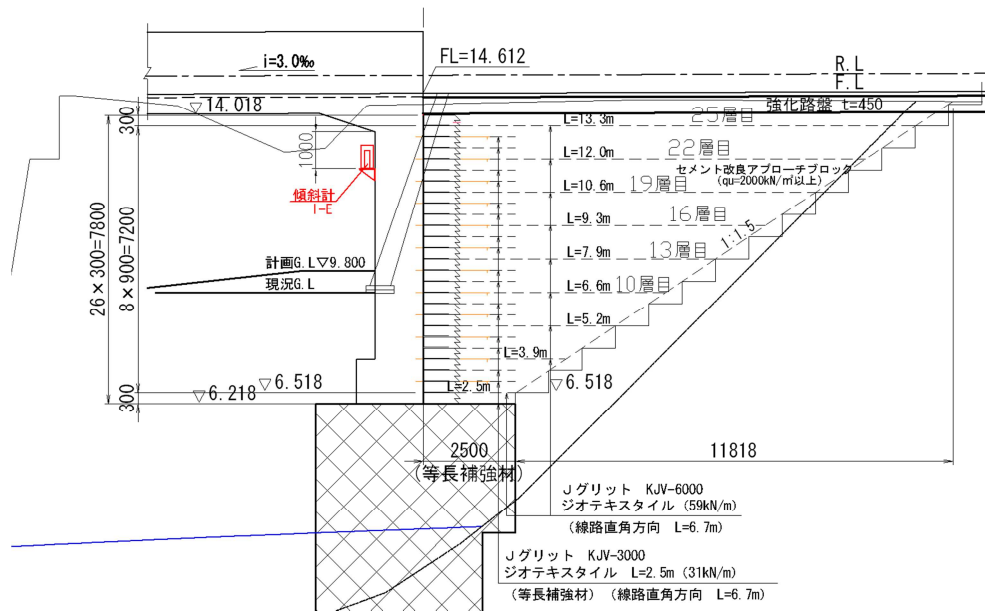
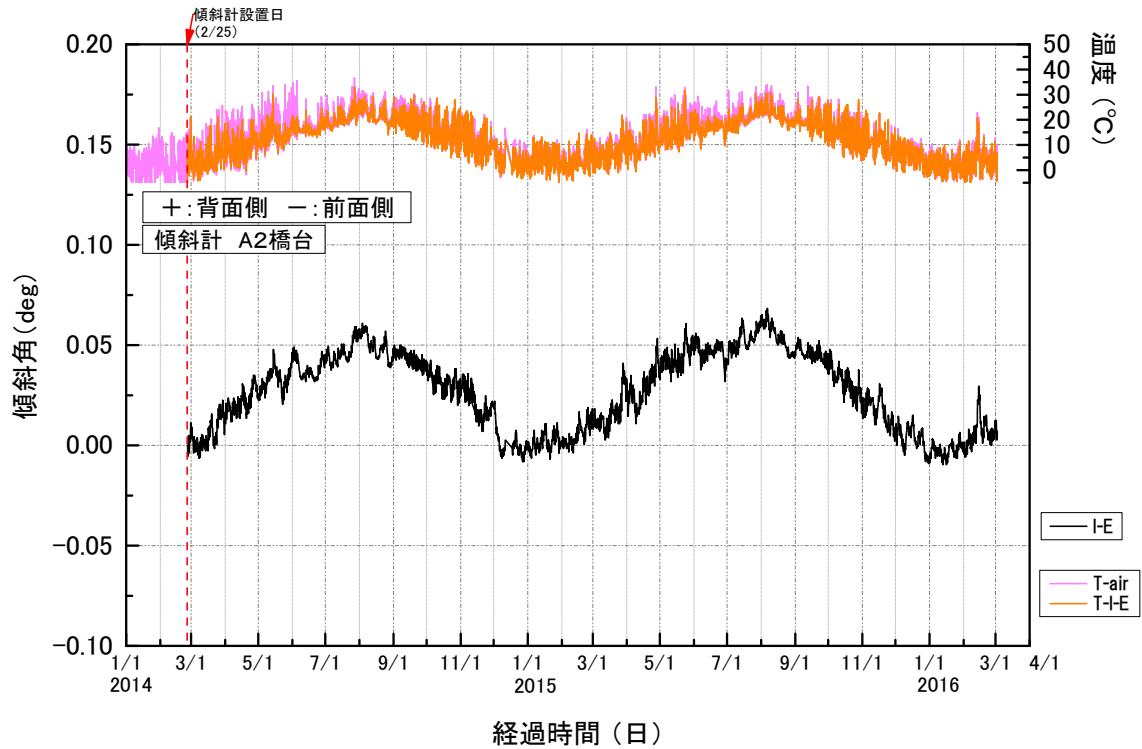


図 4.5.7 橋台壁の傾斜の経時変化

(4)橋台上部に作用する水平土圧

図 4.5.8 は橋台上部に作用する水平土圧の経時変化である。中学校線架道橋の計測と同様に今回も温度低下時（桁長短縮時）に土圧が増加する結果が得られており，その原因は不明である。

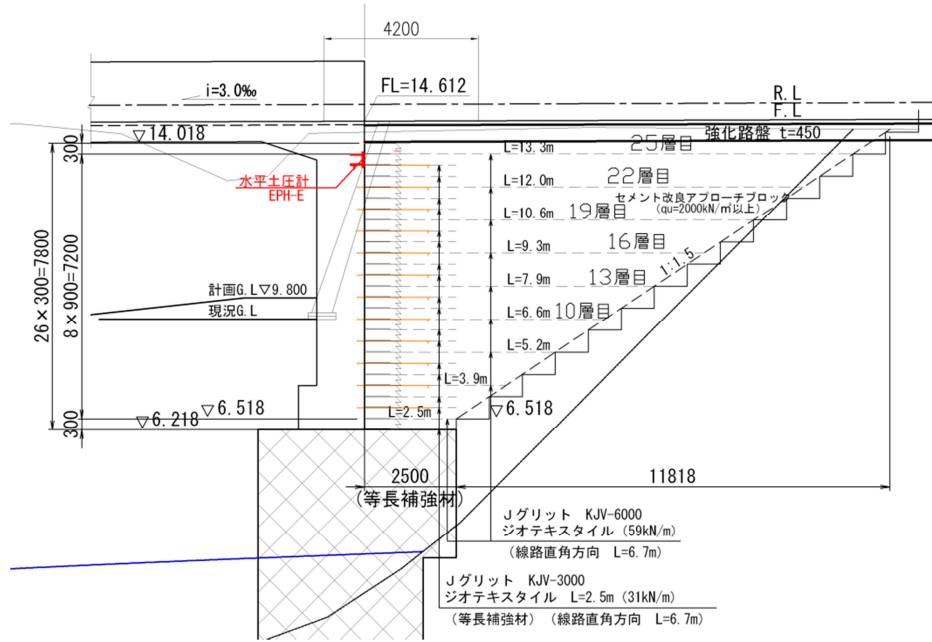
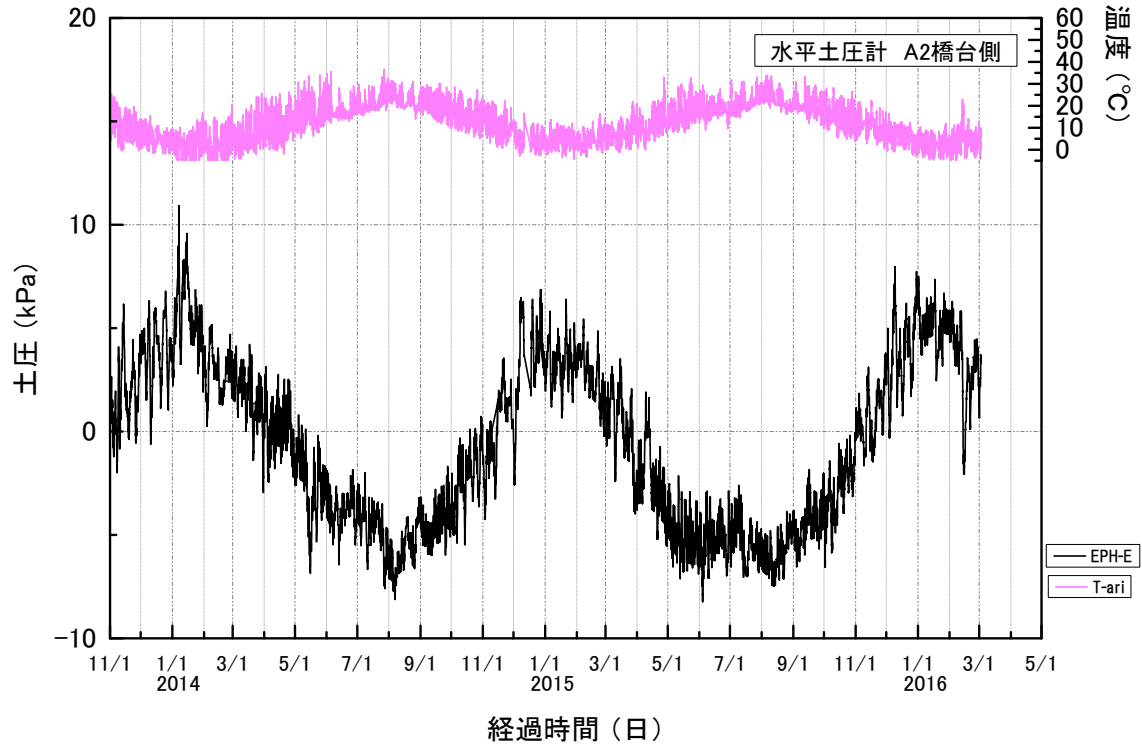


図 4.5.8 水平土圧の経時変化

(5)橋台壁内の鉄骨ひずみ

図 4.5.9 に橋台壁内の鉄骨（アンカービーム）のひずみの経時変化を示す。温度上昇時はアンカービームが橋台側に押されるので f 側（橋台前面側）のひずみが増加し、温度降下時にはアンカービームが橋梁側に引かれるので b 側（橋台背面側）のひずみが増加する傾向が確認できる。

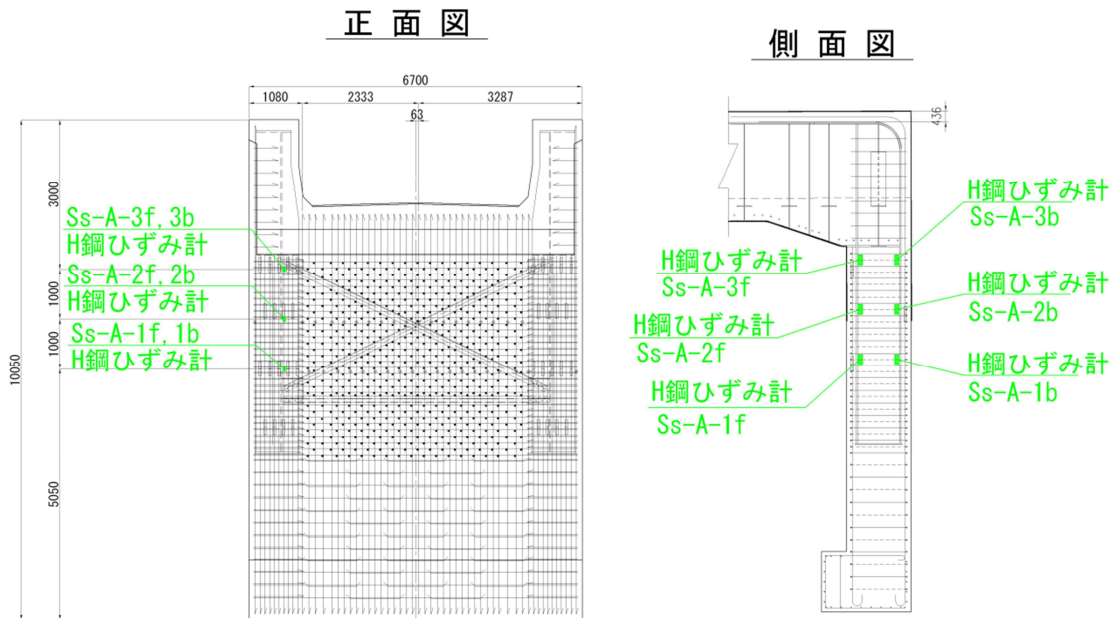
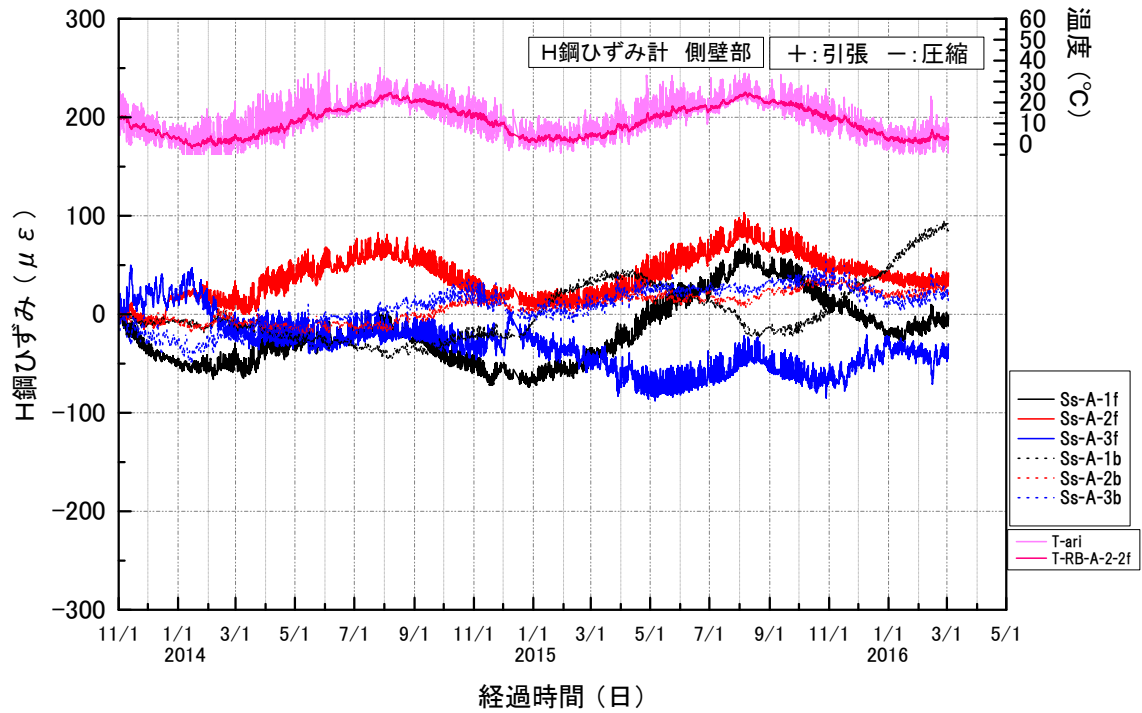


図 4.5.9 アンカービームのひずみの経時変化

(6)橋台壁内の鉄筋応力

図 4.5.10 にアンカービーム付近, 図 4.5.11 にアンカービームと構造中心の間, 図 4.5.12 に構造中心の橋台壁の鉛直鉄筋の応力の経時変化を示す。アンカービーム付近と構造中心で鉄筋応力の経時変化は大差なく, 4.3 の有限要素解析の桁長短縮時と同様に, 温度変化やコンクリートの収縮による桁の伸縮に対しては橋台が全幅で抵抗していると考えられる。

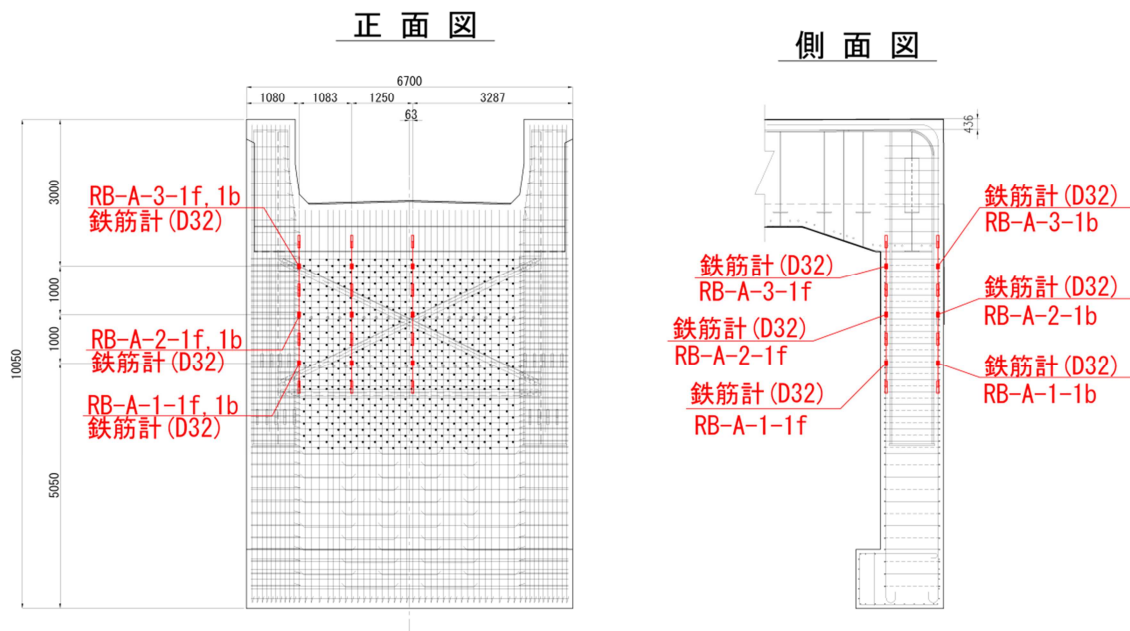
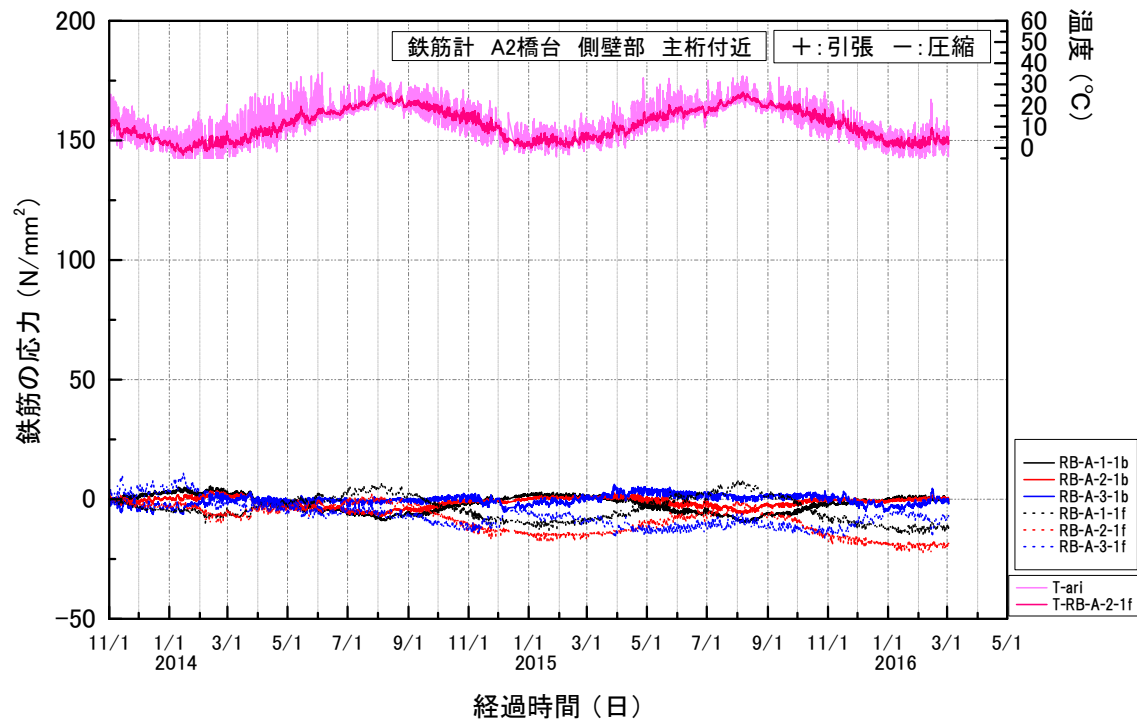


図 4.5.10 橋台壁鉛直鉄筋の応力の経時変化 (アンカービーム付近)

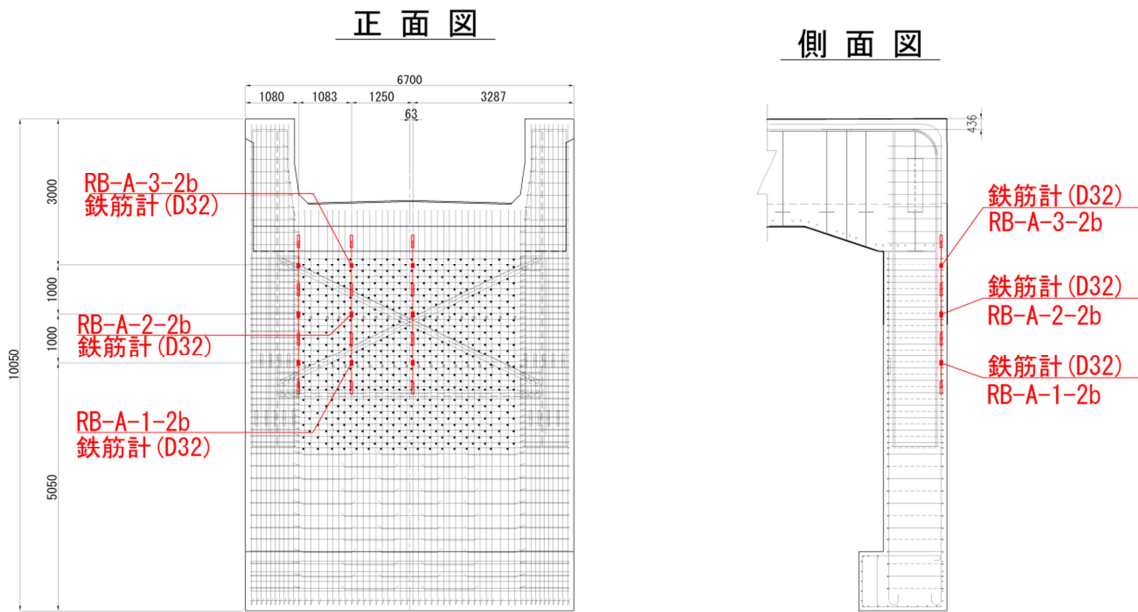
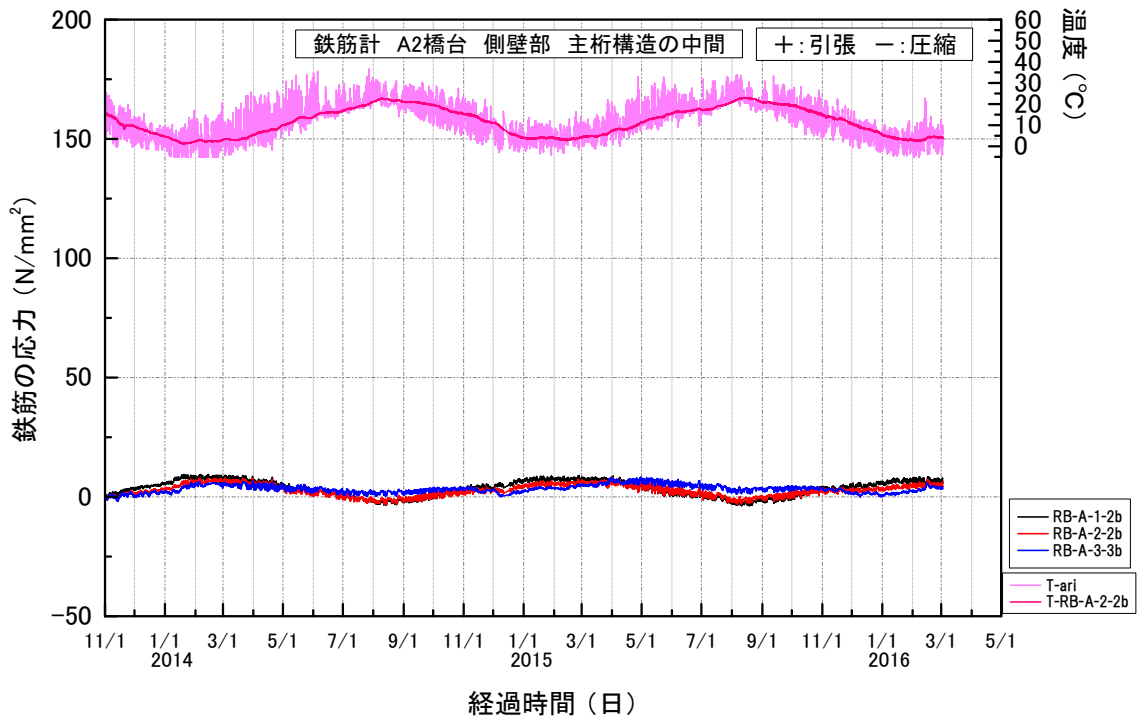
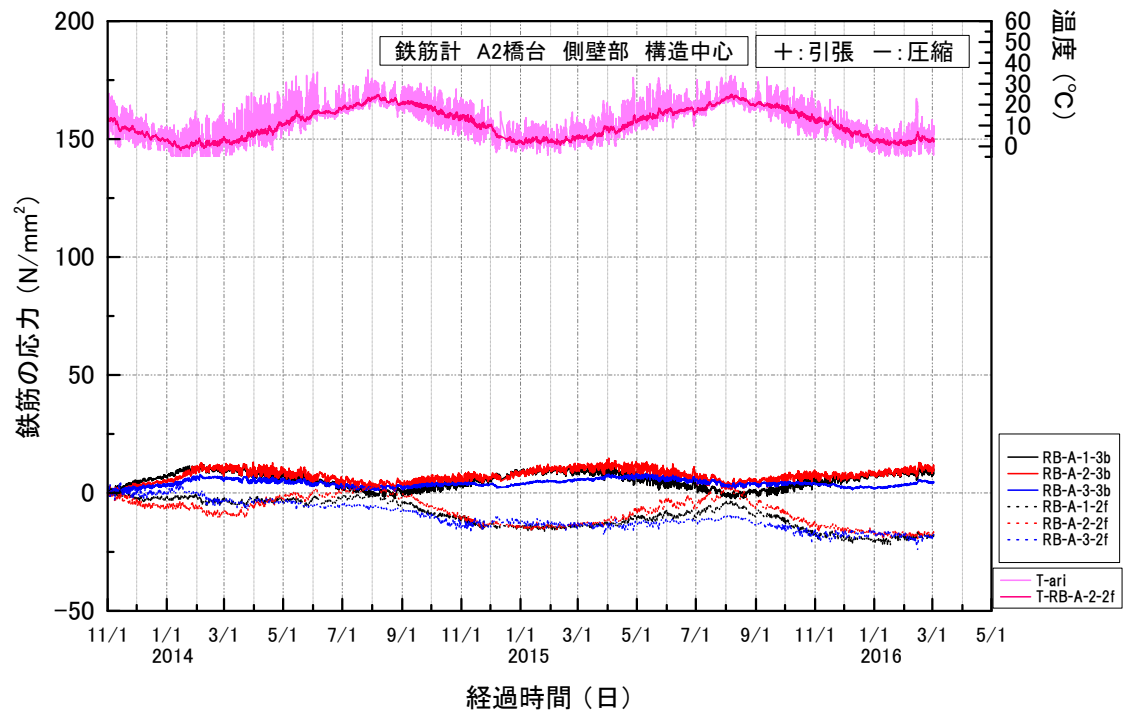
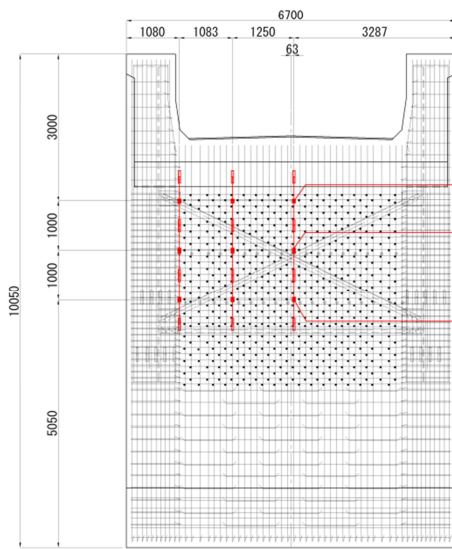


図 4.5.11 橋台壁鉛直鉄筋の応力の経時変化 (中間)



正面図



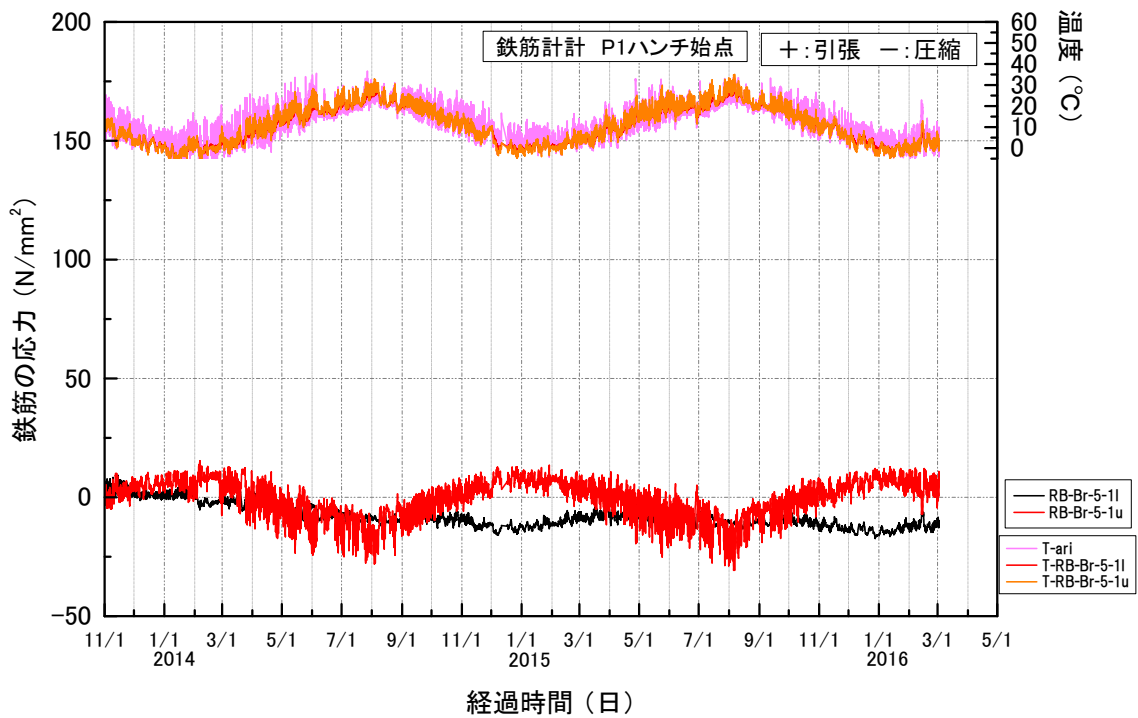
側面図



図 4.5.12 橋台壁鉛直鉄筋の応力の経時変化 (構造中心)

(7)主桁の鉄筋応力

設計において最もひび割れ幅が大きくなった中間支点付近について、図 4.5.13 に鉄筋応力の経時変化を示す。鉄筋応力は温度低下時に引張となることが確認できるが、その値は設計値 (150.1N/mm²) に比べて非常に小さい。これは主桁と橋台、橋脚の接合部付近に膨張コンクリートを使用した効果も表れていると考えられる。



P 1ハンチ始点

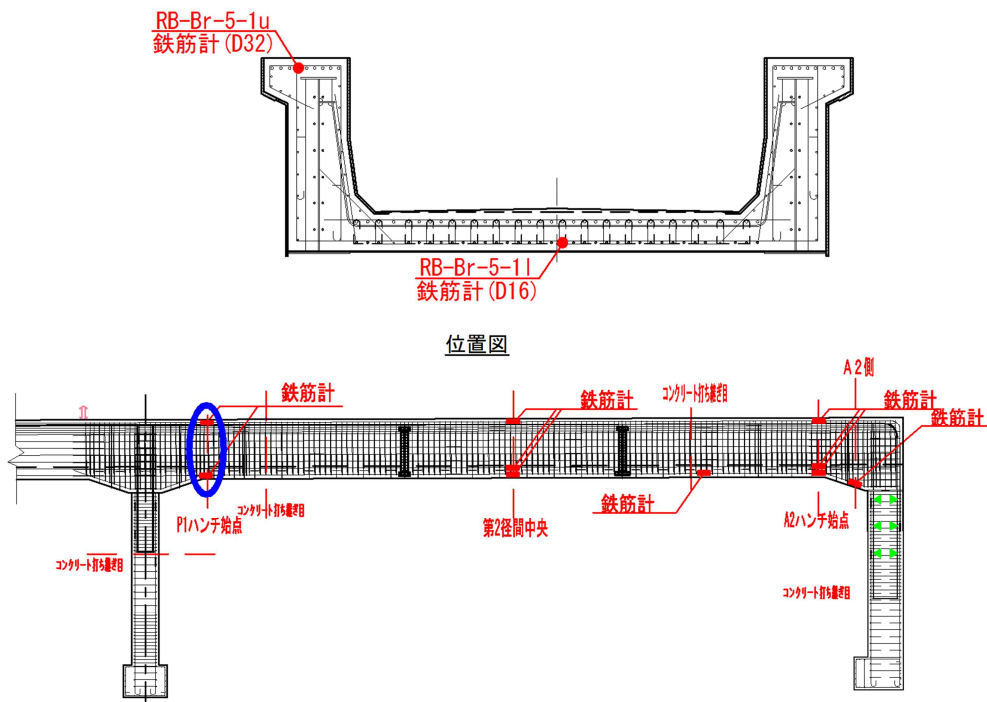
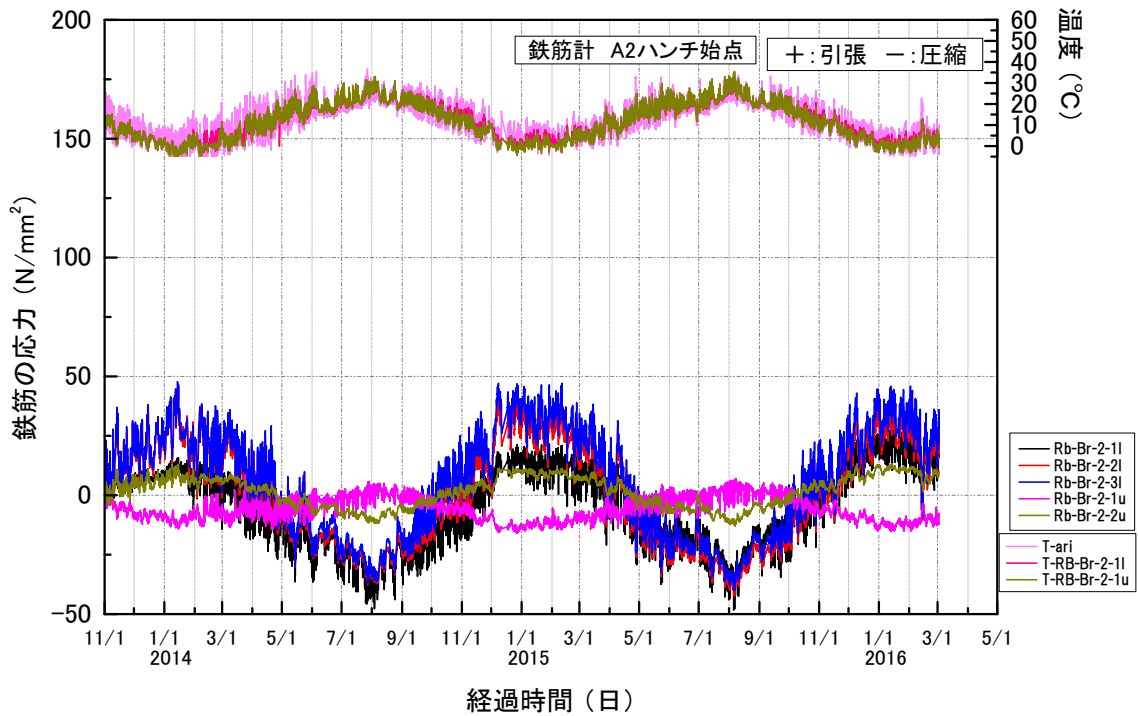


図 4.5.13 主桁中間支点付近の鉄筋応力の経時変化

主桁では中間支点付近よりも、図 4.5.14 に示す桁端付近下縁の方が大きな応力度が計測された。



A2ハンチ始点部

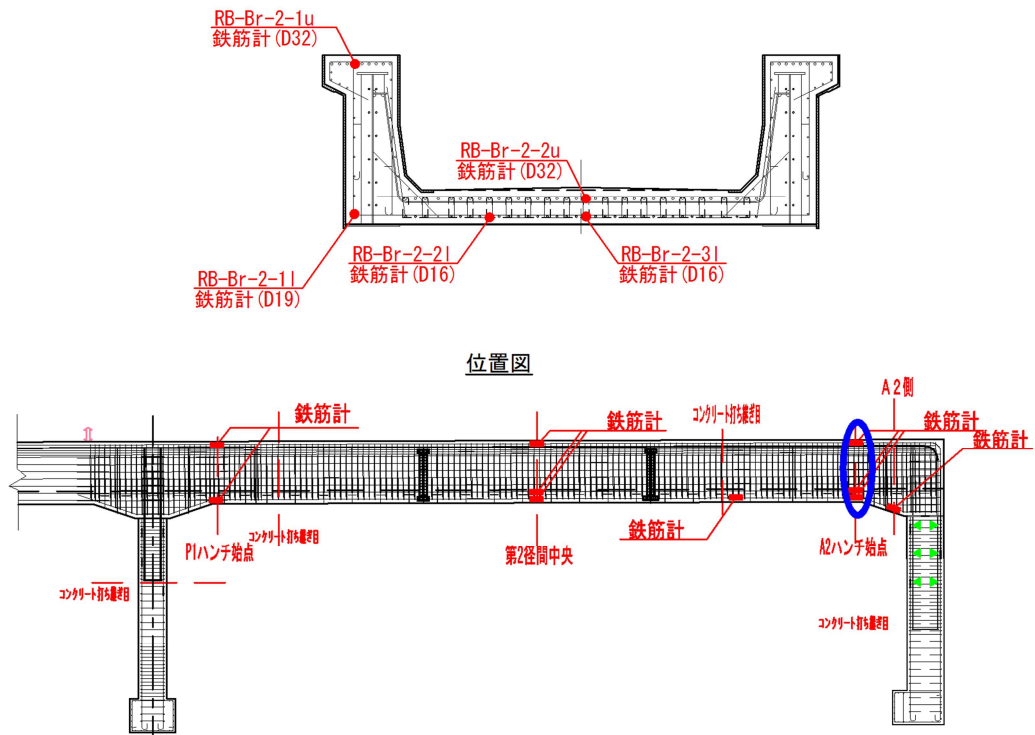
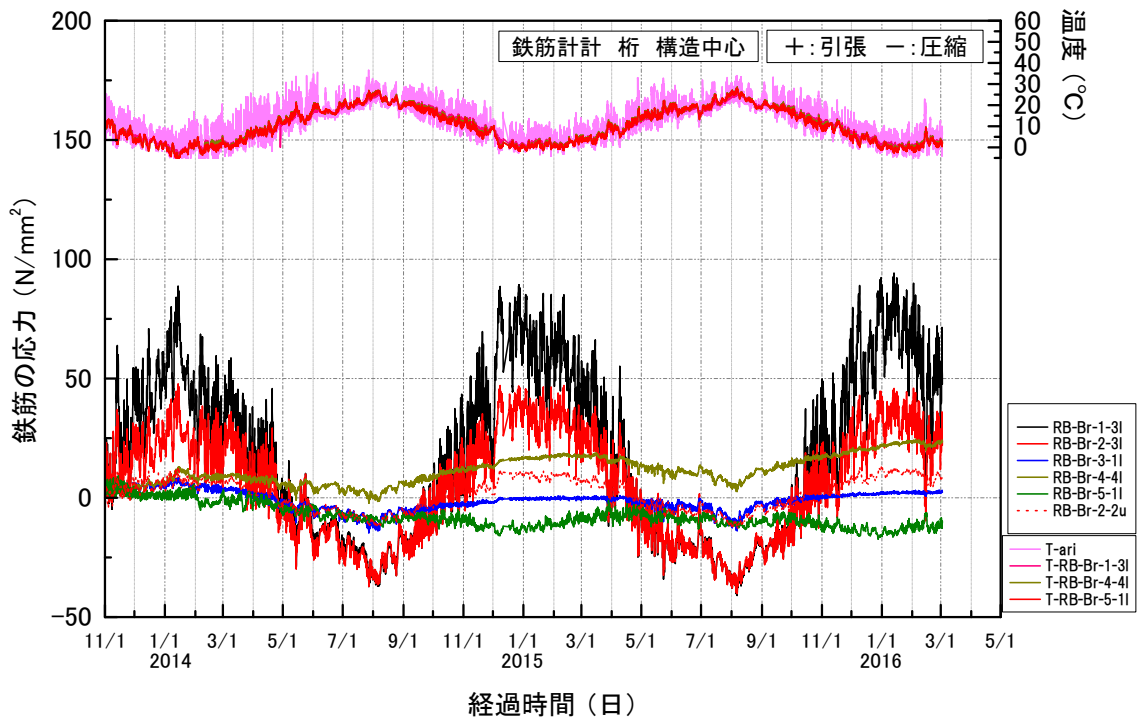
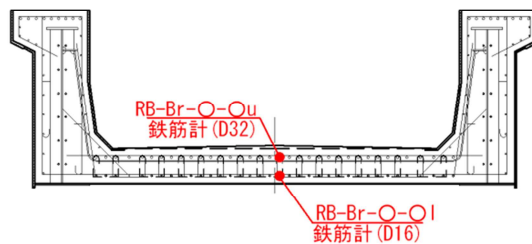


図 4.5.14 主桁端部付近の鉄筋応力の経時変化

また、図 4.5.15 は最も大きな引張応力度が計測された、スラブ中央部の鉄筋応力の経時変化である。桁端付近である RB-Br-1-3l, RB-Br-2-3l で温度低下時に大きな引張応力が発生している。温度低下時には桁端に正曲げの不静定力が発生するためと考えられる。ハイペ沢橋梁では桁下面に埋設型枠を使用したため、桁下縁側はひび割れ幅照査の対象としていないが、補強盛土一体橋梁の設計においては注意を要する箇所である。



断面図



縦断面図

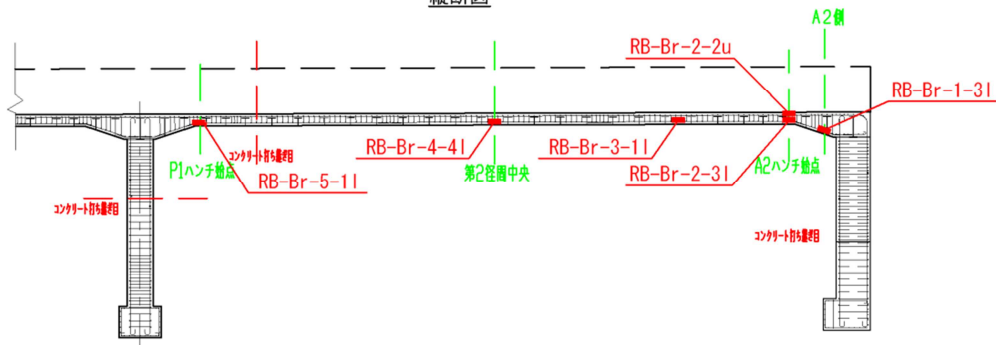
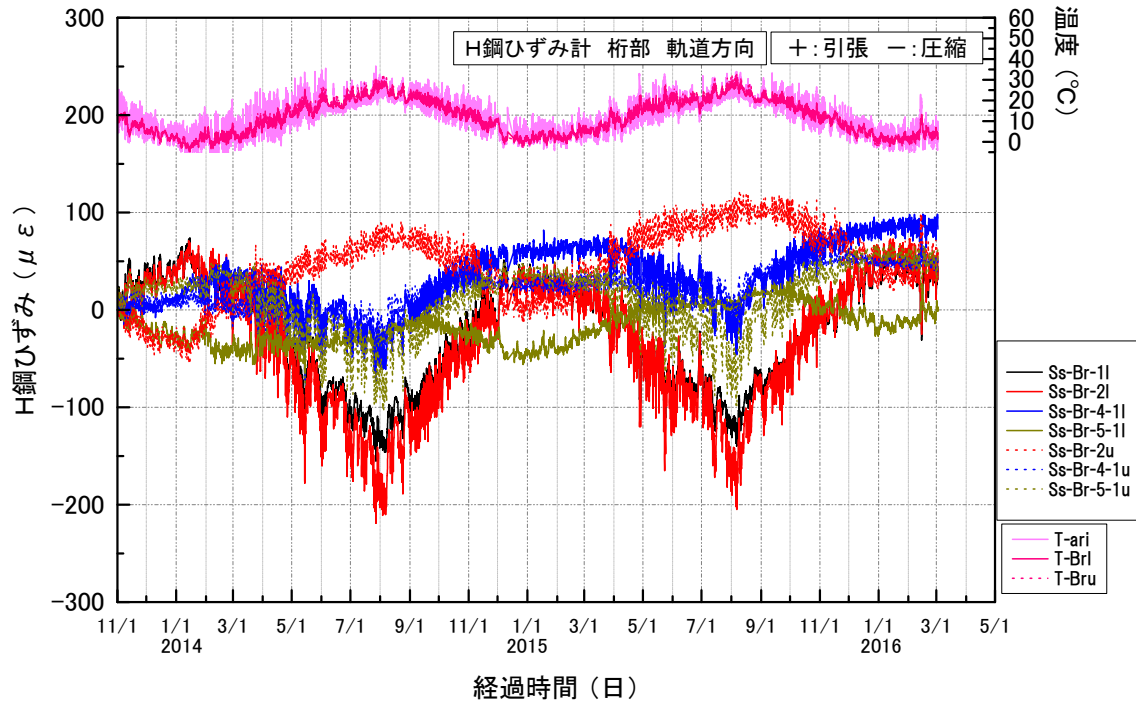


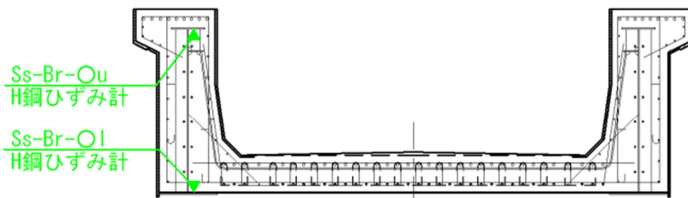
図 4.5.15 主桁（スラブ内）鉄筋応力度の経時変化

(8)鉄骨のひずみ

図 4.5.16 に主桁内鉄骨のひずみの経時変化を示す。温度上昇時には桁端に負曲げの不静定力が作用するために、桁端付近の上フランジ側 (Ss-Br-2u) のひずみが増加しているが、 100μ (応力で 20N/mm^2) 程度であり。値は小さい。



横断面図



縦断面図

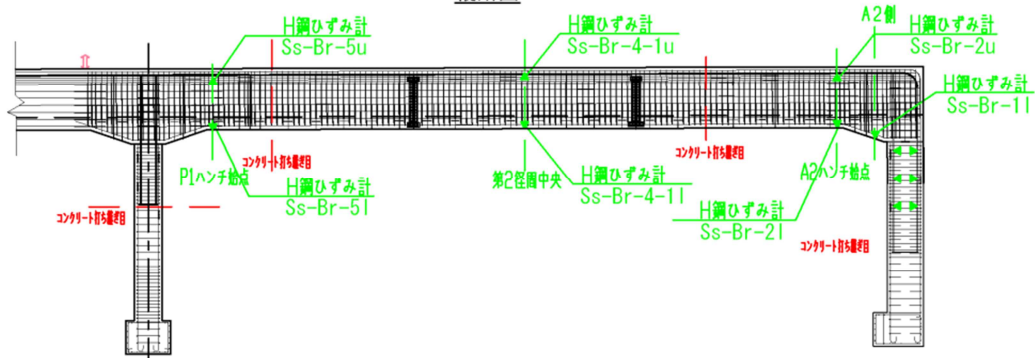


図 4.5.16 主桁内鉄骨のひずみの経時変化

(9) 桁端の水平変位

図 4.5.17 に起点方橋台 (A1), 図 4.5.18 に終点方橋台 (A2) での桁端水平変位 (桁端と補強盛土の相対変位) の経時変化を示す。起点方, 終点方の変位は概ね同値となっている。また, 基礎部の変位はなく, 橋台壁は基礎部を支点として回転 (傾斜) している。

使用時の変位の設計値は起点方 7.60mm, 終点方 6.06mm (温度降下 8°C, 乾燥収縮 150 μ) である。実測では夏季から冬季への温度降下量が 20°C 以上あるが変位は設計値よりやや小さかった。

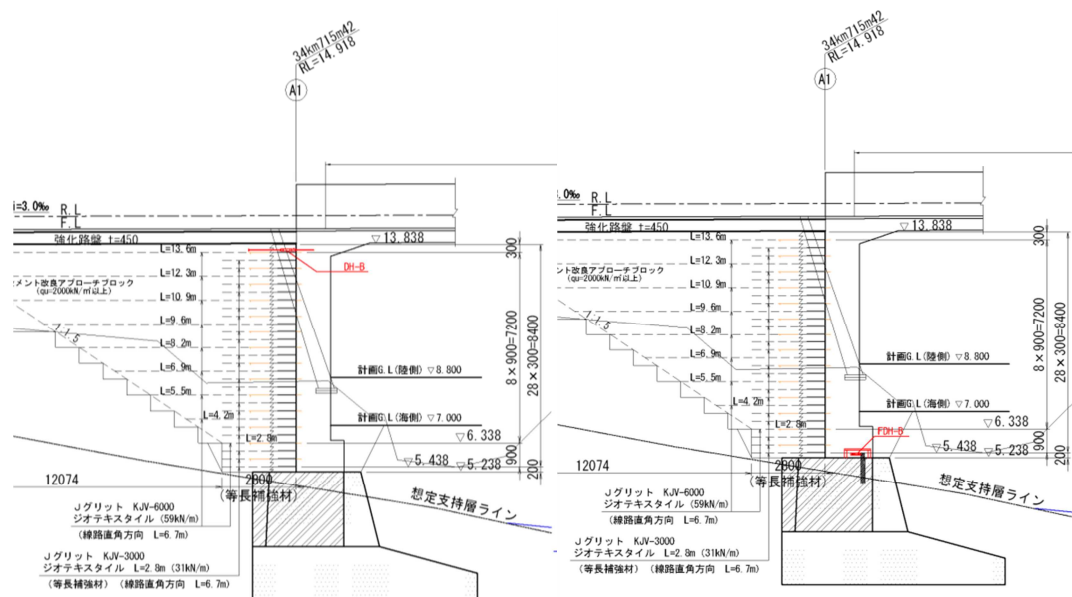
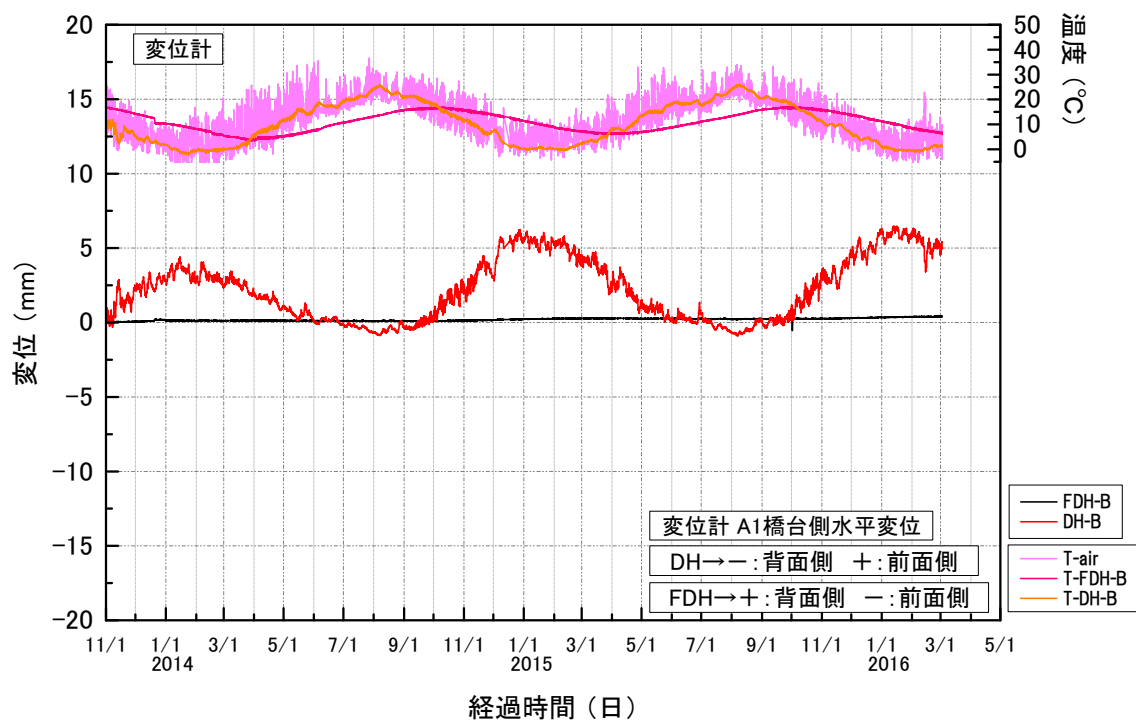
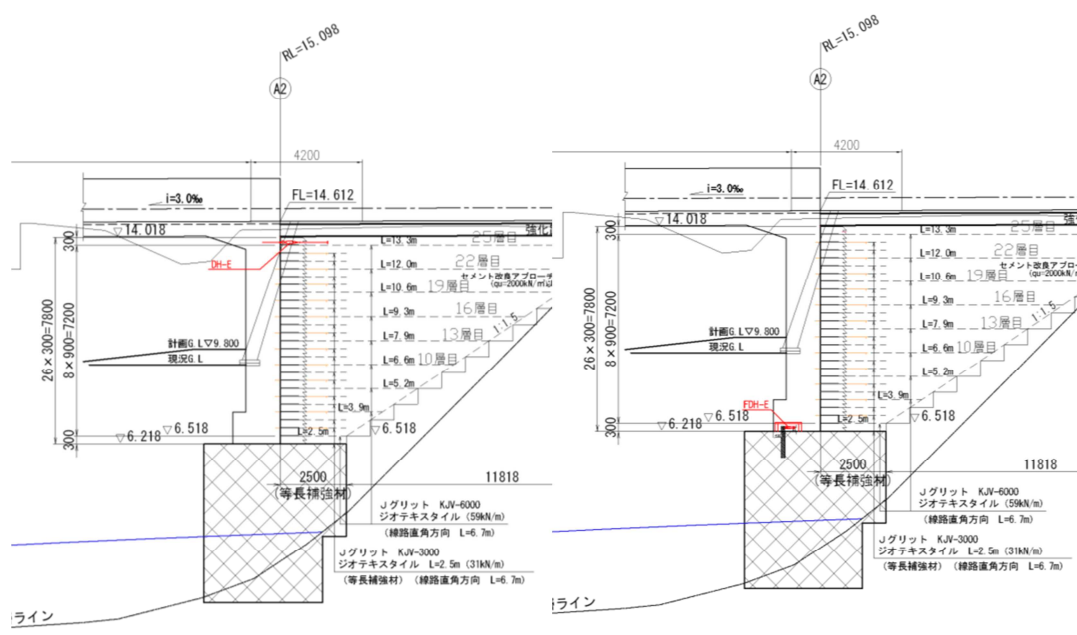
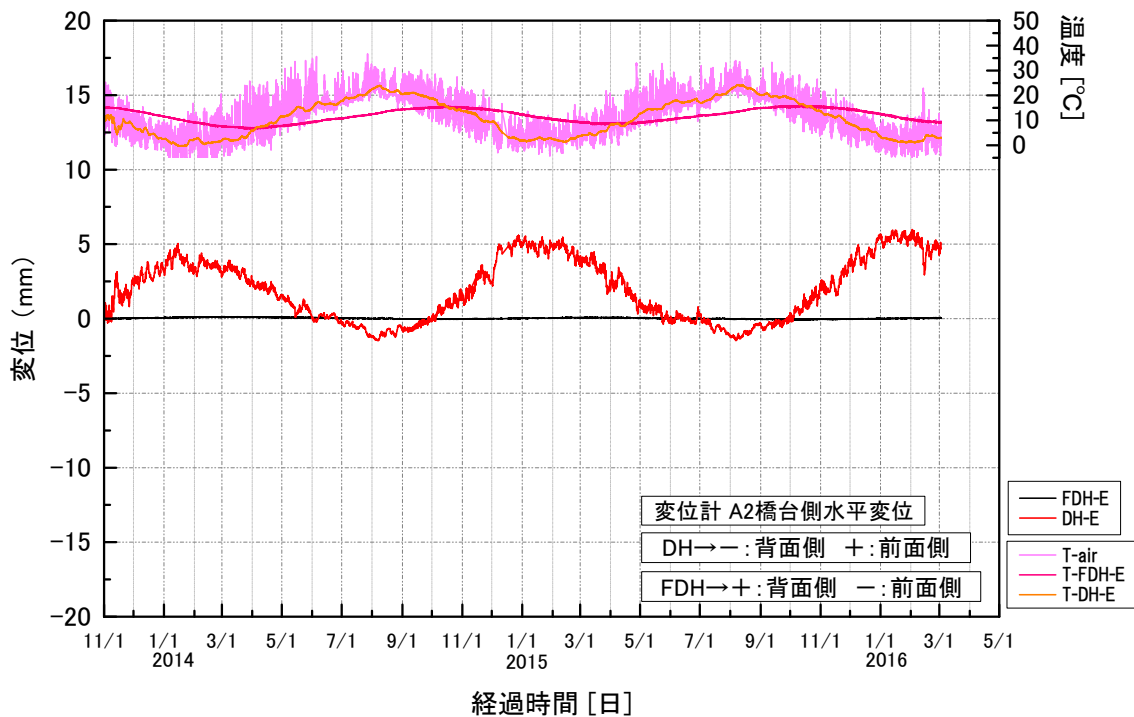


図 4.5.17 起点方橋台 (A1) の桁端水平変位の経時変化



起点方、終点方とも 2014 年 1 月の変位ピークから 2015 年 1 月変位ピークに最大変位が増加している。これはコンクリートの収縮の影響と考えられるが、起終点の合計で約 3mm であり、橋長 60m に対して 50μ である^{4.15)}。SRC 桁であるためコンクリートの収縮が鉄骨の拘束を受けることや、桁のコンクリートを分割施工とし、桁と橋台、橋脚の接合部付近には膨張コンクリートを用いた影響と考えられる。

4.3 に示した載荷実験の結果から、桁端の変位は 12mm まで安全であることを確認している。実測結果から変位が安全な範囲であることを確認できたが、上述のように温度変化範囲が設計より大きいものの、コンクリートの収縮による変位が設計より小さかったためであり、不静定力算定用の温度変化では桁端変位の算定には不十分であることを示している。今後は、変位を計算するための温度変化量は実際の気温変化の範囲を考慮する必要がある。

図 4.5.19 は桁端両側の相対変位を足したものを桁伸縮量と考え、桁伸縮量と桁の温度との関係を示したものである。図中の破線は線膨張係数 $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ で自由伸縮した場合を表している。

桁伸縮の傾きは 0mm を境に変化しており、橋台壁が温度降下時には補強盛土から離れ、温度上昇時には補強盛土を押し込む（膨張①'、②'）状況が明確に表れている。膨張①'では桁伸長時の剛性とその後の期間より高いが、収縮①'での桁短縮により引き延ばされた橋台壁のすぐ背面のセメント未改良部の砕石が再圧縮されるためと考えている。

その後の温度変化に対する桁伸縮は、線膨張係数に近い勾配で、安定して同一軌跡を辿っており、完成した補強盛土一体橋梁が安定して挙動していることを示している。

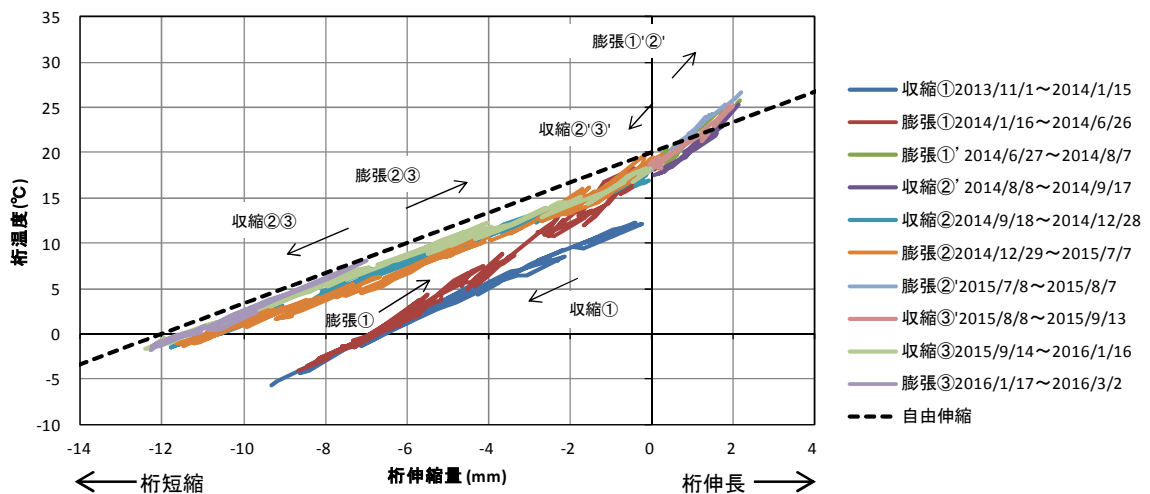


図 4.5.19 桁の温度と桁伸縮量の関係

(10)ひび割れ

ハイペ沢橋梁は海岸線近くにあるため、耐久性確保のために主桁下面、側面およびスラブ下面に埋設型枠を使用した。したがって、主桁下面およびスラブ下面にはひび割れが発生しない。設計は主桁の中間支点部上面での計算ひび割れ幅が 0.438mm であるが、実際にはひび割れは発生しなかった。これは桁端部および中間支点部の橋台、橋脚と主桁の剛結部に膨張コンクリートを使用した効果もあると考えられる。

橋梁本体のひび割れではないが、橋台壁と補強盛土側壁との境界部でコンクリートに亀裂が発生した（図 4.5.20）。この部分は構造的には連続していないが施工上、コンクリート

がつながってしまったため、橋梁の伸縮に対して明確な縁切りをする必要があることがわかった。

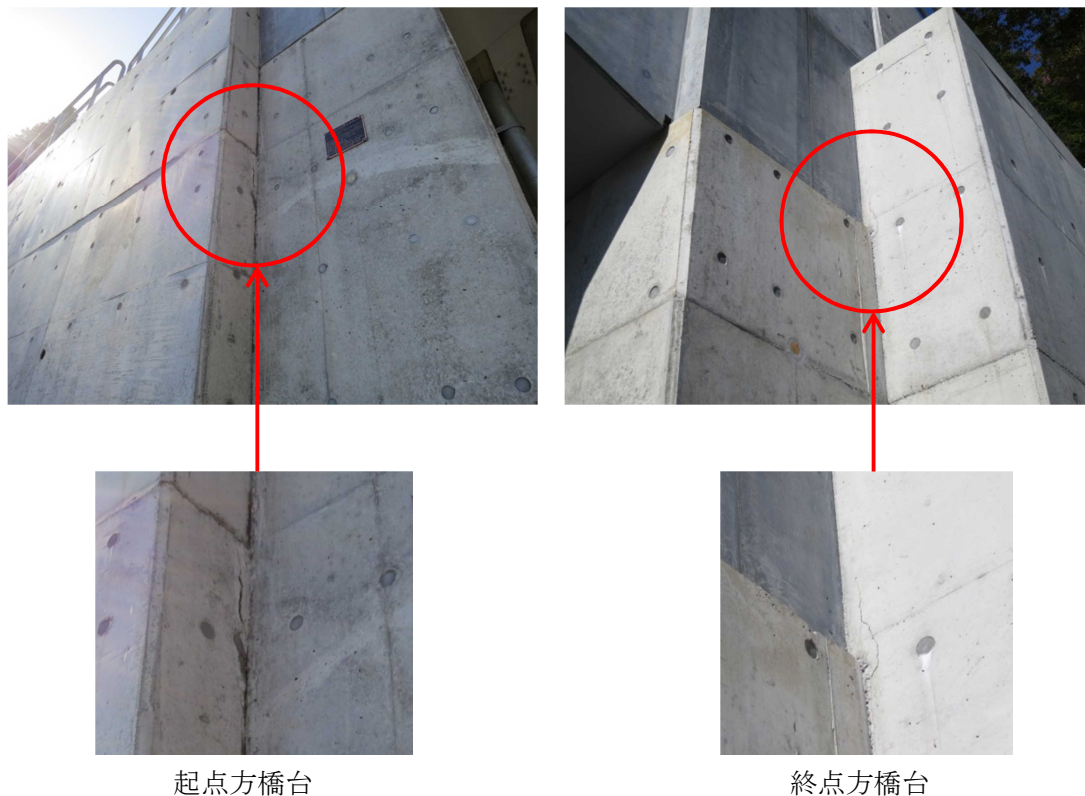


図 4.5.20 橋台壁と補強盛土側壁の間に発生した亀裂

(11)列車載荷時の橋台壁鉄筋の応力度

図 4.5.21 に列車通過時の橋台壁鉛直鉄筋の応力の変化を示す。橋台壁上部の背面側鉛直鉄筋の応力度は、アンカービーム付近で約 1N/mm^2 ，中間で約 0.8N/mm^2 ，構造中心で約 0.5N/mm^2 であり，微小な値ではあるがアンカービームの近くほど大きく応答している。これは 4.3 で示した有限要素解析の主桁の曲げ作用が支配的な場合に一致している。

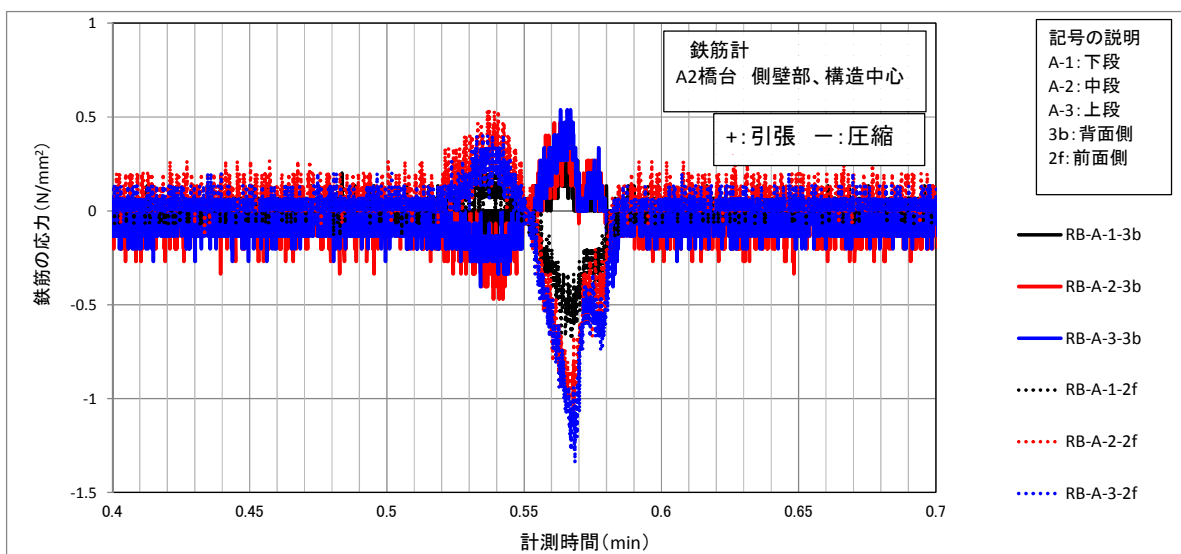
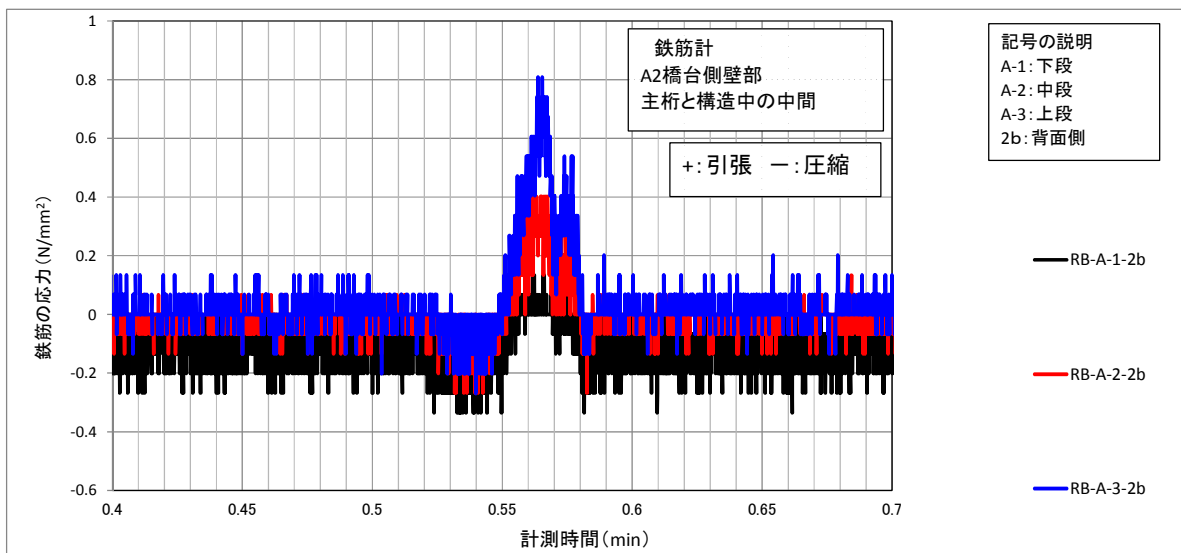
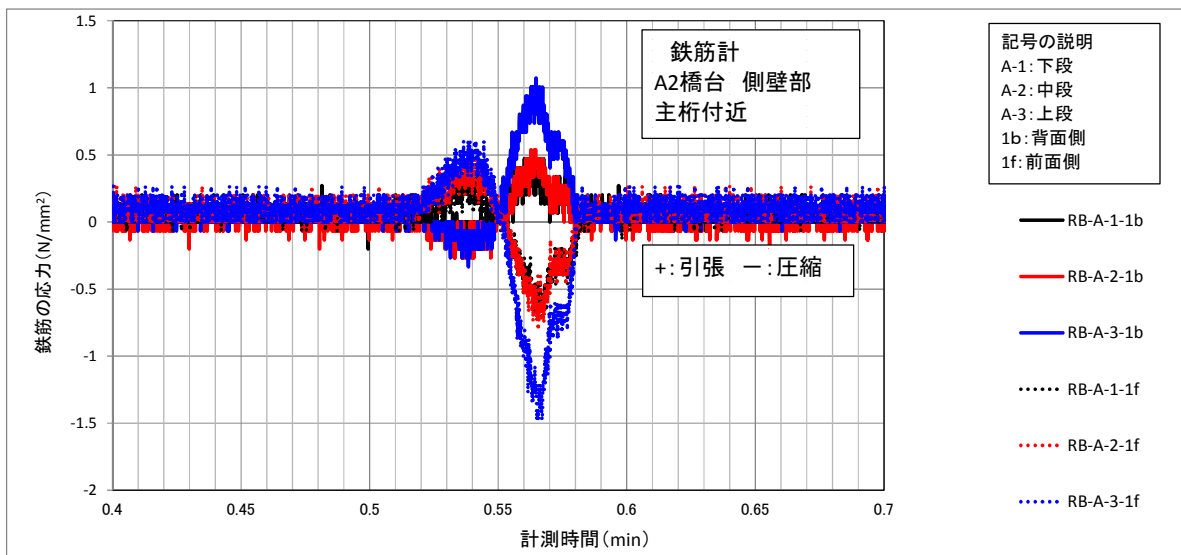


図 4.5.21 列車通過時の橋台壁鉄筋の応力変化
(上段：アンカービーム付近，中段：中間，下段：構造中心)

(12)列車載荷時の盛土補強材のひずみ

図 4.5.22 に列車通過時の A2 背面の盛土補強材のひずみの変化を示す。25 層目において G-6-2, G-6-5, G-6-6 がそれぞれアンカービーム付近, 中間, 構造中心のひずみであるが, 橋台壁とは反対に構造中心ほど引張ひずみ大きい。補強盛土側では構造中心に軌道があるため, 盛土補強材のひずみは橋台壁の変形よりも盛土の変形の影響が表れているものと考えられる。

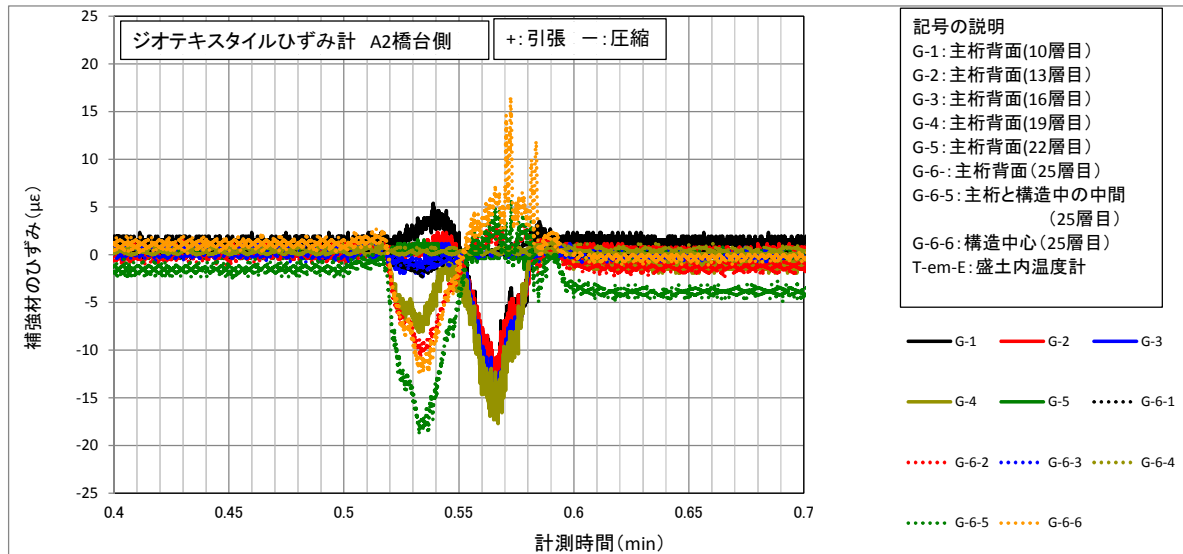


図 4.5.22 列車通過時の盛土補強材のひずみの変化

(13)列車載荷時の桁変位

表 4.5.2 に列車載荷時のたわみの計測値を示す。実測値を実荷重と設計荷重の比で換算したもので限界値と比較すると 10%以下であり, 補強盛土一体橋梁のたわみ剛性が非常に高いことを示している。

表 4.5.2 たわみの実測値と使用性の限界値

項目	荷重	速度	第1径間	第2径間
実測値 δ_{R1}	実車	0km/h	2.1mm	1.0mm
換算値 δ_{R2}	M-18	130km/h	2.7mm	1.8mm
設計値 δ_d	M-18	130km/h	2.8mm	1.9mm
限界値 δ_L	M-18	130km/h	33.7mm	28.9mm
判定	δ_{R2}/δ_L	—	0.08	0.06

4.6 桁伸縮量に関する中学校線架道橋とハイペ沢橋梁の比較

中学校線架道橋とハイペ沢橋梁の2橋で計測された温度変化に伴う桁伸縮量は、補強盛土一体橋梁の桁伸縮に対する補強土橋台の拘束程度を判断するための重要な情報である。

ここでは、両橋の桁温度と桁伸縮の関係を比較、考察する(図4.6.1, 4.6.2)。両橋は橋長が異なるため、伸縮量を橋長に対する比として無次元化し、桁長伸縮率としたものを横軸とする。桁長伸縮率が正の領域では桁が伸長して補強盛土を押している状態、負の領域では桁が短縮して補強盛土から離れている状態である。

なお、3章で述べたように中学校線架道橋の桁端変位計測結果はアプローチブロックの沈下回転の影響を受けており、青函トンネル方の値のみ補正が可能であったので、桁長伸縮率は“青函トンネル方桁端変位(補正後) / (橋長/2)”で求めた。ハイペ沢橋梁の桁長伸縮率は、“両桁端の変位の和/橋長”である。

また、図中の“自由伸縮”はコンクリートの線膨張係数(設計値 $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)を表している。

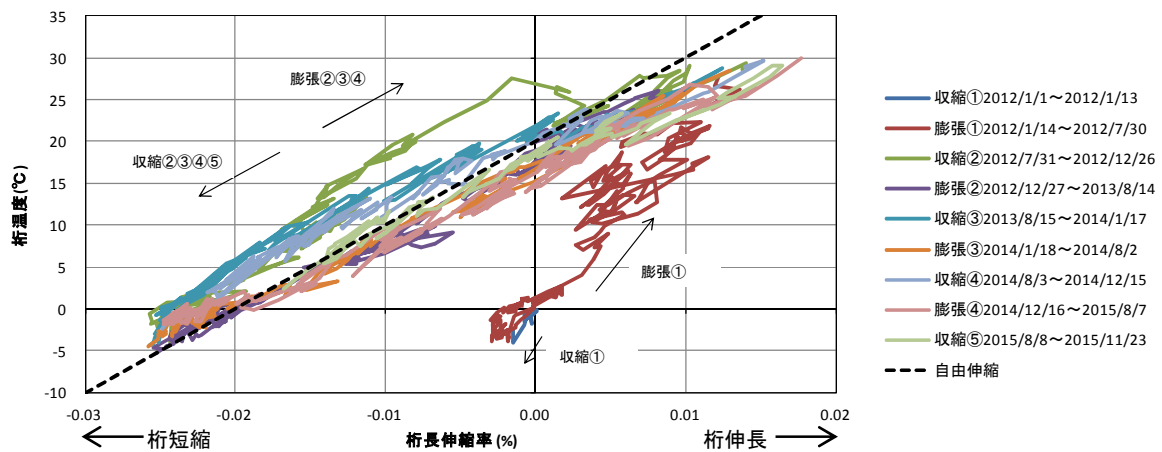


図 4.6.1 中学校線架道橋の桁伸縮

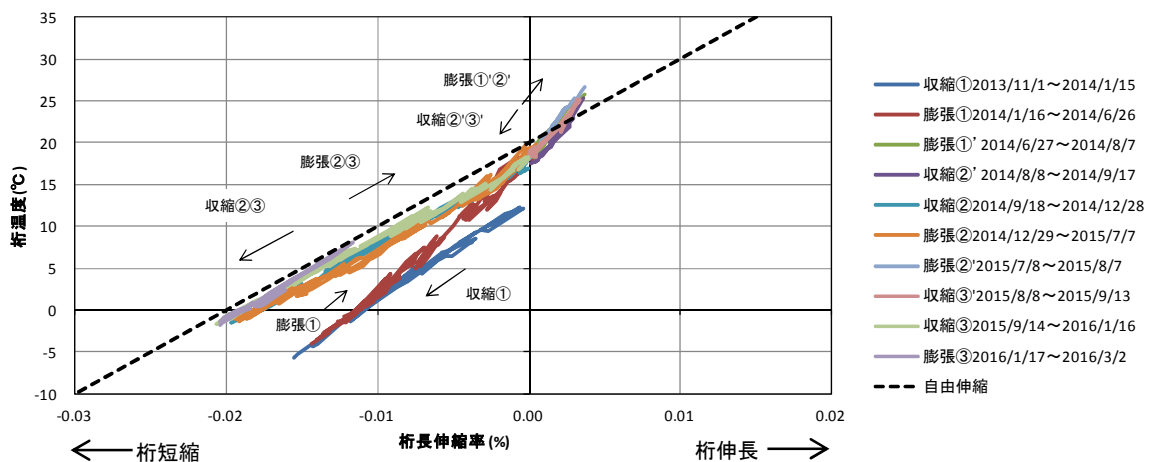


図 4.6.2 ハイペ沢橋梁の桁伸縮

図 4.6.1, 4.6.2 では、以下の特徴的な挙動が見られる。

- (1) 最初の膨張履歴である“膨張①”では、伸縮剛性がコンクリートの線膨張係数より大きい。
- (2) 桁長伸縮率が正の値となる領域では、桁が補強盛土を押し込んでいる状態であり、ハイペ沢橋梁では“膨張①”に続く“膨張①'”の伸縮剛性はコンクリートの線膨張係数より大きい。また、桁が収縮に転じて桁長伸縮率=0 まで戻る“収縮②'”は同経路を戻っている。しかし、中学校線架道橋ではこの現象は見られない。
- (3) 桁が短縮する“収縮②”では、コンクリートの線膨張係数に沿って短縮する。
- (4) 桁が伸長に転じる“膨張②”で伸縮剛性が上昇することはなく、“収縮②”と同経路を戻って伸長する。
- (5) その後の伸縮履歴は、コンクリートの線膨張係数とほぼ同一の伸縮剛性で変位を繰り返している。

これらの挙動を考察する。以下では、橋台壁背面のセメント改良していない碎石層を“緩衝層”と呼ぶ。

(1)について、中学校線架道橋では“収縮①”の期間が短く、桁がほとんど短縮しない状態から伸長が始まったため、“膨張①”の剛性は緩衝層の圧縮剛性を表していると考えられる。ハイペ沢橋梁では“収縮①”の期間が長く、緩衝層が伸長している状態から圧縮しているため、圧縮剛性は中学校線架道橋よりも低くなっているものと考えられる。また、圧縮剛性の違いには緩衝層の構造の差異（中学校線架道橋は土のう、ハイペ沢橋梁は溶接金網による仮抑え）の影響も考えられる。

(2)について、ハイペ沢橋梁では“膨張①'”では緩衝層の伸長分の圧縮が終わり、圧縮力がセメント改良部まで伝達するため、引続き圧縮剛性が高いものと考えられる。一方、中学校線架道橋では桁長伸縮率が正の値となる領域でも剛性の増加が見られない。これは3章で述べたように“収縮②”の期間でアプローチブロック上に床版コンクリートと路盤コンクリートが施工され、それらの重量によってアプローチブロックが回転したため、橋台背面の緩衝層に桁の伸長量以上の引張変位が生じてしまったためである。

(3)について、この期間は桁の短縮を橋台壁に定着された盛土補強材が拘束するが、その程度は桁の収縮を拘束するほどの強さではないことがわかる。

(4)について、“収縮②”の期間で緩衝層が再び伸長し、“膨張②”の期間でそれを再圧縮するのであれば、“膨張①”と同様の剛性を示すはずであるが、そのような現象は見られない。このことから、“膨張①”で圧縮履歴を受けた緩衝層は、“収縮②”でジオテキスタイルのみが伸び出すことで、変位が0に戻るまで圧縮剛性を有さなくなると考えられる。載荷実験においても、引張から圧縮へ移行する際の除荷剛性は、変位が大きくなるほど低下している（図 4.6.3）。また、同一変位でも繰り返し2回目以降は低下している（図 4.6.4）。載荷試験では最終的に緩衝層に亀裂が生じていた（図 4.6.5）。実橋梁でも桁長短縮による亀裂発生とジオテキスタイルの伸び出し、桁長伸長による亀裂閉口が繰り返されていることが想像される。

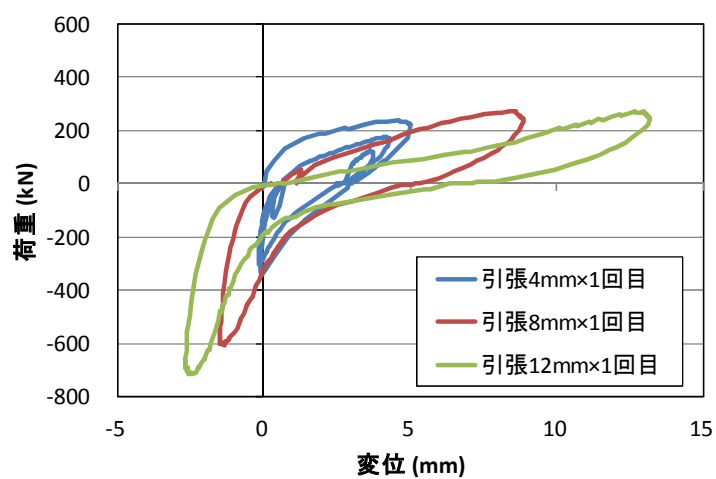


図 4.6.3 載荷試験の荷重変位関係（最大変位による除荷剛性の変化）

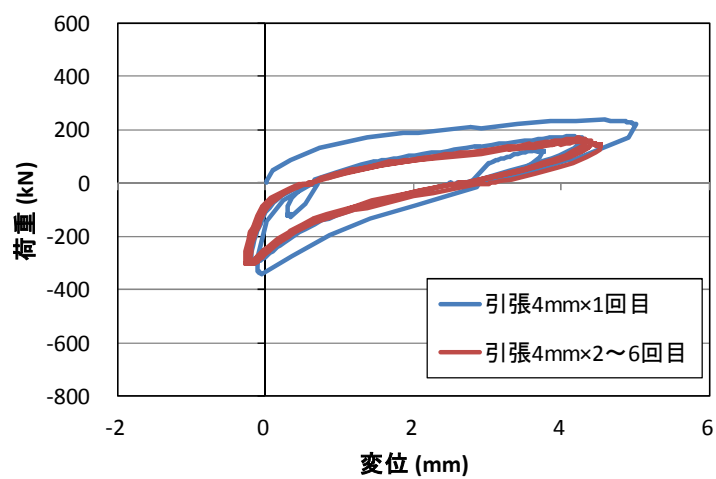


図 4.6.4 載荷試験の荷重変位関係（同一変位での繰返しによる除荷剛性の変化）



図 4.6.5 載荷実験後の緩衝層に発生した亀裂

(5)について、“収縮②”から“膨張②”の履歴で桁伸長時の剛性上昇が見られなかったことと同様に、“収縮③，④”から“膨張③，④”の履歴でも桁伸長時の剛性上昇は見られない。このことは、補強盛土一体橋梁では、変位の繰り返して土圧が上昇する現象（ラッチェティング）は生じないことを示している。また、桁の伸縮剛性に補強盛土の影響が見られないことから、橋台壁と補強盛土の境界部（緩衝層）は、可動支承を代替し得る変位追従能力を有することが明らかとなった。

4.7 4章のまとめ

長スパン化した補強盛土一体橋梁である三陸鉄道ハイペ沢橋梁において、事前検討として橋台壁と補強盛土の境界部の検討を行った。また構造計画では、PC 桁と SRC 桁の比較からプレストレスによる桁短縮が生じない SRC 桁を選定し、SRC 下路桁と橋台の接合方法としてアンカービーム方式を採用した。設計計算にて不静定力の影響を検討し、現場計測により経時挙動を調査して、設計の妥当性を検証した。一連の検討により、以下のことが確認できた。

- 1) 補強盛土端部の仮抑えに溶接金網を用いる方法による橋台壁と補強盛土の境界部について、実物大試験体の正負交番載荷実験を行った結果、盛土補強材の剛性は変位漸増繰返し載荷により低下した。また、盛土内の複数の補強材層の平均的な耐力は層間の非一様な変形のために単体の供試体を用いた気中引張試験での耐力よりも低くなった。
- 2) 補強盛土端部の仮抑えに溶接金網を用いる方法による橋台壁と補強盛土の境界部では、盛土補強材の引張ひずみは溶接金網の端部からセメント改良礫土の間に集中する。補強材に引張ひずみが生じる領域の長さ（自由長）は 400mm 程度である。
- 3) 橋長 60m の補強盛土一体橋梁で、温度降下と乾燥収縮により想定される桁端移動量 12mm の繰返し載荷を行っても、補強材に損傷は生じない。したがって、橋台壁と補強盛土の境界部は、
$$\text{盛土補強材の自由長 (400mm)} \times \text{使用状態のひずみの制限値 (3\%)} = 12\text{mm}$$
の引張変位能力を期待することができる。
- 4) 変位漸増繰返し載荷により盛土補強材の剛性が低下するのは、盛土内で補強材の自由長が拡大するためと考えられる。また耐力が気中引張試験よりも低下するのは、水平、鉛直方向に複数設置されている補強材のひずみにばらつきがあり、ひずみが集中した補強材から順次損傷、破断してゆくためと考察される。
- 5) SRC 下路桁と橋台をアンカービームにより接合した場合、桁の短縮に対しては橋台全幅が抵抗するが、桁の曲げに対しては橋台のアンカービーム付近がより大きく抵抗することを有限要素解析で明らかとした。また、長期および列車通過時の盛土補強材ひずみと橋台壁鉄筋応力の現場計測により、有限要素解析結果が妥当であることを確認した。
- 6) 2 径間連続構造であるハイペ沢橋梁では、不静定力の影響は、鉛直荷重と桁短縮による不静定力の曲げモーメントの符号が両方も負となる中間支点部で最も大きくなる。
- 7) 実測による温度変化の範囲は設計よりも大きかったが、桁端の変位量は設計よりも小さかった。コンクリートの収縮による桁長の短縮が設計よりも小さかったことが原因である。
- 8) 実測による桁内の鉄骨、鉄筋の応力、ひずみは設計値よりも小さかった。上記の変位量とともに、桁コンクリートの分割施工、桁と橋台、柱の接合部付近への膨張コンクリート使用の効果であると考えられる。
- 9) 温度変化に伴って、桁長はコンクリートの線膨張係数の勾配で伸縮しており、施工完了から 2 年目～3 年目は同一軌跡を往復している。補強盛土一体橋梁は橋長が 60m に

なっても温度変化に対して安定した挙動を示していることを確認した。したがって、実橋梁においても橋台壁と補強盛土の境界部（緩衝層）の変位追従能力が確認できた。また、桁の伸縮量に対する橋台壁や補強盛土の拘束作用は小さいことがわかった。

4章の参考文献

- 4.1) 下津達也, 竹之越修久: GRS 一体橋りょうを用いた三陸鉄道の復旧, 土木学会第 68 回年次学術講演会 CS7-007, pp.13-14, 2013.9
- 4.2) 進藤良則, 玉井真一, 米澤豊司, 藤原良憲, 阿部雅史, 白仁田和久: SRC 下路桁構造を有する GRS 一体橋梁の設計施工, 土木学会論文集 A1,Vol.72,No.5, pp.II_89-II_101, 2016
- 4.3) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道の震災復旧・復興に向けた技術提案, 2011.12
- 4.4) 保坂鐵矢, 依田照彦, 岩崎初美, 岡田誠司: アンカービームを用いた上下部一体構造の地震時を想定した静的交番繰返し載荷実験, 構造工学論文集 Vol.47A, pp.1390-1401, 2001.3
- 4.5) 藤原良憲, 保坂鐵矢, 林川俊郎, 八巻康博, 水野浩: 鋼箱桁と RC 柱の剛結部に用いるアンカービーム定着構造の耐荷性能に関する解析的研究, 構造工学論文集 Vol.54A, pp. 786-797, 2008.3
- 4.6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土留め構造物), 付属資料 26,27,28, 2007 年 1 月
- 4.7) 田村幸彦, 白石秀徳, 陶山雄介, 青木一二三, 西岡英俊, 加藤久也: 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水平載荷試験 (その 1: 試験概要), 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1541-1542, 2013.7
- 4.8) 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水平載荷試験 (その 2: 試験結果), 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1543-1544, 2013.7
- 4.9) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道・運輸機構委託, GRS 一体橋りょうの長スパン化に関する研究業務 (平成 24 年度) 受託業務報告書, 2013.3
- 4.10) 加藤久也, 西岡英俊, 小島謙一, 田村幸彦, 木口峰夫, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三: ジオテキスタイルの気中引張時および土中引張時でのひずみ計測結果の比較, ジオシンセティック論文集第 28 巻, pp.221-228, 2013.12
- 4.11) 玉井真一, 島弘: 正負交番載荷時のテンションスティフニング効果, コンクリート工学年次論文報告集 9-2, pp.85-90, 1987
- 4.12) 玉井真一, 島弘, 出雲淳一, 岡村甫: 一軸引張部材における鉄筋の降伏以降の平均応力-平均ひずみ関係, 土木学会論文集第 378 号/V-6, pp.239-247, 1987.2
- 4.13) 鈴木隆, 折戸宏行: 北陸新幹線境川橋りょうの設計・施工に関する一報告, 土木技術 61 巻 7 号, pp.31-37, 2006.7
- 4.14) 高野裕輔, 徳富恭彦, 高橋源太郎, 阿部雅史: 三陸鉄道ハイペ沢橋梁の設計, 橋梁と基礎 2014 年 5 月号, pp.46-51, 2014.5
- 4.15) 猪股貴憲, 斉藤雅充, 池田学, 小島謙一, 進藤良則, 玉井真一, 小田文夫: SRC 下路桁構造を有する GRS 一体橋梁の経時挙動, 土木学会論文集 A1,Vol.72,No.5, pp.II_135-II_144, 2016
- 4.16) 高野裕輔, 山崎貴之, 小島謙一, 西岡英俊, 小林克哉, 斉藤雅充: 橋長の長い GRS 一体橋梁の温度変化に伴う挙動, ジオシンセティック論文集第 31 巻, pp.75-80, 2016.12

4.17) 株式会社複合技術研究所：実施工された長大スパン補強盛土一体橋梁における静的挙動計測補助作業（H27）報告書，2016.3

第5章 PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の開発

5.1 PC 桁適用の必要性と課題

3章では桁を RC スラブ桁とした橋長 12m の北海道新幹線中学校線架道橋について、4章では桁を 2 径間連続 SRC 下路桁とした三陸鉄道ハイペ沢橋梁について記述した。しかし、鉄道橋において、RC 桁はひび割れの問題から桁長が概ね 20m までが適用範囲であり、SRC 桁は建設コストの問題から空頭の制限や施工上の制限を受ける箇所に限定して適用されている。桁長が 20～50m の鉄道橋として最も一般的に用いられている構造形式は図 5.1.1 に示す PC-T 形桁であり、新幹線工事では適用個所が多いために 25～45m の標準設計を用意するのが一般的である。そこで、PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁を開発することで、従来からの構造計画を踏襲したままで、支承を廃した経済的かつ高性能な橋梁を建設することができる考えた。



図 5.1.1 PC-T 形桁

なお、道路橋で用いられているポータルラーメン橋の場合は、桁を PC ホロースラブ桁とし、橋台と桁を剛結した後に、桁にポストテンションによりプレストレスを導入する工法も適用されている。しかし、補強盛土一体橋梁では、先に補強土橋台を構築してから桁を構築するため、桁にプレストレスを導入しようとしても橋台壁だけでなく背面の補強盛土が抵抗となり、十分なプレストレスが導入できないものと考えられる。また、プレストレスによる変位で橋台壁に定着されている盛土補強材に損傷を与える恐れがある。大規模な PC ラーメン橋においては施工時の橋脚の抵抗を排除しながら完成後の性能を向上させるために、プレストレス導入後に橋脚と桁を剛結する後ラーメン工法^{5.1)}が適用された例もあるが、緊張や剛結のための特殊装置を桁端に装備する必要がある、本研究が対象とする橋長 25～45m の中小橋梁では現実的ではない。

道路橋においてはすでに PC-T 形桁を用いたインテグラルアバット橋が施工され^{5.2)}、設計・施工ガイドライン(案)^{5.3)}にも PC-T 形桁を用いる場合の記述があるが、詳細についての情報は少ない。そこで、本研究では先行事例を参考にしつつ、PC-T 形桁を用いた補強

盛土一体橋梁の設計，照査法を独自に検討した。

PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁は，図 5.1.2 の手順で施工することを想定する。

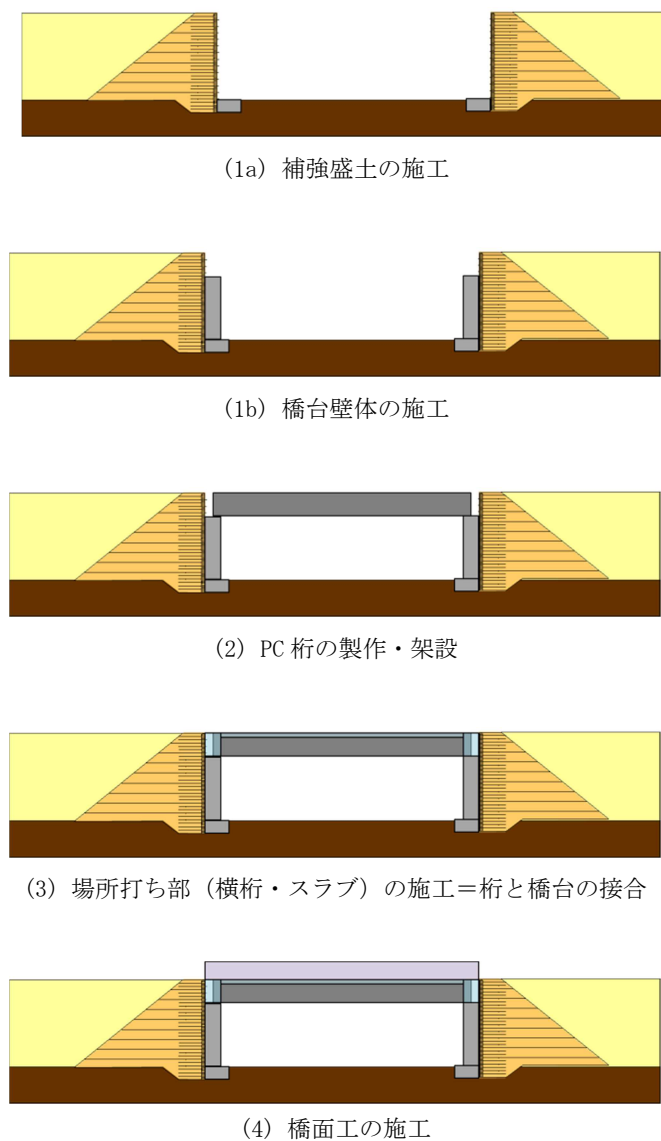


図 5.1.2 PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の施工手順

PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計，性能照査の課題として，以下が考えられる。

- 1) 多主桁構造である PC-T 形桁を補強土橋台と一体化した場合の設計，性能照査方法

PC-T 形桁は多主桁構造であり，例えば整備新幹線では桁長 20～35m を 4 主桁，35～45m を 6 主桁としている。多主桁構造の応答値は平面格子桁（水平面上）として解析，算出し，最も応答値の大きい桁に対して性能照査を行っている。一方，補強盛土一体橋梁の応答値は 3 章，4 章で述べたように桁と補強土橋台を一体として平面骨組み解析（鉛直面上）で算出されている。PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計，性能照査では，両者を組み合わせた合理的な設計，性能照査法を検討

する必要がある。

2) PC-T 形桁の時間依存変形に関する設計，性能照査方法

PC-T 形桁はプレストレス導入後もコンクリートの収縮やクリープのために変形が継続している。単純桁構造の場合は時間依存変形が拘束されないため新たな断面力（二次力）が発生することはない。しかし，補強盛土一体橋梁とすると PC-T 形桁の時間依存変形が補強土橋台に拘束されるため，新たな断面力（不静定二次力）が発生する。PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計，性能照査では不静定二次力を適切に算出する必要がある。

3) PC-T 形桁と橋台壁の接合部の設計，性能照査方法

上記において，PC-T 形桁を橋台壁と接合した後の補強盛土一体橋梁は門型ラーメン構造として設計，性能照査を行う。通常，ラーメン構造では部材接合部（隅角部）を剛域として扱うが，PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の隅角部は一体施工でないため，隅角部に剛域として扱える耐力や剛性があることを確認し，設計，性能照査方法を検討する必要がある。

そこで，まず PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の試設計を行うことで，上記 1)，2) を検討し，設計が可能であることを確認した後，PC-T 形桁と橋台壁の接合部の設計，性能照査方法を検討した。

5.2 主桁の設計，性能照査方法の検討

単純桁形式である PC-T 形桁の設計応答値の算定は，図 5.2.1 のような平面格子モデルを用いて行われている。一方，補強盛土一体橋梁では桁と橋台を同時にモデル化する必要があるため，中学校線架道橋やハイペ沢橋梁の設計では図 5.2.2 のような平面骨組みモデルを用いて設計応答値を算定した。これは，中学校線架道橋の桁はスラブ桁，ハイペ沢橋梁の桁は単線下路桁であり，PC-T 形桁のように複数主桁への荷重分配（荷重分担）を考慮する必要が無かったことも理由である。

補強盛土一体橋梁の設計応答値を算定する場合，平面格子モデルと平面骨組みモデルを組み合わせると図 5.2.3 のような三次元骨組みモデルとすることが考えられる。道路橋の鋼桁を用いたポータルラーメン橋では実際に三次元骨組みモデルを用いた事例の報告^{5.4)}がある。

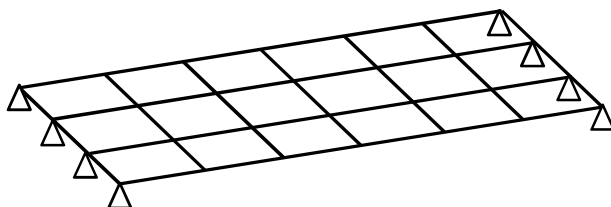


図 5.2.1 平面格子モデル

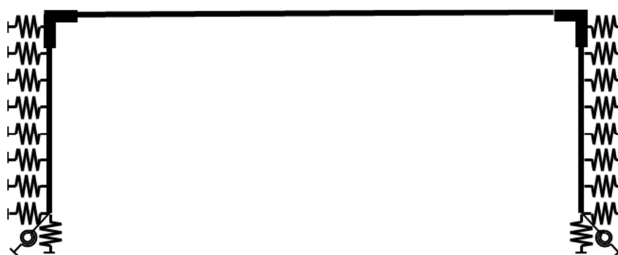


図 5.2.2 平面骨組みモデル

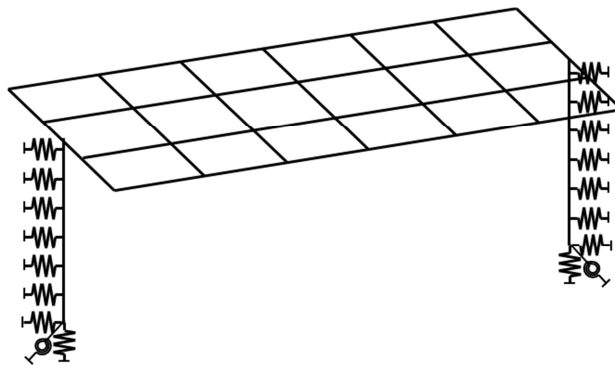


図 5.2.3 三次元骨組みモデル

しかし、PC 桁を用いた PC-T 形桁では、プレストレス導入後の PC 桁の時間依存変形を補強土橋台が拘束するために生じる不静定二次力の設計応答値を算定する必要がある。この計算は汎用の橋梁設計プログラムを用いることが実用的であるが、通常の橋梁設計プログラムでは平面骨組みモデルしか構成できない。そこで、図 5.2.1 のモデルを両端固定としたもので各主桁の分担率を算定し、図 5.2.2 の平面骨組みモデルの桁の応答値を分担率で分配して各主桁の設計応答値を算出する方法を考えた。表 5.2.1 はこの方法（二次元モデル）と図 5.2.3 の三次元モデルを用いた場合の死荷重の分担率を比較したものである。検討は図 5.2.4 のモデル橋梁（橋長 40m, 4 主桁）である。このモデル橋梁は G1 主桁側の張出スラブが長い為、死荷重の分担率は G1 主桁側が大きくなるが、二次元モデルと三次元モデルで計算結果に有意な差異はない。したがって、以降は二次元モデルによる分担率を用いることにした。

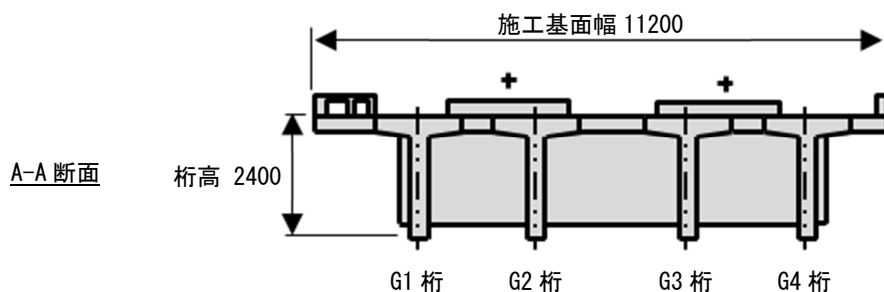
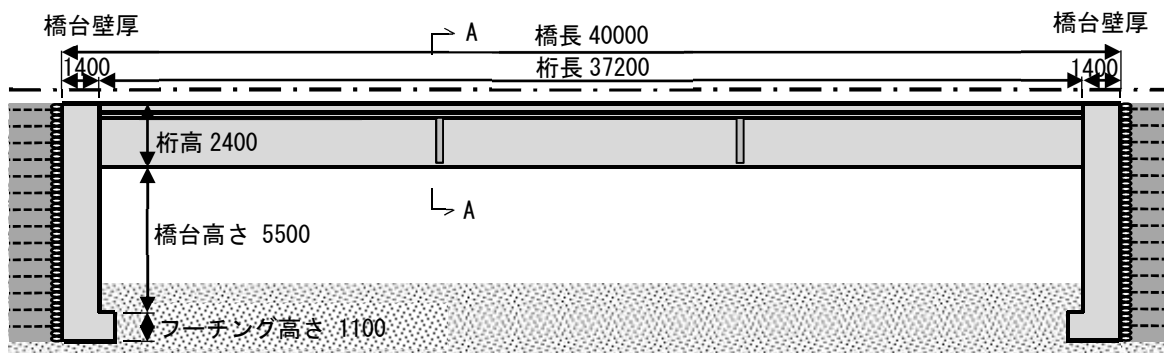


図 5.2.4 モデル橋梁

表 5.2.1 二次元モデルと三次元モデルの主桁の荷重分担率の比較

		分担率				
		G1桁	G2桁	G3桁	G4桁	
曲げ	端部	三次元	0.33	0.22	0.21	0.24
		二次元	0.32	0.22	0.21	0.24
	支間中央	三次元	0.26	0.25	0.24	0.24
		二次元	0.26	0.25	0.24	0.24
せん断		三次元	0.30	0.22	0.20	0.26
		二次元	0.30	0.22	0.22	0.26
軸力		三次元	0.26	0.24	0.25	0.25
		二次元	0.26	0.24	0.25	0.25

5.3 試設計による時間依存変形に関する設計，性能照査方法の検討 5.7,5.8,5.9)

(1)モデルの橋梁の設定

5.2で検討したように、平面骨組みモデルを用いる汎用設計プログラムで桁全体の断面力を算出し、平面格子モデルにより求めた荷重分担率でこれを分配して、各主桁の応答値を求める。使用したプログラムは以下である。

汎用設計プログラム：コンクリート道路橋の上部工設計プログラム，UC-BRIDGE ver.9，フォーラムエイト

平面格子解析：任意形立体骨組の断面力解析システム，JIP-SPACER，JIPテクノサイエンス

試設計の対象は図 5.3.1 のモデル橋梁である。これは九州新幹線西九州ルート of 橋長 35m の標準設計桁の橋長を 40m に延長して補強盛土一体橋梁としたものである。標準設計桁は橋長 35m では 4 主桁，橋長 40m では 6 主桁としているが，モデル橋梁は橋長 40m でも 4 主桁とした。これは補強盛土一体橋梁は桁の両端が固定されているため，列車荷重によるスパン中央の発生モーメントが小さくなり，衝撃係数に影響する桁の固有振動数も高くなるためである。

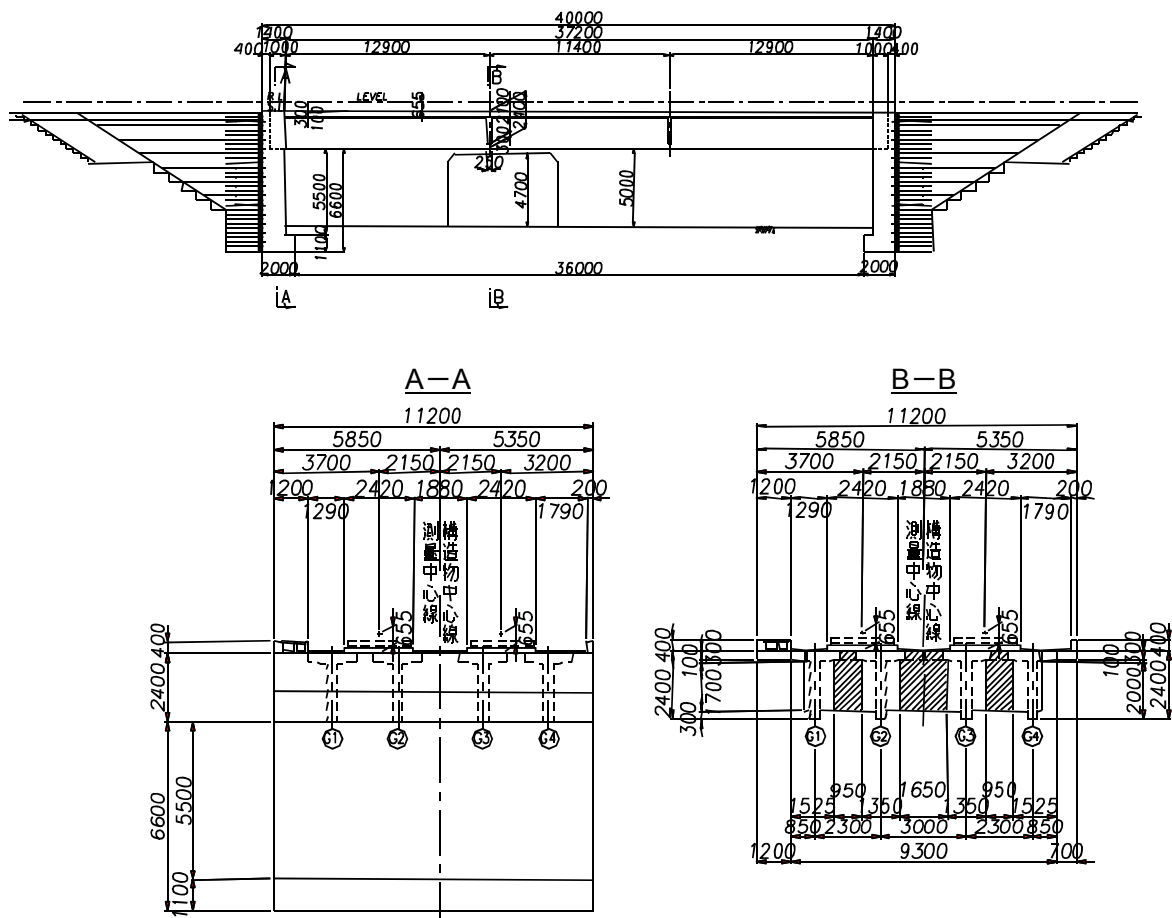


図 5.3.1 モデル橋梁

以下に桁の固有振動数と衝撃係数を試算する。

1)単純桁の場合

コンクリート標準 4.4.4 解説より、単純支持梁の固有振動数は、

$$n = \frac{\pi}{2L_b^2} \sqrt{\frac{EI \cdot g}{D_1 + D_2}}$$

ここに、n：部材の基本固有振動数 (Hz)

L_b ：部材のスパン $L=40-1.4=38.6\text{m}$

EI：部材の曲げ剛性 $E=3.1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

$I=3.358 \times 2=6.716 \text{ m}^4$

(非構造部材の寄与を考慮して 2 倍^{5.6)} に補正)

g：重力加速度 $g=9.8 \text{ m/s}^2$

D_1 ：単位長さ当たりの固定死荷重 $D_1=192.9 \text{ kN/m}$

D_2 ：単位長さ当たりの付加死荷重 $D_2=68.7 \text{ kN/m}$

より、 $n = 2.94 \text{ Hz}$ 、コンクリート標準 6.4.4 により衝撃係数を算出すると、 $i = 0.435$

2)補強盛土一体橋梁の場合

桁の両端が補強土橋台に固定されているため、固有振動数は両端固定梁として算出する。両端固定梁の固有振動数^{5.5)}は、

$$n = \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{192EI \cdot g}{\rho A(\mu + 0.38)}}$$

ここに、n：部材の基本固有振動数 (Hz)

L：両端固定梁の長さ $L=40-1.4=38.6\text{m}$

EI：部材の曲げ剛性 $E=3.1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

$I=3.358 \times 2=6.716 \text{ m}^4$

(非構造部材の寄与を考慮して 2 倍^{5.6)} に補正)

g：重力加速度 $g=9.8 \text{ m/s}^2$

ρ ：部材の単位重量 $D_1 + D_2=261.6 \text{ kN/m}$

A：断面積 $A=6.578 \text{ m}^2$

μ ：集中質量 $\mu=0$

より、 $n = 6.71 \text{ Hz}$ 、コンクリート標準 6.4.4 により衝撃係数を算出すると、 $i = 0.190$

このように、補強盛土一体橋梁では単純桁と比較して桁の固有振動数が高くなり、列車走行による桁の共振が生じにくくなる結果、設計衝撃係数を小さくすることができる。標準設計の単純桁 35m の衝撃係数は $i = 0.393$ であり、補強盛土一体橋梁は単純桁 35m を 4 主桁のまま 40m に延長しても、単純桁より衝撃係数を小さくできる。

図5.3.2に汎用設計プログラムにおける解析モデルを示す。中学校線架道橋，ハイペ沢橋梁と同様に補強盛土による拘束を橋台背面ばねで表したモデルである。桁の剛性は4主桁とスラブの全断面とした。なお，主桁のPC鋼材配置は桁端に負曲げが作用することを考慮して図5.3.3の標準設計（単純桁）の配置から，図5.3.4のように桁端で上縁配置とするように修正した。

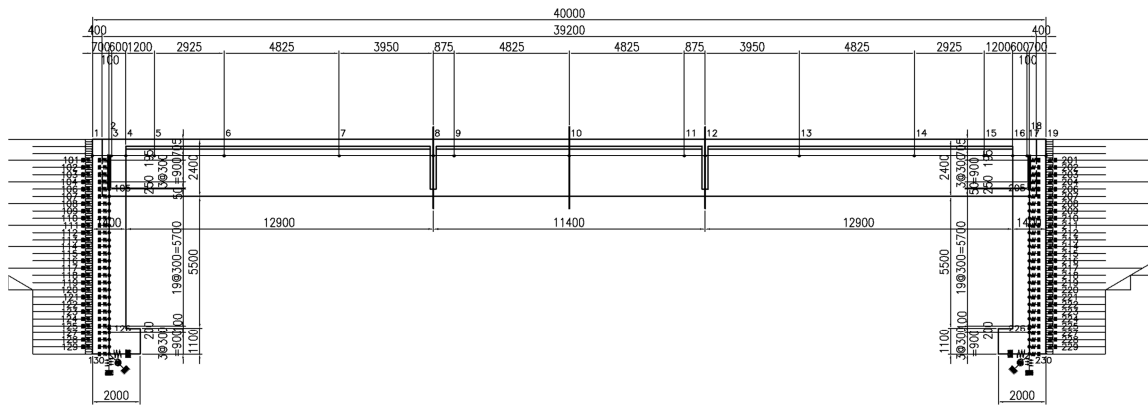


図 5.3.2 構造解析モデル

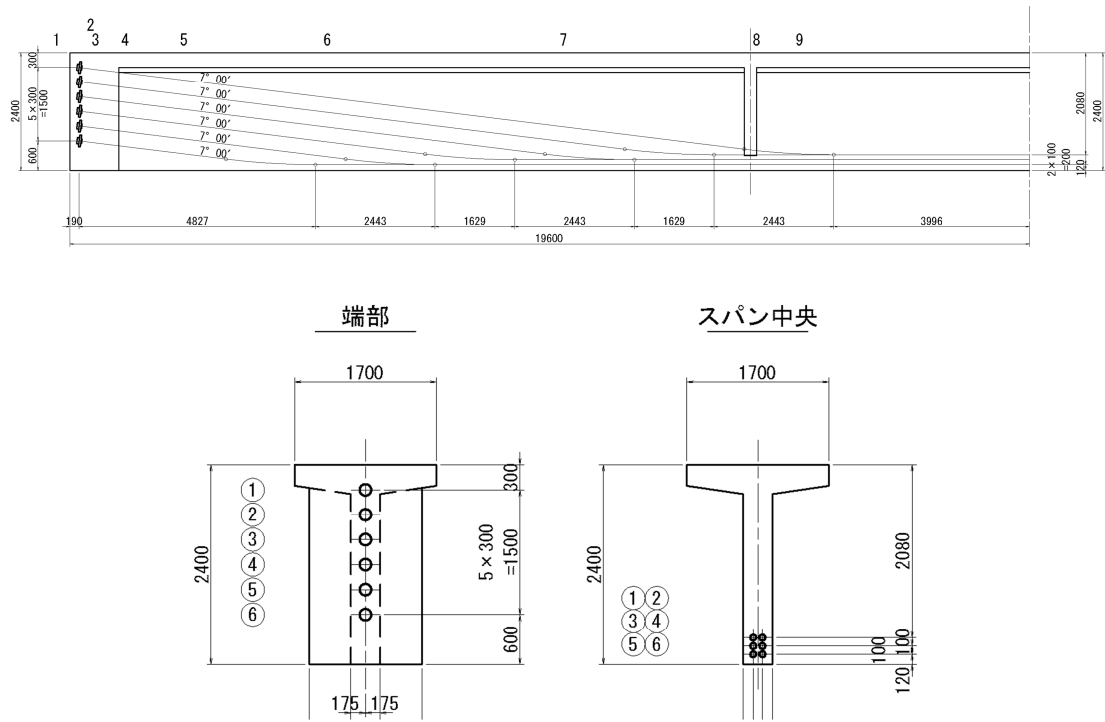


図 5.3.3 標準設計桁（単純桁）の PC 鋼材配置

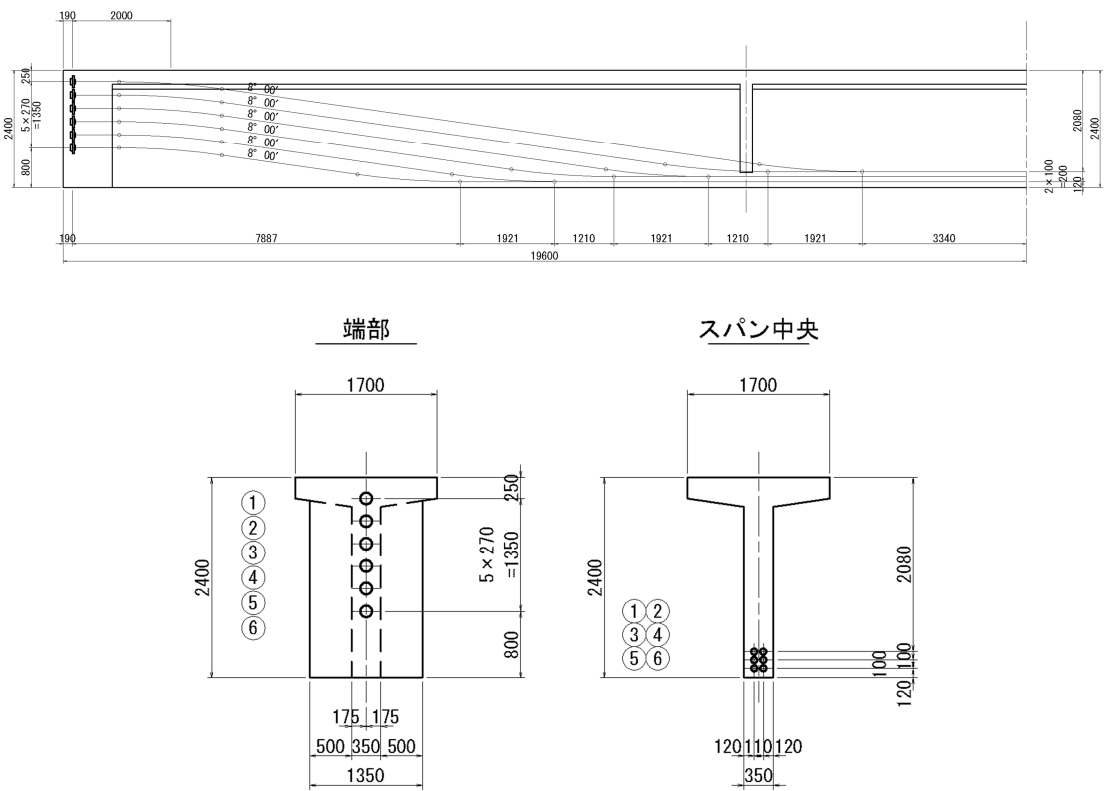


図 5.3.4 補強盛土一体橋梁の PC 鋼材配置

(2)検討ケース

桁の変形の拘束に影響を与える次の項目をパラメータとして、表 5.3.1 のケースについて応答値を算定した。

- 1) 橋台背面のばねの強さ
- 2) 橋台の壁厚
- 3) コンクリートの収縮量
- 4) 主桁の製作から橋台との接合までの期間

また、温度変化は±10℃とした。

表 5.3.1 検討ケース

Case	ばね	壁厚	収縮	温度変化	接合時期
1-1	強ばね	1.4 m	-150 μ	-10 °C	3 ヶ月
1-2	弱ばね 2	1.4 m	-150 μ	-10 °C	3 ヶ月
1	弱ばね 1	1.4 m	-150 μ	なし	1 ヶ月
2	弱ばね 1	1.4 m	なし	+10 °C	1 ヶ月
3	弱ばね 1	1.4 m	-300 μ	-10 °C	1 ヶ月
4	弱ばね 1	1.0 m	-150 μ	なし	1 ヶ月
5	弱ばね 1	1.0 m	なし	+10 °C	1 ヶ月
6	弱ばね 1	1.0 m	-300 μ	-10 °C	1 ヶ月
7	強ばね	1.4 m	-300 μ	-10 °C	1 ヶ月

各パラメータの設定について以下に述べる。

1)橋台背面ばねについて

4章で行った橋台背面部の載荷実験の結果から、ばね値の設定について検討する。

土留標準解説では、補強土橋台の設計用ばね値として以下を示している。

①補強材ばね定数の設計用値

$$K_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times K_{gt,0} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{解 9.3.1})$$

ここに、 K_{gt} ：補強材の単位幅あたりの設計ばね定数 (kN/m/m)

α_1 ：補強材の伸縮領域に寄与する補正係数 (1.5/0.4=3.75)

α_2 ：セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数 (=5)

α_3 ：補強材の巻き返しの効果を考慮した補正係数 (=2)

$K_{gt,0}$ ：1.5m の長さの補強材の気中のばね定数 (kN/m/m)

i) α_1 について

土留標準では、補強盛土端部の仮抑えを土のうで行うことを考慮して、セメント未改良である土のう部 (幅 0.3m) を中心とした伸縮部の長さ 0.4m と、気中試験での補強材長さ 1.5m の比から $\alpha_1 = 1.5 / 0.4 = 3.75$ とされている。4章で行った実験 (補強盛土端部の仮抑えは溶接金網) での補強材の伸縮部の長さ (自由長) も、溶接金網終端のセメント未改良

部 0.3m を中心とした 0.4m 程度であった (図 4.2.9) ため、補強盛土一体橋梁でも $\alpha_1=3.75$ とする。

ii) α_2 について

α_2 はセメント改良礫土に補強材が拘束される効果を表すものであるが、セメント改良礫土内に補強材が埋設されている状態は補強土橋台と補強盛土一体橋梁で同一であるので、そのまま $\alpha_2=5$ とする。

iii) α_3 について

土留標準では、補強盛土端部の仮抑えを土のうで行う場合、補強材を土のうの周りに巻き返すことを考慮して $\alpha_3=2$ としている。仮抑えを溶接金網で行う場合は補強材を完全には巻き返さないので $\alpha_3=1$ とする。

iv) $K_{gt,0}$ について

補強土橋台の設計では $K_{gt,0}$ について製品カタログに示されている値を用いることが多いが、4章の実験時に使用した補強材の引張試験を行っているので、実測値を用いる。ただし実験では供試体のクランプ間距離を 400mm とし、標点間距離を 366mm として引張剛性を求めたので、実測で得たばね定数を 0.366/1.5 倍したものをを用いる ($K_{gt,0}=1230.3$ kN/m/m)。

以上により求めたばね定数は、 $K_{gt}=3.75 \times 5 \times 1 \times 1230.3=23068$ kN/m/m

載荷実験では補強材を 6 段配置し、試験体の幅は 1m なので全体のばね定数は、

$K_{gt}=23068 \times 6 \times 1=138409$ kN/m = 138.4 kN/mm

この値を実験結果と比較すると、図 5.3.5 の赤破線のようにあり、初期載荷時の実測ばね値とは一致するが、変位増加に伴ってばね値が低下する状態に対しては過大である。

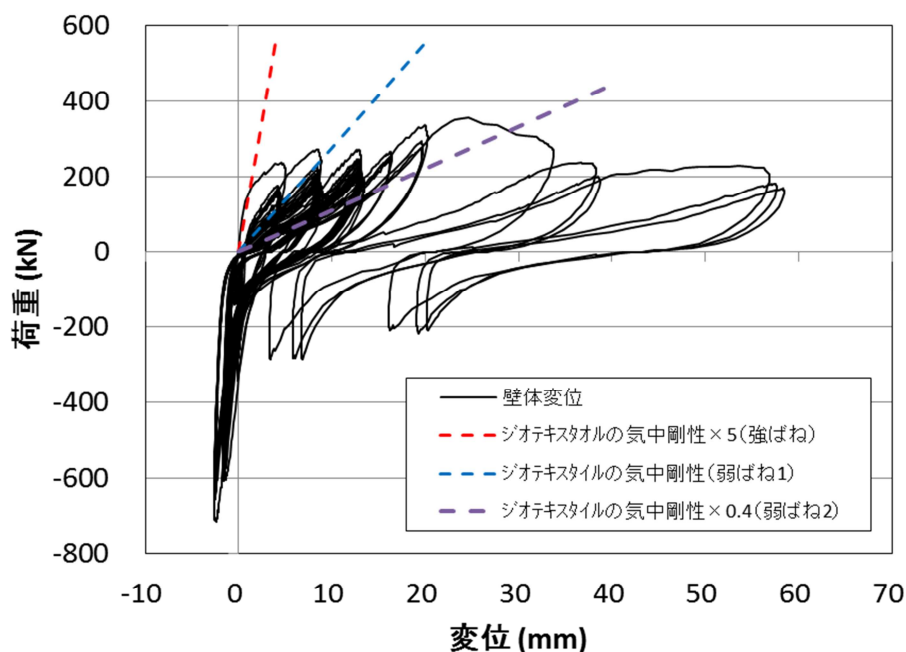


図 5.3.5 載荷実験結果と計算ばね値の比較

そこで、変位増加後を検討するための低減したばね値を設けることとし、計算したばね値を“強ばね”，低減したばね値を“弱ばね”と称することとする。図 5.3.5 の青、紫の破線はそれぞれ、計算値の 1/5 (=補強材の気中剛性)，その 40% (=気中剛性×0.4) を示したものであり、それぞれを“弱ばね 1”，“弱ばね 2”と称すると、弱ばね 1 は 8mm 程度の変位での初期剛性，弱ばね 2 は 12mm 程度の変位で多数回繰返し載荷した後の剛性に対応している。

モデル橋梁の橋台幅は橋梁の施工基面幅（橋面幅）と等しく 11.2m とする。橋台高さ当たりのばね値は

$$\text{強ばね} : K_{gt} = 23068 \times 11.2 = 258300 \text{ kN/m}$$

$$\text{弱ばね 1} : K_{gt} = 258300 \times 1/5 = 51600 \text{ kN/m}$$

$$\text{弱ばね 2} : K_{gt} = 51600 \times 0.4 = 20600 \text{ kN/m}$$

2) 橋台壁厚について

橋台の壁厚は、地震時の断面力の他、橋台上に PC 桁を架設する際の施工性からも決定される。モデル橋梁の元とした標準設計桁では端横桁の幅が 1m であるので、橋台の壁厚は少なくとも 1m 以上は必要である。また、後述する橋台と桁の剛結部の耐力の面では、橋台幅を大きくすればせん断伝達面積が大きくなり有利である。これらを考慮して、橋台壁厚は 1.4m を標準とし、比較として 1.0m まで低減したケースを設けた。

3) コンクリートの収縮について

中学校線架道橋やハイペ沢橋梁では、コンクリートの収縮としてコンクリート標準 5.3.1.9 の不静定力の解析に用いる値である -150μ を用いた、この値は収縮を拘束する部材のクリープの影響を考慮して収縮ひずみを低減した値であり、コンクリート標準 5.3.1.9 の解説表 5.3.6 では、通常の部材について乾燥開始材齢が 3 日以内の場合の収縮を -250μ としている。コンクリートの収縮予測式は多々提案されており、例えば土木学会コンクリート標準示方書ではこれより大きな値を与える式を導入している。しかし、事項で述べるように主桁製作から橋台との接合までは 1 ヶ月以上の期間があり、この間に収縮が進行することから、本検討で用いる収縮の値は -150μ および -300μ の 2 値とした。

4) 主桁製作から橋台との接合までの期間について

PC 桁はプレストレス導入後もコンクリートの収縮やクリープのために変形が継続している。この変形を補強土橋台が拘束することにより不静定力が発生するので、主桁製作から橋台との接合までの期間を長くとり、桁の変形を進行させてから桁と橋台を接合すれば不静定力を減少させることができる。しかし、桁の放置期間を長くすることは、工程や工費に影響を与える。PC 桁の標準設計では主桁製作からプレストレス導入、架設を経て横桁、スラブの施工までの期間を 1 ヶ月と想定しているので、補強盛土一体橋梁でも接合時期は 1 カ月後を標準とし、比較として 3 ヶ月まで延長したケースを設けた。

汎用設計プログラムでは接合時期の影響は、接合時点でのクリープ係数として入力する。その値はコンクリート標準 5.3.1.10 より、1ヶ月後で 1.5、3ヶ月後で 1.3 とした。

(3)永久作用時曲げモーメントの検討

新幹線橋梁の PC 桁は PRC 構造として設計しているが、PRC 構造では早期にひび割れを発生させるとひび割れ幅が大きくなることから、永久作用時の縁応力度を制限することで過大なひび割れの発生を抑制している。そこで、永久作用時の曲げモーメントについて検討する。

図 5.3.6 に Case7 について各作用により発生する曲げモーメント分布を示す。曲げモーメントの値は各主桁に分配する前の桁全体の値である。

左列は死荷重による曲げモーメントである。主桁自重と場所打ち部は桁が橋台上に仮設置された状態で作用するので、桁端に曲げモーメントが作用しない。橋面荷重は桁が橋台と接合された状態で作用するので、桁端に負曲げが生じる。

右列は不静定力による曲げモーメントである。収縮、温度降下は桁が短縮するので橋台壁が前面に傾き、桁を下方にたわませるので正曲げとなる。自重によるクリープは桁をたわませるが、橋台がたわみを拘束するので負曲げとなる。プレストレスによるクリープは桁の短縮と反り上がりを生じさせるので正曲げとなる。不静定力の合計は正曲げになる。

永久作用時、すなわち死荷重と不静定力の合計は、スパン中央では死荷重による正曲げに不静定力による正曲げが加わる。桁端では版上荷重による負曲げに不静定力による正曲げが加わって曲げモーメントは小さくなる。

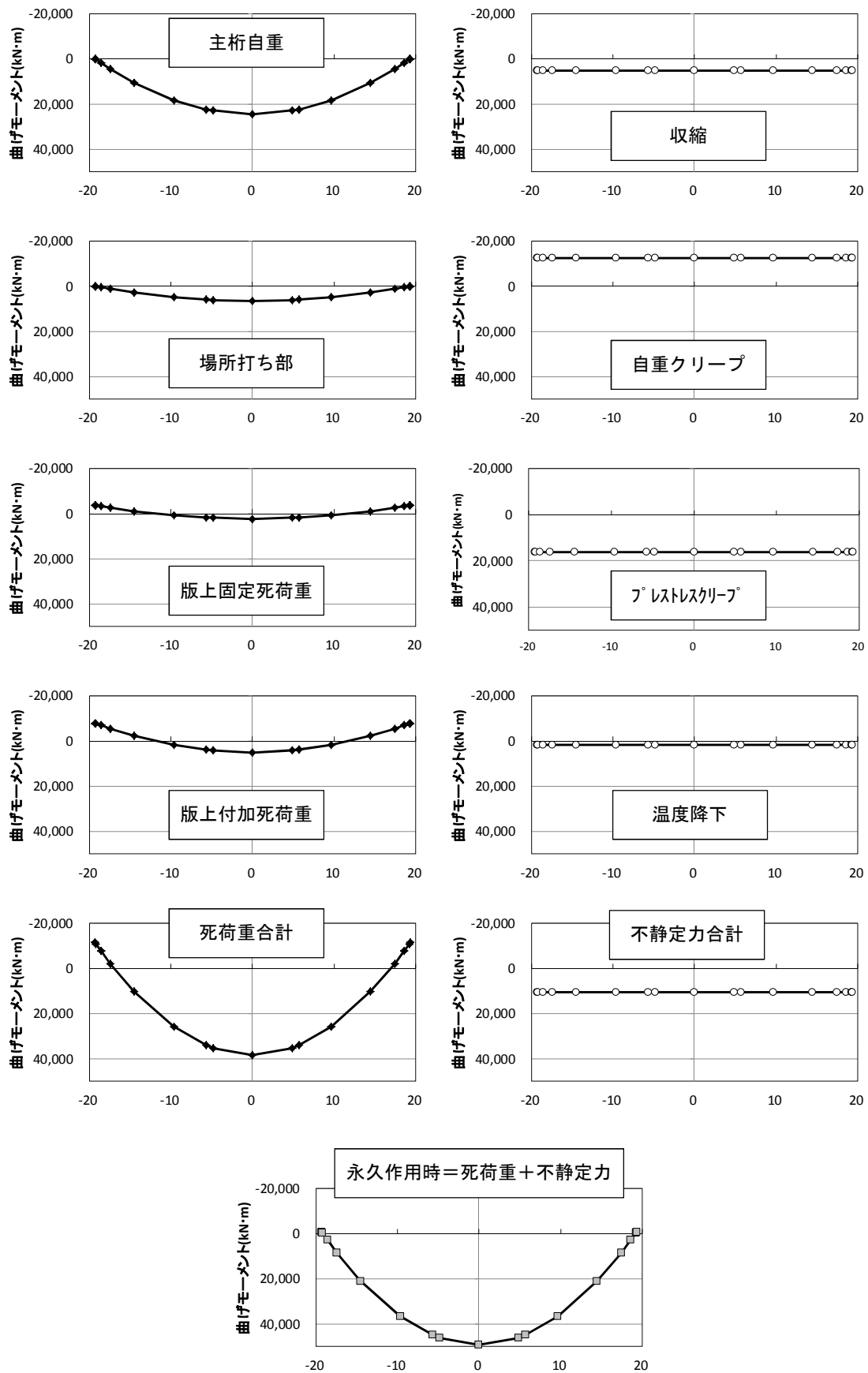


図 5.3.6 Case7 の各作用による曲げモーメント

補強盛土一体橋梁を単純桁と比較すると、スパン中央では版上荷重による正曲げが減るとともに不静定力による正曲げが作用する。そこで、不静定力が最も大きい Case7 と最も小さい Case1-2 の永久作用時曲げモーメントを、標準設計の 35m、40m の単純桁の曲げモーメントを比較したものが図 5.3.7 である。なお、標準設計は 35m が 4 主桁、40m が 6 主桁である。

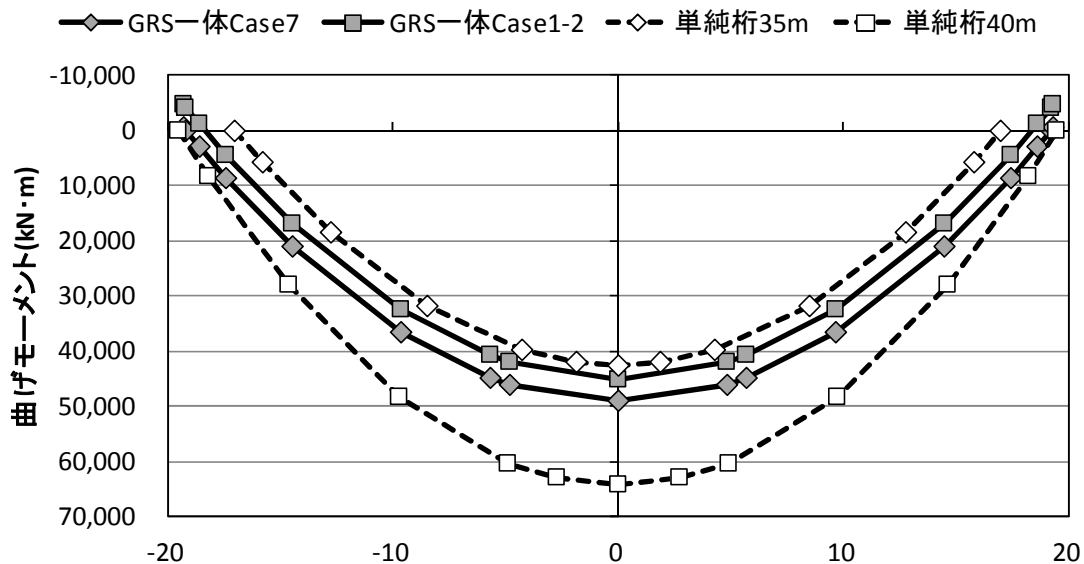


図 5.3.7 補強盛土一体橋梁と単純桁の永久作用時曲げモーメント

補強盛土一体橋梁の永久作用時曲げモーメントは補強盛土による拘束の度合いにより変動するが、橋長 40m であるにも係わらず単純桁 35m の曲げモーメントに近い。単純桁 40m は桁剛性を確保するために 6 主桁としているので主桁自重が大きいのが、補強盛土一体橋梁では前述のように桁剛性を確保できるので、単純桁 35m を 4 主桁のまま 40m に延長した設計が可能であると考えられる。

(4) パラメータの影響

表 5.3.2 に以下のケースの永久作用時のスパン中央曲げモーメントの内訳を示す。

Case7：不静定力が最も大きくなるケース

Case1-2：不静定力が最も小さくなるケース

Case3：Case7 に対して橋台背面ばねを低減したケース（長期材齢想定）

Case6：Case3 に対して橋台壁厚も低減したケース

Case7 と Case3 を比較すると、橋台背面ばねを低減すると不静定力が減少し、スパン中央の曲げモーメントが減少している。収縮 -300μ と温度降下 -10°C による桁端の自由変位は、 $20,000 \times (-30 - 10) \times 10^{-5} = 8\text{mm}$ であるので、図 5.3.5 より橋台背面ばねの剛性は Case3 で用いた弱ばね 1 程度まで減少することが期待される。

Case6 を Case3 と比較すると、橋台壁厚の減少により桁端の固定度が低下し、版上荷重による曲げモーメントが増加してしまう。また、収縮や温度降下による橋台壁の変位が大きくなるためこれらによる不静定力も増加している。自重クリープやプレストレスクリープによる不静定力は減少しているが不静定力の合計は増加しているため、橋台壁厚を減少させても不静定力を低下させる効果はないようである。

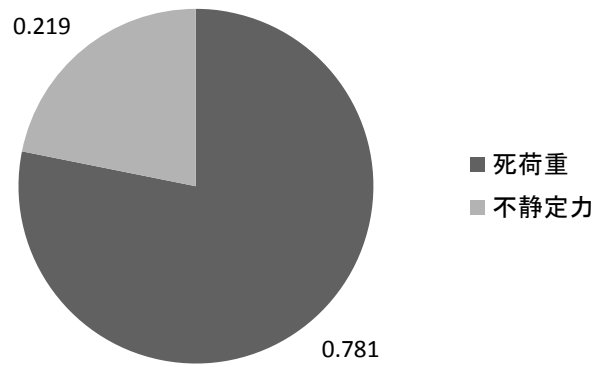
表 5.3.2 各ケースのスパン中央曲げモーメントの内訳

解析 Case	Case7	Case1-2	Case3	Case6
橋台ばね	強ばね	弱ばね 2	弱ばね 1	弱ばね 1
壁厚	1.4m	1.4m	1.4m	1.0m
収縮	-300 μ	-150 μ	-300 μ	-300 μ
温度変化	-10°C	-10°C	-10°C	-10°C
接合時期	1ヶ月	3ヶ月	1ヶ月	1ヶ月
荷重 Case				
自重	30971	30971	30971	30971
版上荷重	7413	8058	7870	9084
死荷重合計	38384	39029	38841	40055
収縮	5190	1845	4143	4314
自重クリープ	-12313	-10212	-12094	-11369
プレストレスクリープ	16132	13154	15675	15022
温度降下	1730	1230	1381	1438
不静定力合計	10739	6017	9105	9405
永久作用時	49123	45046	47946	49460

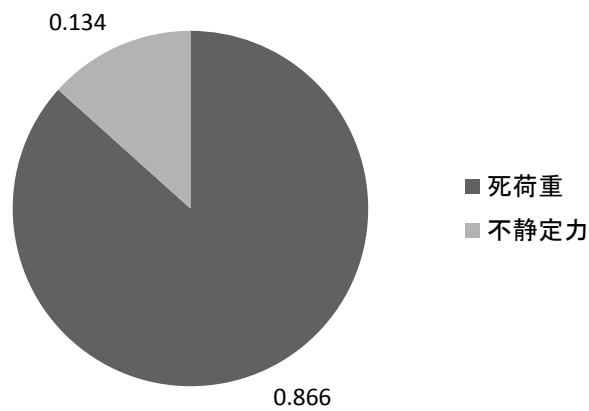
自重＝主桁自重＋桁間・横桁自重

曲げモーメントの単位 kN・m

Case7 および Case1-2 の永久作用時曲げモーメントにおける死荷重と不静定力の割合を図 5.3.8 に示す。不静定力の割合は 22~13%，死荷重の割合は 78~87%である。3章で検討した RC 桁である中学校線架道橋（図 3.2.3，不静定力が 16%，死荷重が 84%）と比較すると桁が PC 桁になっても不静定力の割合が大きく増加することはない，PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁は困難なく設計できると考えられる。



(a) Case7



(b) Case1-2

図 5.3.8 Case7, Case1-2 のスパン中央曲げモーメントの割合

(5)主桁の設計照査

Case7 について主桁 1 本当りの設計照査を行った結果を表 5.3.3 に示す。永久作用時のスパン中央下縁応力度が制限値より大きい以外は制限値を満足している。この値はプレストレス力を調整することにより制限値を満足することができるため、PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁は設計可能であることが確認できた。

表 5.3.3 Case7 の設計照査結果

		検討位置	応答値 (N/mm ²)	制限値 (N/mm ²)	照査	備考	
合成 応 力 度	プレストレス導入直後	横梁位置	上縁	-0.102	≧-2.26	OK	PRC 構造
			下縁	16.641	≦20	OK	PRC 構造
	永久作用時	支間中央	上縁	4.272	≦16	OK	PRC 構造
			下縁	-2.737	≧-2.5	NG	PRC 構造
		桁端部	上縁	0.560	≧0	OK	PC 構造
			下縁	5.610	≦16	OK	PC 構造
	変動作用時	桁端部	上縁	-0.878	≧-1.22	OK	PC 構造
			下縁	8.091			
			(kN・m, kN)	(kN・m, kN)			
安全性(曲げ)	支間中央		16655.9	25677.1	0.778	γ i=1.2	
	桁端部		-2823.5	-5976.8	0.567	γ i=1.2	
安全性(せん断)	桁端部		1670.3	2755.4	0.727	γ i=1.2	
復旧性(曲げ)	支間中央		15242.5	22588.3	0.810	γ i=1.2	
	桁端部		-2120.0	-4219.3	0.603	γ i=1.2	

(6)耐震検討

試設計橋梁は橋長 40m の複線橋梁であり、これまでの補強盛土一体橋梁よりも桁重量が大きい。そこで、静的非線形解析（プッシュオーバー解析）で地震時の水平変位を確認した。

橋台背面ばねは弱ばね 1 とした。これは、初期載荷として地震作用を受ける確率は極めて低く、供用状態で桁の伸縮変位を経験した状態を考慮したものである。また、ばねは上限値を盛土補強材の気中引張強度の 40%としたバイリニアモデルとした。圧縮時のばね定数は補強土橋台の設計用値とした（図 5.3.9）。

図 5.3.10 にプッシュオーバー解析により得られた震度－水平変位関係を示す。水平震度 0.963 までプッシュオーバーしても各部材の損傷レベルは 1（降伏点以下）であり、震度－水平変位関係は線形関係を保っている。例えば G1 地盤の土構造物照査波の最大加速度は 726gal で震度換算では 729/980=0.741 であるので、L2 地震時にも無損傷である。したがって、橋長が 40m になっても補強土橋台が橋梁を支持できることが確認できた。

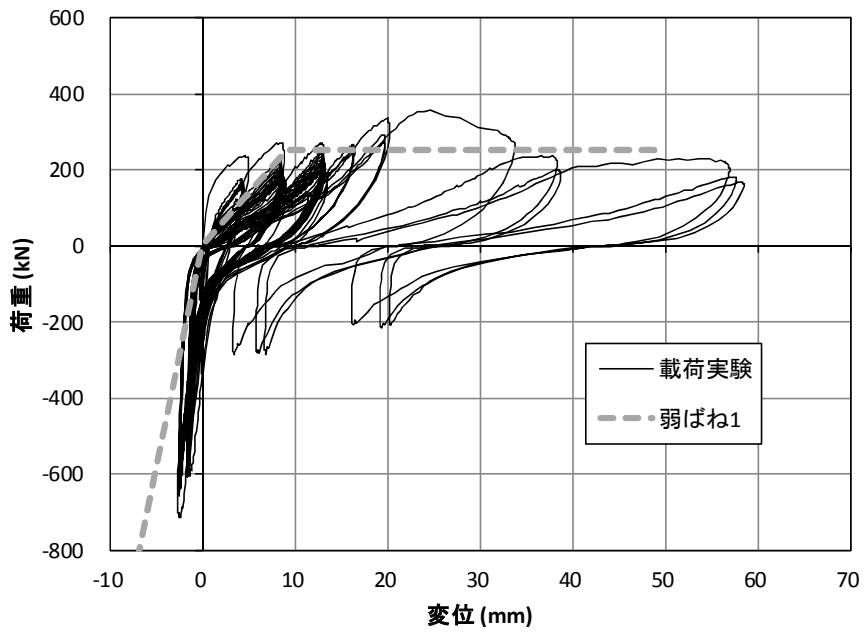


図 5.3.9 プッシュオーバー解析時の橋台背面ばねの設定

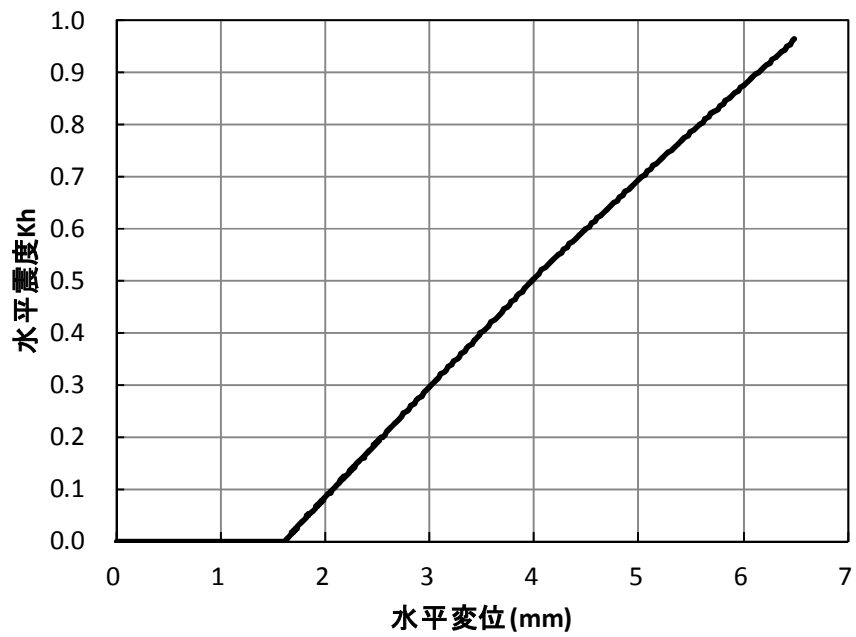


図 5.3.10 プッシュオーバー解析の震度－水平変位関係

5.4 PC-T 形桁と橋台壁の接合構造の検討

(1) 桁と橋台の接合構造

RC 桁を用いた補強盛土一体橋梁では、橋台壁と桁のコンクリートを同時に施工することで、桁と橋台壁の接合部を一体的に形成することができる。しかし、PC-T 形桁を用いた場合は、図 5.1.2 に示したように、現地ヤードまたは工場で製作した PC-T 形桁を橋台上に架設するため、これを橋台と接合して一体化する方法を検討しなければならない。

本論文では桁と橋台の接合構造として図 5.4.1 を提案する。PC-T 形桁では、主桁間に場所打ちコンクリートを施工して端横桁とするが、この場所打ちコンクリート内に橋台壁の鉄筋を延長して隅角部とするものである。

主桁と横桁コンクリートは図 5.4.1 の赤枠の部分の摩擦で接合される。単純桁の場合は横桁が回転するために接合面の応力伝達は荷重偏載時の各主桁のたわみ差を吸収するレベルであるが、補強盛土一体橋梁では横桁は回転しないため、主桁端に作用する曲げモーメントを摩擦面のねじりモーメントとして橋台壁に伝達する必要がある。

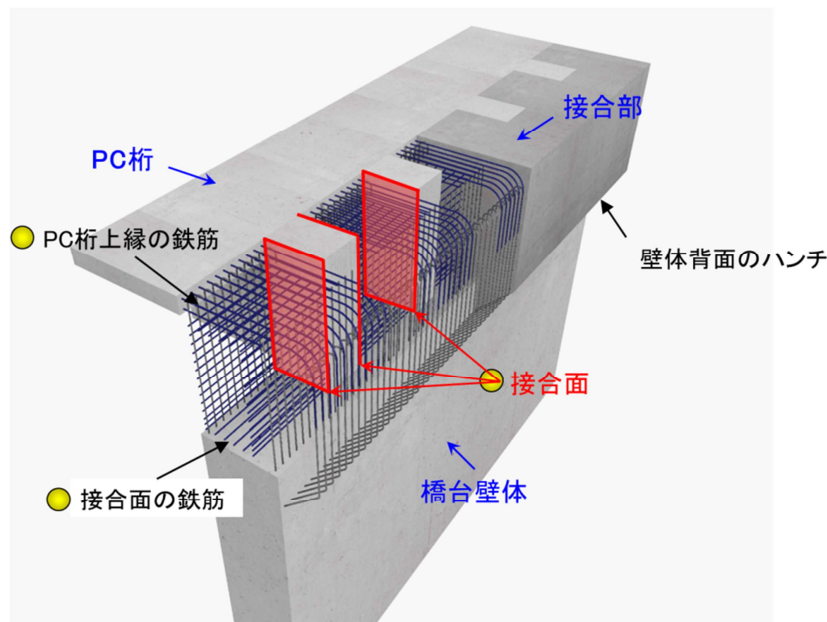


図 5.4.1 PC-T 形桁と橋台の接合構造

図 5.4.2 に対象とする接合構造の抵抗機構を示す。常時には、桁端に列車荷重により作用する負曲げモーメントに対して、主に PC 桁上縁に配置した鉄筋で抵抗する。地震時に作用する正負の曲げモーメントに対しては、主桁と横桁の接合面の摩擦および鉄筋で抵抗する。

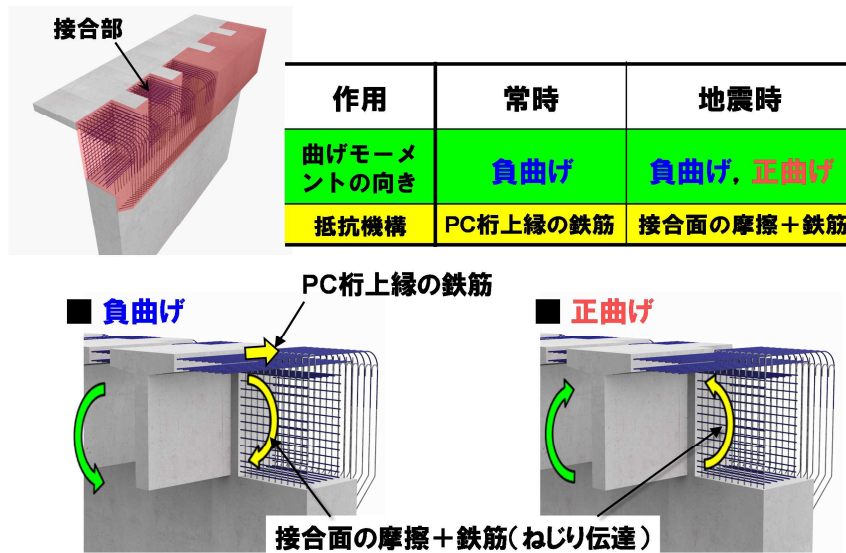


図 5.4.2 桁と橋台の接合構造の抵抗機構

(2)接合部に必要な耐力

補強盛土一体橋梁は、補強土橋台の地震抵抗力が大きいため設計地震動の範囲では弾性設計とすることが可能である。しかし、設計地震動を超える巨大地震に対する危機耐性の観点から、損傷位置を想定し、脆性的でない破壊形態とする必要がある。

ラーメン構造では構造安定性や復旧性から接合部の損傷が部材に先行することを避けるべきであり、復旧性から軌道を支持する桁が損傷することも避けるべきである。そこで本構造においても橋台壁の上端を損傷位置と想定することとする。そのため、接合部の耐力は橋台壁上端（隅角部ハンチ下端^{注)}）の曲げ耐力以上とする必要がある。なお、橋台壁上端の損傷位置を明確にするために、図 5.4.1 では接合部を背面盛土側に張出した構造（ハンチ）を設けた。

また、構造計算において隅角部（接合部）を剛域として扱うためには、接合部に作用する荷重に対して十分な剛性があることを確認する必要がある。

図 5.4.3 に損傷順序を想定した橋台壁と接合部の耐力の関係を示す。

注) 接合部の施工法を検討した結果、プレキャスト PC 桁の桁長を橋台躯体背面の鉛直鉄筋の内法間とし、その背面に張出して、桁端上端筋の定着部と PC 桁の定着具保護コンクリートを兼ねた突起部を設けることとした。この突起部の下縁を隅角部ハンチと呼ぶことにする。

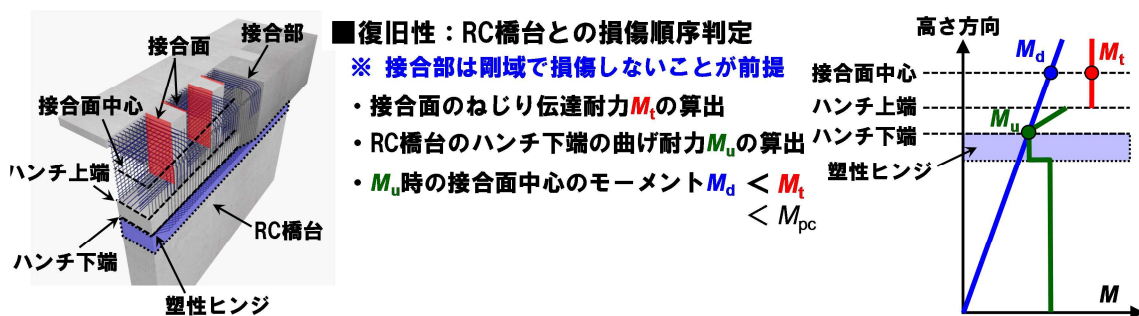


図 5.4.3 損傷順序を考慮した接合部の耐力

(3)接合部の耐力算定方法

桁と橋台の接合部では、接合面の摩擦によりねじりモーメントの伝達を行う。

コンクリート標準には摩擦によるせん断伝達耐力式として、式(5.4.1)が示されている。この式は接合面のせん断強度 τ_c にせん断面の面積を乗じたものに、接合面に配置される補強筋の効果を足した形になっている。

また、接合面でのねじり伝達耐力に関して、建築学会ではフラットスラブ等のねじり伝達耐力式^{5.10,5.11)}として式(5.4.2)が提案されている。この式は接合面を図5.4.4のように三角形と台形に分割し、それぞれのせん断伝達耐力が接合面の中心に関して偶力として作用すると考えた形になっている。

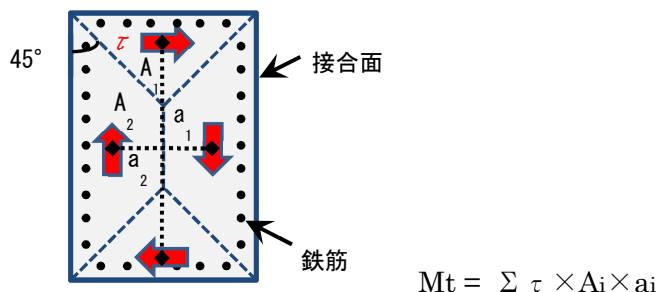


図 5.4.4 接合面のねじり伝達耐力

せん断伝達耐力

$$V_{cwd} = \{(\tau_c + p \cdot \tau_s \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{syd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c + V_k\} / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (5.4.1)$$

$$\text{ここに、} \tau_c = \mu \cdot f_{cd}'^b (\alpha \cdot p \cdot f_{syd} - \sigma_{nd})^{1-b}$$

$$\tau_s = 0.08 f_{syd} / \alpha$$

$$\alpha = 0.75 \{1 - 10(p - 1.7 \sigma_{nd} / f_{syd})\} \quad \text{ただし、} 0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$$

σ_{nd} : せん断面に垂直に生じる平均応力度 (N/mm²) で、圧縮の場合には、 $\sigma_{nd} = -\sigma_{nd}' / 2$ とする。いずれの場合にも、 $(\alpha \cdot p \cdot f_{syd} - \sigma_{nd})$ が正でなければならない。

σ_{nd}' : せん断面に垂直に生じる平均圧縮応力度 (N/mm²)

- p : せん断面における鉄筋比でせん断面から両側にそれぞれ十分な定着長をもった鉄筋のみを考慮する。
 A_c : せん断面の面積 (mm²)
 θ : せん断面と鉄筋のなす角度
 b : 面性状を表す係数 (0~1) で、以下の値とする。
 2/3=ひび割れ面
 1/2=打継面 (処理あり) あるいはプレキャスト部材の継目に接着剤を用いた場合の継目
 μ : 面性状を表す係数 (0~1) で、以下の値とする。
 V_k : せん断キーによるせん断耐力 (N)

$$V_k = 0.1A_k \cdot f'_{cd}$$
 V_k : せん断キーのせん断面の断面積 (mm²)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)
 f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)
 γ_b : 部材係数で、一般に 1.3 とする。

ねじり伝達耐力^{5.11)}

$$M_t = \frac{1}{2} a^2 \left(b - \frac{a}{3} \right) \tau_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5.4.2)$$

- ここに、 a : 接合面の短辺 (mm)
 b : 接合面の長辺 (mm)
 τ_y : せん断強度 (N/mm²)

せん断強度

$$\tau_y = V_{c wd} / A_c \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.4.3)$$

接合部のねじり伝達耐力 M_t は、式(5.4.1)で求めたせん断伝達耐力 $V_{c wd}$ を、式(5.4.3)により接合面の面積 A_c で除したものをせん断強度 τ_y として、式(5.4.2)で求めるものとする。

この方法の妥当性を次の手順で確認する^{5.9,5.12,5.13,5.14}。

- 1) PC 桁の横桁接合面に用いられている打継ぎ面処理剤による目荒らし方法によりせん断伝達実験を行い、式(5.4.1)の適用性を確認する。
- 2) 小型試験体によりねじり伝達実験を行い、式 (5.4.2) の適用性を確認する。
- 3) 桁と橋台の接合部を模した縮小試験体の交番載荷実験を行い、図 5.4.3 の想定通りに橋台上端の損傷が先行すること。また橋台上端の変形性能が得られることを確認する。

(4)せん断伝達実験

1) 実験概要

図 5.4.5 に、接合面のせん断伝達に関する実験の概要を示す。試験体は、鉄筋を配置した後、PC 桁部に相当する下側のコンクリートを先打ちし、接合部に相当する上側のコンクリートを後打ちした。なお、接合面は、打継面処理材を塗布し、2~3mm 程度の粗面処理を施した。具体的には、フィルムタイプの打継面処理材（三光株式会社 リタメイト CJ：NETIS 登録番号 TH-990084-V）を型枠に貼付し、脱型後に高圧洗浄機を用いて接合面表面の洗い出しを行った。

試験体は、合計 3 体である。試験パラメータは、接合面角度および鉄筋比である。なお、接合面角度は、せん断伝達耐力に及ぼす軸応力の影響を検討するため、 45° および 60° とした。鉄筋比は、0.79% および 1.41% とした。試験体形状を図 5.4.6 に、材料諸元を表 5.4.1 に示す。

図 5.4.7 に、測定項目および測定位置を示す。測定項目は、鉛直荷重およびせん断面の相対変位、接合面に配した鉄筋のひずみである。

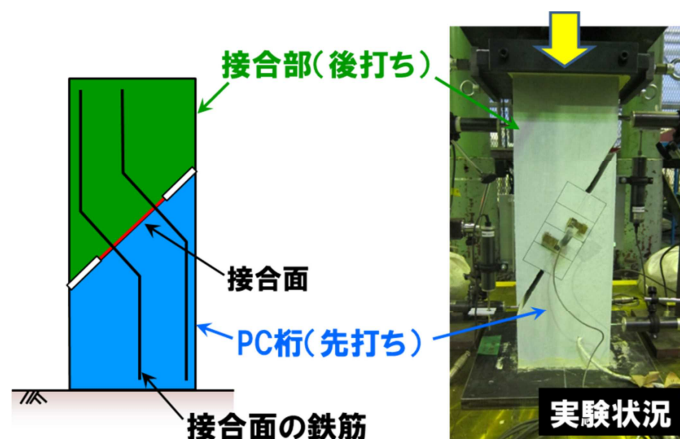


図 5.4.5 接合面のせん断伝達に関する実験の概要

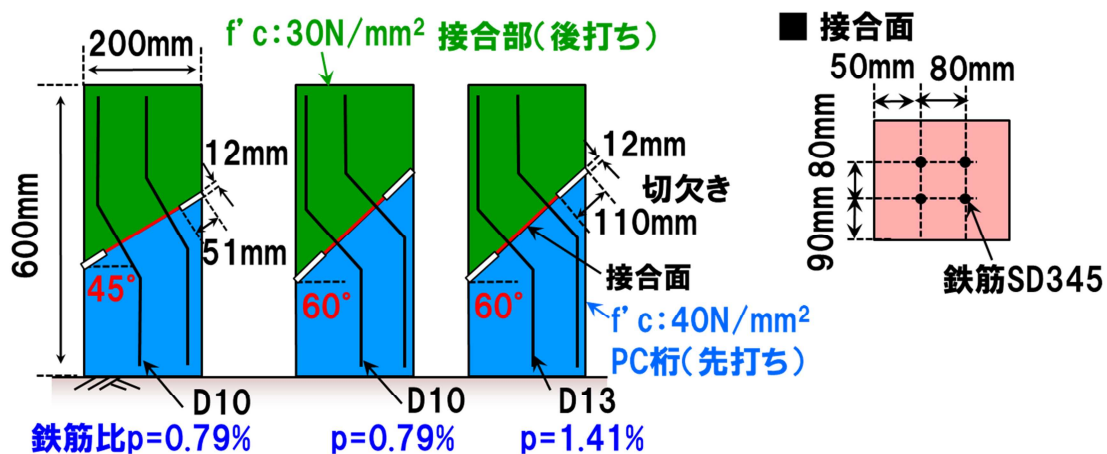


図 5.4.6 試験体形状

表 5.4.1 材料緒元

試験体 No.	接合面角度 (°)	コンクリート		鉄筋				接合面の鉄筋比 (%)
		圧縮強度 (N/mm ²)		呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	
		PC 桁	接合部					
1	45	49.7	28.8	D10	380	181	2099	0.79
2	60							
3	60			D13	356	190	1797	

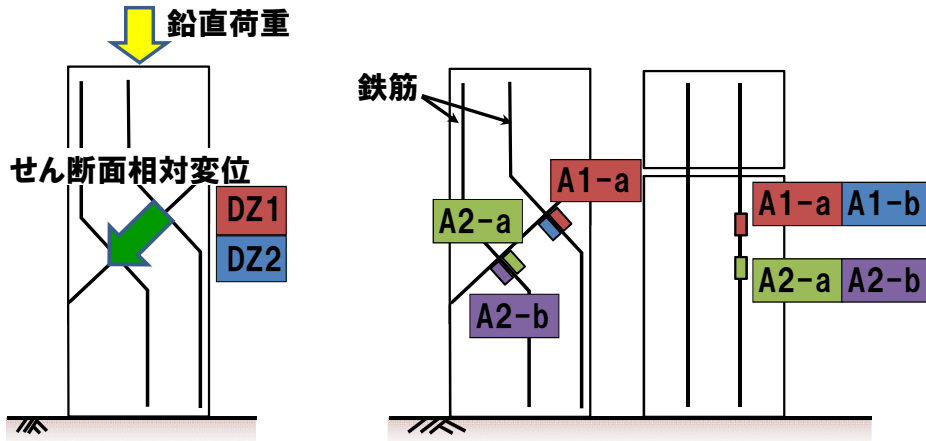
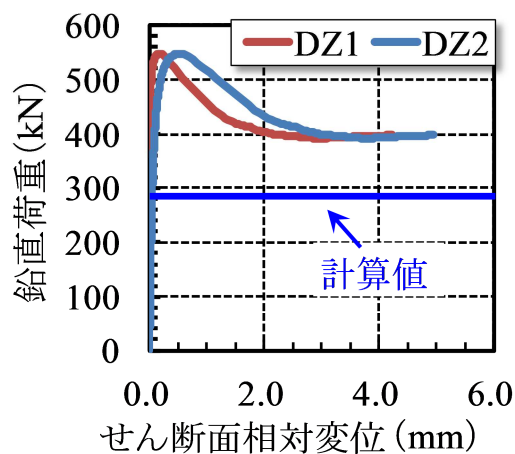


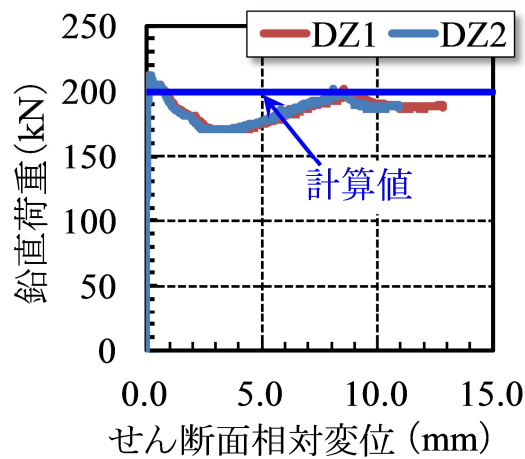
図 5.4.7 測定項目および測定位置

2) 鉛直荷重とせん断面の相対変位関係

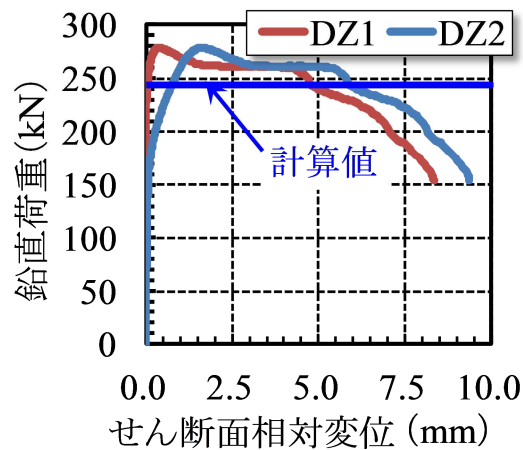
図 5.4.8 に、鉛直荷重－せん断面相対変位関係を示す。せん断伝達耐力式(5.4.1)から得られた最大鉛直力の計算値は、実験値より小さく安全側に評価可能である。なお、部材係数は 1.0 とした。いずれも最大鉛直荷重までの、せん断面の相対変位は小さく、剛塑性挙動に近い。



(a) No.1 (45°D10)



(b) No.2 (60° D10)



(c) No.3 (60° D13)

図 5.4.8 鉛直荷重－せん断面相対変位関係

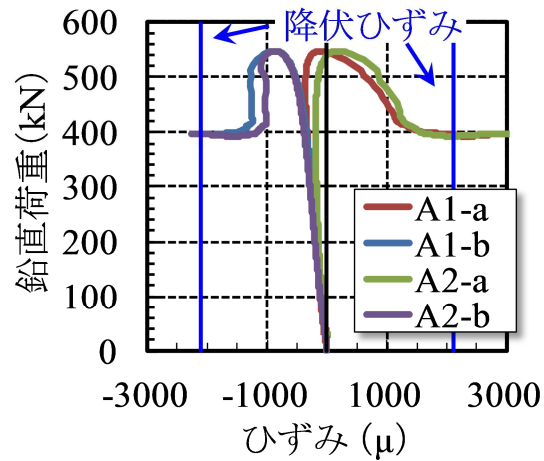
3) 鉛直荷重と接合面の鉄筋ひずみ関係

図 5.4.9 に、鉛直荷重－接合面の鉄筋ひずみ関係を示す。せん断面に生じる垂直応力が No.2, 3 と比べ大きい No.1 (接合面角度 45°) では、鉛直荷重が 450kN 程度まではすべての鉄筋で圧縮力が生じ、450kN 程度以上で接合面にひび割れが生じ、A1-a, A2-a が引張、A1-b, A2-b が圧縮に移行した。No.2 では鉛直荷重が 175kN 程度以上で接合面にひび割れが生じ、すべての鉄筋に引張ひずみが生じた。No.3 では No.2 と同様に鉛直荷重が 175kN 程度以上ですべての鉄筋が引張方向に移行するが、A1-b, A2-b は 200kN 程度で徐々に圧縮ひずみが生じ、A1-a, A2-a のみ引張ひずみが増加した。

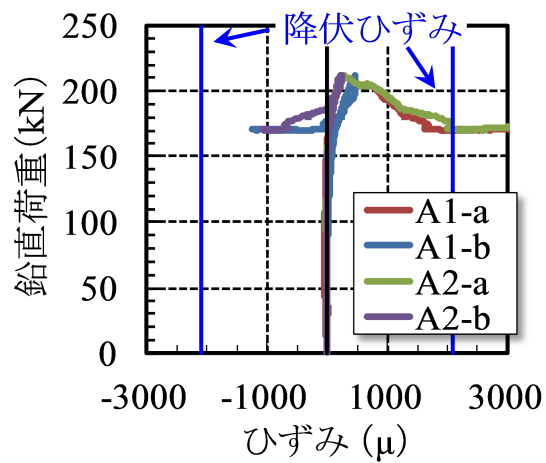
いずれの試験体も最大鉛直荷重以降に、A1-a, A2-a の引張ひずみ、A1-b, A2-b の圧縮ひずみが最大鉛直荷重以前と比べ急増する。そのため、最大鉛直荷重以降、鉄筋に曲げモーメントおよびせん断力が付加され、鉄筋の拘束力が低下し、せん断面のずれ変位が大きくなると考えられる。

鉄筋の降伏は、最大鉛直荷重以降であることがわかる。なお、コンクリート標準には、

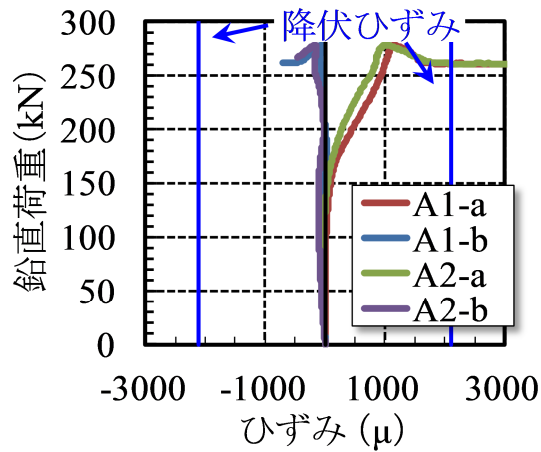
鉄筋の拘束力は、鉄筋比が1%以下であれば軸方向に全断面降伏を仮定できるとしているが、鉄筋比が0.79%であるNo.1, 2のひずみをみると、最大鉛直荷重時に鉄筋は降伏していない。ただし、式(5.4.1)は鉄筋が全断面降伏する前に接合面のずれ変位の拡大から鉄筋の拘束力が低下することを考慮していること、図5.4.8から実験値は式(5.4.1)を用いた計算値より大きいことから、せん断伝達耐力は式(5.4.1)で安全側に評価できると考えられる。



(a) No.1 (45° D10)



(b) No.2 (60° D10)



(c) No.3 (60° D13)

図 5.4.9 鉛直荷重－接合面の鉄筋ひずみ関係

4) 既往文献の結果と本実験結果を用いた評価式の検討

図 5.4.10 に、実験値と計算値の比較を示す。縦軸はせん断面の水平分力を接合面の面積で除し、横軸はせん断伝達耐力式での計算値を接合面の面積で除してせん断強度とした。なお、本実験結果と既往文献の結果^{5.15~5.18)}を併せて示す。部材係数は 1.0 とした。また、図中に既往文献 5.14~5.17 の試験体諸元の範囲を示す。軸力なしに比べて、軸力ありの場合は実験値が計算値よりも大きい。

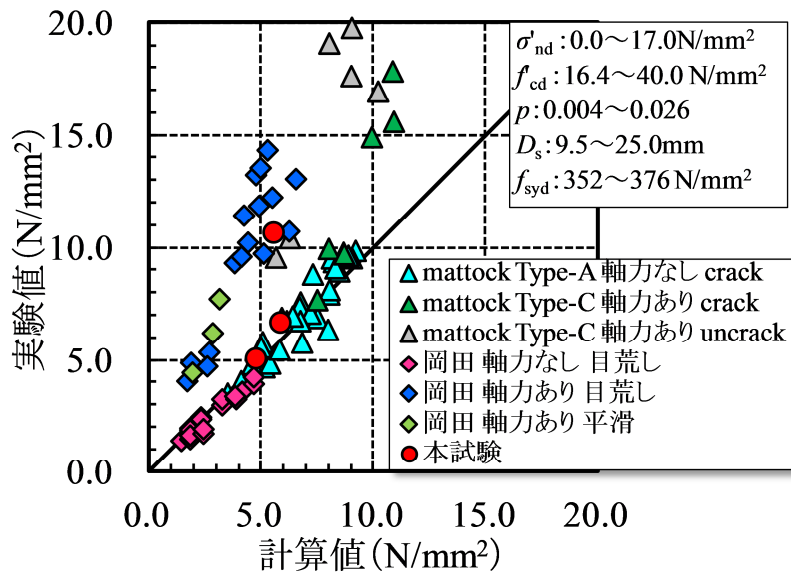


図 5.4.10 実験値と計算値の比較

図 5.4.11 に、部材係数 $\gamma_b=1.0, 1.3$ とした場合の実験値と計算値の比較を示す。 $\gamma_b=1.3$ とした場合には全ての結果で計算値と比べ実験値が大きく、安全側の評価となる。

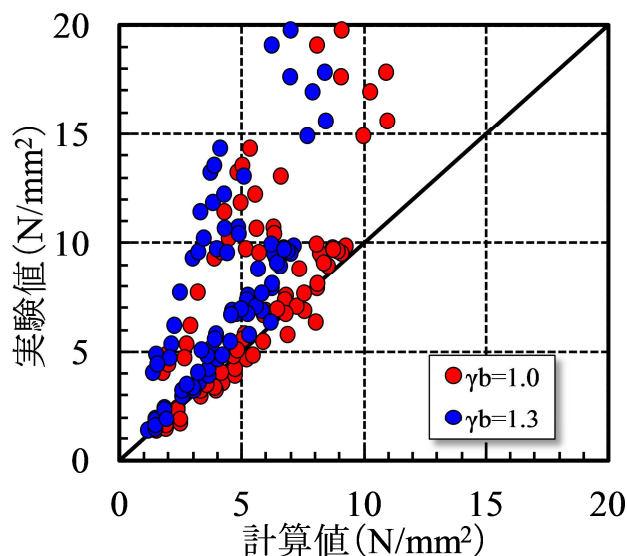


図 5.4.11 実験値と計算値の比較 (部材係数の検討)

図 5.4.12 に、実験値／計算値と軸応力との関係を示す。軸応力の大小に関わらず、軸応力ありの場合には実験値／計算値が大きい。

図 5.4.13 に、実験値／計算値と鉄筋比の関係を示す。軸力なしの場合には実験値／計算値と鉄筋比に相関はない。軸力ありの場合には鉄筋比が大きくなるほど実験値／計算値が小さくなるが、鉄筋比は 2%程度までは安全側の評価が可能である。

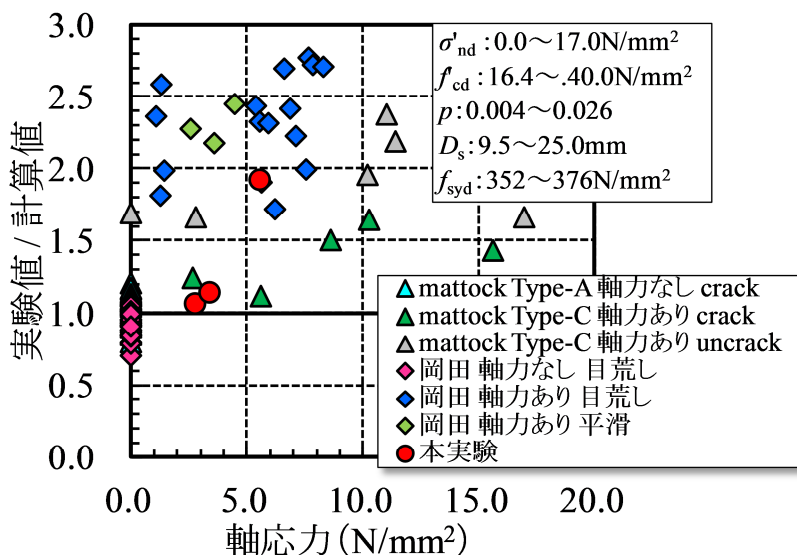


図 5.4.12 実験値／計算値と軸応力との関係

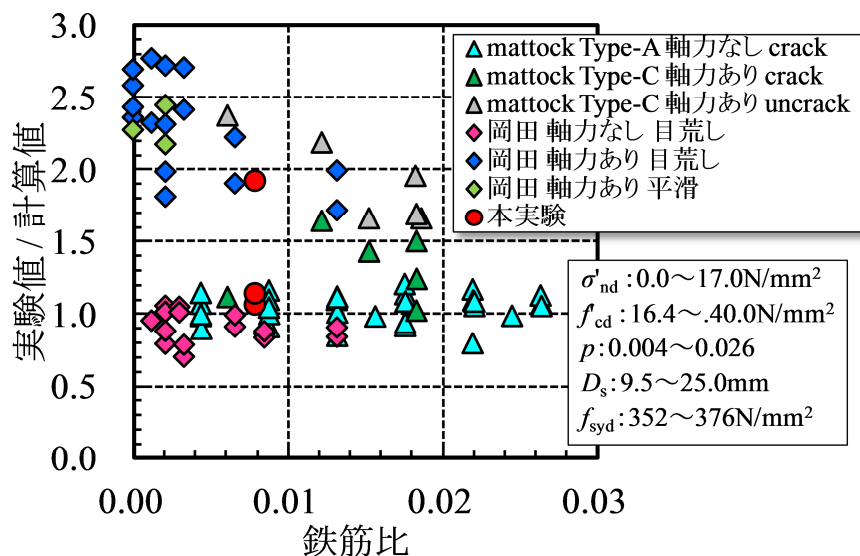


図 5.4.13 実験値／計算値と鉄筋比の関係

5) せん断伝達実験のまとめ

- i) PC 桁の横桁接合面に用いられている打継ぎ面処理剤による目荒らし方法による打継ぎ面に関して，せん断伝達耐力式で算出した計算値は，実験値を安全側に評価可能である。
- ii) 軸力なしと比べ軸力ありの場合には軸応力の大小に関わらず実験値／計算値が大きい。接合面に横締めによるプレストレスを導入した場合，橋台による拘束で，導入されるプレストレス力が明確ではないため，設計上は軸応力を 0 としておけば安全側の対応が可能である。
- iii) 軸応力ありの場合，鉄筋比が大きくなるほど実験値／計算値が小さくなるが，鉄筋比が 2%までは安全側の評価が可能である。

(5) ねじり伝達実験

1) 実験概要

図 5.4.14 に、接合面のねじり伝達に関する実験の概要を示す。PC 桁部および接合部を RC 梁に模擬した。試験体形状は、PC 桁部および接合部共に $400\text{mm} \times 225\text{mm}$ のく形断面である。PC 桁部のコンクリートを先打ちし、接合部のコンクリートを後打ちした。接合面の処理方法はせん断伝達実験と同様である。接合面に配置した鉄筋は、SD345, D10 である。鉄筋の配置は、ねじり伝達耐力式で仮定した各分割領域の重心位置とした (図 5.4.4)。接合面の鉄筋比は、0.79% である。RC 梁部の配筋は、RC 梁部の曲げおよびせん断耐力が接合面のねじり伝達耐力以上となるように設定した。なお、ねじり伝達耐力 M_t は、せん断伝達耐力式(5.4.1)から式(5.4.3)で算出したせん断強度を用いて、ねじり伝達耐力式(5.4.2)から求めた。

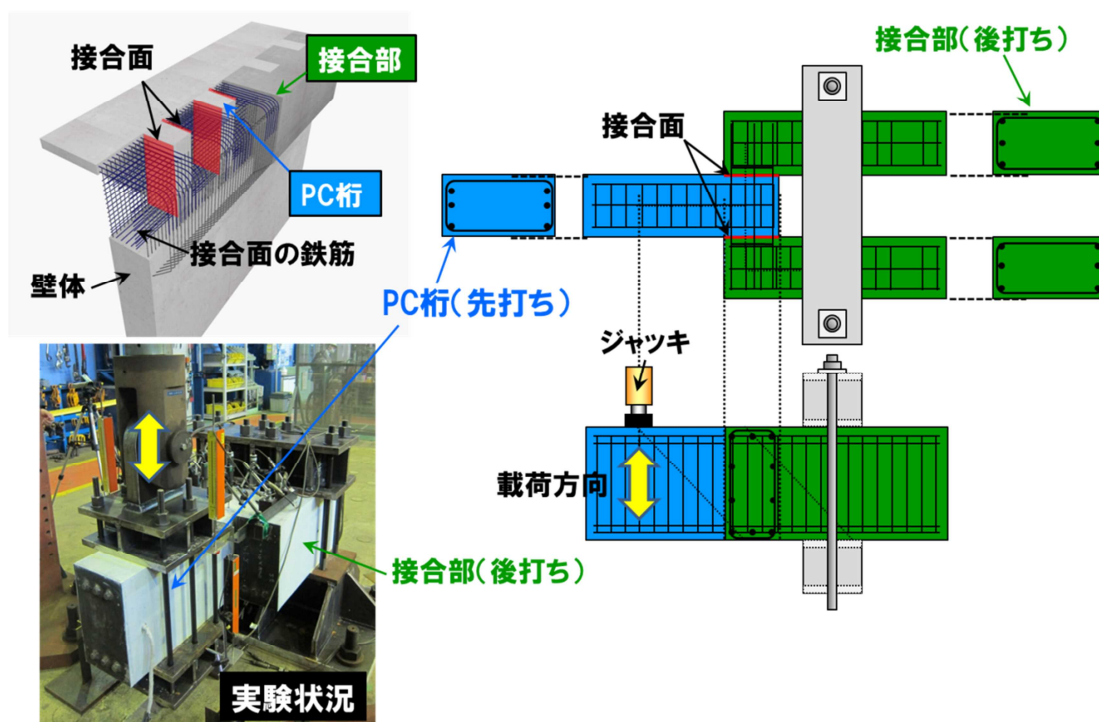


図 5.4.14 接合部のねじり伝達実験の概要

表 5.4.2 に材料諸元を示す。また、表 5.4.3 に算出した各部の耐力を示す。なお、PC 桁のせん断スパンを載荷点から接合面中心までの距離 513mm とすると、接合面のねじり伝達耐力 $M_t=63\text{kN}\cdot\text{m}$ 時の荷重は 123kN 、PC 桁の曲げ降伏耐力 $M_y=156\text{kN}\cdot\text{m}$ 時の荷重は 304kN である。接合面のねじり伝達耐力時の荷重 123kN に比べ、PC 桁の曲げ降伏耐力時の荷重 304kN およびせん断耐力 300kN は 2.5 倍程度である。

載荷方法は、 0.4mm を 1δ として、計算上の最大荷重の変位 11δ まで、 1δ 刻みの正負交番 3 回繰り返した。計算上の最大荷重以降は、 $\pm 4\delta$ 刻みの 1 回繰り返した。繰り返しの最終変位 27δ 後は、正側に片押しで試験終了とした。載荷方向は、図 5.4.14 に示

す下側が+, 上側が-である。

表 5.4.2 材料緒元

コンクリート		鉄筋				接合面の 鉄筋比 (%)
圧縮強度 (N/mm ²)		呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	
PC 桁	接合部					
51.3	28.4	D10	380	181	2099	0.79
		D13	356	190	1797	
		D22	450	182	2748	

表 5.4.3 各部の耐力

PC 桁					接合部				接合面	
My	Vy ^{※1}	Mu	Vmu ^{※1}	Vdd ^{※1}	My	Mu	Vmu ^{※2}	Vdd ^{※2}	Mt	Vt
156	304	163	318	300	151	156	402	296	63	123

※My : 曲げ降伏耐力 (kN・m) , Vy : 曲げ降伏耐力時の荷重 (kN) , Mu : 曲げ耐力 (kN・m) , Vmu : 曲げ耐力時の荷重 (kN) , Vdd : せん断耐力 (kN) , Mt : ねじり伝達耐力 (kN・m) , Vt : ねじり伝達耐力時の荷重 (kN)

※1 せん断スパンは, 載荷点から接合面中心まで 513mm

※2 せん断スパンは, 接合面中心から支点梁中央まで 388mm

測定項目は荷重, 変位, 接合面の鉄筋のひずみ, RC 梁の軸方向鉄筋のひずみである。変位は, 載荷点および接合断面の絶対変位 DD, 接合部との相対変位 DU である。相対変位は, 接合部に固定したフレームからの変位である。図 5.4.15 に変位計設置位置, 図 5.4.16 にひずみゲージ貼付位置を示す。

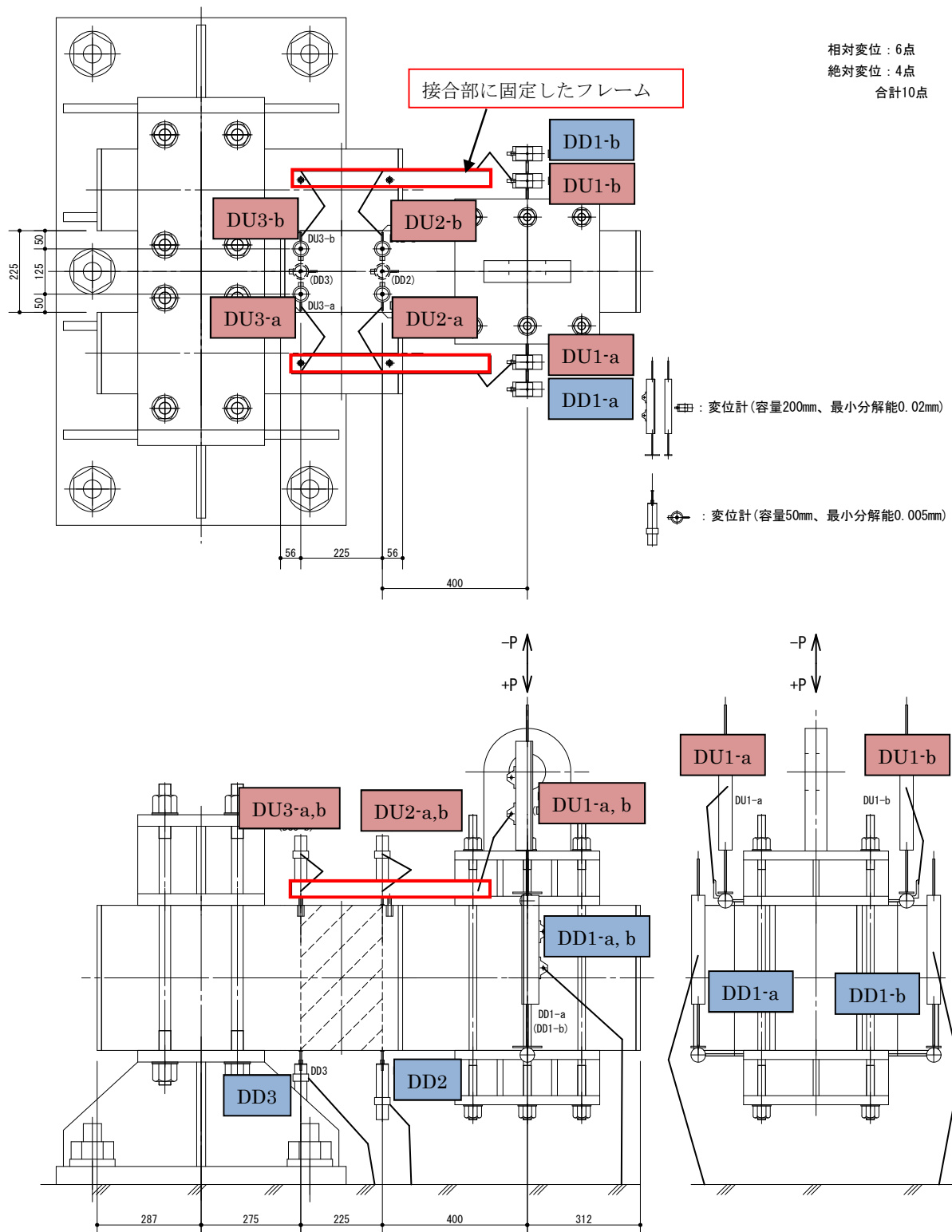
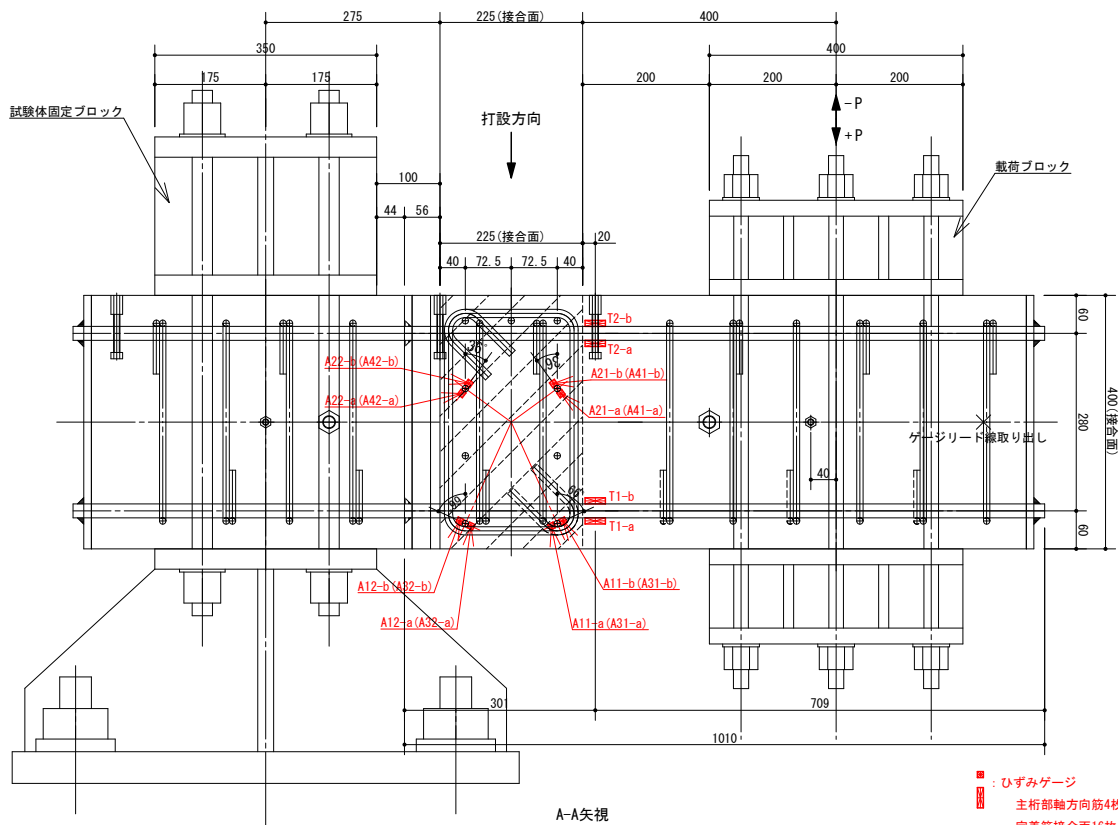
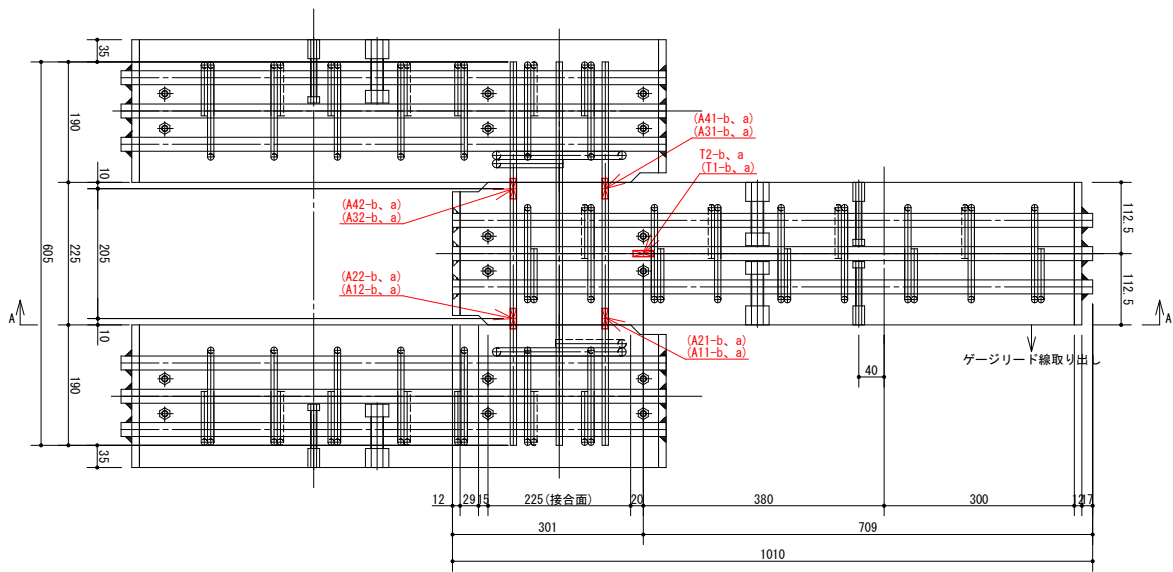


図 5.4.15 変位測定位置



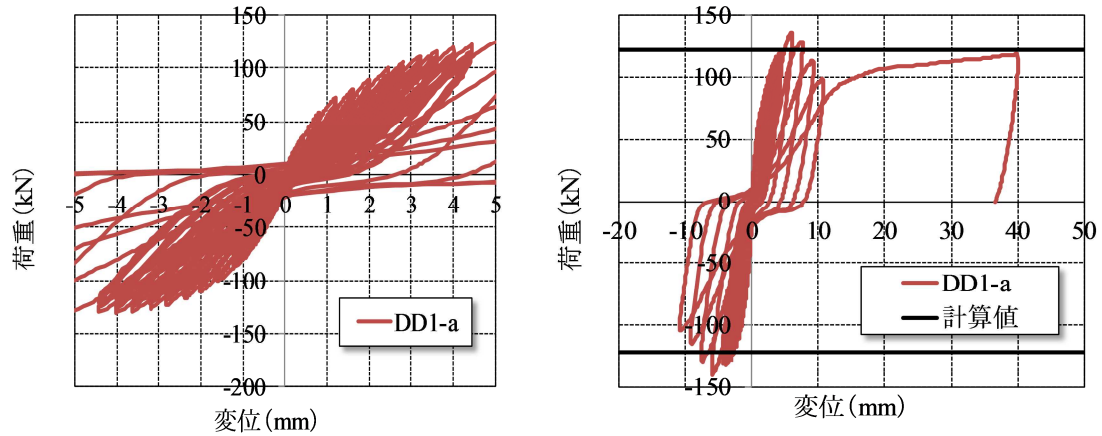
使用ひずみゲージ：FLK-2-11-5LT (東京測器研究所)

※定着筋のひずみゲージの中心は、接合面から主桁部(先打ちコンクリート)側に10mm入った地点とする

図 5.4.16 ひずみ測定位置

2) 荷重－変位関係

図 5.4.17 に、荷重－変位関係を示す。横軸は、床面から測った載荷点の絶対変位 DD の値である。なお、(a) は最大荷重時 11δ まで、(b) は試験終了までを示す。併せて、ねじり伝達耐力式(5.4.2)で算出した耐力時の荷重を示した。最大荷重までの繰り返しによる接合面の摩擦の低下は見られない。最大荷重は計算値より大きい。



(a) 最大荷重時 11δ まで

(b) 試験終了まで

図 5.4.17 載荷点の荷重－変位関係

3) 接合面回転角

図 5.4.18 に荷重—接合面回転角関係を示す。なお、相対変位 DU2, DU3 から算出した回転角, 絶対変位 DD1 と相対変位 DU1 を用いて算出した回転角を示す。接合面の回転角は, 最大荷重時でも 0.005rad 以下と小さい。目視による観察からも接合面にずれ変位は発生していない。相対変位 DU2, DU3 から算出した回転角では, 負側の最大荷重以降の接合面回転角が大きいが, 接合面に配置した鉄筋がコンクリートの表面を押し上げている影響が大きく, 接合面でのずれ変位は小さいと考えられる。図 5.4.19 に, 最大荷重以降の接合面状況を示す。

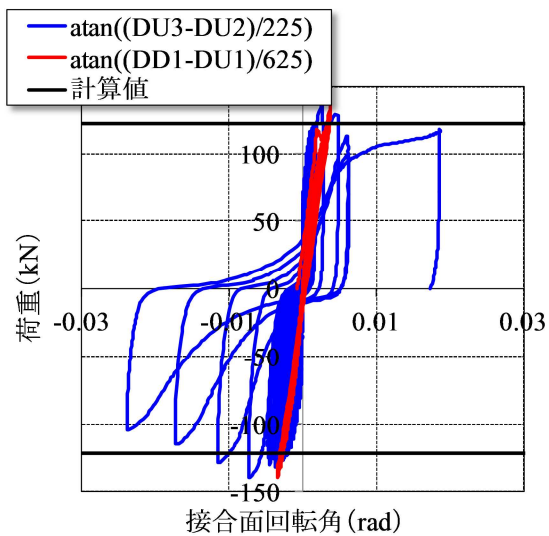


図 5.4.18 荷重—接合面回転角関係

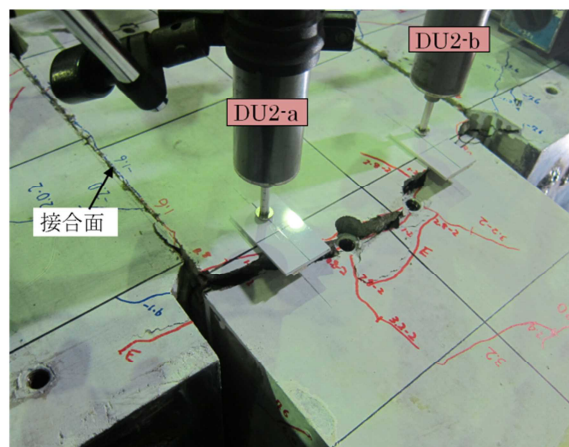


図 5.4.19 最大荷重以降の接合面状況

4) 接合面の鉄筋のひずみ

図 5.4.20 に、接合面に配置した鉄筋のひずみを示す。載荷方向に関わらず、最大荷重時まで引張ひずみが生じる。最大荷重時のひずみは、 1500μ 程度であり、降伏ひずみ 2099μ 以下である。なお、ひずみの大小は、図心からの距離に依存せず同等である。最大荷重以降、圧縮ひずみが生じるが、接合面のずれ変位が大きくなり、鉄筋に曲げおよびせん断が生じた結果であると考えられる。

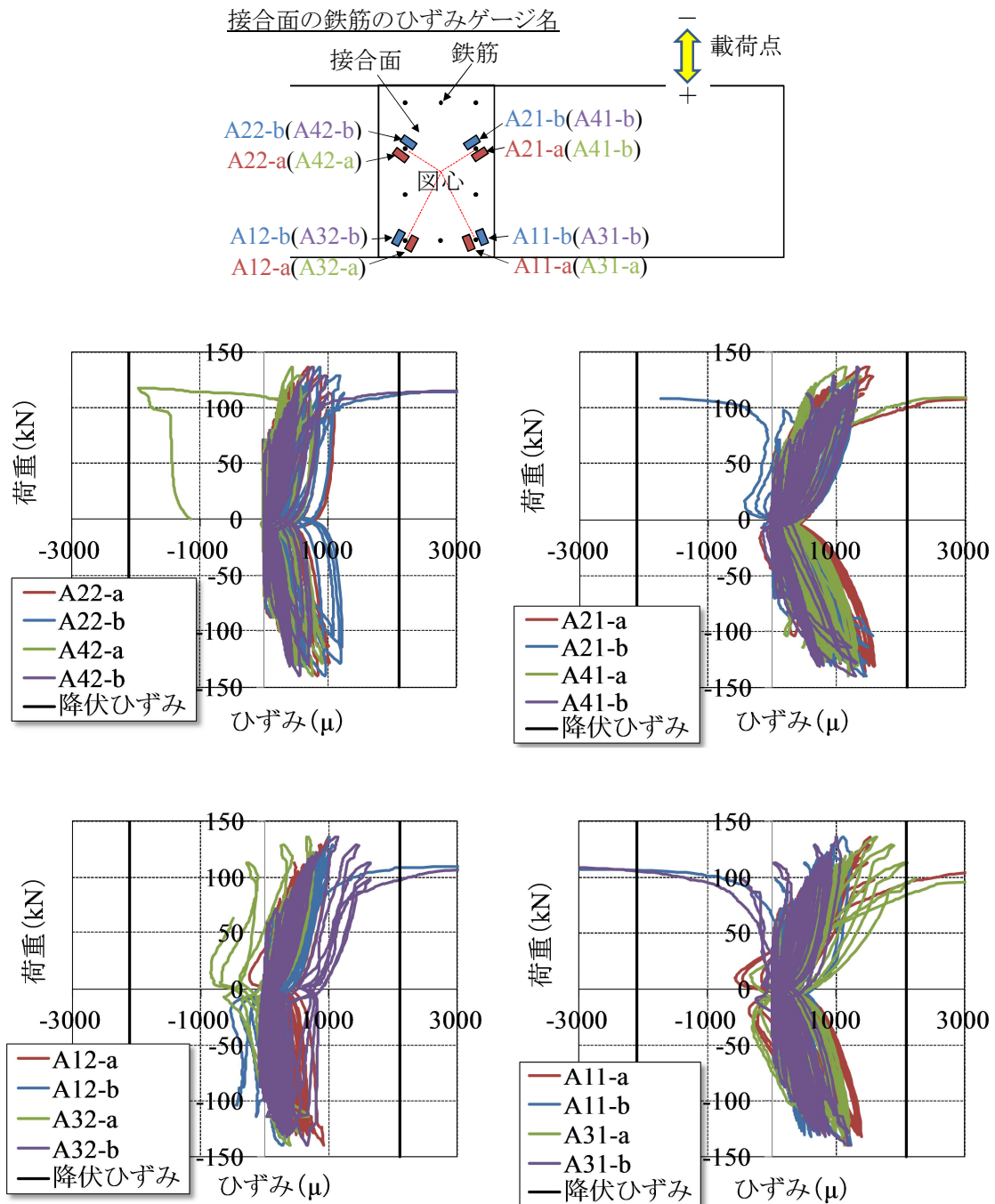


図 5.4.20 荷重—接合面の鉄筋ひずみ関係

5) 軸方向鉄筋のひずみ

図 5.4.21 に、軸方向鉄筋のひずみを示す。最大荷重時のひずみは、 1000μ 程度であり、降伏ひずみ 2748μ 以下である。そのため、最大荷重以降の荷重低下は、接合面の損傷によるものである。

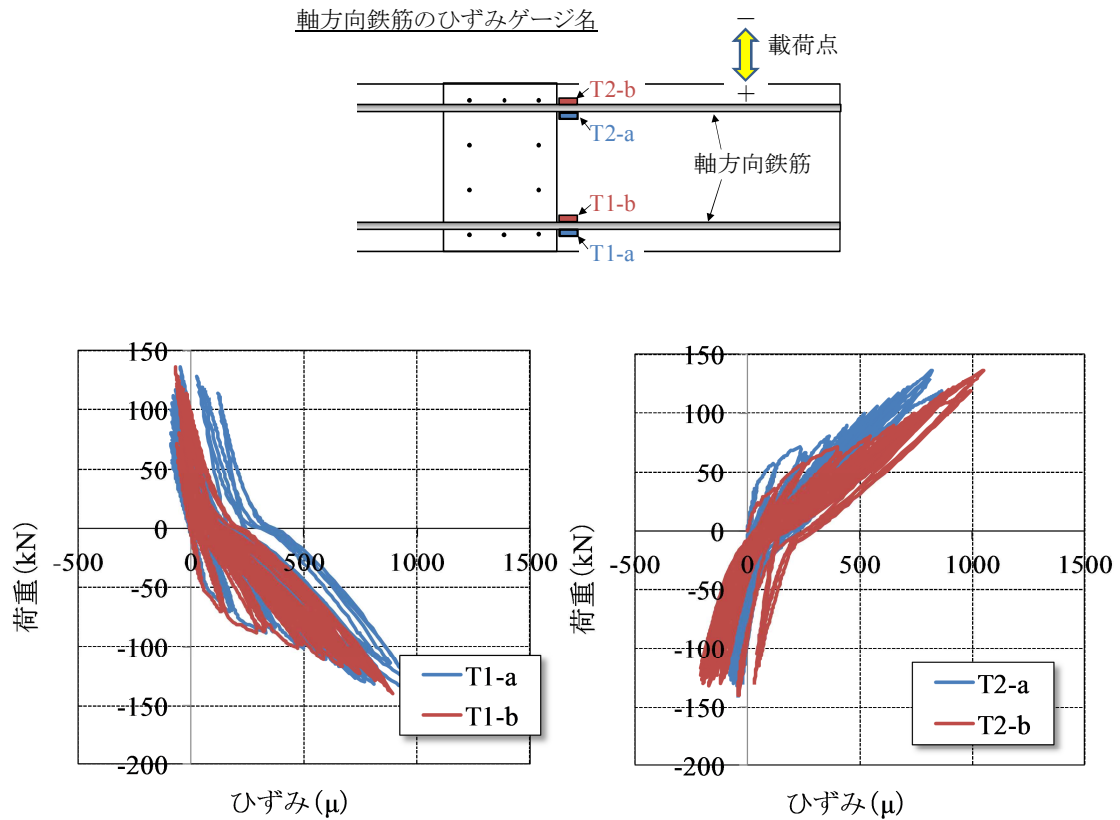
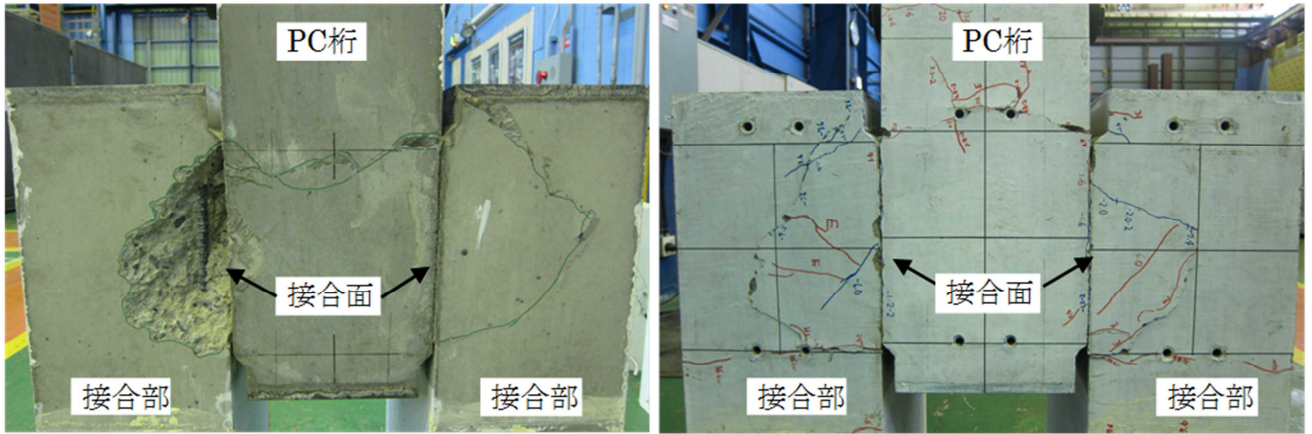


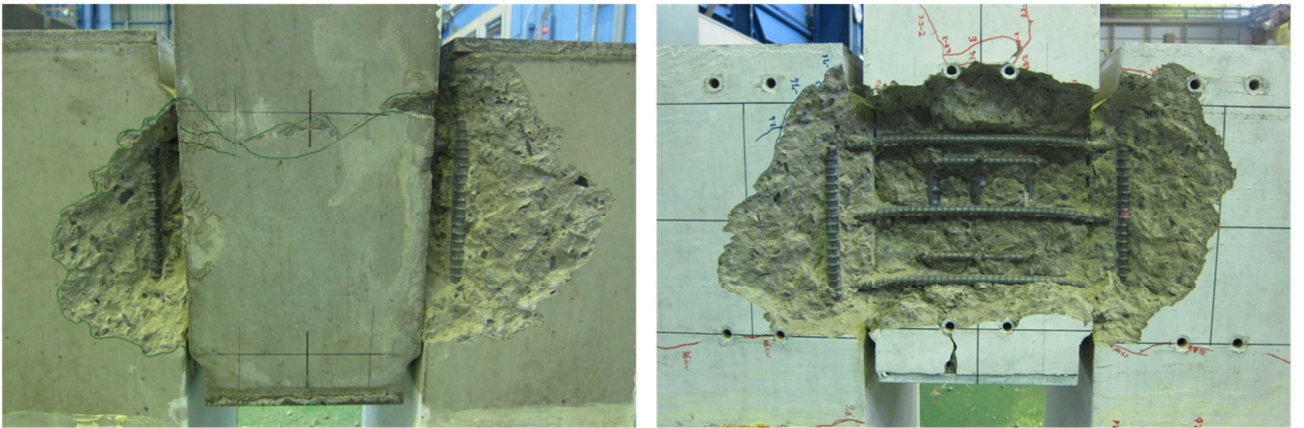
図 5.4.21 軸方向鉄筋ひずみ

6) 最終的な損傷状況

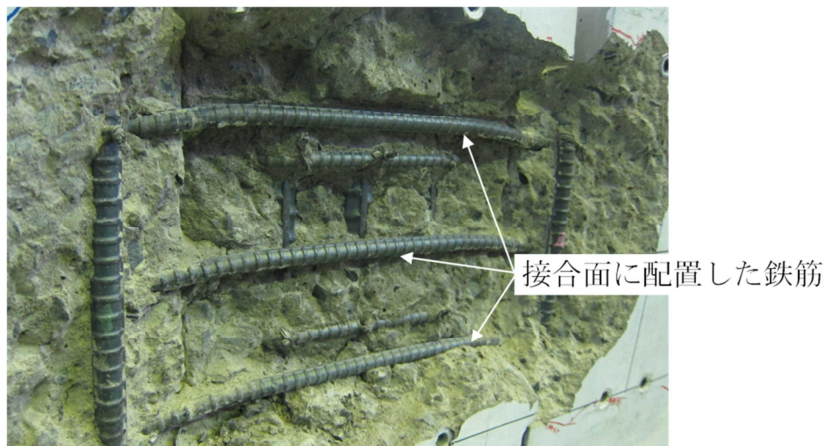
図 5.4.22 に、最終的な損傷状況を示す。(a)ははつり出し前、(b)ははつり出し後、(c)は接合面に配置した鉄筋の状況である。最終的な損傷は、接合面のずれ変位の進行とそれに伴う接合面に配置した鉄筋の塑性化とかぶりコンクリートのはく離はく落であった。



(a) はつり出し前



(b) はつり出し後



(c) 接合面に配置した鉄筋

図 5.4.22 最終的な損傷状況

7) 既往文献の結果と本実験結果を用いた評価式の検討

図 5.4.23 に実験値と計算値の比較を示す。なお、計算値は、せん断伝達耐力式(5.4.1)と式(5.4.3)で求めたせん断強度を用いて、ねじり伝達耐力式(5.4.2)から算出した。部材係数は考慮していない。既往文献の結果は実験値/計算値が 0.97~1.55, 本実験は 1.09 であり、ねじり伝達耐力式(5.4.2)により評価可能であると考えられる。図 5.4.24 に、安全係数の検討を示す。ねじり伝達耐力式の部材係数を 1.1, せん断強度の算出に用いたせん断伝達耐力式の部材係数を 1.3 とした結果を示す。いずれの結果も実験値が計算値より大きく、安全側に評価可能である。

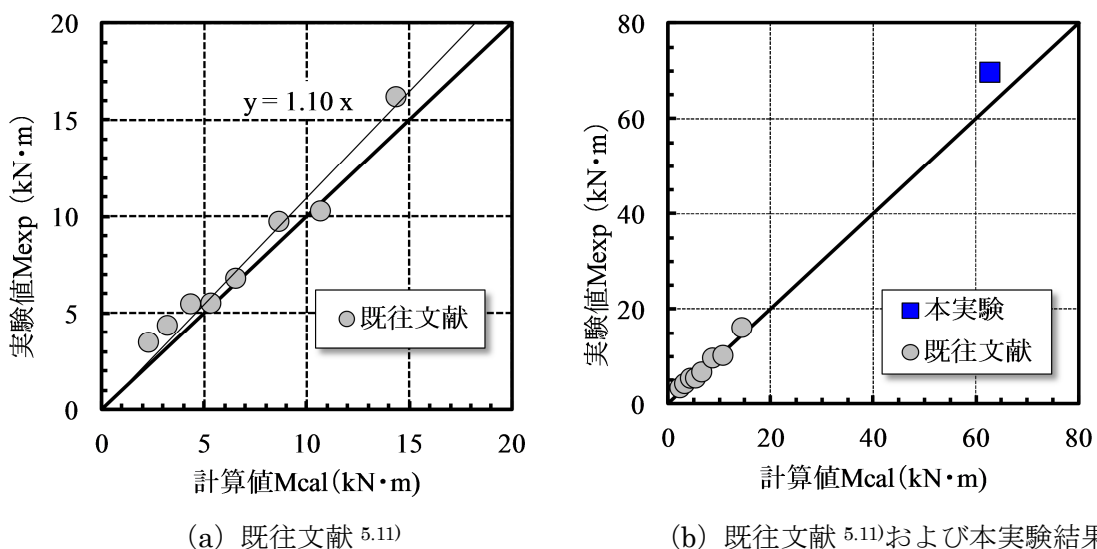


図 5.4.23 実験値と計算値の比較

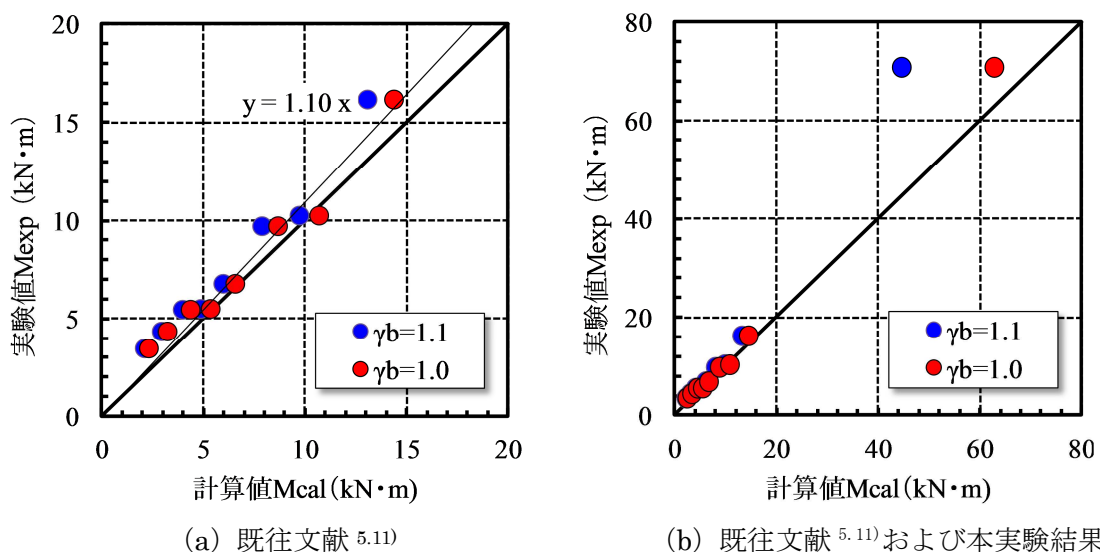


図 5.4.24 安全係数の検討

8) ねじり伝達実験のまとめ

- i) フラットスラブ等のねじり伝達耐力式で算出した計算値は、実験値を適切に評価できると考えられる。
- ii) 設計で用いる場合、ねじり伝達耐力式の部材係数は 1.1 とすれば、既往文献の結果も含めて、実験値を安全側に評価することができる。
- iii) 最大荷重までの接合面の回轉變位は小さく、設計上、桁と橋台の接合部を剛域として扱うことができる。
- iv) 最大荷重以降、最終的には接合面のずれ変位が大きくなると共に、接合面に配置した鉄筋が塑性化し、かぶりコンクリートがはく離はく落する。

(6) 桁と橋台の接合部の交番載荷実験

1) 実験概要

試験体は、RC 橋台・主桁・接合部を模擬した 1/3 スケールモデルである。図 5.4.25 に試験体概要を示す。図は実際の橋梁と天地を入れ替えて描いたもので、橋台壁の端部に荷重を載荷することで接合部に曲げモーメントを与えた。RC 橋台前面の軸方向鉄筋は、上に主桁が載る箇所では接合部まで伸ばすことができないため、図 5.4.25 で左向き載荷時に引張となる鉄筋は 8 本、右向き載荷時に引張鉄筋となる鉄筋は 11 本となる。損傷想定箇所は橋台壁上端（図 5.4.25 では下端）であり、載荷過程で桁と橋台の接合部に変状が生じないことを確認することが目的であるため、主桁のスパン側はフーチングに固定した。

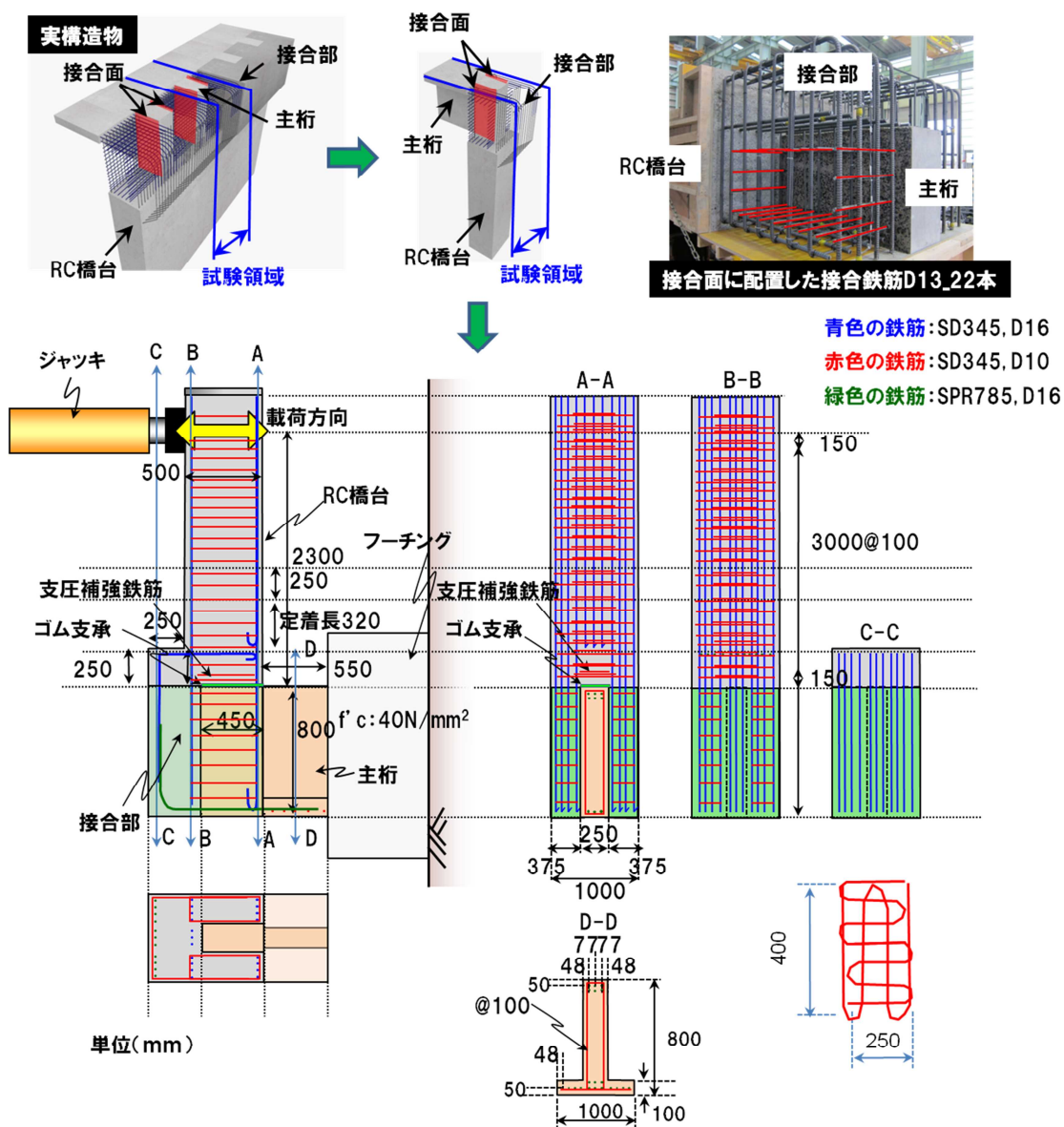


図 5.4.25 実験の概要

表 5.4.4 コンクリートの圧縮強度，表 5.4.5 に鉄筋の諸元を示す。
 コンクリートの目標圧縮強度は，RC 橋台 27 N/mm²，主桁 40N/mm²，接合部 30N/mm²である。実際の桁は PC 構造であるが，実験では高強度鉄筋を用いた RC 構造とした。

表 5.4.4 コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮強度 f_c (N/mm ²)		
RC 橋台	主桁	接合部
34.2	55.1	35.3

表 5.4.5 鉄筋の緒元

鉄筋規格_呼び名	使用部材	鉄筋種別	降伏強度 f_{sy} (N/mm ²)	弾性係数 E_s (kN/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_{sy} (μ)
SD345_D10	全部材	帯鉄筋	365	179	2035
SD345_D13	接合部	接合鉄筋	363	186	1955
SD345_D16	RC 橋台	軸方向鉄筋	375	174	2151
KW785_K16	主桁	軸方向鉄筋	803	189	4239

図 5.4.26 に各部材の耐力の関係を示す。RC 橋台の接合部ハンチ上端（荷重位置から 2050mm）が先行して降伏するように設計した。定着区間非考慮はハンチ上端で途中定着した鉄筋の定着長を考慮しない場合，定着区間考慮は，定着長 20ϕ を考慮して 320mm の定着区間が付着切れしたとする場合である。なお，左向きに荷重する場合を示した。

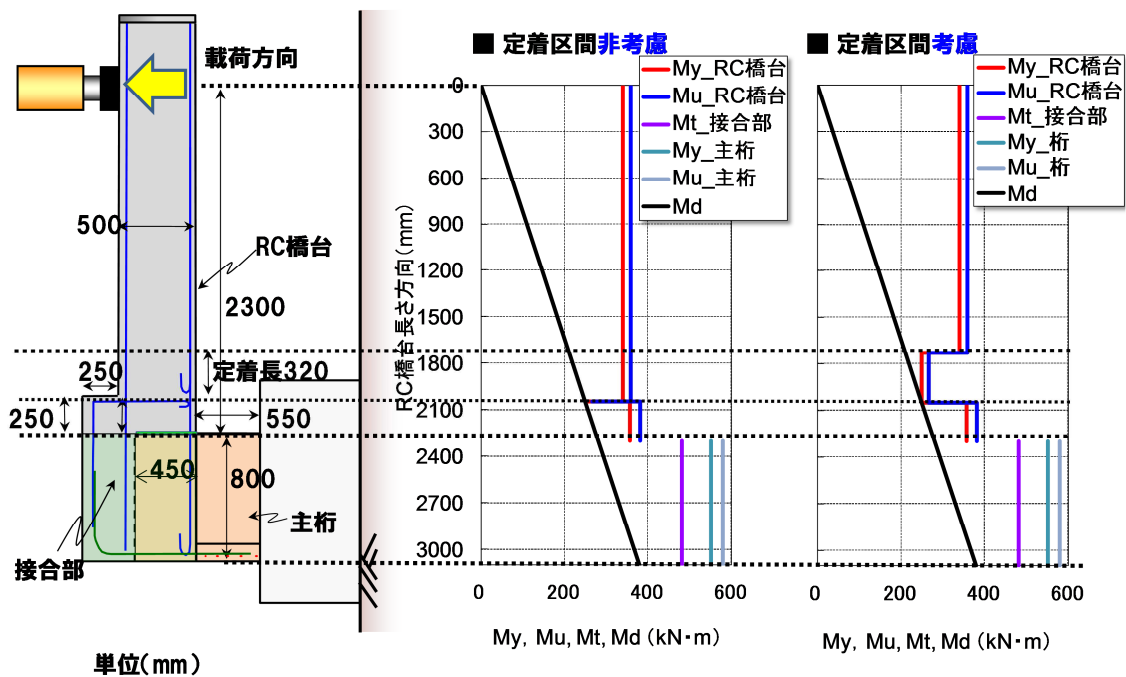


図 5.4.26 各部材の耐力関係

2) 試験体製作工程

試験体の製作手順は、以下の通りである。

- i-1 RC 橋台部の配筋とコンクリート打設
- ii-2 桁部（フーチングを含む）の配筋とコンクリート打設
- iii 桁部接合面の表面処理
- iv RC 橋台部と桁部の接合
- v 接合部の配筋とコンクリート打設

図 5.4.27 に桁部接合面の表面処理の状況を示す。主桁の打設方向上面は、表面凝結遅延剤（日本シーカ株式会社 ルガゾール C）を散布し、高圧洗浄機を用いて表面の洗い出しを行った。また、主桁の打設方向側面（型枠面）は、フィルムタイプの打継面処理材（三光株式会社 リタメイト CJ：NETIS 登録番号 TH-990084-V）を型枠に貼付し、脱型後に高圧洗浄機を用いて接合面表面の洗い出しを行った。

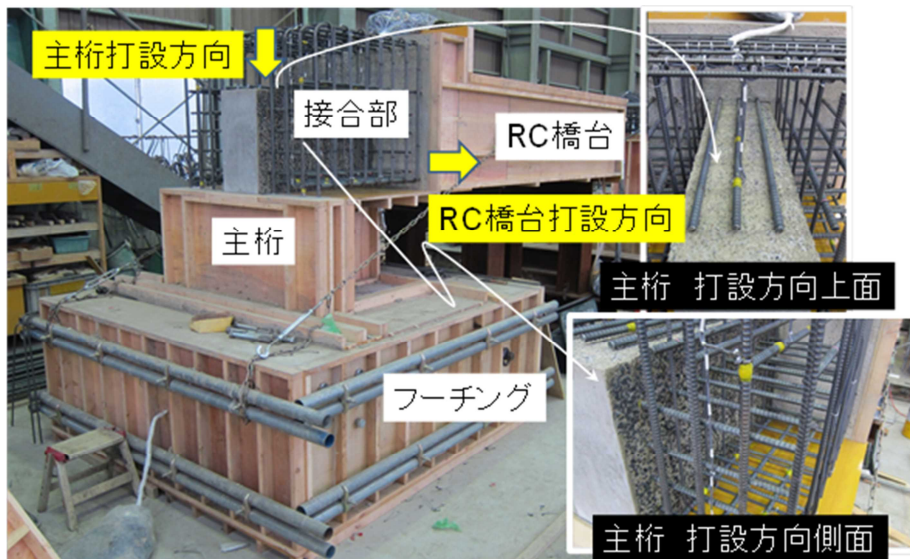


図 5.4.27 試験体製作状況と主桁部接合面の表面処理状況

3) 載荷方法

図 5.4.28 に載荷概要図を示す。載荷装置は反力床上に設置した門形フレームと ± 500 kN 油圧ジャッキを使用して、試験体フーチング部を反力床に固定した後、RC 橋台部先端を上下方向に載荷した。

載荷方法は、基準変位 1δ を等倍とする正負交番繰り返し載荷とした。なお、基準変位 1δ は図 5.4.25 に示す左向きへの載荷時（図 5.4.28 の上方向）の降伏変位とし、繰り返し回数は各 3 回とした。

4) 測定項目

測定項目は、載荷荷重、変位、鉄筋ひずみの 3 項目とした。図 5.4.29 に変位測定位置、図 5.4.30 にひずみ測定位置を示す。

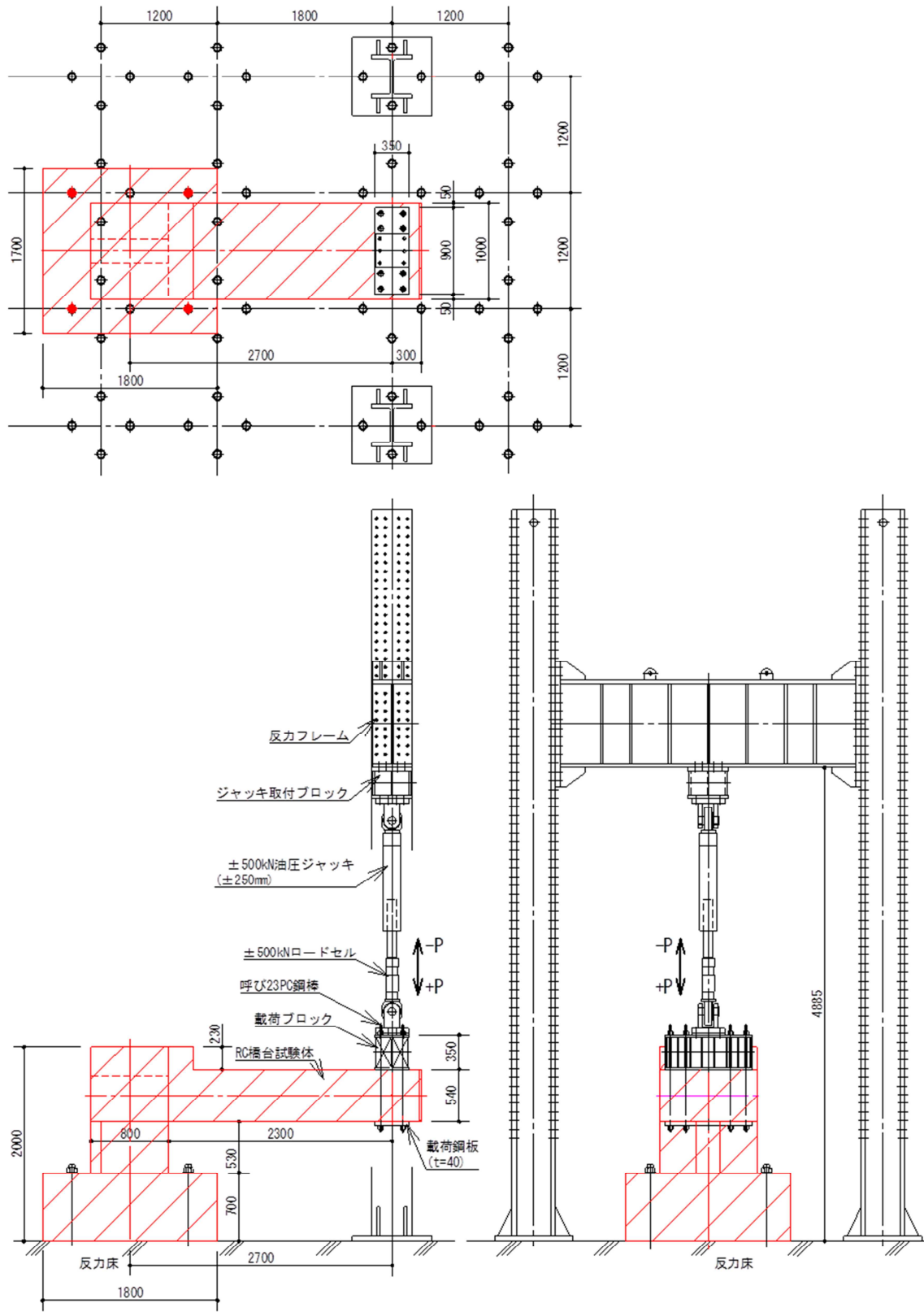
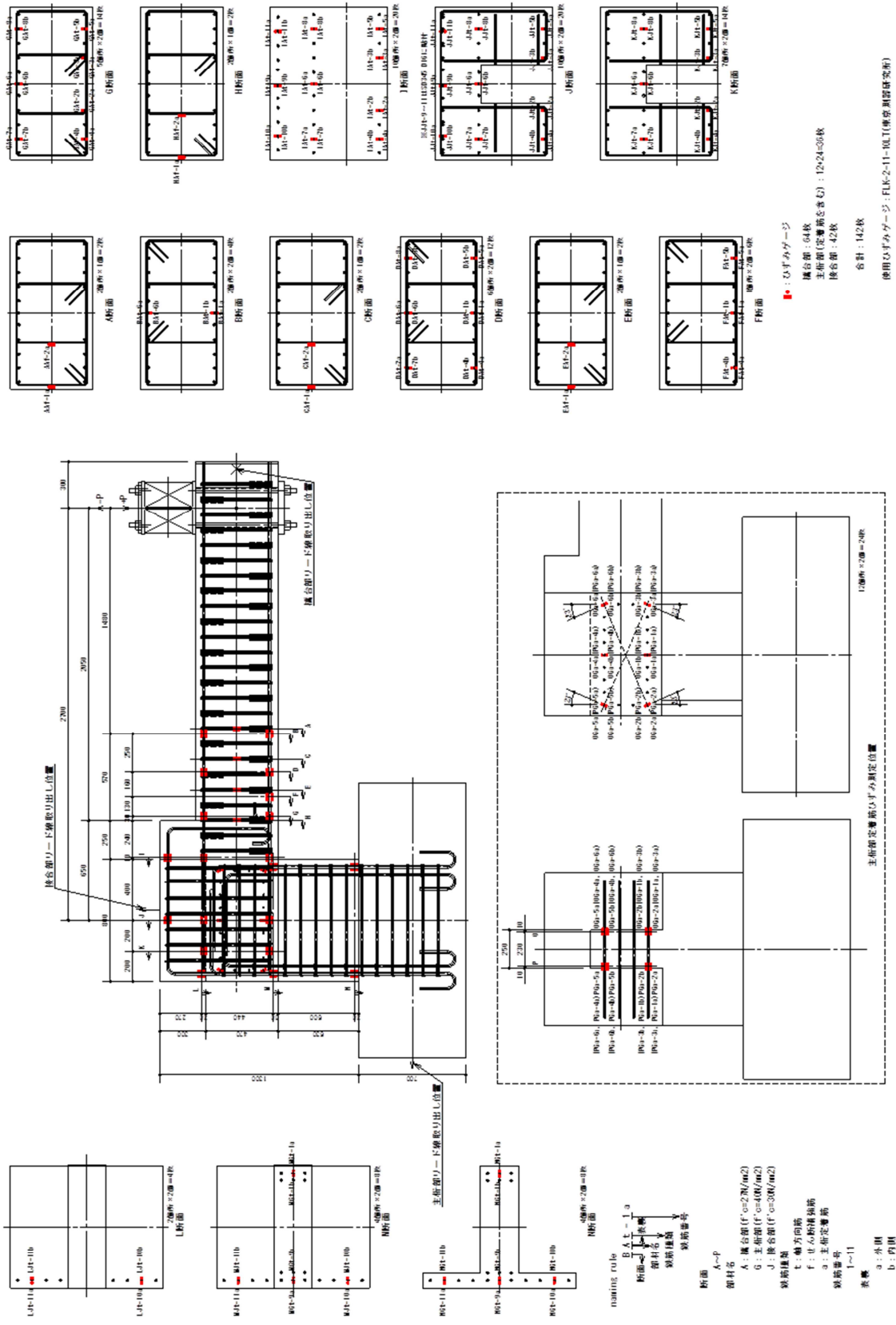
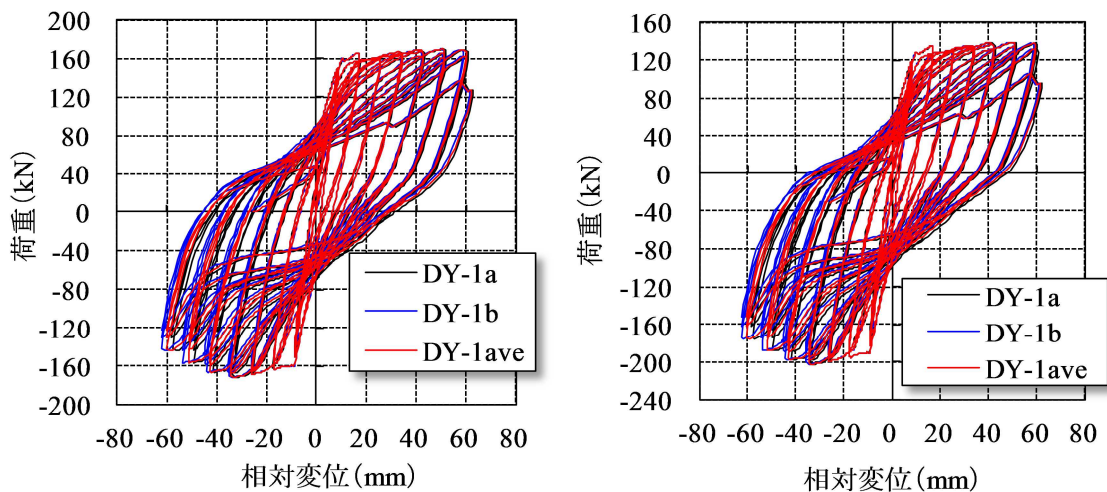


図 5.4.28 載荷方法



5) 荷重－相対変位関係

図 5.4.31 に、荷重－相対変位関係を示す。相対変位とは接合部に対する橋台壁の相対変位である。なお、計測した荷重は、試験体の自重の影響を考慮していない。そのため、(a)に計測した荷重－相対変位関係、(b)に自重分の荷重と変位を補正した荷重－相対変位関係を示した。RC 橋台において、+側載荷時に引張となる鉄筋は 8 本、-側載荷時に引張となる鉄筋は 11 本であることから、正負非対称の載荷となる。+側は 1δ 以降、 7δ の 2 回目まで荷重が徐々に増加した。-側は 4δ でコンクリートのはく離はく落と鉄筋の座屈が生じ (図 5.4.32, 図 5.4.33), 最大荷重に達した。その後、 $5\delta \sim 7\delta$ まで荷重が徐々に低下した。+側 7δ の 3 回目に引張鉄筋が破断し (図 5.4.34), 耐力が低下した。その後、-側 7δ の 3 回目を載荷し、試験終了とした。RC 橋台部のハンチ下端に塑性ヒンジが形成され、じん性的な損傷状況であった。図 5.4.35 に試験終了時の損傷状況を示す。



(a)計測した荷重－相対変位関係 (b)自重分を補正した荷重－相対変位関係

図 5.4.31 荷重－相対変位関係

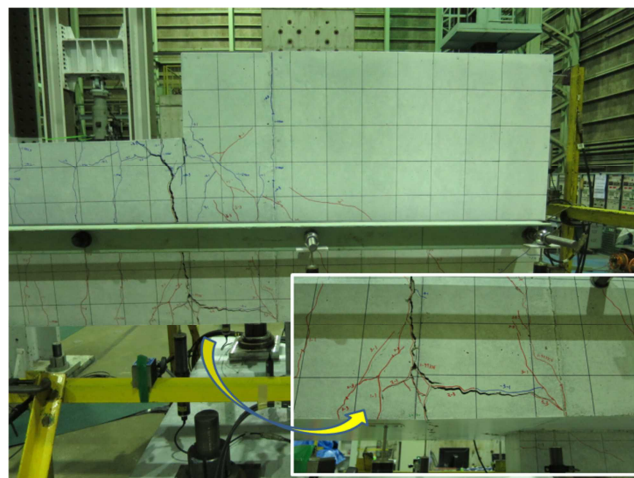


図 5.4.32 かぶりコンクリートの剥離 ($+4\delta \times 3$ 回目)

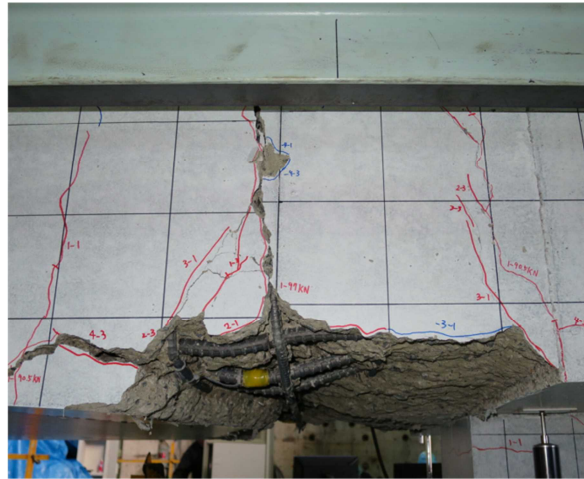


図 5.4.33 橋台鉄筋の座屈 ($-5\delta \times 3$ 回目)



図 5.4.34 橋台鉄筋の破断 ($+7\delta \times 3$ 回目)

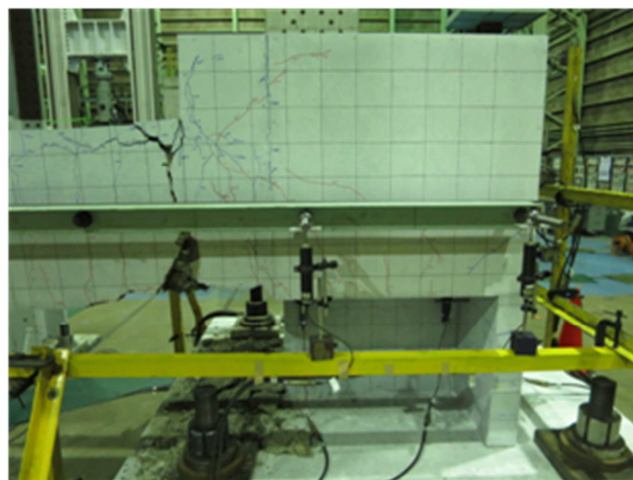


図 5.4.35 試験終了時 ($-7\delta \times 3$ 回目)

6) 荷重－接合鉄筋ひずみ関係

図 5.4.36 に接合面に配置した鉄筋のひずみゲージ名，図 5.4.37 に荷重－接合鉄筋ひずみ関係を示す。Ga-4, Ga-5, Ga-2 は比較的ひずみが小さい。Ga-6, Ga-3, Ga-1 は+側載荷時に $400\mu \sim 1200\mu$ 程度のひずみが生じるが，降伏ひずみ (1955μ) には達していない。－側載荷時には 400μ 程度のひずみであり，+側載荷と比べひずみが小さい。最大荷重以降も降伏に至ることはなかった。また，目視から接合面のずれ変位は観察されなかった。したがって，橋台壁の損傷過程において接合面の損傷が生じないことが確認できた。

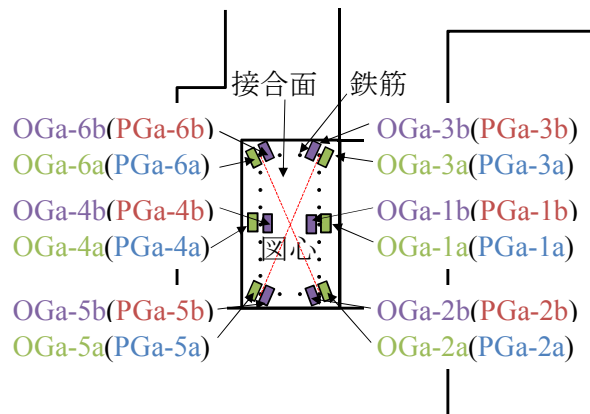
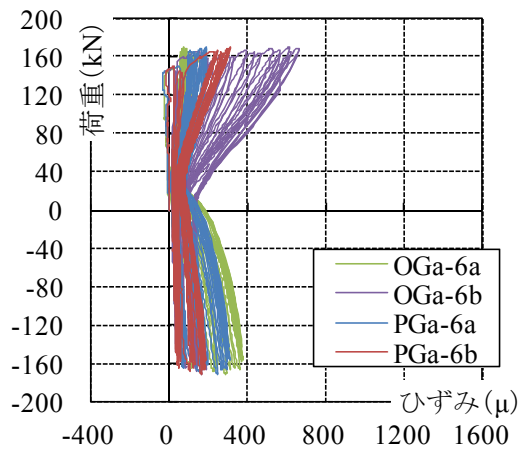
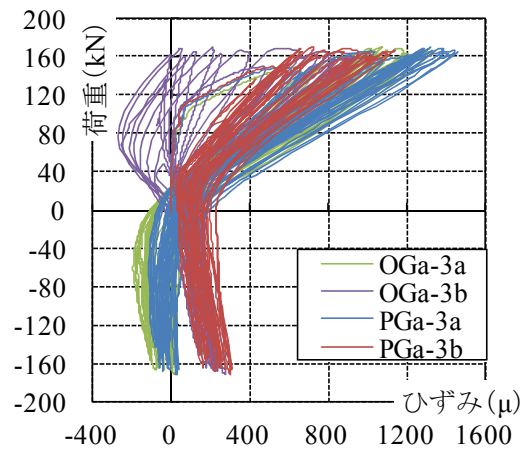


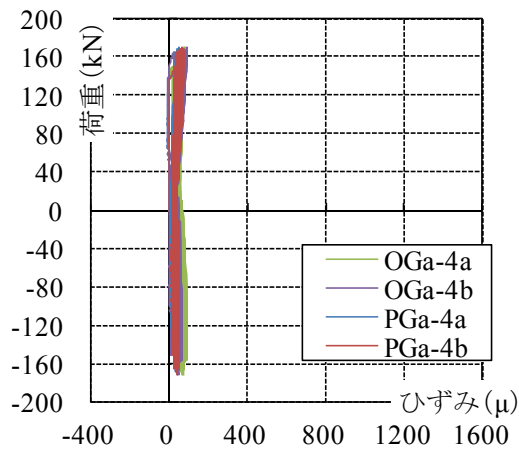
図 5.4.36 接合面の鉄筋のひずみゲージ名



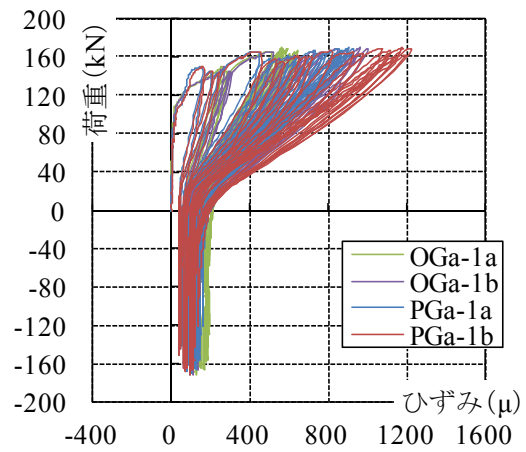
(a) Ga-6



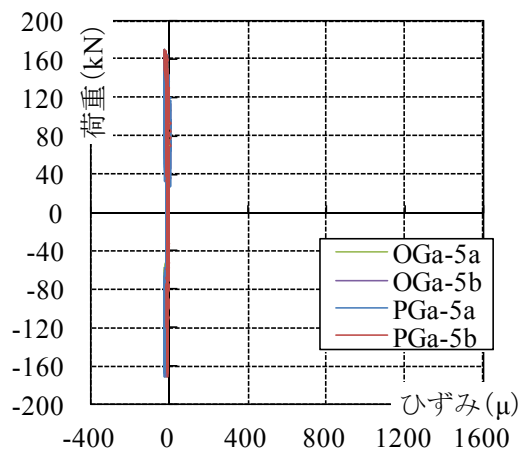
(b) Ga-3



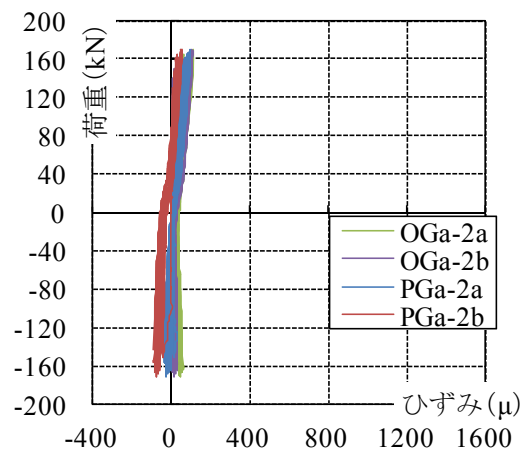
(c) Ga-4



(d) Ga-1



(e) Ga-5



(f) Ga-2

図 5.4.37 荷重－接合鉄筋ひずみ関係

7) RC 橋台の変形性能の確認

図 5.4.38 に、荷重-相対変位関係とコンクリート標準の変形性能算定式での評価値を示す。なお、評価に用いたせん断スパンは、載荷点～接合部ハンチ下端の 2.05m とした。また、接合部ハンチを設けていない橋台前面側が引張となる+側載荷の場合には主桁下端までひび割れが発生するため、せん断スパンを 2.3m とした場合の評価値を示す。+側はせん断スパン 2.3m、-側はせん断スパン 2.05m とした場合に概ね評価可能である。したがって、接合部の存在が RC 壁の変形性能に影響を与えないことを確認できた。

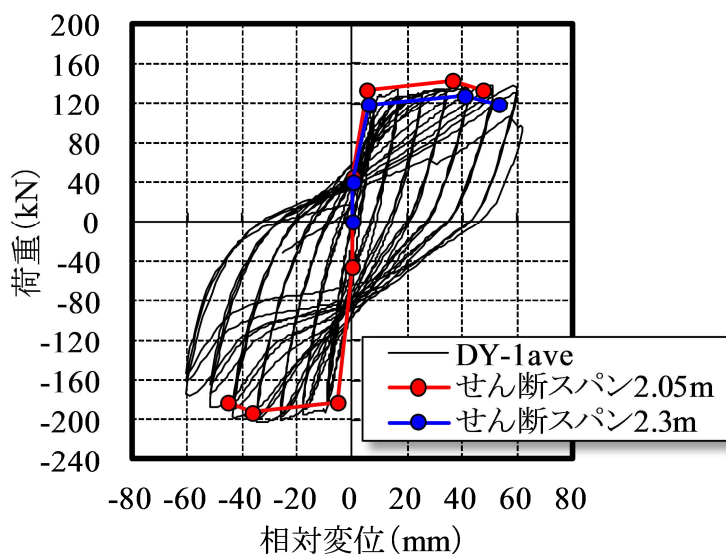


図 5.4.38 変形性能算定式での評価

8) 桁と橋台の接合部の交番載荷実験のまとめ

- i) ねじり伝達耐力式^{5.11)}により接合面の耐力を評価した結果、RC 橋台の接合部ハンチ下端でかぶりコンクリートはく離はく落および鉄筋が座屈し、塑性ヒンジが形成された。その過程で接合部に損傷は生じなかった。
- ii) RC 橋台の変形性能は、コンクリート標準に示す変形性能算定式により評価可能であり、接合部の存在が変形性能に影響しない。
- iii) 補強盛土一体橋梁の、設計地震動を超える巨大地震に対する危機耐性として、橋台上端が損傷箇所となるエネルギー吸収機構を想定することができる。

5.5 5章のまとめ

試設計および実験により PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の可能性を検討した結果、その実現可能性が以下のように確認できた。

- 1) 主桁の構造形式は、単純桁標準設計と同じ、ポストテンション T 形桁とする。
- 2) 橋梁全体の応答値は平面骨組みモデルで算出し、各主桁の応答値は、別途、平面格子モデルで算出した分担率で分配して算定する。
- 3) 補強盛土一体橋梁では主桁が両端固定梁となるので、単純桁と比べて桁の固有振動数が高くなり、列車荷重との共振の影響が小さくなるため、設計衝撃係数を低くできる。
- 4) その結果、単純桁として設計した主桁断面のまま橋長を 5m 程度伸ばすことができる。
- 5) PC 桁製作後の変形が拘束されることによる不静定力は、そり上がりの拘束による正曲げモーメントが最も大きい。
- 6) 橋台背面ばねの大小が、不静定力の大小となるため、橋台壁の変位によるばね値の低減を適切に考慮することで合理的な設計が可能である。
- 7) 橋台による拘束を小さくする効果をねらって橋台壁厚を薄くすることは、そり上がり拘束による不静定正曲げモーメントを減少させるが、逆に版上荷重による正曲げモーメントや、桁短縮による不静定正曲げモーメントを増加させてしまう。したがって、無理に橋台壁厚を減少させる必要はない。
- 8) 桁と橋台の接合方法は、接合部コンクリートとプレキャスト桁端部の接合面の摩擦による。
- 9) 摩擦面のねじり耐力は、せん断伝達耐力式とフラットスラブ等のねじり伝達耐力式により算定することができる。
- 10) 接合部に橋台壁上端以上の耐力を持たせることで、想定以上の地震力が作用しても橋台壁上端に塑性ヒンジを発生させることができる。

5章の参考文献

- 5.1) 林克弘, 岡田昌之, 渡辺英夫, 山本龍三, 島田雅志 : 海上 PC ラーメン箱桁橋の計画・設計, 橋梁と基礎 2014 年 9 月号, pp.20-25, 2014.9
- 5.2) 高橋昭一, 宮越雅久, 高木隆一, 奥谷祐介 : インテグラルアバット橋の設計・施工, プレストレストコンクリート技術協会第 6 回シンポジウム論文集, pp.23-28, 1996.10
- 5.3) 独立行政法人土木研究所, 社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会, 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会, 社団法人日本橋梁建設協会, 社団法人建設コンサルタンツ協会 : インテグラル構造の設計・施工ガイドライン (案), 2012.3
- 5.4) 小浪尊宏, 蛭田健次, 安保瑠女, 千葉陽子 : 鋼複合ポータルラーメン橋 (中田春木川橋) の設計と実測, 橋梁と基礎 2008 年 3 月号, pp.14~20, 2008.3
- 5.5) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物 性能照査の手引き, 2004.11
- 5.6) 進藤良則, 山洞晃一, 朝長光 : 北海道新幹線 (新青森・新函館北斗間) における PC 桁のたわみに関する考察, プレストレストコンクリート工学会第 25 回シンポジウム論文集, pp.467-470, 2016.10
- 5.7) 古屋卓稔, 轟俊太郎, 岡本大, 玉井真一 : PRC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計に関する一考察, プレストレストコンクリート工学会第 24 回シンポジウム論文集, pp.683-688, 2015.10
- 5.8) (公財) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道・運輸機構委託, GRS 一体橋りょうの長スパン化に関する研究業務 (平成 25 年度) 受託業務報告書, 2014.2
- 5.9) (公財) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道・運輸機構委託, GRS 一体橋りょうの長スパン化に関する研究業務 (平成 26 年度) 受託業務報告書, 2015.1
- 5.10) 建築学会 ; 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.109-112, 2010
- 5.11) 洪井久, 梶真也, 楠浩一, 田才晃 : ソフトランディング耐震補強における圧着面での応力伝達機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.30, No.3, pp.1237-1242, 2008
- 5.12) 井上翔, 玉井真一, 轟俊太郎, 岡本大, 古屋卓稔 : 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 橋台の接合方法の検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会 V-657, pp.1313-1314, 2015.9
- 5.13) 轟俊太郎, 岡本大, 進藤良則, 井上翔 : GRS 一体橋梁に用いるプレキャスト PCT 形桁と RC 橋台の接合構造の検討, プレストレストコンクリート工学会第 25 回シンポジウム論文集, pp.461-466, 2016.10
- 5.14) 轟俊太郎, 岡本大, 西岡英俊, 玉井真一, 米澤豊司, 石井秀和 : PCT 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計法, 鉄道総研報告, Vol.30, No.12, pp.23-28, 2016.12
- 5.15) J.A.Horbeck, I.O.Ibrahim and Alan H. Mattock : Shear Transfer in Reinforced Concrete, Journal of ACI, No.66-13, pp.119-129, February, 1969
- 5.16) Alan H. Mattock, Neil M. Hawkins : shear transfer in reinforced concrete recent research, Journal of PCI, Vol.17, No.2, pp.55-74, March-April, 1972
- 5.17) 岡田武二 : コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究, 土木学会論文集

No.502/V-25, pp.73-82, 1994.11

- 5.18) Bujadham, B. and Maekawa, K. : Qualitative Studies on Mechanisms of Stress Transfer Across Cracks in Concrete, Proc.of JSCE, No.451/V-17, pp.227-287, August, 1992

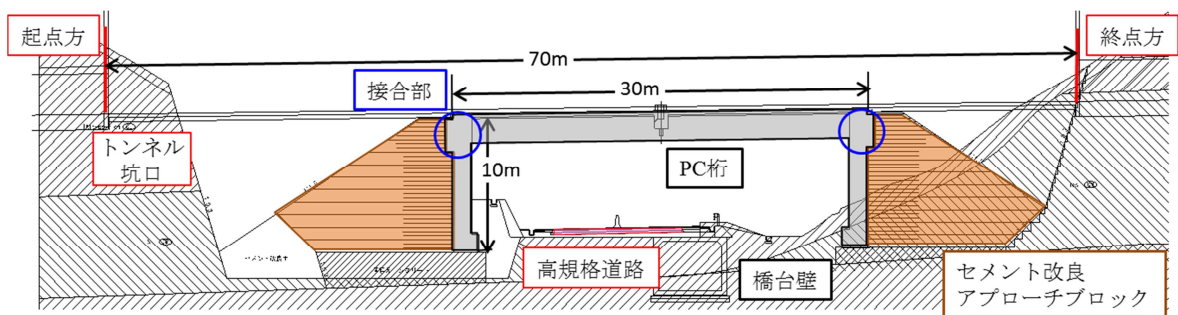
第6章 九州新幹線原種架道橋における検討と検証

6.1 原種架道橋の概要 6.1.6.2)

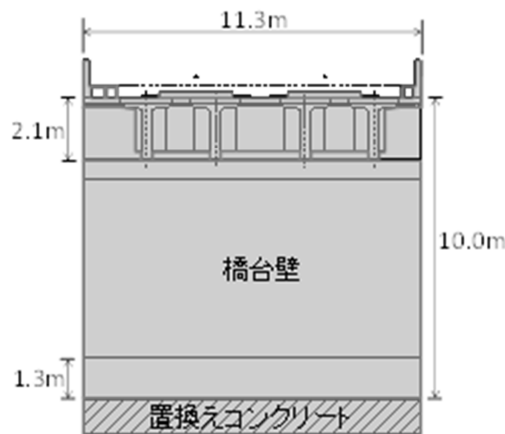
九州新幹線原種架道橋は、長崎へ向かう九州新幹線西九州ルートに建設中の補強盛土一体橋梁であり、PC-T形桁を用いた補強盛土一体橋梁の最初の実施例である。

本橋梁は、トンネルとトンネルの間の短い明り区間（通称、まばたき区間）である70mの谷間に架橋される。谷間には高規格道路が建設中で、その上空を横断する。道路交差に必要な橋長は30mである。起終点側のトンネル坑口から橋梁までの間に橋台アプローチブロックを含む補強盛土を施工できる延長があること、および、高規格道路以外の管理用道路の確保が困難で、支承部の点検が困難な箇所であることから、補強盛土と橋梁を一体化でき、支承が不要となる補強盛土一体橋梁を採用した。橋長が30mであるため、桁をPC-T形桁とした補強盛土一体橋梁としたものである。

図6.1.1に橋梁一般図を示す。また、施工中の現地状況を図6.1.2に示す。



(a)側面図



(b)断面図

図6.1.1 原種架道橋橋梁一般図

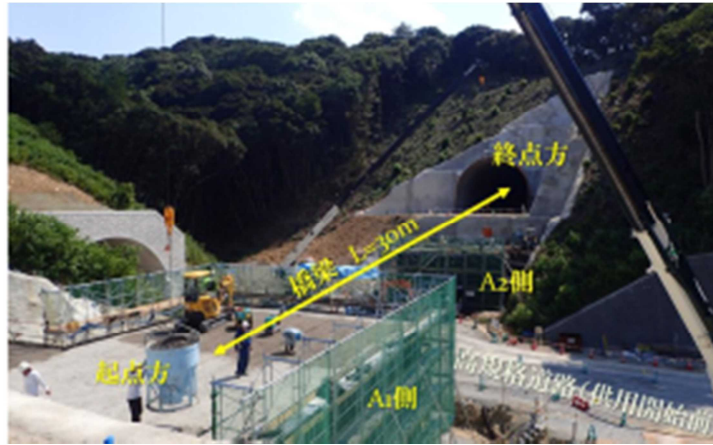


図 6.1.2 現地状況（補強盛土施工中）

橋台部は、初めての PC 構造であるため、橋梁の挙動を複雑化させないようにするため、両側の橋台壁の高さを揃え、セメント改良アプローチブロックを起終点で同形状にした。橋台部の地震時安定性を向上させ、アプローチブロック下の未改良盛土の厚さが不均一であることによる不連続な沈下が生じないように、セメント改良アプローチブロックを底面が広く水平な台形とした。ただし、盛土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、台形下部の踵の部分は欠落した形とした。また、橋台基礎およびセメント改良アプローチブロックを岩盤に着実に支持させるため、置換えコンクリート、セメント改良を施工した。

主桁は、単純桁である標準設計 30m と同一の主桁数（4 主桁）、桁断面（桁高 2.1m）とした。桁高を単純桁と同一とした理由は、後述する不静定力の検討結果による。

本橋梁の施工手順を図 6.1.3 に示す。

- (a) 橋台アプローチブロック下の地山を掘削する。
- (b) 橋台背面の補強盛土を施工する
- (c) 補強盛土の沈下収束後、橋台壁体を施工する。

場所打ちコンクリートにより補強盛土と橋台壁体が一体化される。

- (d) 主桁を製作、架設する。

主桁は製作台上で製作し、プレストレスを導入する。

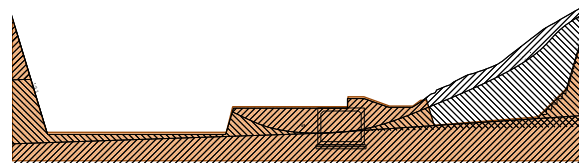
主桁は橋台壁上にゴム製の仮シューを置いて設置する。仮シューは架設から桁と橋台の接合までの主桁の変形を吸収するために設けた。

- (e) 接合部を施工する。
- (f) 中間横桁、スラブを施工する。

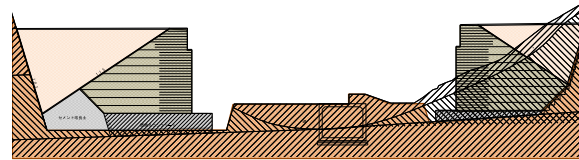
5 章の検討では、接合部（端横桁）と中間横桁、スラブを同時に施工するものとしていたが、本橋梁では中間横桁、スラブの自重によるスパン中央の曲げモーメントを減らすために、桁と橋台の接合後に中間横桁、スラブを施工した。

- (g) 橋面工を施工する。

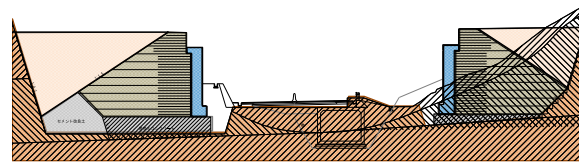
路盤コンクリート、地覆、防音壁、軌道等の施工である。



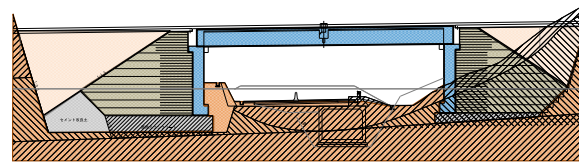
(a)橋台アプローチブロック下の地山掘削



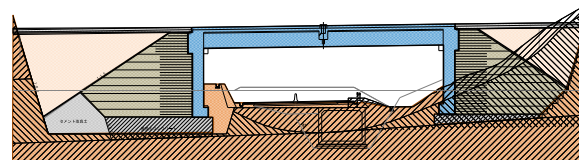
(b)補強盛土の施工



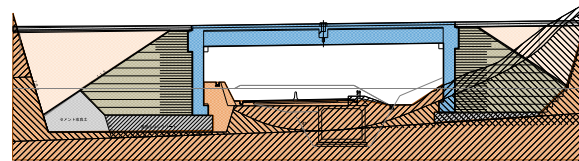
(c)橋台壁体の施工



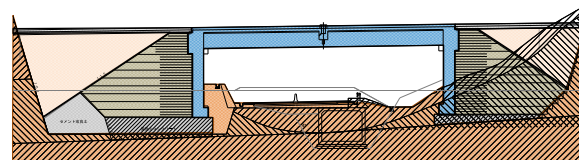
(d)主桁の製作，架設



(e)接合部の施工



(f)スラブ，中間横桁の施工



(g)橋面工の施工

図 6.1.3 原種架道橋の施工手順

表 6.1.1 に主要な施工日を示す。

表 6.1.1 主要施工日

施工順序	項目	施工日
(a)	地山掘削	
(b)	補強盛土施工	
(c)	橋台壁体施工	2016/10/3 壁体コンクリート施工
(d)	主桁製作・架設	2016/11/18 PC 緊張 2016/12/14 桁架設
(e)	接合部の施工	2017/2/6 接合部コンクリート施工
(f)	スラブ・中間横桁の施工	2017/2/8 スラブ・中間横桁コンクリート施工
(g)	橋面工の施工	2017/2/21 地覆コンクリート施工

設計では、主桁製作（PC 緊張）から橋台との接合までを 1 ヶ月と想定しているが、実工程では 80 日後であった。各部材の使用コンクリート（呼び名）は表 6.1.2 の通りである。図 6.1.4 に 2017 年 7 月時点での施工状況を示す。

表 6.1.2 各部材の使用コンクリート

部材	コンクリート
橋台壁体	24-8-20N
主桁	40-12-20H
接合部	30-12-20H
スラブ・中間横桁	30-12-20H



図 6.1.4 現地の施工状況

6.2 桁に作用する不静定力とその影響

(1)解析モデル

図 6.2.1 に解析モデルを示す。主桁の設計は、図 6.2.2 の格子桁モデルで各主桁の分担率を算定し、図 6.2.1 のモデルで得られた桁の応答値に分担率を乗じた応答値に対して行った。

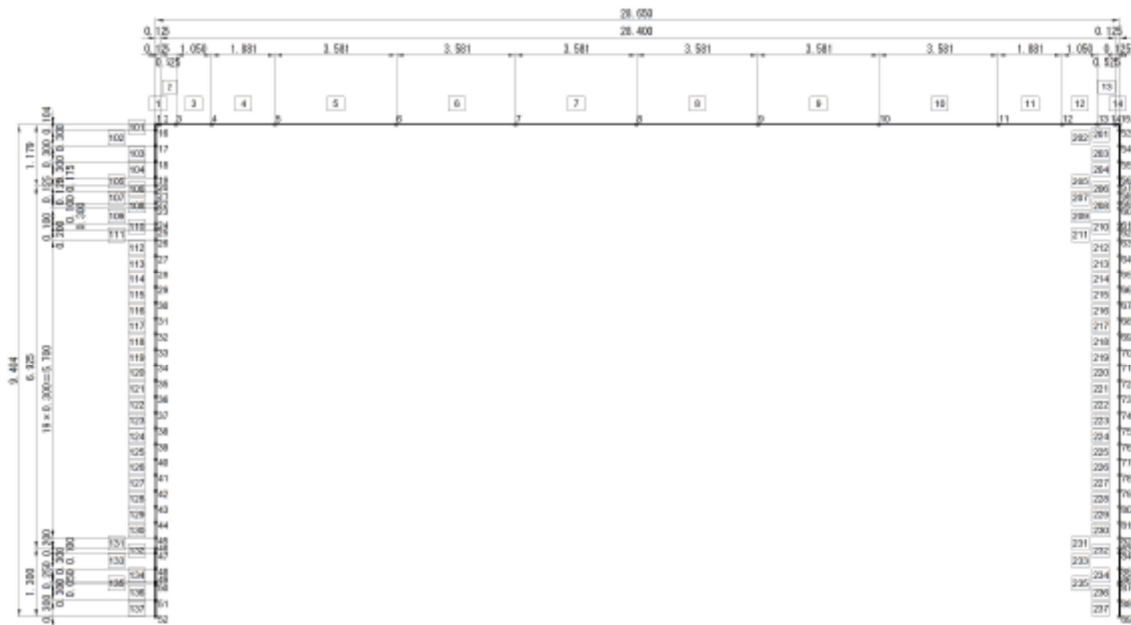


図 6.2.1 解析モデル

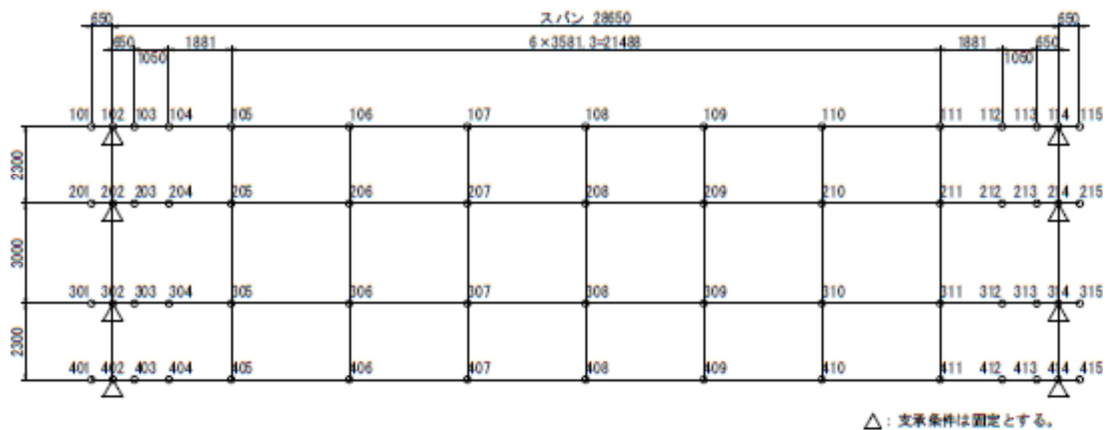


図 6.2.2 荷重分担計算用の格子桁モデル

設計では、表 6.2.1 の工程を想定した。クリープ係数、収縮度は各施工開始日の材齢での設計値である。上下部剛結以降のクリープ、収縮が不静定力となる。剛結以降の収縮は、5章における検討と同様に、コンクリート標準で不静定力算定用の値としている -150μ と、部材自体の収縮量に相当する -300μ の 2通りとした。

表 6.2.1 工程の想定

施工項目	施工日			施工開始日	クリープ係数	収縮度	作用
	4日	28日	90日				
主桁製作	→			0日目	—	250 μ	—
緊張		→		4日目	2.7	200 μ	プレストレス主桁自重
架設		→		7日目	2.7	200 μ	—
上下部剛結			→	28日目	1.5	150 μ or 300 μ	不静定力 ^{※1}
中埋め工			→	28日目	1.5	—	場所打ち部 ^{※2}
路鉄・地覆軌道敷設			→	90日目	—	—	版上荷重 ^{※3}

※1: 収縮やプレストレス二次力による不静定力算定期間は、上下部剛結後の時期とする。

なお、収縮ひずみの値は不静定力解析用として $\epsilon'_{cs}=150\mu$ とする。

※2: 桁間及び張出床版の場所打ち部の載荷時期は、ラーメン構造となる上下部剛結後の時期(桁製作後1ヶ月)とする。

※3: 版上荷重の載荷時期は、ラーメン構造となる上下部剛結後の時期(桁製作後3ヶ月後)とする。

※4: 収縮ひずみは長期間にわたり継続する見解もあるため、設計用値150 μ の2倍に対しても検討を行うものとする。

(2)橋台背面ばね値

不静定力に影響を与える橋台背面ばねの主働側ばね値は、図 6.2.3 の強ばね、弱ばねの 2 通りとした。

強ばねはジオテキスタイルの気中剛性の 5 倍相当で、補強土橋台の設計に用いられてきた値である。但し、補強盛土端部の仮抑えを溶接金網で行っているため、土留め標準の式(解 9.3.1)で $\alpha_3=1$ とした。また、補強材の気中のばね定数 $K_{gt,0}$ は、4 章で行った載荷実験時の実測値とした。

$$K_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times K_{gt,0} \quad (\text{kN/m}) \quad (\text{解 9.3.1})$$

ここに、 K_{gt} : 補強材の単位幅あたりの設計ばね定数 (kN/m/m)

α_1 : 補強材の伸縮領域に寄与する補正係数 (1.5/0.4=3.75)

α_2 : セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数 (=5)

α_3 : 補強材の巻き返しの効果を考慮した補正係数 (=1)

$K_{gt,0}$: 1.5m の長さの補強材の気中のばね定数 (kN/m/m)

したがって、設計用値は、補強材 1 段、単位幅当たり、

$$K_{gt} = 3.75 \times 5 \times 1 \times 1230.3 = 23068 \text{ kN/m/m}$$

橋台幅 11.3m に対しては、

$$K_{gt} = 23068 \times 11.3 = 260668 \approx 260,600 \text{ kN/m}$$

弱ばねは強ばねの 1/5 の剛性で、補強材の気中のばね定数相当である。橋台幅 11.3m に対して、

$$K_{gt} = 260600 \times 1/5 = 52100 \approx 52,100 \text{ kN/m}$$

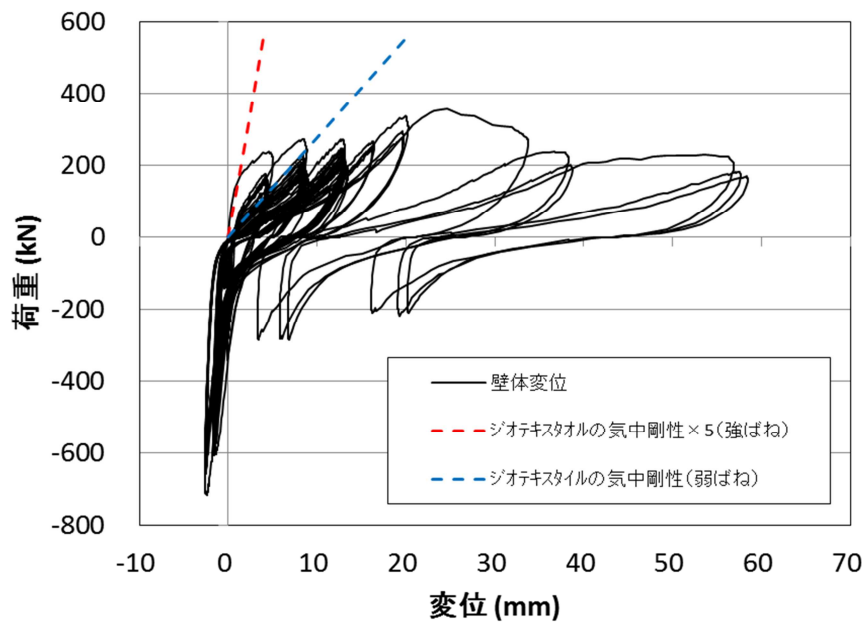


図 6.2.3 橋台背面の主働ばね値

(3) 検討ケース

PC-T 形桁を用いた補強盛土一体橋梁の主桁の曲げモーメントについて、解析モデルや作用の入力値が与える影響については 5 章において検討しているが、原種架道橋の設計においても再度検討を行った^{6.3.6.4}。表 6.2.2 に検討ケースを示す。

表 6.2.2 原種架道橋の検討ケース

Case	橋台背面ばね	壁厚	収縮	目的
1	強ばね	1.3m	-150 μ	基本, 初期材齢
2	弱ばね	1.3m	-300 μ	基本, 長期材齢
3	無し	1.3m	-150 μ	橋台背面バネの影響
4	強ばね	1.0m	-150 μ	壁厚減少の影響
5	弱ばね	1.0m	-300 μ	壁厚減少の影響

Case1, 2 は基本ケースで、設計には両ケースの応答値のうち大きい方を用いた。Case1 は強ばねと収縮-150 μ の組合せで、橋台の変位が小さく、橋台背面ばねの剛性が大きい初期材齢を想定している。Case2 は弱ばねと収縮-300 μ の組合せで、橋台の変位が大きくなり、橋台背面ばねの剛性が低下する長期材齢を想定している。

Case3~5 は、比較のために設けたケースであり、Case3 は Case1 における橋台背面ばねの影響を調べるために、背面ばねを無しとしたもの、Case4, 5 は橋台壁厚の影響を調べるために、Case1, 2 に対して橋台の壁厚を 1.0m に減じたものである。

なお、全ての Case で温度降下は -12.5°C とした。

(4)主桁の曲げモーメントの変化

図 6.2.4 に、施工順序に従って主桁に発生する曲げモーメントの変化を、同一の橋長、桁断面の単純桁と比較して示す。補強盛土一体橋梁は Case1 の曲げモーメント値である。曲げモーメントの値は G1 桁の分担分を示している。

(a) 主桁自重

補強盛土一体橋梁の主桁は橋台上に単純支持で仮置きされるので、曲げモーメントは単純桁と同一である。

(b) 架設後荷重

スラブや橋面工の自重である。補強盛土一体橋梁では、スラブや橋面工の自重は桁端が橋台に固定された状態で作用するため、スパン中央の曲げモーメントは単純桁のおよそ 1/2 になる。

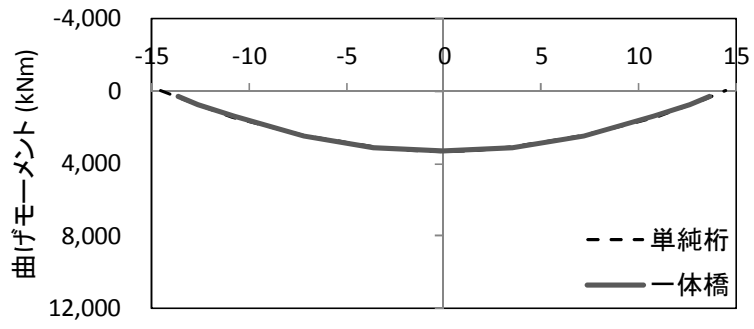
(c) 不静定力

温度降下、コンクリートの収縮による桁の短縮、自重によるクリープたわみの拘束、プレストレスクリープによるその拘束により発生する不静定力で、補強盛土一体橋梁のみ作用する。自重によるクリープたわみの拘束によるものが負曲げ、他の要因は正曲げとなるので、合計は正曲げとして作用する。

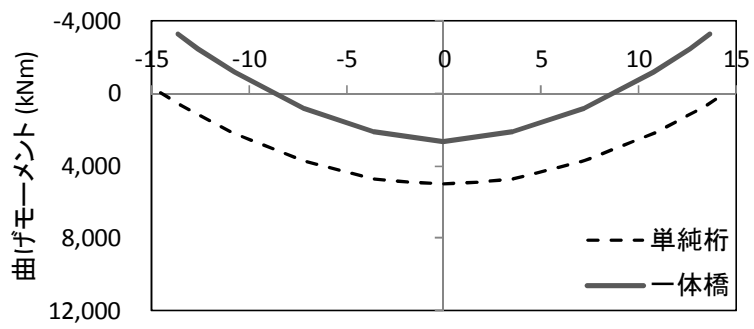
(d) 永久作用時

主桁自重、架設後荷重、不静定力の和で、補強盛土一体橋梁では架設後荷重による曲げモーメントが減るが、正曲げの不静定力が作用するため、永久作用時のスパン中央の曲げモーメントは単純桁と同程度の値となる。

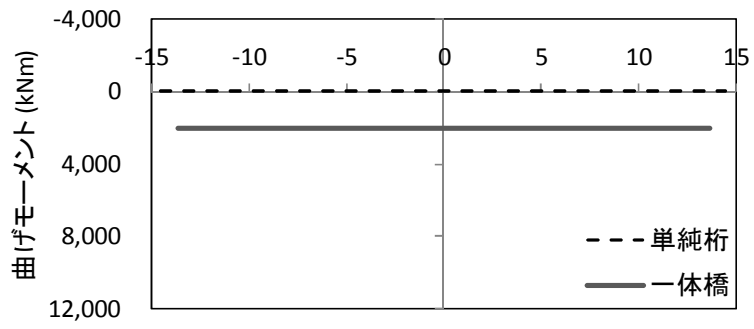
PC 構造では永久作用時に引張縁に引張応力を発生させないこと、PRC 構造では過大な引張応力を発生させないことが桁断面の決定要因となるため、補強盛土一体橋梁の桁高は同一橋長の単純桁と同一とすることが妥当であると考えられる。一般に RC 構造は総支保工で施工され、主桁自重が支保工解体後に作用するため、補強盛土一体橋梁は単純桁と比較して桁高を小さくすることができ、北海道新幹線中学校線架道橋はこの利点を活用したものであったが、このことは PC 桁架設方式で施工する場合にはあてはまらない。



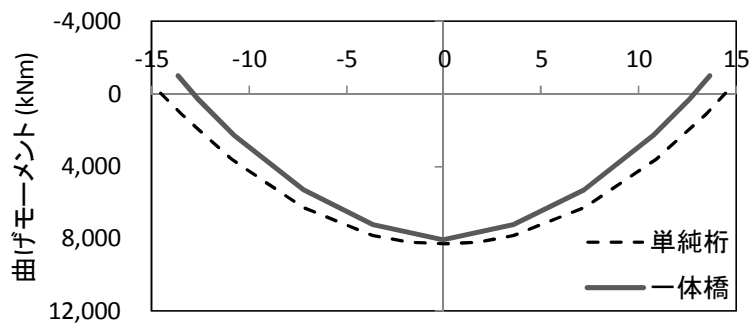
(a) 主桁自重



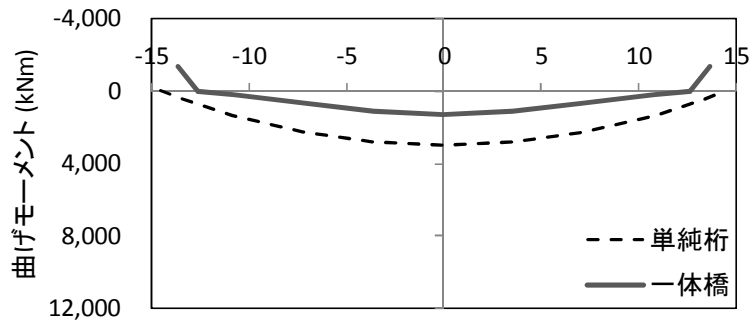
(b) 架設後荷重



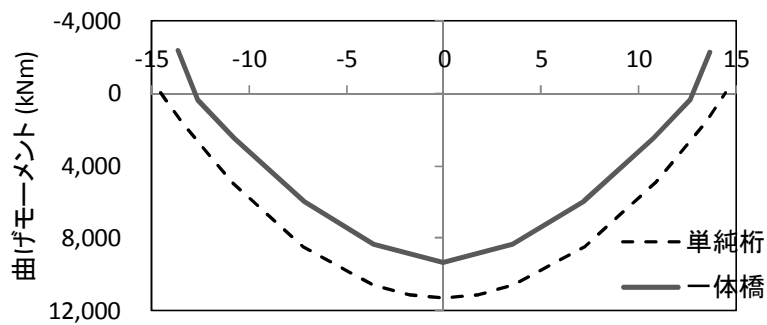
(c) 不静定力



(d) 永久作用時



(e) 変動作用 (列車荷重)



(f) 永久+変動作用時

図 6.2.4 主桁の曲げモーメントの変化

(e) 変動作用 (列車荷重)

変動作用 (列車荷重) による曲げモーメントは、補強盛土一体橋梁では単純桁と比較して大幅に減少する。これは桁端が橋台に固定されていることによる曲げモーメント分布の変化に加えて、同じく桁端が固定されていることによる桁の固有振動数の上昇により列車振動に対する共振の可能性が低下し、設計衝撃係数を減少させることができる効果大きい。本検討の場合、使用状態での設計衝撃係数は単純桁の 0.26 に対して補強盛土一体橋梁では 0.14 である。

(f) 永久+変動作用時

補強盛土一体橋梁では変動作用による曲げモーメントが減少する結果、永久作用と変動作用を組み合わせた曲げモーメントも減少し、単純桁と比較して余裕度の高い設計とすることができる。

(5) スパン中央の曲げモーメントにパラメータが与える影響

各解析 Case について表 6.2.3 にスパン中央の曲げモーメント、表 6.2.4 に軸力の値を示す。また、全断面有効として算出した、各 Case の永久作用時の断面応力度を表 6.2.5 に示す。

Case1 と 2 の比較では、表 6.2.3 より曲げモーメントはそれぞれ 8066kN・m, 8215kN・m で Case2 の方が約 2%大きい、表 6.2.4 より軸力は-1521kN (引張), -533kN (引張) で Case2 の方が約 1/3 になっている。その結果、表 6.2.5 より下縁応力度は Case2 の方がより多く圧縮応力度が残っている。しかしその差異は約 19%であり、引張軸力の減少よりは小さい。これは断面応力度に対して曲げモーメントの影響の方が大きいためである。設計に用いる収縮の値として-150~-300 μ の値が妥当であるかどうかはまだ検討の余地を残すが、強ばねと-150 μ の組合せ、弱ばねと-300 μ の組合せによる応答値は同レベルであることがわかった。

PC 桁や PRC 桁では、断面応力度を制御するためにプレストレスを導入している。スパン中央では有効プレストレスによる負曲げモーメントと圧縮軸力が作用しているが、不静定力は正曲げモーメントと引張軸力であるので、補強盛土一体橋梁では単純桁と比較して不静定力の分だけプレストレスが減少すると考えることができる。

そこで、(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、表 6.2.3, 表 6.2.4 より、補強盛土一体橋梁の Case1 では曲げモーメントに関するプレストレス効率は 70%、軸力に関しては 60%である。

表 6.2.3 スパン中央の曲げモーメント (G1 桁)

	曲げモーメント(kNm)					
	単純桁	Case1	Case2	Case3 (ケース1比)	Case4 (ケース1比)	Case5 (ケース2比)
パラメータ		強ばね 壁厚1.3m 収縮150 μ	弱ばね 壁厚1.3m 収縮300 μ	ばね無し 壁厚1.3m 収縮150 μ	強ばね 壁厚1.0m 収縮150 μ	弱ばね 壁厚1.0m 収縮300 μ
永久作用						
主桁自重	3323	3334	3334	3334	3365	3365
架設後荷重	5002	2679	2814	2890	2869	3170
合計	8325	6013	6148	6223 (1.04)	6234 (1.04)	6535 (1.06)
不静定力						
収縮	0	470	667	287	537	712
自重	0	-1276	-1277	-1272	-1267	-1255
プレストレス	0	2468	2398	2329	2439	2309
温度降下	0	392	278	224	447	297
合計	0	2054	2067	1568 (0.76)	2156 (1.05)	2064 (1.00)
永久作用時	8325	8066	8215	7791 (0.97)	8390 (1.04)	8598 (1.05)
変動作用	2993	1268	1322	1349	1349	1463
永久+変動作用時	11318	9334	9537	9140	9739	10061
有効プレストレス	-7010	-6782	-6799	-6701	-6820	-6863
有効プレストレス+不静定力	-7010	-4728	-4732	-5133	-4664	-4800
プレストレス効率	100%	70%	70%	77%	68%	70%

表 6.2.4 スパン中央の軸力 (G1 桁)

	軸力(kN) (圧縮を正)				
	Case1	Case2	Case3 (ケース1比)	Case4 (ケース1比)	Case5 (ケース2比)
パラメータ	強ばね 壁厚1.3m 収縮150 μ	弱ばね 壁厚1.3m 収縮300 μ	ばね無し 壁厚1.3m 収縮150 μ	強ばね 壁厚1.0m 収縮150 μ	弱ばね 壁厚1.0m 収縮300 μ
永久作用					
主桁自重	0	0	0	0	0
架設後荷重	732	523	422	848	566
合計	732	523	422 (0.58)	848 (1.16)	566 (1.08)
不静定力					
収縮	-738	-480	-57	-679	-462
自重	200	171	147	245	198
プレストレス	-1100	-548	-301	-1099	-569
温度降下	-615	-200	-48	-566	-192
合計	-2252	-1057	-258 (0.11)	-2100 (0.93)	-1025 (0.97)
永久作用時	-1521	-533	164 -(0.11)	-1252 (0.82)	-459 (0.86)
変動作用	269	191	153	310	206
永久+変動 作用時	-1252	-342	317	-942	-253
有効プレストレス	5665	5679	5340	5697	5733
有効プレストレス +不静定力	3413	4623	5082	3598	4708
プレストレス効率	60%	81%	95%	63%	82%

表 6.2.5 永久作用時の断面応力度

	単純桁	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
M (kNm)	8325	8066	8215	7791	8390	8598
N (kN)	0	-1521	-533	164	-1252	-459
上縁応力度(N/mm ²)	4.86	3.71	4.43	4.56	4.18	4.82
下縁応力度(N/mm ²)	2.65	1.72	2.04	3.02	1.29	1.47

Case1 と 3 の比較では、橋台背面ばねの無い Case3 では Case1 に比べて、表 6.2.3 より不静定曲げモーメントが 76%に、表 6.2.4 より不静定軸力が 11%に減少する。しかし、表 6.2.5 に示したように断面応力度での感度は低く、橋台背面ばねの存在が桁の設計を困難にする程の影響は無い。

Case4, 5 では橋台壁厚を減少させて拘束を減じることを検討したが、表 6.2.3 より永久作用時の曲げモーメントはむしろ増加してしまう結果となった。これは 5 章における検討と同じ結果である。したがって、PC 桁の変形拘束を緩和するために積極的に壁厚を減少させる必要はないことが再度、確認できた。

(6) 桁端の移動量

桁端の最大移動量の応答値は Case2 において 7.96mm である。これは盛土補強材の自由長を 400mm とすると 1.99%ひずみに相当する。第 4 章で確認したように橋台背面の盛土補強材は変位 12mm までの繰り返し载荷に対して無損傷であった。また、土留め標準では解説表 9.3.5-3 で補強土橋台の補強材の損傷レベル 2 の限界を 3%としていることから、補強材は損傷に対して安全であると考えられる。

表 6.2.6 補強土橋台の補強材の損傷レベルの限界値

(鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 平成 24 年 1 月 解説表 9.3.5-3 より引用)

損傷レベル	想定する限界状態	限界値の目安
損傷レベル 1	無損傷	設計引張強度に達しない
損傷レベル 2	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、上部 1/3 が伸びひずみ 3%までを制限値とする
損傷レベル 3	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、上部 1/3 が伸びひずみ 5%までを制限値とする
損傷レベル 4	補強材が破断に至る状態	

6.3 主桁の荷重分配についての考察

前項において、補強盛土一体橋梁の1主桁あたりの設計応答値は、格子桁解析による分担率により求めている。補強盛土一体橋梁では主桁端が橋台に固定されるため、格子桁モデルの支承条件を固定として解析しており、主桁配置が同一であっても単純桁の分担率とは異なる結果となる。そこで、同一橋長の補強盛土一体橋梁と単純桁の分担率を比較、考察する。

表 6.3.1 に補強盛土一体橋梁である原種架道橋（橋長 30m）の格子桁解析によるスパン中央の曲げモーメントと分担率、表 6.3.2 に単純桁である標準設計桁（橋長 30m）の当該値を示す。列車荷重（単線最大）は、列車荷重を下り線または上り線に単線載荷した場合の最大値である。

場所打ち自重や、版上荷重、列車荷重（複線載荷）のようにほぼ左右対称に載荷される荷重に対しては、両構造形式とも各主桁の荷重分担はほぼ均等である。

列車荷重を単線載荷した場合の分担について、補強盛土一体橋梁では反対線側にある主桁である下り線載荷時の G4、上り線載荷時の G1 にはほとんど曲げモーメントが発生していない。単純桁の設計計算書では各線に単線載荷時の Output がなく、最大値のみであるので、列車荷重（単線最大）の行で最大値と最小値の比率を比較すると、

$$\text{補強盛土一体橋梁} \quad 322/742=0.433$$

$$\text{単純桁} \quad 987.2/1734.1=0.569$$

であり、単純桁の方が曲げモーメントのバランスが良い。これは、単純桁の場合は端横桁の回転と中間横桁のたわみで荷重分配が行われるのに対して、補強盛土一体橋梁では端横桁による荷重分配が生じないためであると考えられる。

複線載荷時においても、

$$\text{補強盛土一体橋梁} \quad 605/790=0.765$$

$$\text{単純桁} \quad 1905.5/2258.3=0.844$$

であり、単純桁の方が曲げモーメントのバランスが良い。PC 桁の主桁設計は分担が最大である主桁に対して行われ、他の主桁は同一の PC 鋼材、鉄筋の配置とされるため、補強盛土一体橋梁の方が、主桁設計がやや不経済になる可能性がある。しかし、これまでに検討してきたように列車荷重の絶対値は補強盛土一体橋梁の方が小さいため、荷重が各主桁にほぼ均等に分配される永久作用に対する応力度の制限が主桁の設計の決定要因となる可能性が高く、荷重分配の影響は小さいと考えられる。原種架道橋の主桁の破壊に対する安全性の照査値は $\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} = 0.71$ であるのに対して、単純桁の場合は $\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} = 0.95$ である。

表 6.3.1 補強盛土一体橋梁の荷重分配

	G1	G2	G3	G4	合計
場所打ち自重	490	535	418	298	1741
	(0.281)	(0.307)	(0.240)	(0.171)	
版上荷重(固定)	522	442	373	432	1769
	(0.295)	(0.250)	(0.211)	(0.244)	
版上荷重(付加)	538	899	784	399	2620
	(0.205)	(0.343)	(0.299)	(0.152)	
列車荷重(下り線)	742	322	282	53	1399
	(0.530)	(0.230)	(0.202)	(0.038)	
列車荷重(上り線)	48	283	341	726	1398
	(0.034)	(0.202)	(0.244)	(0.519)	
列車荷重(単線最大)	742	322	341	726	2131
列車荷重(複線)	790	605	622	779	2796
	(0.283)	(0.216)	(0.222)	(0.279)	

上段：曲げモーメント(kN・m)

下段：分配率

表 6.3.2 単純桁の荷重分配

	G1	G2	G3	G4	合計
場所打ち自重	1273.1	1279.1	1105.8	933.3	4591.3
	(0.277)	(0.279)	(0.241)	(0.203)	
版上荷重(固定)	1490.8	1266.5	1164.5	1263.4	5185.2
	(0.288)	(0.244)	(0.225)	(0.244)	
版上荷重(付加)	1810.6	2163.1	1937.6	1436.4	7347.7
	(0.246)	(0.294)	(0.264)	(0.195)	
列車荷重(単線最大)	1734.1	987.2	1031.4	1693.7	5446.4
列車荷重(複線)	2258.3	1905.5	1949.7	2221.7	8335.2
	(0.271)	(0.229)	(0.234)	(0.267)	

上段：曲げモーメント(kN・m)

下段：分配率

6.4 現場計測による橋梁の挙動調査と検証

原種架道橋において現場計測を行い、PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の挙動を確認した。

6.4.1 計測項目

主な計測項目を表 6.4.1 に示す。また、計測器の配置を図 6.4.1 に示す。

計測は各部材の施工時から開始し、継続中である（2017 年 8 月現在）。

表 6.4.1 主な計測項目

計測項目	計測方法
外気温，コンクリート内部温度，盛土内温度	温度計
補強盛土内の補強材のひずみ	ひずみゲージ
橋台壁および桁内の鉄筋のひずみ	鉄筋計
桁のコンクリートのひずみ	コンクリートひずみ計
桁の PC 鋼材の張力	EM センサー
補強盛土と橋梁の相対変位	変位計
橋台，桁と接合部コンクリートの相対変位	継目計
桁コンクリートの自由伸縮	無応力計

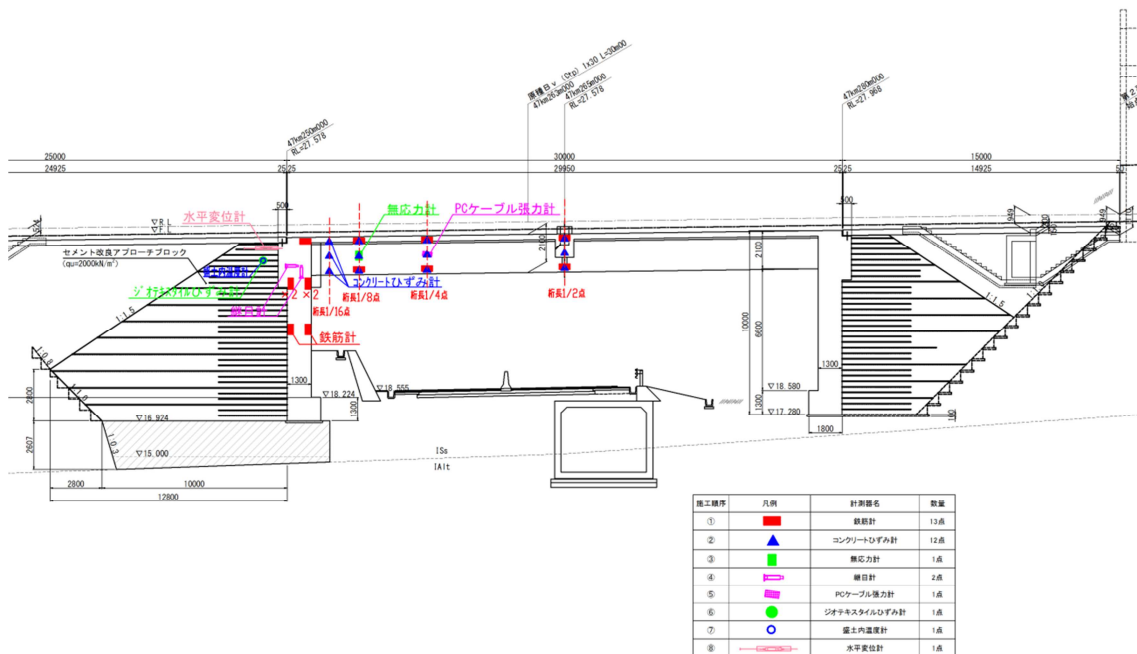


図 6.4.1 原種架道橋の計測器配置

6.4.2 計測結果と考察

2017年7月までの計測結果を示す。

(1) 温度変化

図 6.4.2 に、外気温、桁のコンクリート温度、橋台壁と桁の鉄筋温度、盛土内の温度の経時変化を示す。2017年3月7日以前は1時間に1回、以降は毎日6:00の温度を記録している。

桁、橋台壁とも外気温と同様の温度履歴であるが、橋梁内（桁、橋台、盛土）の温度は外気温ほど変動せず、早朝の冷え込みには追従していない。

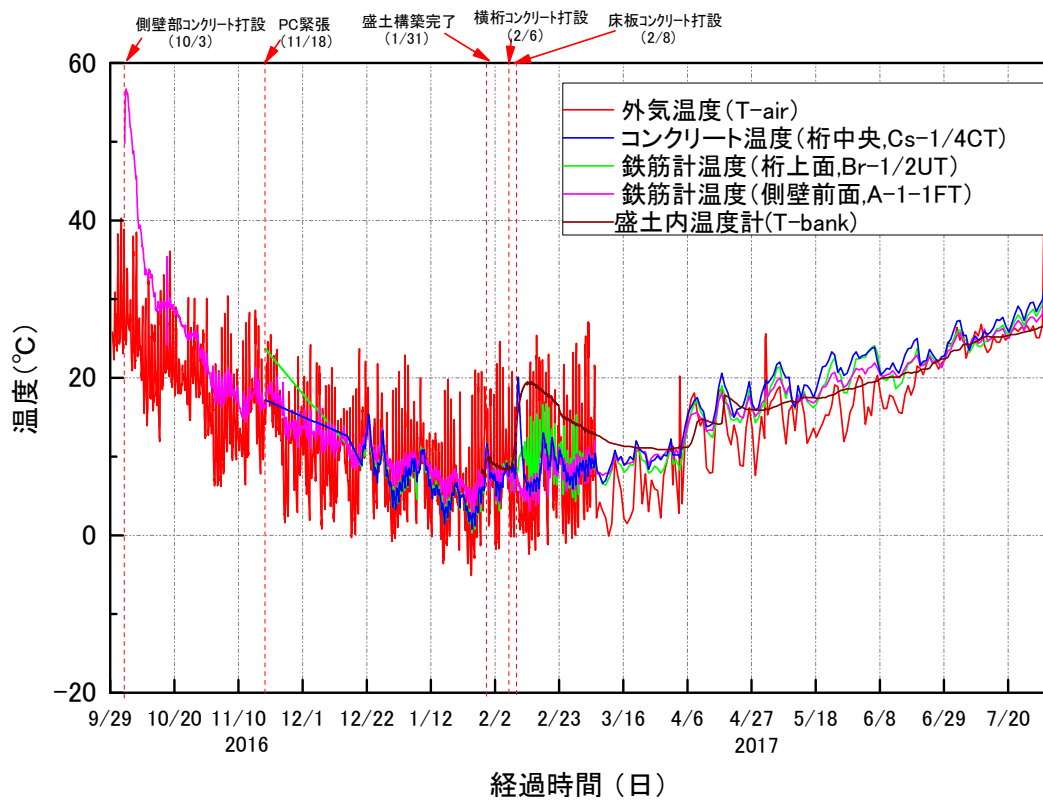


図 6.4.2 温度の経時変化

(2)盛土補強材のひずみ

図 6.4.3 に盛土補強材のひずみの経時変化を示す。外気温の上昇に伴い圧縮側に推移している。

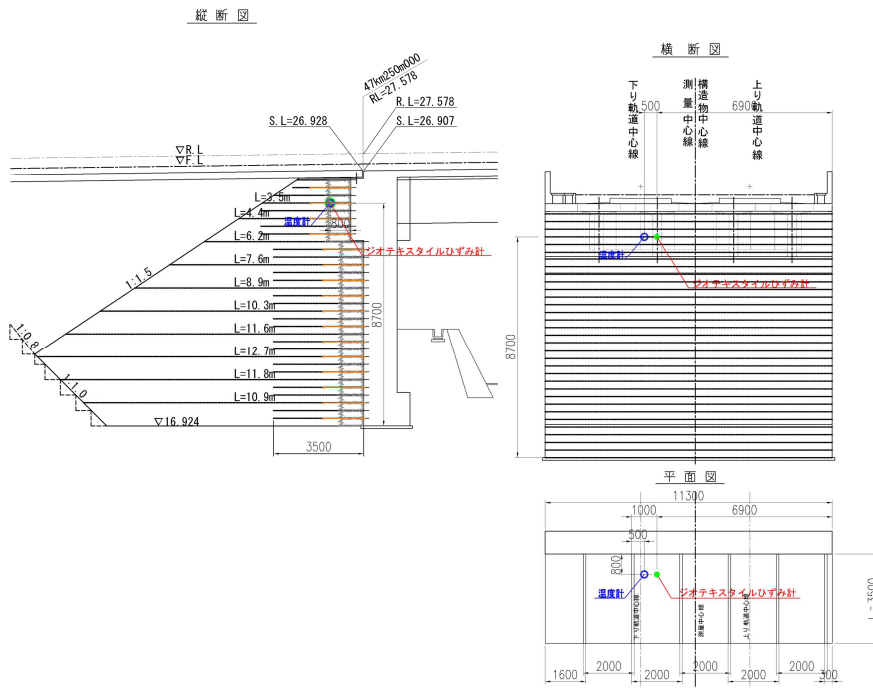
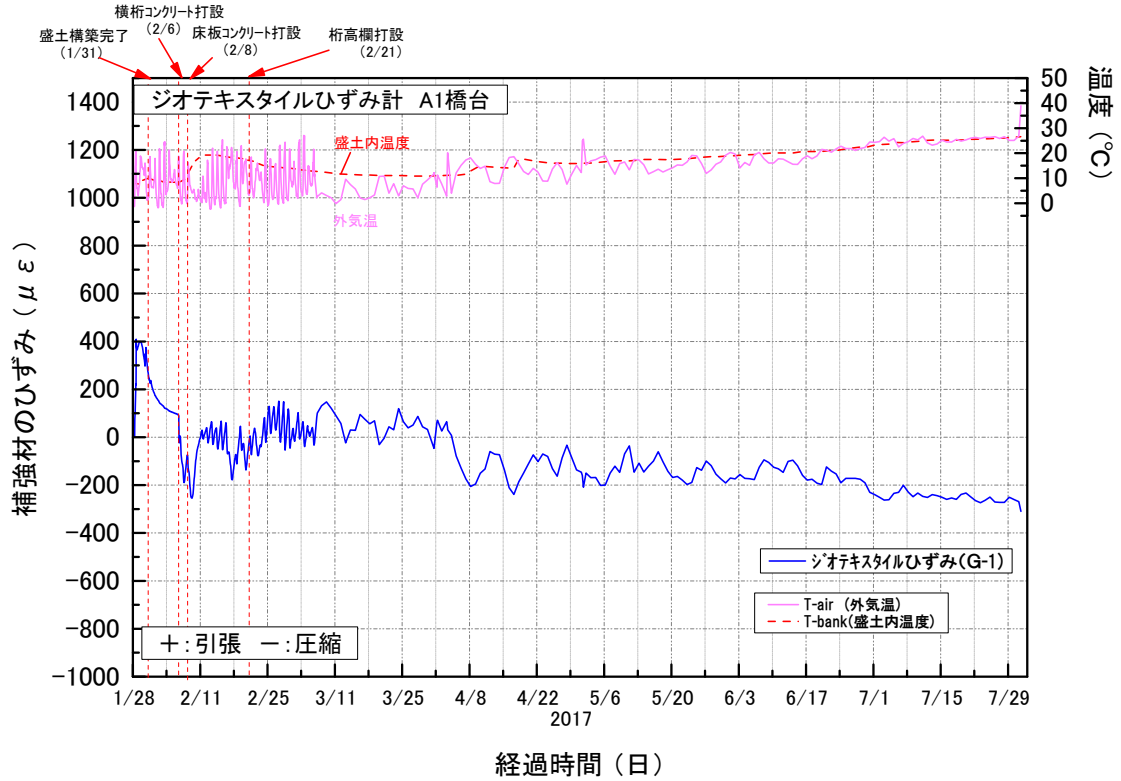


図 6.4.3 盛土補強材のひずみの経時変化

(3)無応力計のコンクリートのひずみ

図 6.4.4 に無応力計内のコンクリートひずみの経時変化を示す。外気温，コンクリート温度は上昇しているが，ひずみは圧縮側に推移しており，コンクリートの収縮を表している。

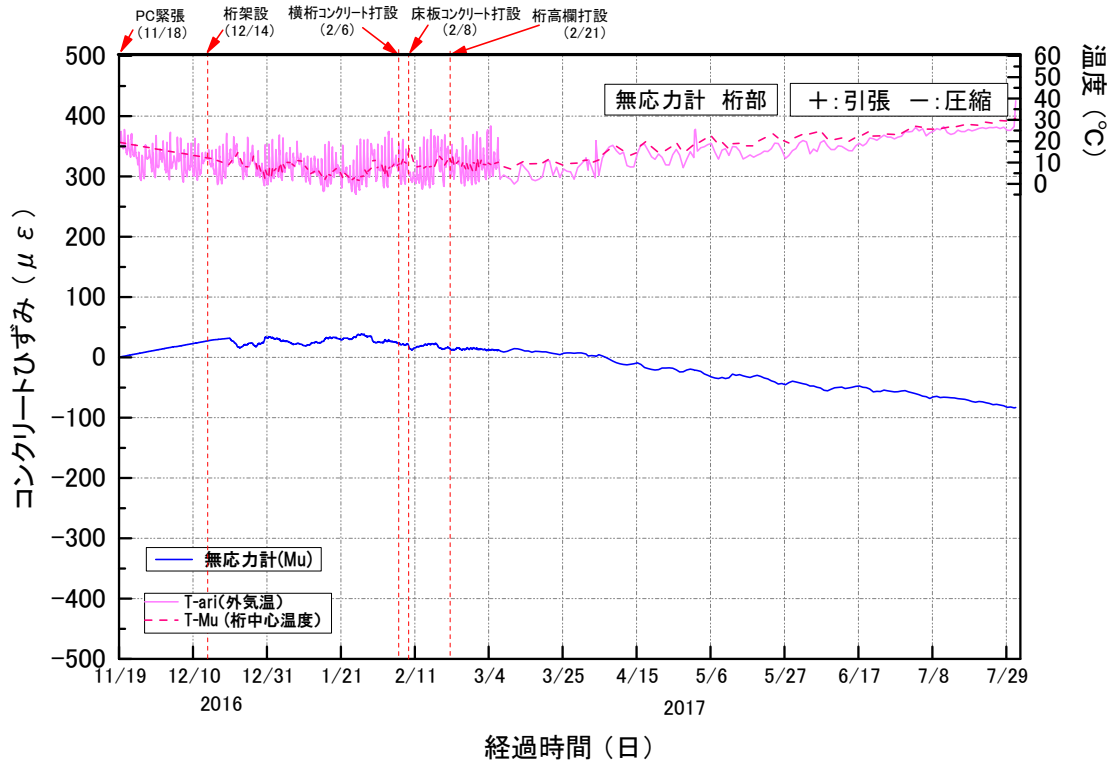


図 6.4.4 無応力計のコンクリートひずみの経時変化

(4)橋台壁内の鉄筋応力

図 6.4.5 に橋台壁内の鉄筋計の値の経時変化を示す。

橋台下部では当初から前面圧縮、背面引張であったが、桁と橋台の接合（横桁コンクリート打設 2/6）、床版自重の作用（床版コンクリート打設 2/8）以降、橋台上部でも前面圧縮、背面引張の応力が発生しており、桁から曲げモーメントが作用していることを示している。温度上昇に伴いすべての計測値が圧縮側に移行しているのは、橋台壁の温度膨張が補強盛土に拘束されているためである。

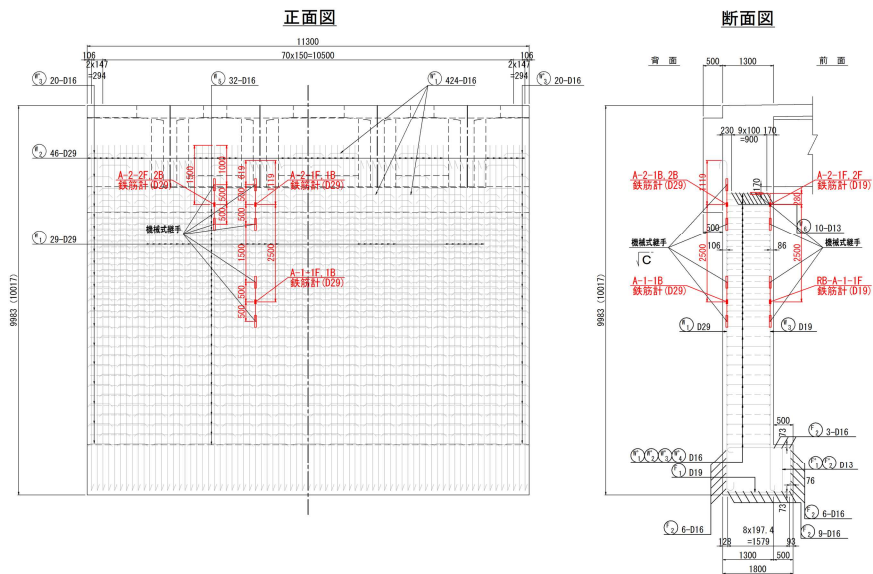
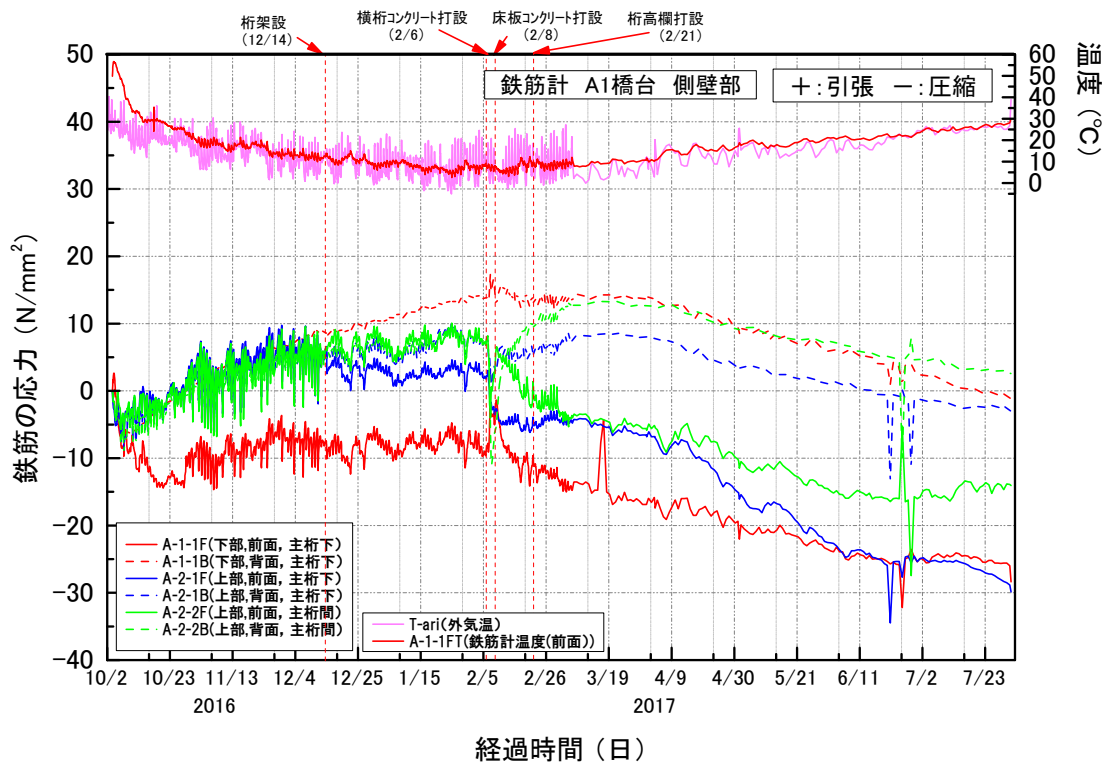


図 6.4.5 橋台壁内の鉄筋応力の経時変化

(5)主桁のコンクリートひずみ

図 6.4.6 に主桁のコンクリートひずみの経時変化を示す。プレストレスの導入 (PC 緊張 11/18) により、下縁側に圧縮ひずみが発生している。気温、桁温度の上昇に伴い、全断面で圧縮側に推移している。

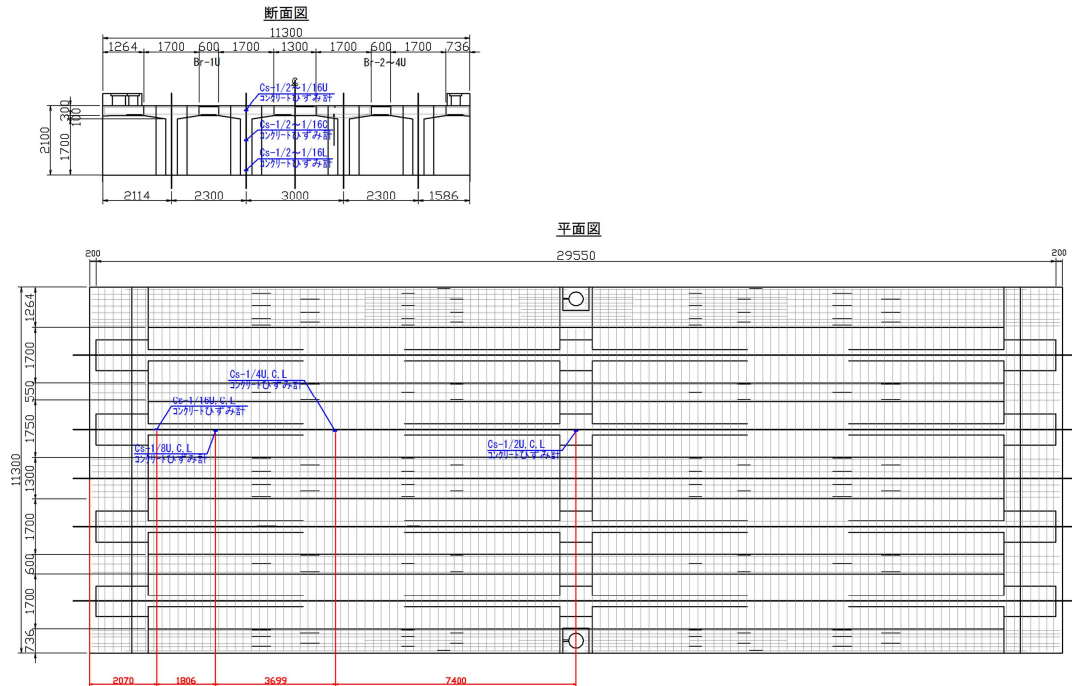
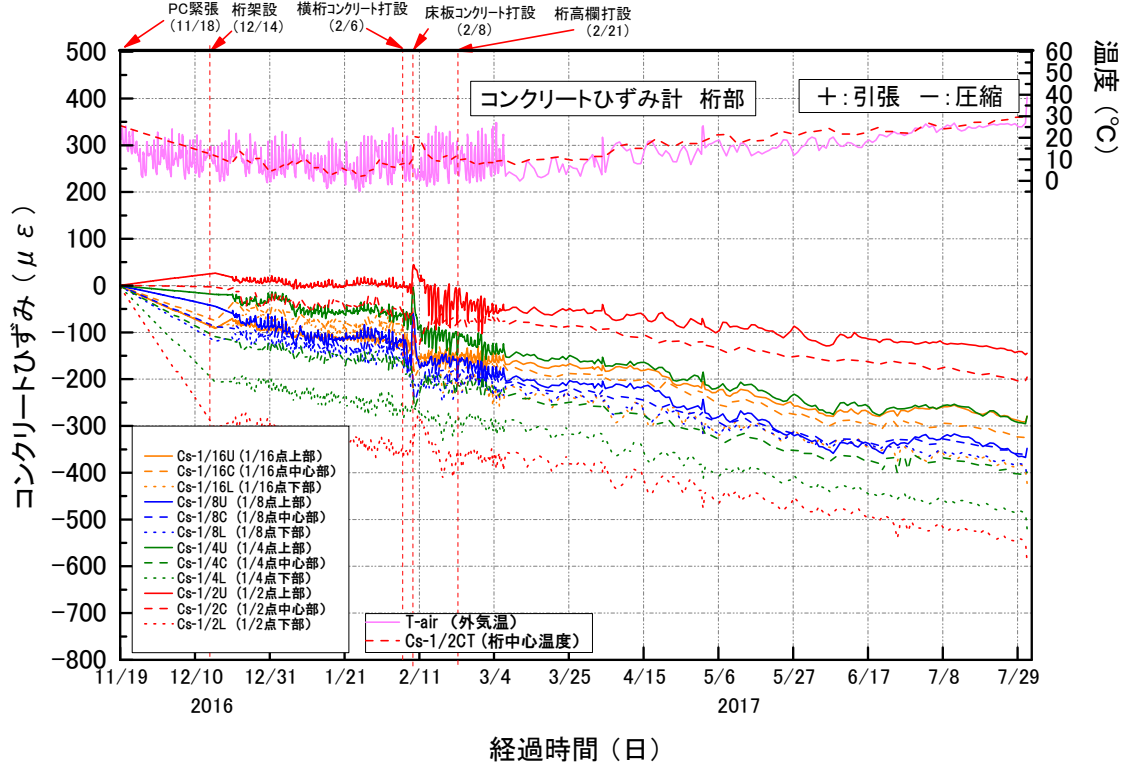


図 6.4.6 主桁のコンクリートひずみの経時変化

(6)主桁と床版の鉄筋ひずみ

図 6.4.7 に主桁部と床版に設置した鉄筋計の値の経時変化を示す。コンクリートひずみと同様に下縁側に圧縮応力が生じ、気温、桁温度の上昇に伴い、全断面で圧縮側に推移している。

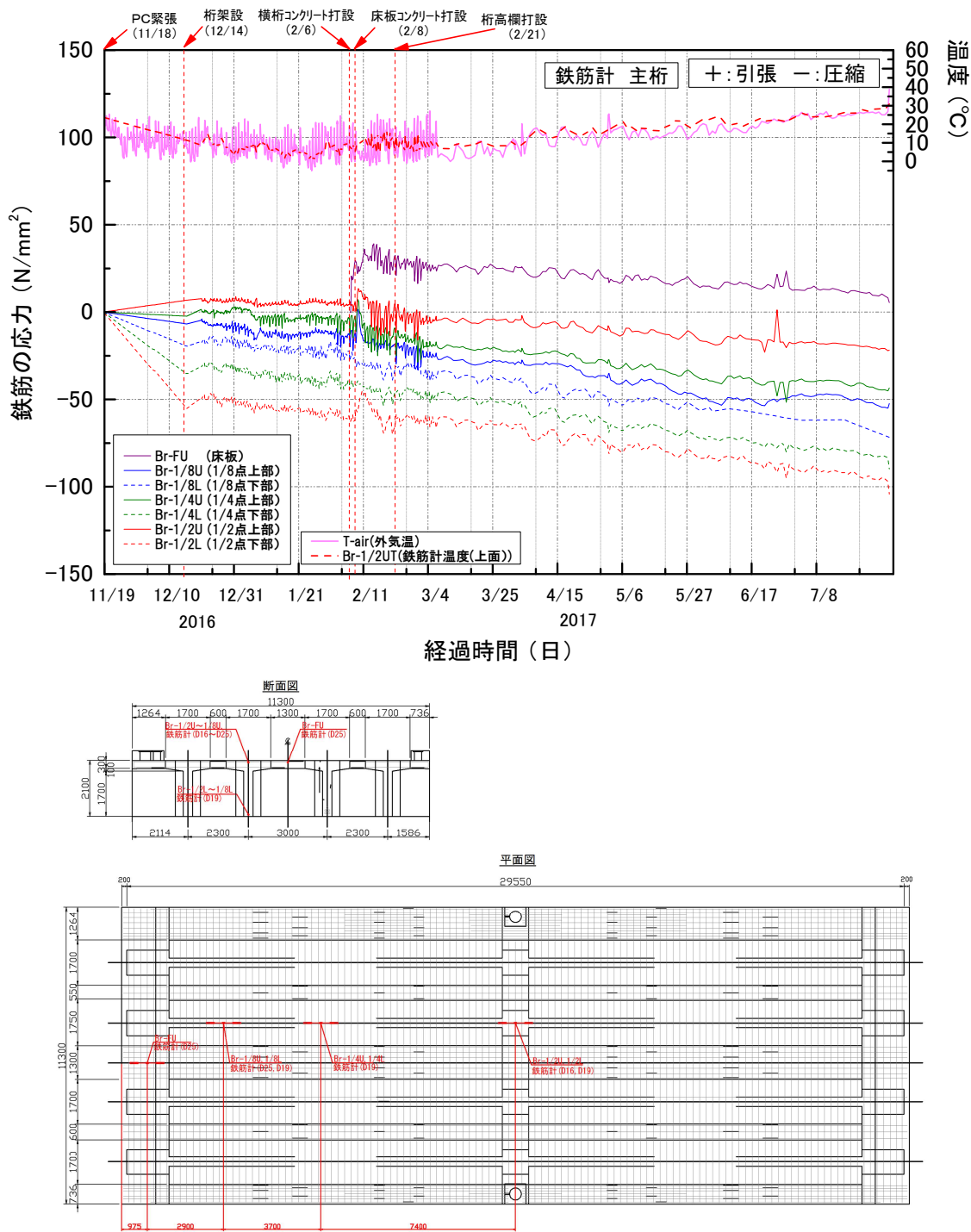


図 6.4.7 主桁，床版の鉄筋応力の経時変化

(7)打継目の相対変位

図 6.4.8 に橋台、桁と接合部コンクリートの打継目の相対変位の経時変化を示す。温度上昇とともに鉛直方向継目計が圧縮側に変位しているが、橋台壁の膨張の影響と考えられる。

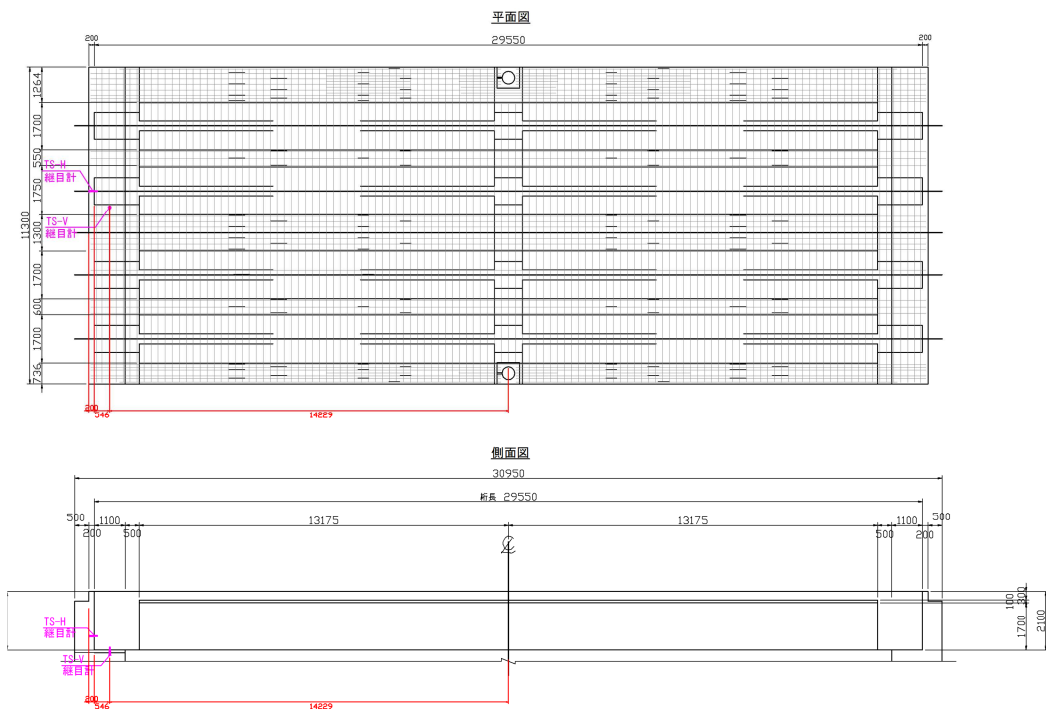
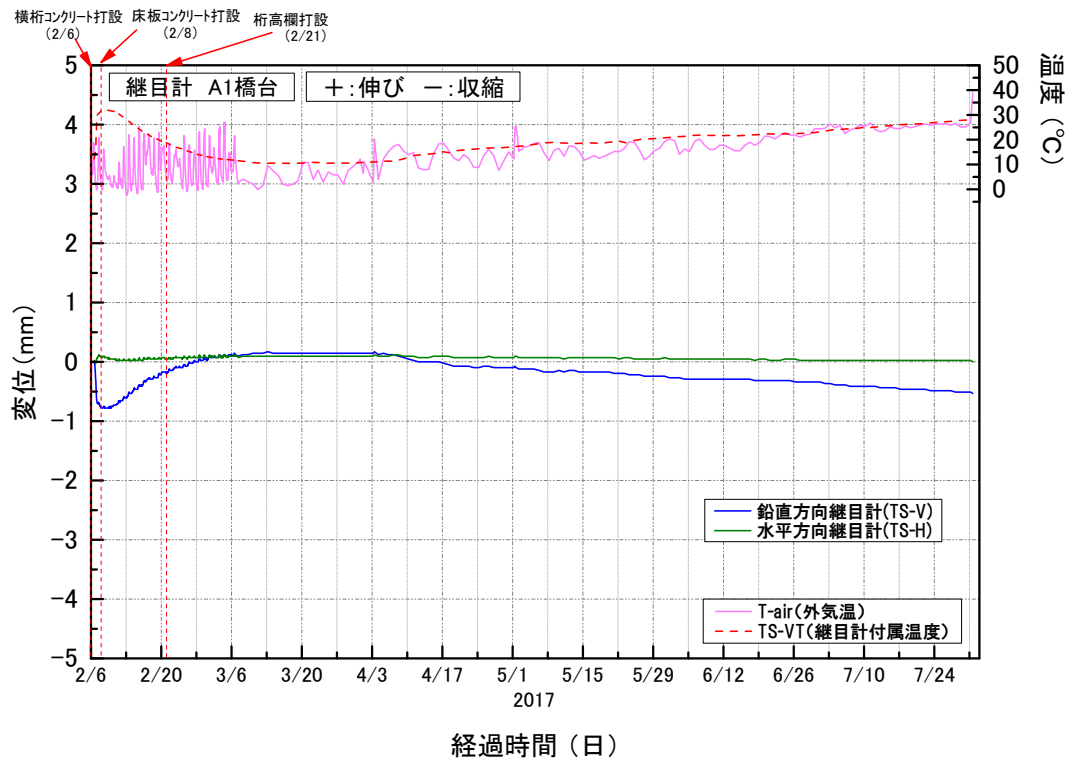


図 6.4.8 打継目の相対変位の経時変化

(8) 桁端の水平変位

図 6.4.9 に桁端と補強盛土間の相対変位の経時変化を示す。温度の上昇に伴い圧縮側に推移している。

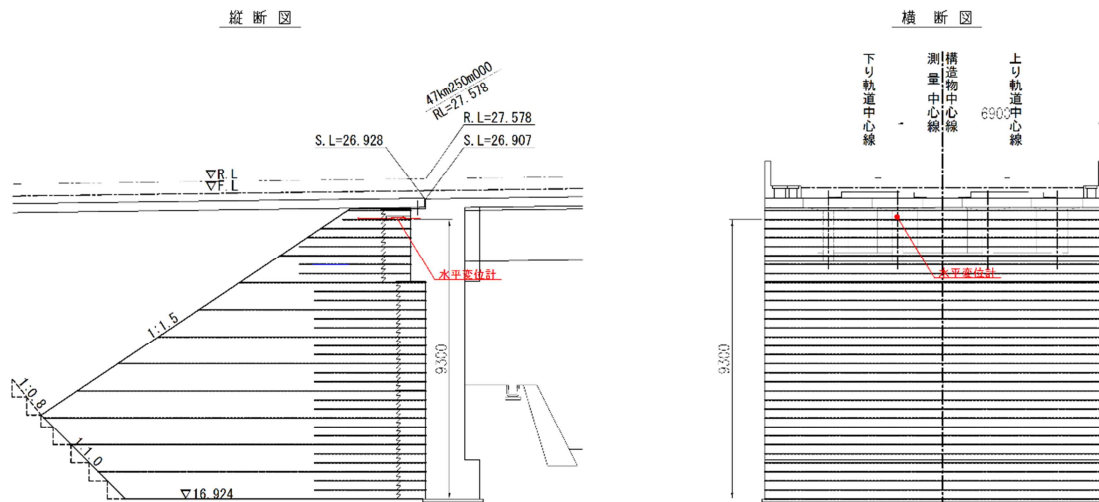
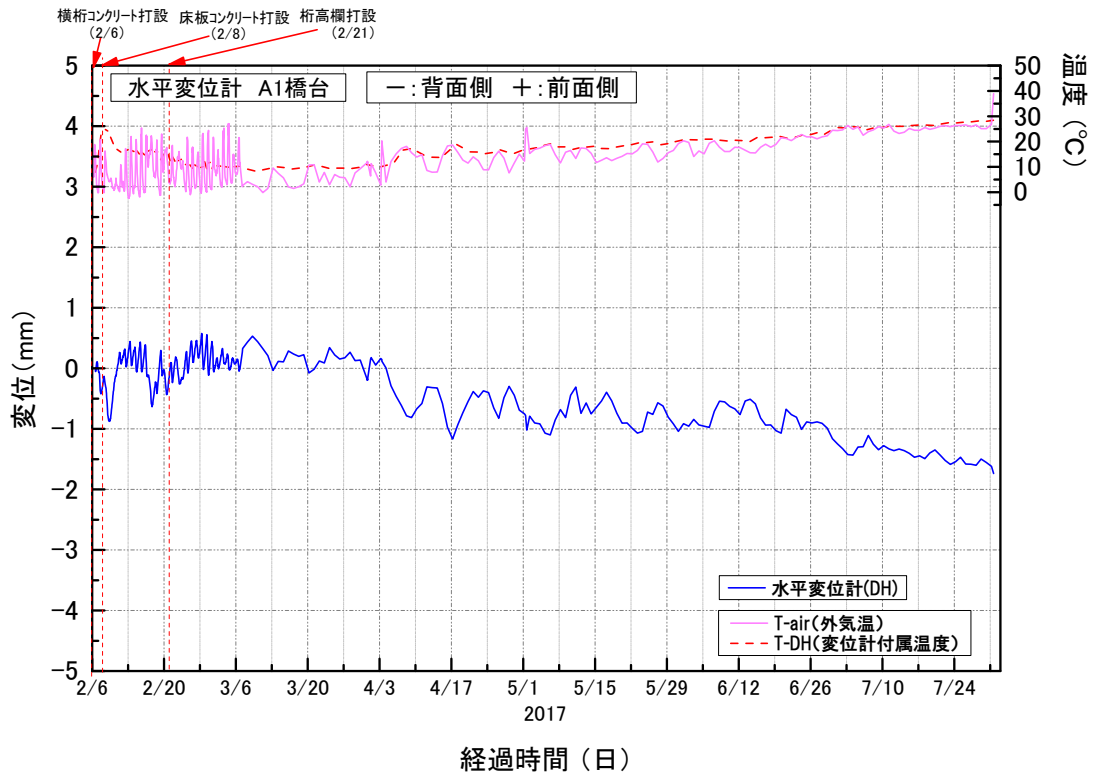


図 6.4.9 桁端の水平変位の経時変化

桁端の水平変位（桁端変位）を温度変化との関係で図示すると、図 6.4.10 のようになる。

中学校線架道橋（図 3.3.21）、ハイペ沢橋梁（図 4.5.19）と同じく、最初に橋台壁を押し込む方向に変位する際の伸縮剛性は、自由伸縮（コンクリートの線膨張係数）よりも大きくなっている。

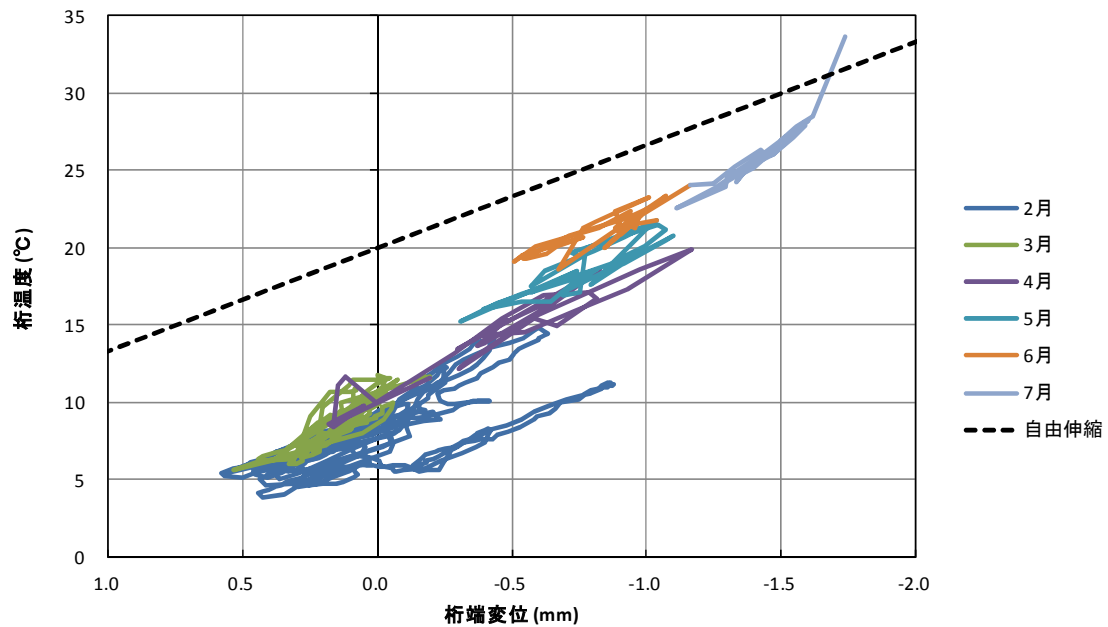


図 6.4.10 桁の温度と桁端の水平変位量の関係

(9) PC 鋼材張力の変化

図 6.4.11 に PC 鋼材張力の経時変化を示す。張力は定着後の 1500kN から 1200kN 程度まで低下してきている。

計測断面 (L/4 点) における PC 鋼材張力の設計値は以下であり、() 内の計測値と概ね一致している。

プレストレッシング直後	$6302.4 / 5 = 1260.5 \text{ kN}$	(1285 kN)
有効プレストレス (強ばね)	$5590.0 / 5 = 1118.0 \text{ kN}$	(1127 kN)
(弱ばね)	$5611.8 / 5 = 1122.4 \text{ kN}$	(1127 kN)

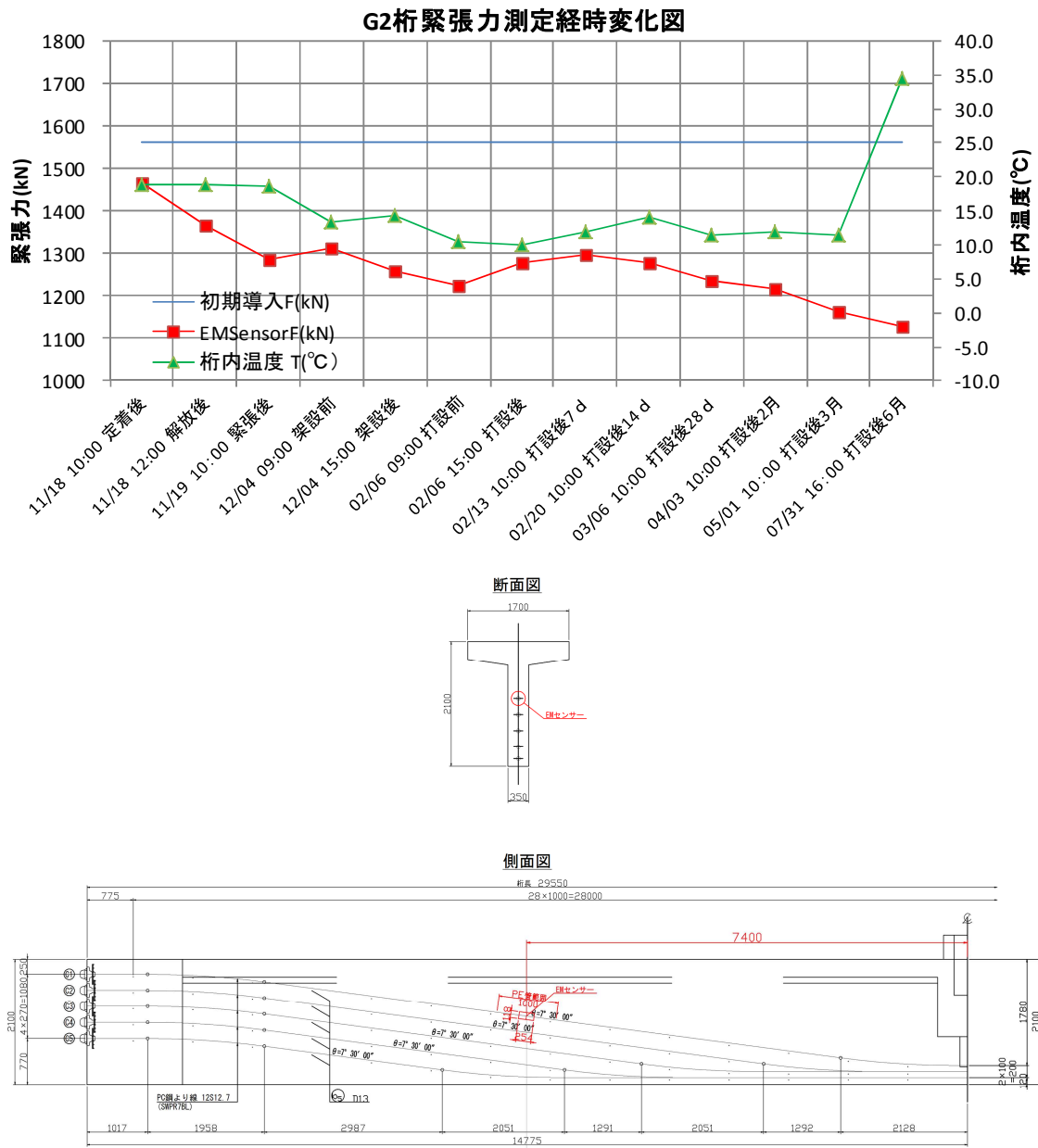


図 6.4.11 PC 鋼材張力の経時変化

6.5 6章のまとめ

PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の最初の実施例である九州新幹線原種架道橋において、設計段階で盛土補強材のばね値と桁の収縮量の組合せ、橋台壁厚の影響について検討を行った。また、現場計測により経時挙動を調査し、設計の妥当性を検証した。一連の検討により以下のことが確認できた。

- 1) 単純桁と補強盛土一体橋梁の主桁のスパン中央の曲げモーメントを比較すると、補強盛土一体橋梁ではスラブや橋面工の自重による曲げモーメントが低減するが、不静定力による曲げモーメントが付加されるため、合計としての永久作用時曲げモーメントは同等になる。したがって、PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の桁高や PC 鋼材量は、同スパンの単純桁と同一とすることが妥当である。
- 2) 盛土補強材のばね値と桁の収縮量について、ばね値は補強土橋台の設計用値（補強材の気中剛性の 5 倍）とその 1/5（補強材の気中剛性）の 2 通りとし、それぞれに組み合わせる桁の収縮量は 150μ と 300μ とした。その結果、両方の組合せに対する応答値は同レベルとなった。
- 3) 盛土補強材ばねの有無や強弱による不静定力の変動は、曲げモーメントに関してよりも軸力に関してより大きい。しかし PC 桁の断面応力に与える影響は曲げモーメントの方が大きいため、不静定力の変動が断面応力度に与える影響は小さい。
- 4) 現場計測による PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の経時挙動調査を継続中である。橋梁完成から約 6 か月の時点では、問題となる挙動は観測されていない。

6章の参考文献

- 6.1) 石井秀和, 玉井真一, 菊池圭介, 高寄太一: 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, プレストレストコンクリート工学会第25回シンポジウム論文集, pp.457-460, 2016.10
- 6.2) 石井秀和, 玉井真一, 井上翔, 菊地圭介: 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)-: プレストレストコンクリート, Vol.59, No.3, pp.14-19, 2017.5
- 6.3) 玉井真一, 石井秀和, 高寄太一: PC桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.469-474, 2016.7
- 6.4) 石井秀和, 玉井真一, 高寄太一: 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, 土木学会第71回年次学術講演会 V-575, pp.1149-1150, 2016.9

第7章 解析的手法による長期挙動の検証

7.1 解析の方法

これまで、中学校線架道橋、ハイペ沢橋梁、原種架道橋において現場計測を行い、補強盛土一体橋梁の経時挙動について調査した。しかし、その計測期間は中学校線架道橋において約4年間、ハイペ沢橋梁において約2.3年間、原種架道橋において約6か月間（2017年8月現在）である。一方、コンクリート構造物の変形挙動は長期にわたって継続することが指摘されており、長期挙動を解析的に追跡することが可能であることが発表されている^{7.1)}。補強盛土一体橋梁は、現場計測において挙動が年変動に収束していることが概ね確認できているものの、新しい構造形式であるが故にその評価を完全なものとするために長期挙動を検証することとした。

長期挙動の解析には文献7.1と同様に、DuCOM-COM3によるマルチスケール統合解析シミュレーションを用いる。DuCOM-COM3は、セメント系複合材料の硬化過程をナノレベルで厳密にモデル化して追跡する材料物理化学解析システムDuCOM^{7.2,7.3,7.4)}と、鉄筋コンクリート構造物のひび割れと鉄筋降伏以降の損傷を扱う構造解析システムCOM3^{7.4,7.5,7.6)}を統合したものである。両者を統合することによって、クリープや乾燥収縮を含む鉄筋コンクリート構造物の応答を、水和開始以後の環境・境界・荷重条件に応じて、一元的に評価することが可能である。

7.2 中学校線架道橋を対象とした解析

7.2.1 解析モデル

(1)モデルと要素分割

中学校線架道橋を対象として、図 7.2.1 のように線路方向スパン中央および線路直角方向構造中心線を対称面とした 1/4 モデルを作成した。

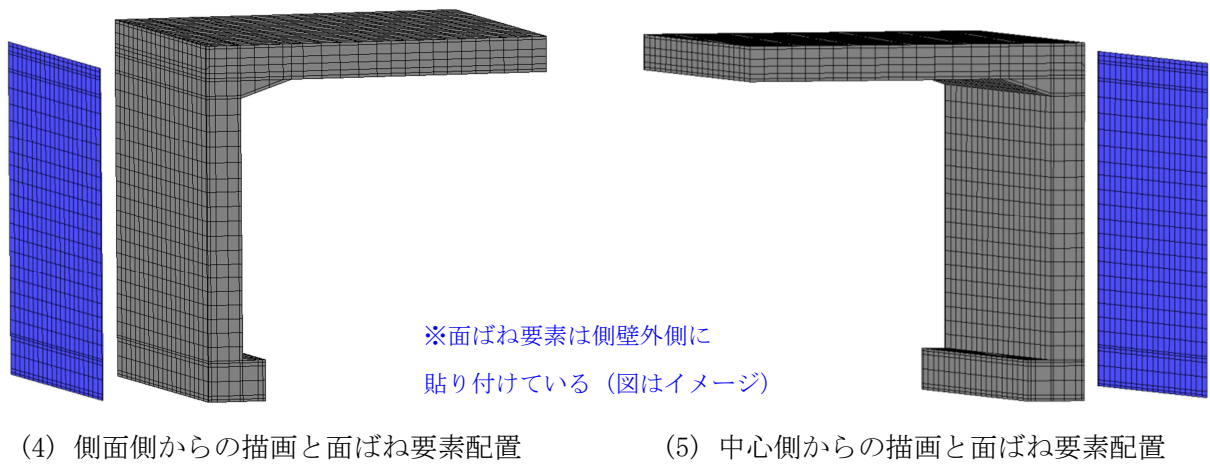
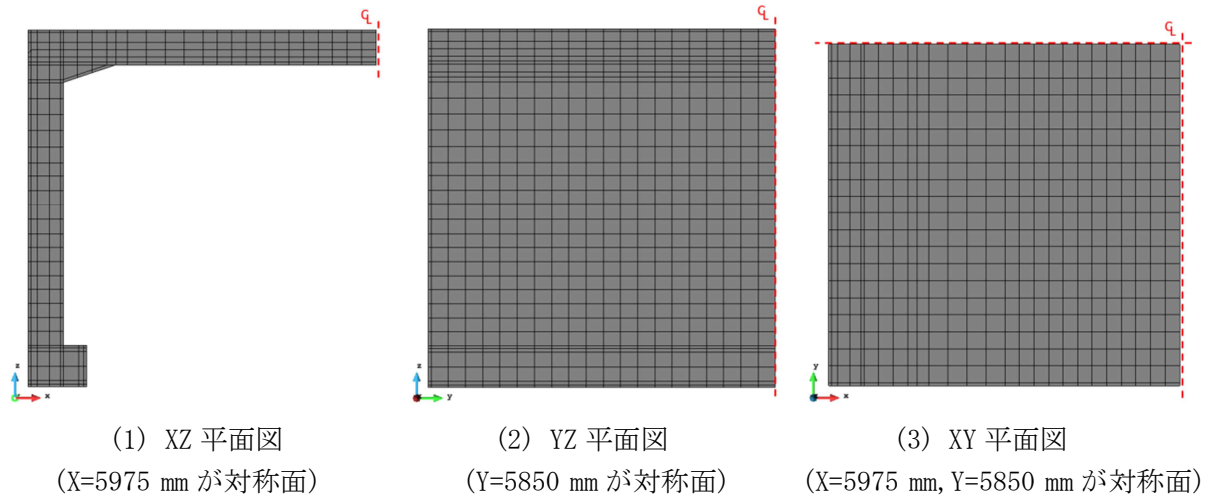
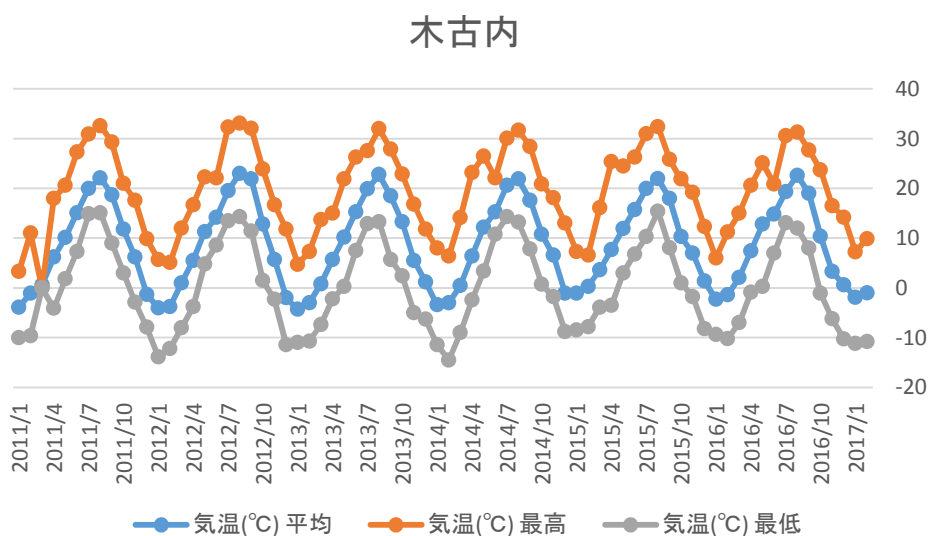


図 7.2.1 中学校線架道橋のモデルと要素分割

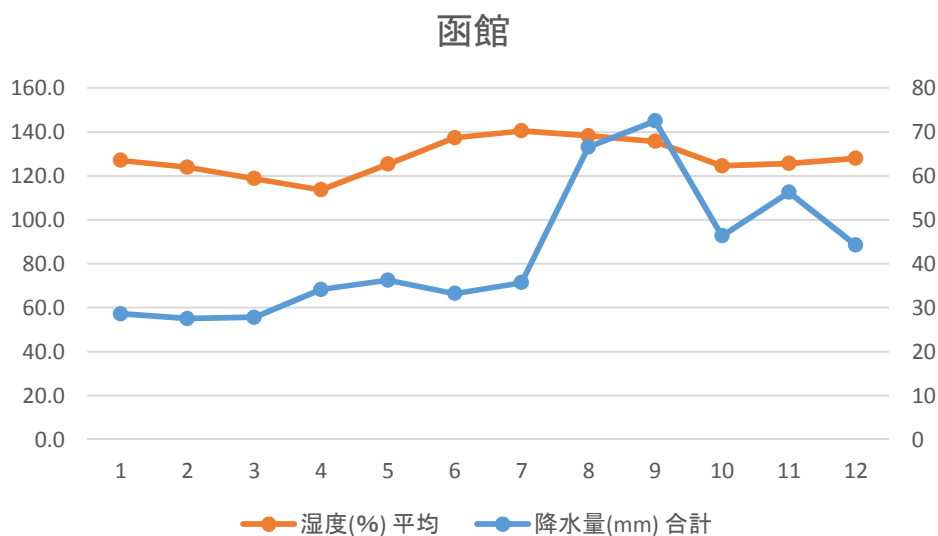
(2)環境条件

対象構造物周辺の環境条件として、温度と湿度を考慮する。ここでは、月平均値により変動を考慮することとし、工事記録や気象庁データを参照して、大気中の環境条件を適宜設定した。図 7.2.2 に、入力した月ごとの温度と湿度を示す。一方、補強盛土に接する境界面と地中部では、相対湿度 80 %一定とする（暴露以降）。温度は、ひとまず大気と同温度に設定とする。

図 7.2.3 に、熱と水分の移動に関する境界条件のデータセット概要図を示す。水色が大気に接する境界面、赤褐色が補強盛土に接する境界面、黄土色が地中部の境界面を表している。



(1) 設定した大気温度 (図中水色の平均値)



(2) 設定した相対湿度 (図中オレンジ色の平均値)

図 7.2.2 大気環境条件

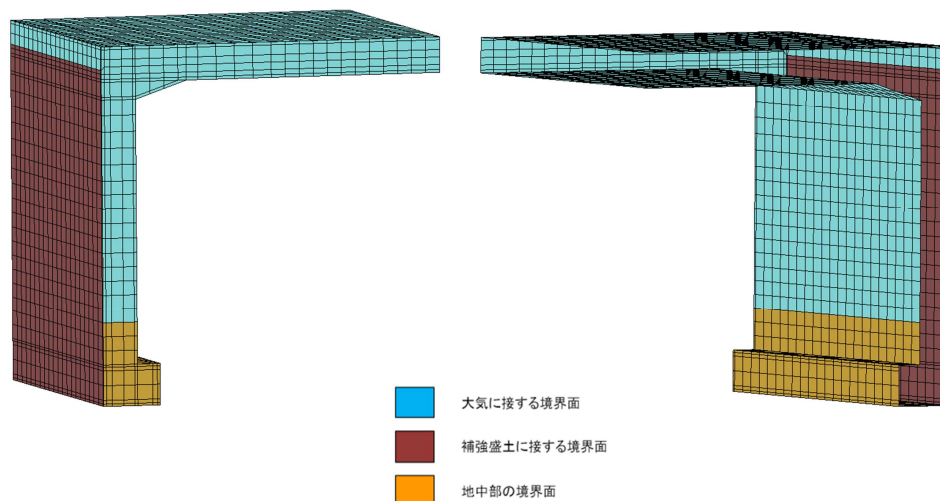


図 7.2.3 境界条件データセット概要図（躯体表面のみ表示）

(3)力学的な境界条件

力学的な境界条件として、対称面において X 方向および Y 方向の変位を拘束し、基部の節点変位を拘束する。また、橋台背面ばね（緩衝層ばね）は、補強盛土を固定端と仮定し、面ばねとしてモデル化する。緩衝層ばねは、桁の収縮や温度伸縮等による繰り返しにより、その剛性が経時的に低下することが知られているが、ここでは、面ばね定数は、引張側：38333kN/m³、圧縮側：260000kN/m³とし、せん断方向は考慮していない。

※引張側の面ばね定数は 4 章の載荷実験における試験値を用い、長期荷重であることを地盤抵抗係数 0.5 として考慮した。

ジオテキスタイルの引張試験値による 1 層あたりのばね定数 23000kN/m²

(5.3(2)参照)

高さ 1m あたり、 $23000 \times 1/0.3 \times 0.5 = 38333 \text{ kN/m}^3$

また、圧縮側の面ばね定数は 4 章の載荷実験における試験値である。

(4)解析ステップ

12 月 5 日に橋台壁と桁のコンクリートを一括で打設を行い、若材齢時には封緘・保温（15℃）養生を行い、9.24 日後に脱型・暴露、11 日後に自重を考慮する荷重条件を設定する。脱型・暴露後の環境条件は(2)に記載の通りであり、これ以降、コンクリート表面からの水分逸散に伴う収縮とクリープに起因する長期変形挙動を追跡する。なお、本解析においては、コンクリートのひび割れ発生を考慮している。

解析ステップの時間刻みについては、若材齢時には 0.01 日刻みで設定するが、計算時間を短縮するために、コンクリートの硬化を勘案して徐々に時間間隔を広げていき、材齢 1 年以降は 2 ステップ/月程度の時間間隔とする。

STEP= 1～320 : 封緘・保温（15℃）養生，自重考慮せず（12 月 5 日～14 日を想定）

STEP=321～350 : 周辺環境に暴露，自重考慮せず（12 月 14 日～16 日を想定）

STEP=351～2978 : 周辺環境に暴露，自重考慮（12 月 16 日～約 100 年経過時を想定）

7.2.2 解析結果

(1) たわみの経時変化

スパン中央での桁下面のたわみの経時変化を図 7.2.4 に示す。ここでは、側面と中心の 2 点を出力している。たわみは季節変動により増減を繰り返しつつ、建設から数年間はコンクリートの収縮やクリープの影響により増加する傾向にあるが、その後は一定レベルに収まる傾向にある。また、最初は床版中心でたわみが大きくなるが、数十年後には側面の方でたわみが大きくなる。

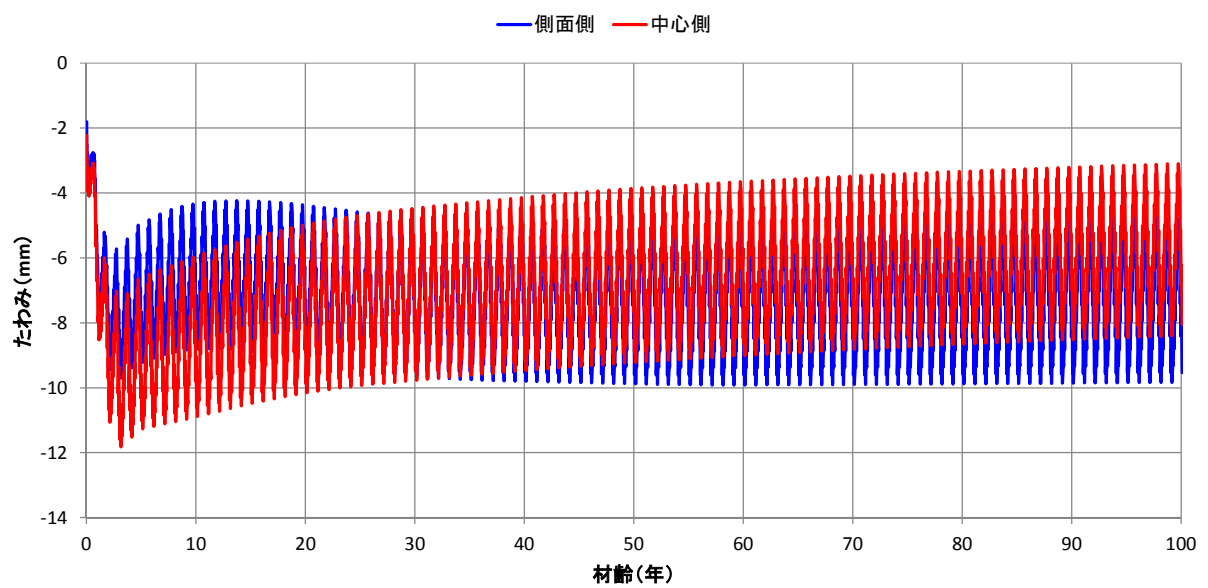


図 7.2.4 たわみの経時変化

(2)橋台背面ばね変位の経時変化

橋台背面ばね（緩衝層ばね）の変位の経時変化を図 7.2.5 に示す。ここでは、モデル上縁から 550 mm 位置での桁中心線上の変位を出力している。ばね変位は季節変動により増減を繰り返しつつ、圧縮変位が徐々に大きくなっている傾向を示している。

桁はコンクリートの収縮により長期的に短縮するはずであるが、この結果は桁が伸長することを示している。この問題については後に考察する。

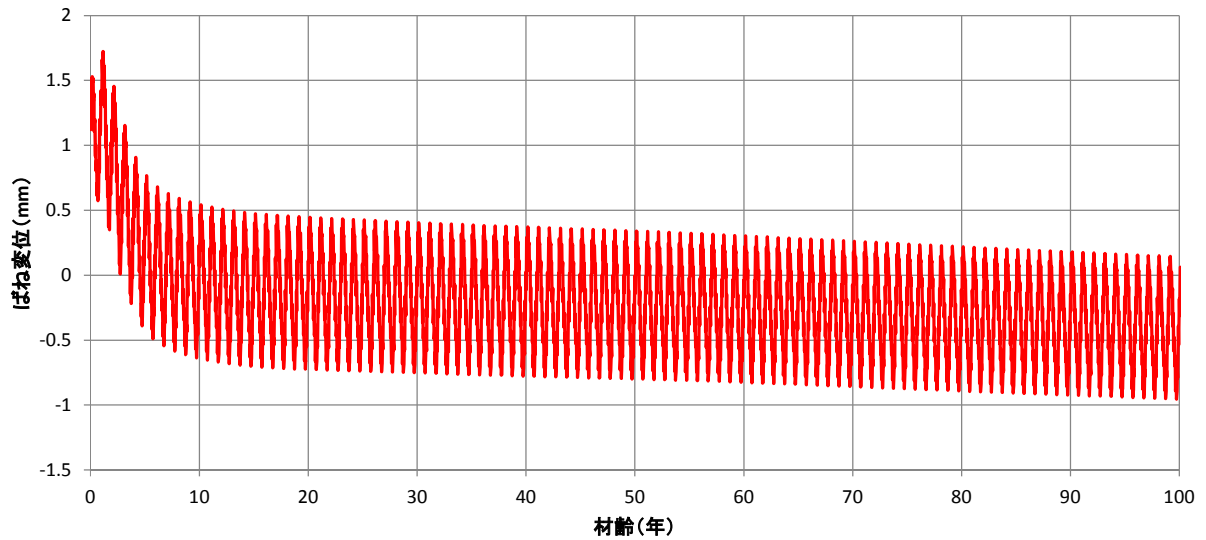


図 7.2.5 橋台背面ばね（緩衝層ばね）変位の経時変化

(3) 桁のコンクリートひずみの経時変化

桁のコンクリートひずみの経時変化を図 7.2.6 に示す。ここでは、桁中心線上のスパン中央およびハンチ端部での上下縁でのひずみを節点変位から換算して出力している。ここでは、打設時をゼロ点としており、ひずみ値には温度等による体積変形の影響が含まれている。

スパン中央下面およびハンチ部上面に引張ひずみが生じるが、その値は 200μ 程度であり、橋梁の耐久性に問題が生じるほどのひずみではない。

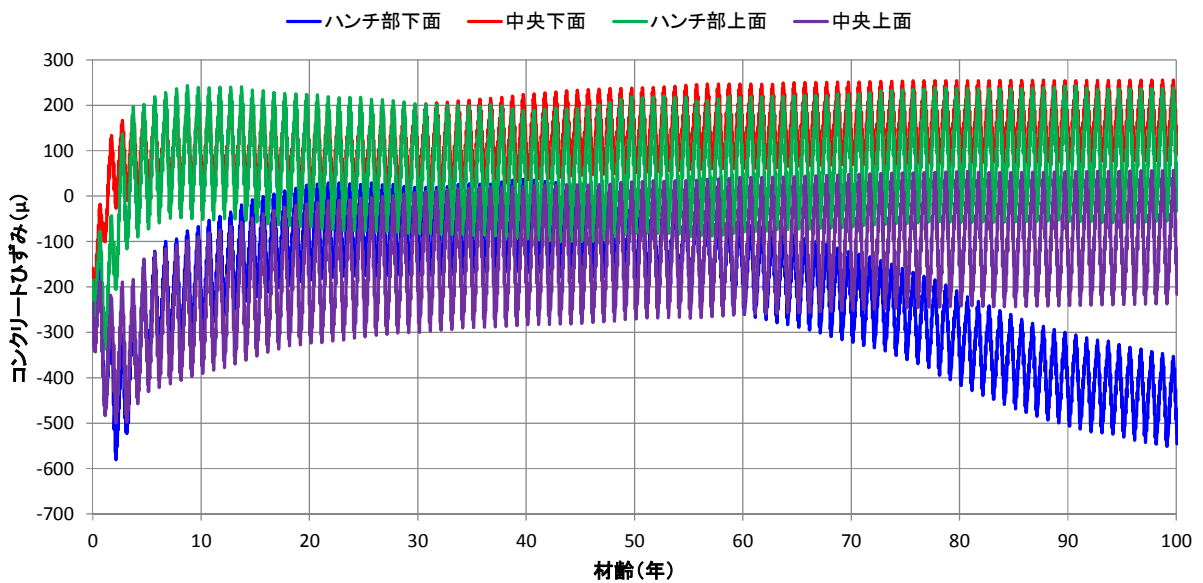


図 7.2.6 桁のコンクリートひずみの経時変化

(4) 桁の鉄筋ひずみの経時変化

桁の軸方向鉄筋ひずみの経時変化を図 7.2.7 に示す。ここでは、桁中心線上のスパン中央およびハンチ端部での上側および下側主鉄筋のひずみを、近傍の数値積分点でのひずみから整理して出力している。ここでは、打設時をゼロ点としており、ひずみ値には温度等による体積変形の影響が含まれている。

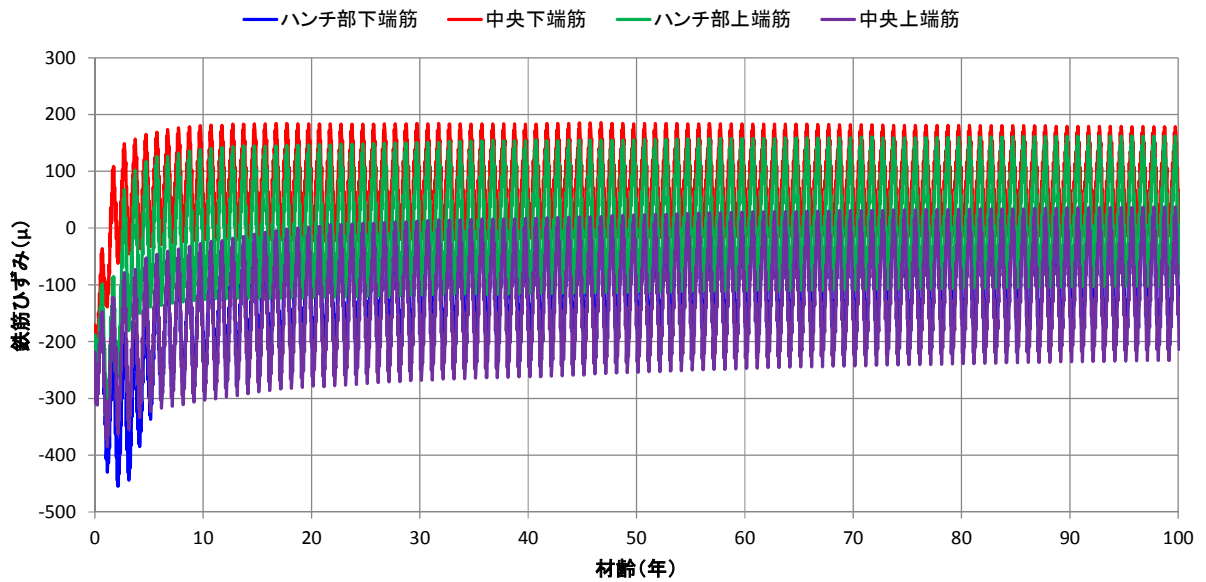


図 7.2.7 鉄筋ひずみの経時変化

7.2.3 解析結果と実測値の比較

(1)橋台背面ばね変位

図 7.2.8 に橋台背面ばね変位の解析値と実測値を示す。なお、3 章で述べたように実測値は補強盛土（橋台アプローチブロック）の回転の影響を補正したものである。また、解析値はコンクリート施工時から示しているのに、実測値の初期値は 2011 年 12 月 5 日のコンクリート施工が完了した直後である 12 月 6 日午前 0 時とした。

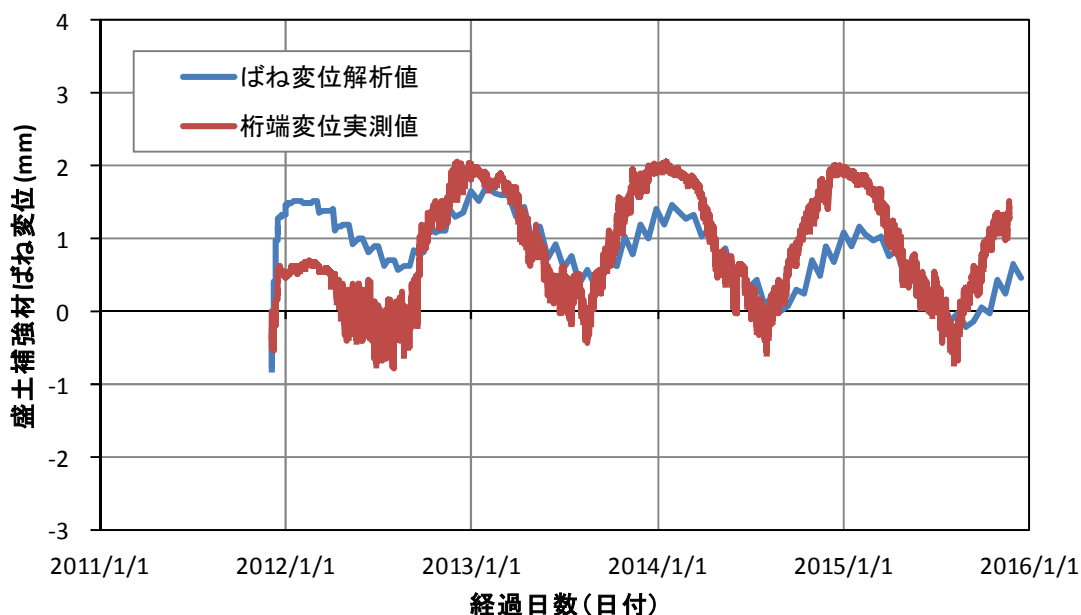


図 7.2.8 橋台背面ばね変位の解析値と実測値

実測値では 2013 年 1 月, 2014 年 1 月, 2015 年 1 月の変位ピーク時の値がほぼ等しいが、解析値では変位が徐々に減少し、最終的には図 7.2.5 に示したように圧縮側まで移行している。原因として、桁が過度に乾燥してひび割れが多数発生し、ひび割れ幅の分だけ桁長が伸びてしまっていることが疑われた。そこで、気象庁による現地の降雨データから月ごとの降雨時間を集計し、各月の降雨時間分だけ躯体表面の相対湿度を 99%とするステップを設けた。

図 7.2.9 は、桁スパン中央下面において躯体表面の要素内相対湿度を示したものである。降雨の影響を考慮しないと相対湿度が 60~70%まで低下している。これは図 7.2.2 のように相対湿度 60~70%の環境条件を与えているので当然ではあるが、毎月一定の降水量がある日本の環境を考えるとコンクリート要素の相対湿度としては過剰に乾燥していると考えられる。降雨の影響を考慮すると相対湿度が 90%程度まで回復し、こちらの方が妥当な解析と考えられる。なお、要素の水分伝達係数を大きく (5000 倍) したケースも検討したが、ばね変位や鉄筋ひずみの結果に大差無かったので、以降の解析結果は相対湿度を 99%にしたものを示している。

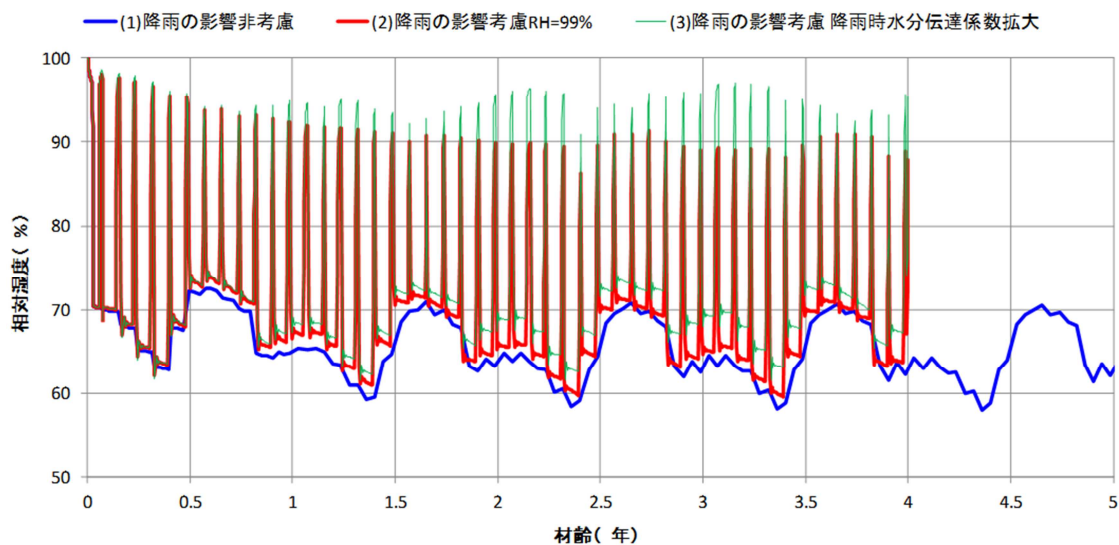


図 7.2.9 躯体表面の要素の細孔内相対湿度（桁スパン中央下面）

図 7.2.10 は橋台背面ばね変位について、降雨を考慮した解析値と実測値を比較したものである。両者は良く一致しており、DuCOM-COM3 を用いた解析が補強盛土一体橋梁の挙動を適切にシミュレートしていることを示している。

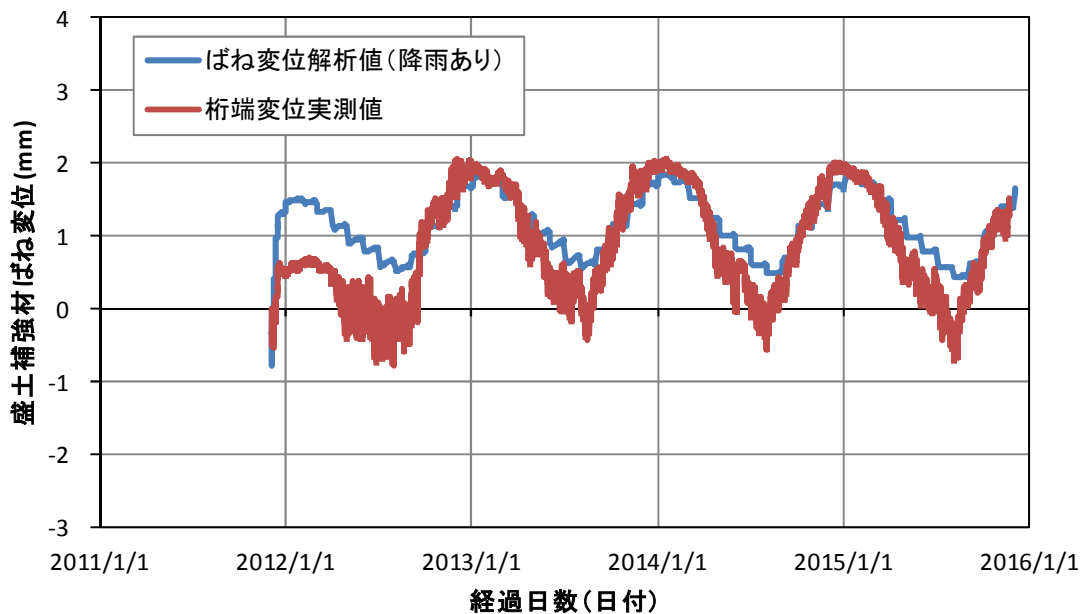


図 7.2.10 橋台背面ばね変位の解析値（降雨考慮）と実測値

(2) スパン中央鉄筋応力度

図 7.2.11 にスパン中央下縁側鉄筋のひずみの解析値と実測値を示す。解析結果は(1)と同様に降雨の影響を考慮している。

計測結果として図 3.3.13 では桁内の鉄筋計の応力値を示したが、これは橋台に拘束された状態で伸縮する桁の応力成分であり、温度上昇とともに圧縮応力が出力されている。一方、解析結果は要素長の伸縮量（全ひずみ）であるので、比較のために全ひずみの計測値を取り出した。また、実測値の初期値は 2011 年 12 月 5 日のコンクリート施工が完了した直後である 12 月 6 日午前 0 時とした。

図 7.2.11 のように解析値と実測値はよく一致しており、鉄筋ひずみにおいても解析の妥当性が確認できた。

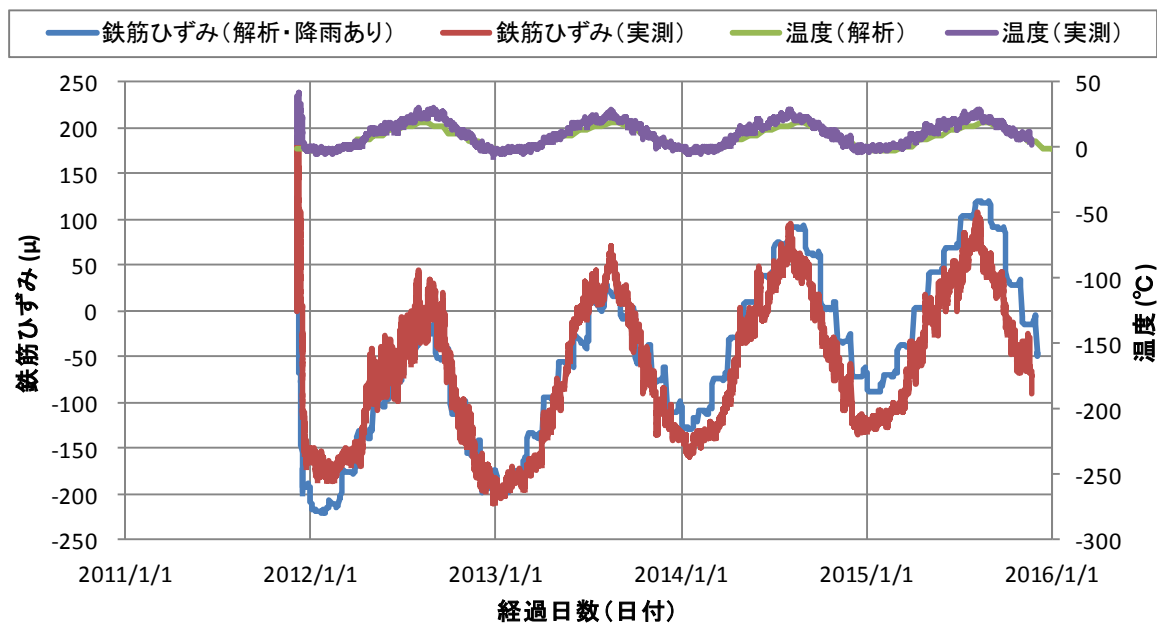


図 7.2.11 スパン中央下縁側鉄筋ひずみの解析値と実測値

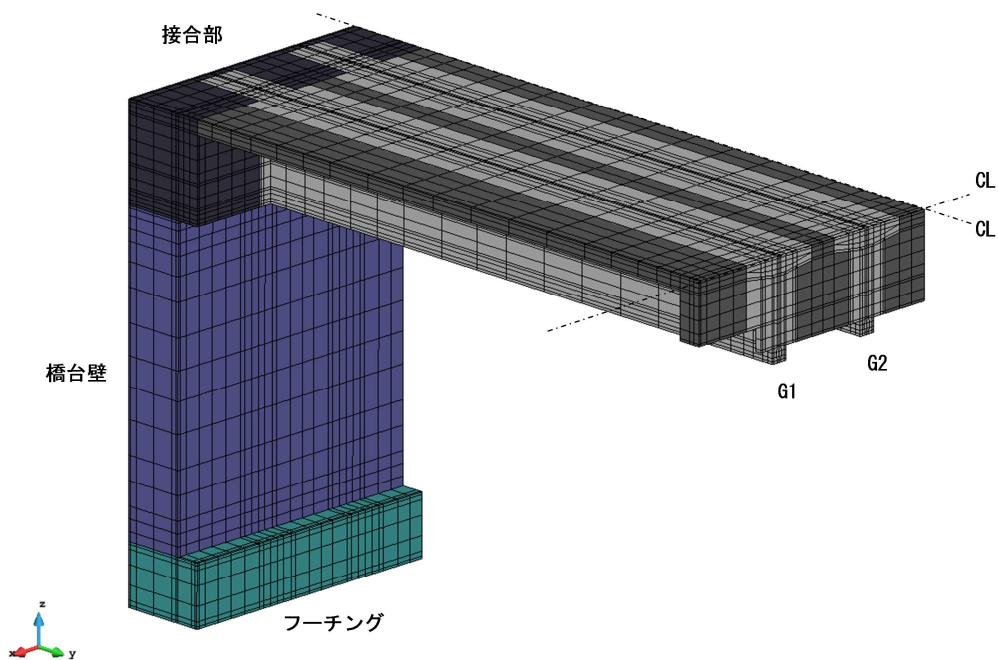
7.3 原種架道橋を対象とした解析

前項の中学校線架道橋を対象とした解析結果と実測結果の比較により、DuCOM-COM3による解析で実橋梁の経時挙動の傾向が把握できることが示されたため、桁の変形量がより大きいPC桁を用いた補強盛土一体橋梁である原種架道橋を対象とした解析を行い、その長期安定性を検証する。

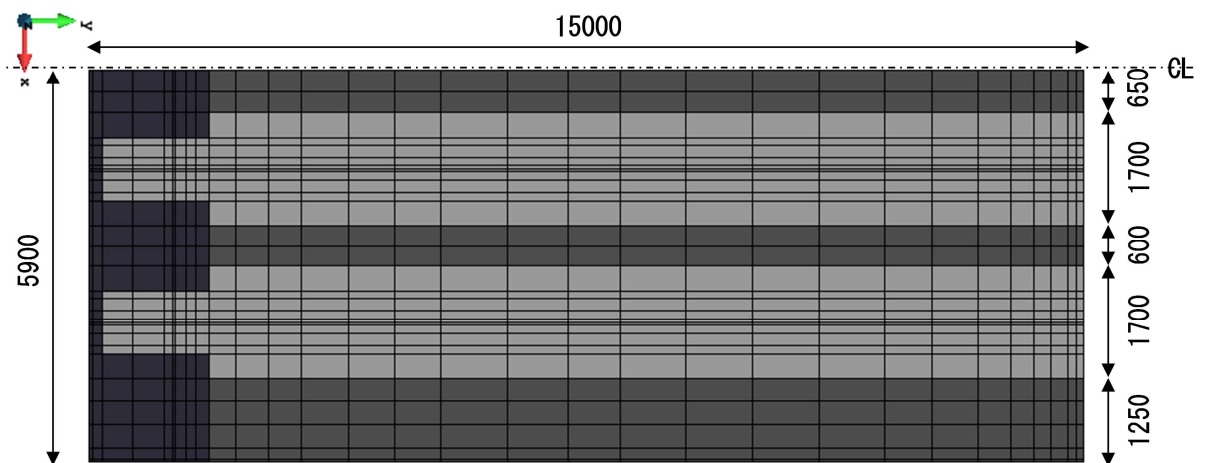
7.3.1 解析モデル

(1)モデルと要素分割

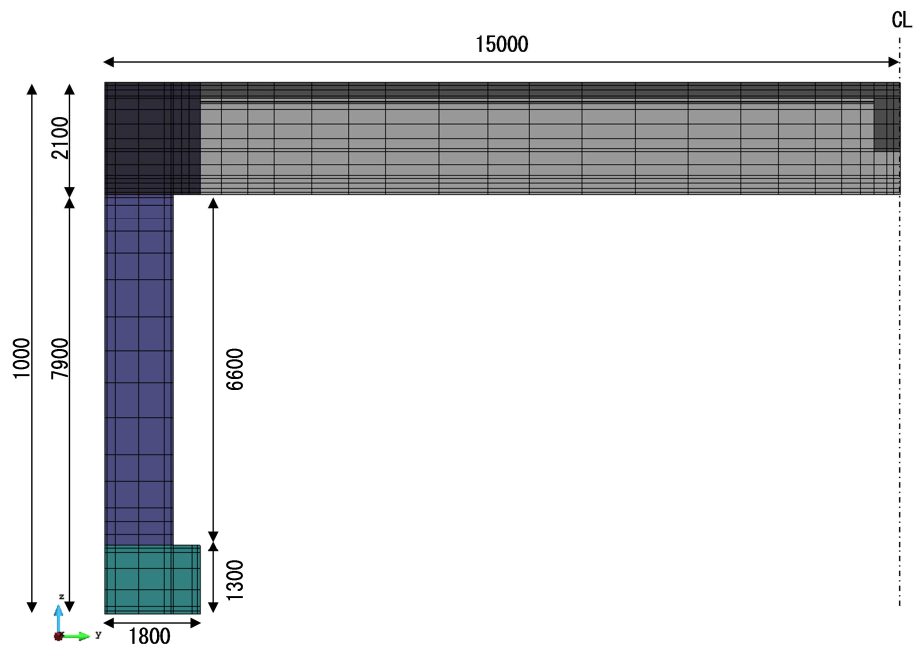
解析モデルは実橋梁の1/4モデルとする。図7.3.1に解析モデルおよび要素分割を示す。PC鋼材ははり要素でモデル化し、緊張力を初期ひずみに換算して導入する。



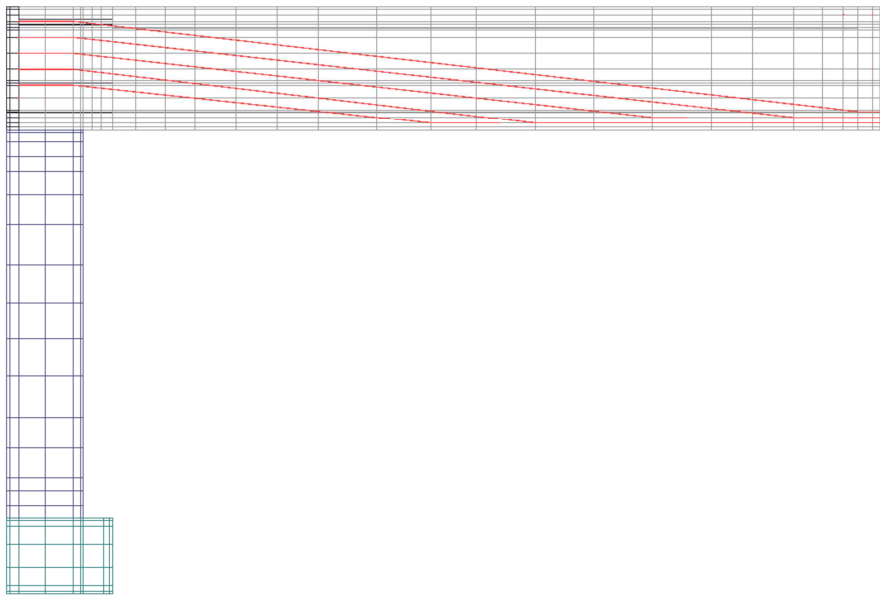
(1) 解析モデル全体



(2) モデル上面 (X-Y)



(3) モデル側面 (Y-Z)



(4) PC 鋼材

図 7.3.1 解析モデル

(2)橋台背面ばねのモデル化

橋台壁背面の補強盛土はモデル化せず固定端と仮定し、橋台背面ばね(緩衝層ばね)を面ばねとしてモデル化する。緩衝層ばねは、桁の収縮や温度収縮等による繰返しにより、その剛性が経時的に低下するが、本検討では表 7.3.1 に示す面ばね定数(地盤反力係数)を用いる。また、フーチング下面の支持地盤についても面ばねとしてモデル化する。

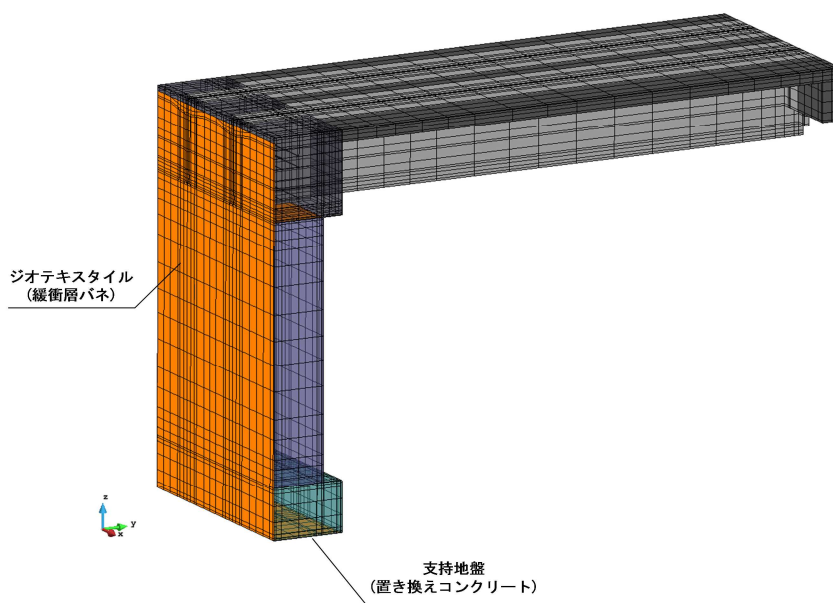


図 7.3.2 面ばねの設定

表 7.3.1 面ばね定数

	引張	圧縮	せん断
橋台背面 (緩衝層ばね)	38333kN/m ³	38333kN/m ³	考慮しない
支持地盤 (置き換えコンクリート)	0kN/m ³	603800kN/m ³	201300kN/m ³

橋台背面ばねの値は、前項の中学校線架道橋の解析と同じであるが、原種架道橋では橋長が長く、PC 桁であるためにばねの変位がより大きくなることが予想される。4 章で示したように橋台背面ばねは変位の増大とともに剛性が低下するので、このばね値の設定は安全側である。

(3)境界条件

解析モデルの力学的境界条件を図 7.3.3 に示す。補強盛土および支持地盤を固定端とし、モデルの対象断面は法面方向を拘束する。

図 7.3.4 に熱と水の移動に関する境界条件の概要を示す。対象構造物の環境条件として、温度と湿度を考慮する。本検討では、気象庁データを参照して長崎市の月平均データより大気中の環境条件を設定した(図 7.3.5 参照)。躯体が地中にある場合の温度は工事記録を参照し 10℃一定とし、相対湿度は 80%とした。

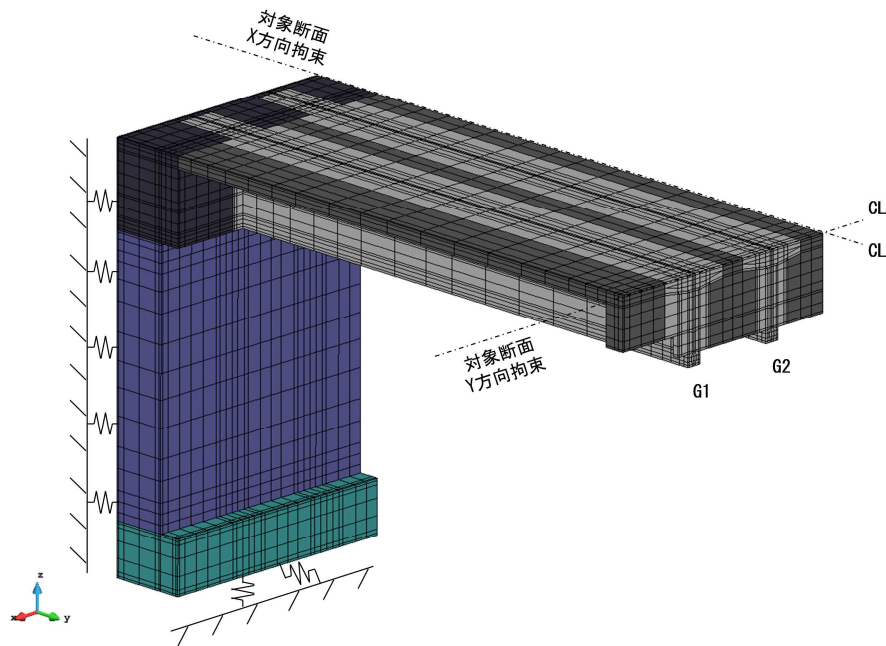


図 7.3.3 力学的境界条件

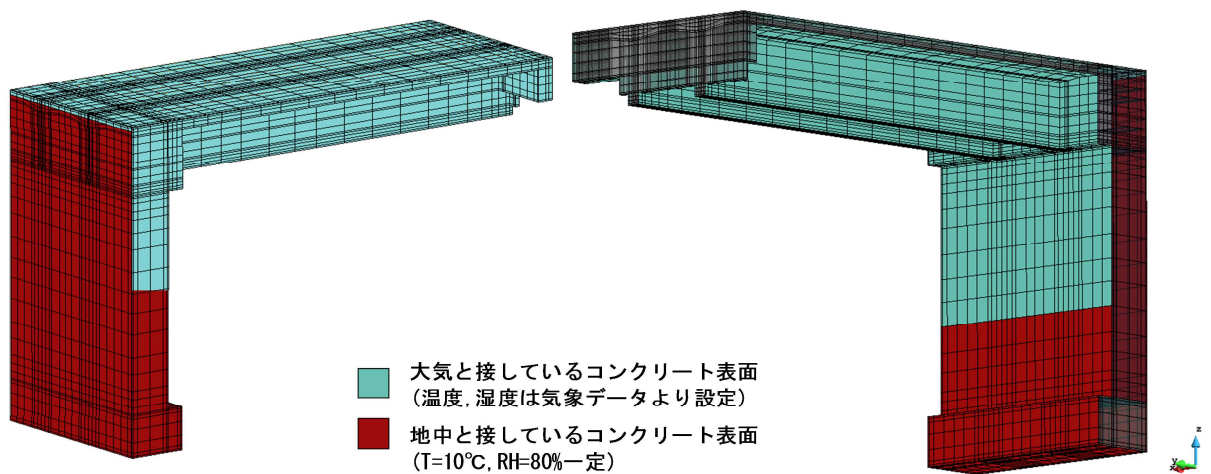


図 7.3.4 環境条件

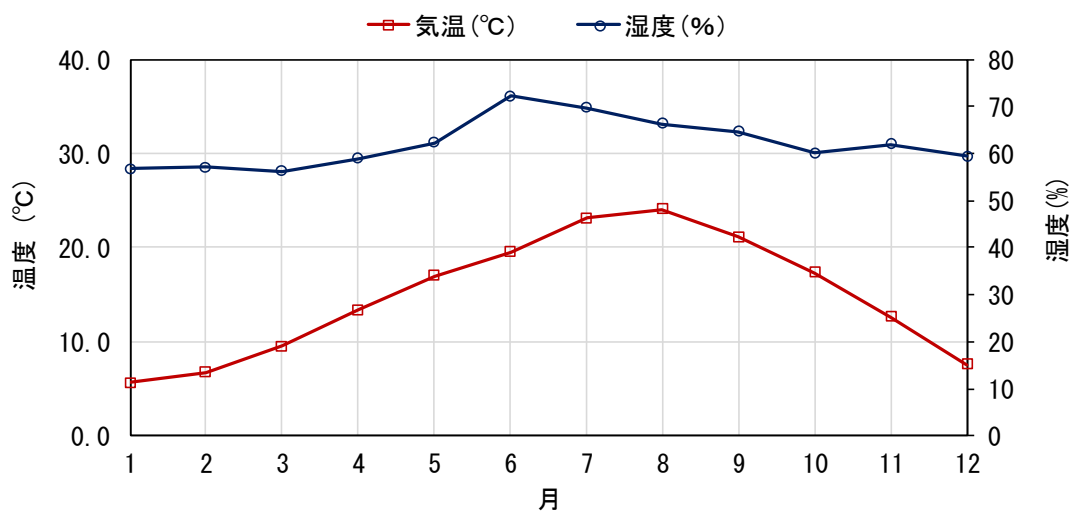


図 7.3.5 長崎市の気象データ(気象庁より)

前項で示したように、環境の相対湿度のみを与える解析は、コンクリートを過度に乾燥させる恐れがあるが、原種架道橋は施工直後であり、降雨データが無いことと、PC 桁でありひび割れ発生による影響が無いと考えられることから、降雨の影響は考慮していない。

7.3.2 解析結果

(1)主桁たわみ

スパン中央での主桁下面のたわみ経時変化を図 7.3.6 に示す。季節変動により変動しながらたわみが増加傾向にあり、50 年程度でたわみの増加は収まる。G1 桁と G2 桁でたわみがわずかに異なるのは、スパン中央の断面形状によるもの（G2 は両側が中間横桁だが、G1 は片側が中間横桁で片側が電柱支持梁である）と推察される。

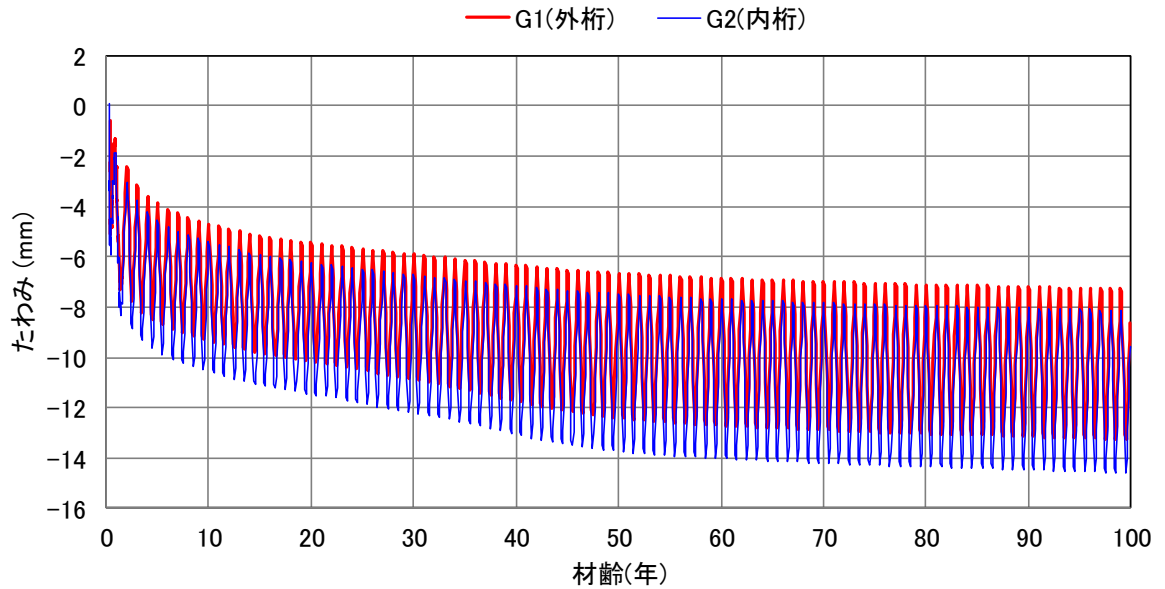


図 7.3.6 床版たわみの経時変化

(2)橋台背面ばね変位

橋台背面ばね（緩衝層ばね）の変位の経時変化を図 7.3.7 に示す。ここでは、モデル上縁から 700 mm 位置での変位を出力している。

ジオテキスタイルの変位は季節変動により増減を繰り返しているが、長期的な変動は材齢 100 年までほとんどない。

ばね変位は最大 2mm 程度であり、自由長を 400mm と仮定した場合の伸びひずみは $2/400 = 0.5\%$ であり非常に小さい。

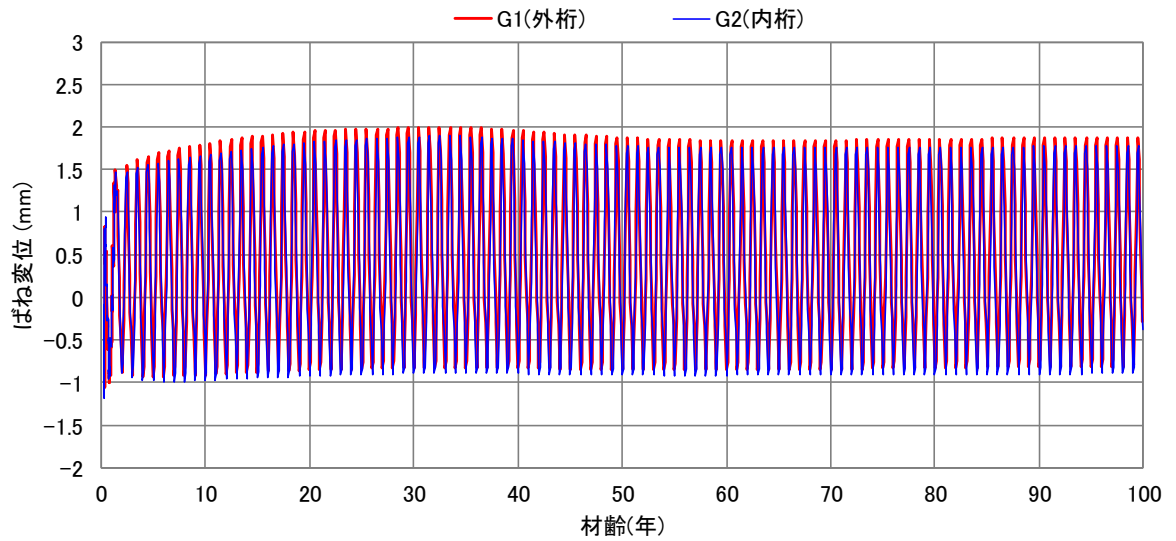


図 7.3.7 ジオテキスタイル(緩衝層ばね)変位の経時変化

(3)主桁コンクリートひずみ

コンクリート橋軸方向のひずみ出力位置を図 7.3.8 に示す。ここでは、各ひずみを節点変位から換算して出力している。

出力結果を図 7.3.9 に示す。ここでは、打設時をゼロ点としており、ひずみ値には温度等による体積変形の影響が含まれている。

設計上の決定断面であるスパン中央の③では圧縮ひずみであり、PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の長期安定性が確認できた。

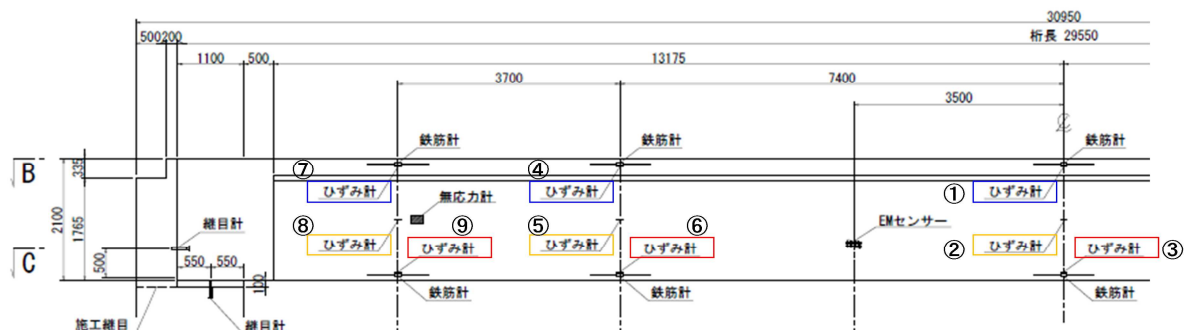


図 7.3.8 コンクリート橋軸方向ひずみ出力位置

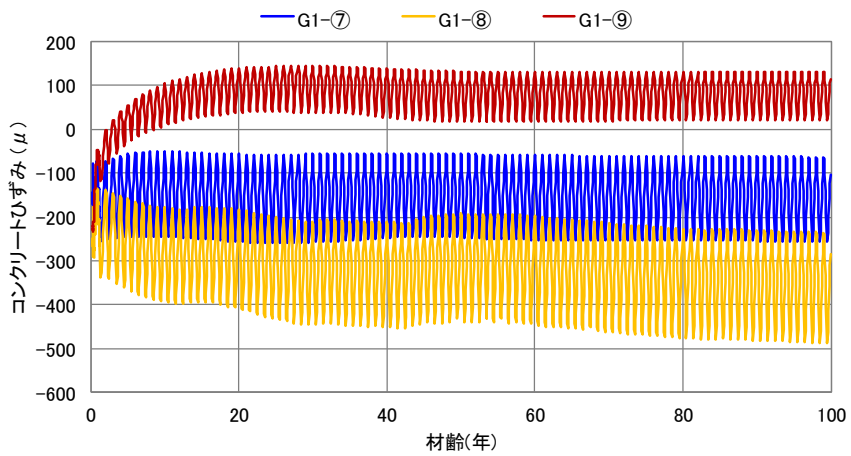
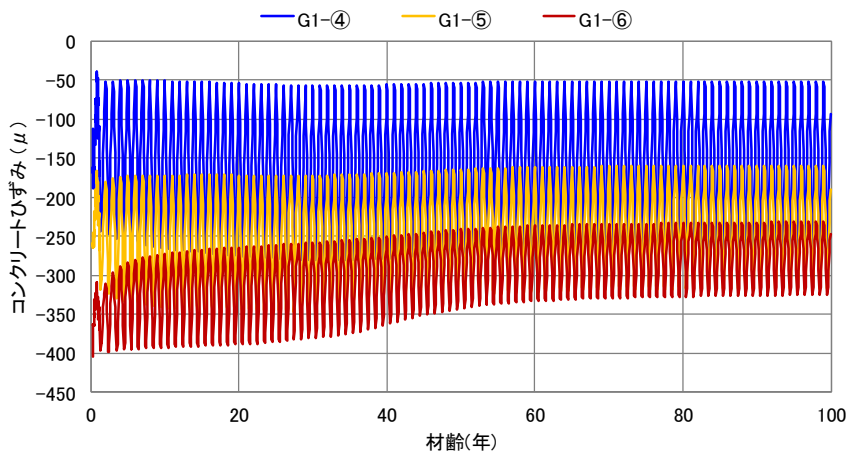
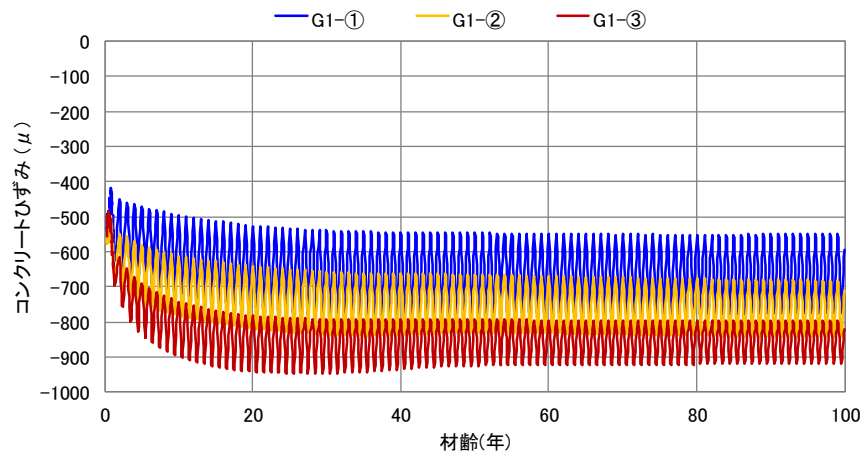


図 7.3.9 G1 桁：コンクリート橋軸方向ひずみの時刻歴

(4)鉄筋ひずみ

鉄筋橋軸方向のひずみ出力位置を図 7.3.10 に示す。ここでは、上側および下側主鉄筋のひずみを、近傍の数値積分点でのひずみから整理して出力している。

出力結果を図 7.3.11 に示す。ここでは、打設時をゼロ点としており、ひずみ値には温度等による体積変形の影響が含まれている。

コンクリートひずみと同様にスパン中央の b では圧縮ひずみが生じている。また、桁端上縁の e では引張ひずみが生じているが 400μ (80N/mm^2) 程度である。同位置の鉄筋応力度の設計値は強ばね時 96.4 N/mm^2 、弱ばね時 72.5 N/mm^2 である。解析で用いた面ばね係数は地盤修正係数 0.5 としたもので、設計時の強ばね（地盤修正係数 1.0 相当）と弱ばね（地盤修正係数 0.2 相当）の中間の値である。解析結果も設計値の強ばねと弱ばねの中間の値になっている。したがって本設計で用いた強ばねと収縮 150μ 、弱ばねと収縮 300μ の組合せによる応答値の算定手法が妥当であることが確認できた。

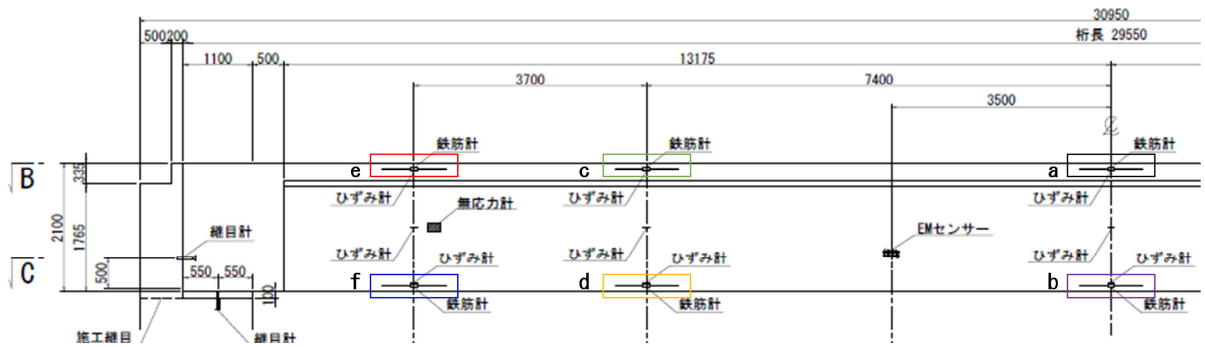


図 7.3.10 鉄筋橋軸方向ひずみ出力位置

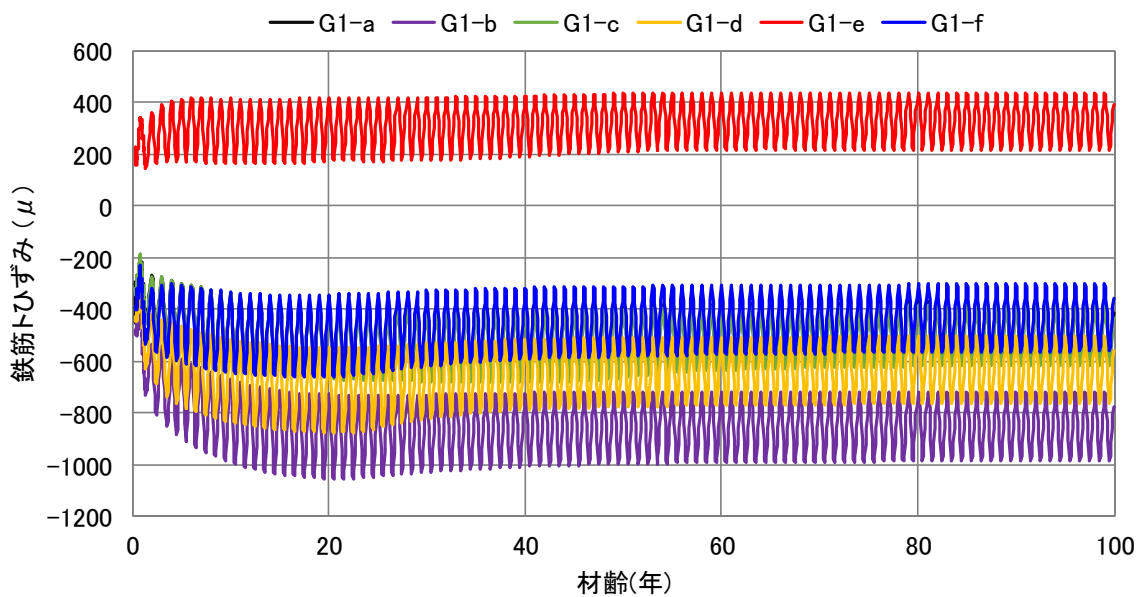


図 7.3.11 G1 桁：鉄筋橋軸方向ひずみの時刻歴

(5)PC 鋼材張力

プレストレス力出力位置を図 7.3.12 に示す。ここでは、5 本中最も上段の PC 鋼材の結果を出力している。プレストレス力については、PC 鋼材をモデル化したはり要素の軸方向応力より算出している。

有効プレストレスの設計値は強ばね時 1118kN、弱ばね時 1122kN であり、解析結果は設計値を下回ることはない。したがって、本設計で用いた強ばねと収縮 150 μ 、弱ばねと収縮 300 μ の組合せによる応答値の算定手法が妥当であることが確認できた。

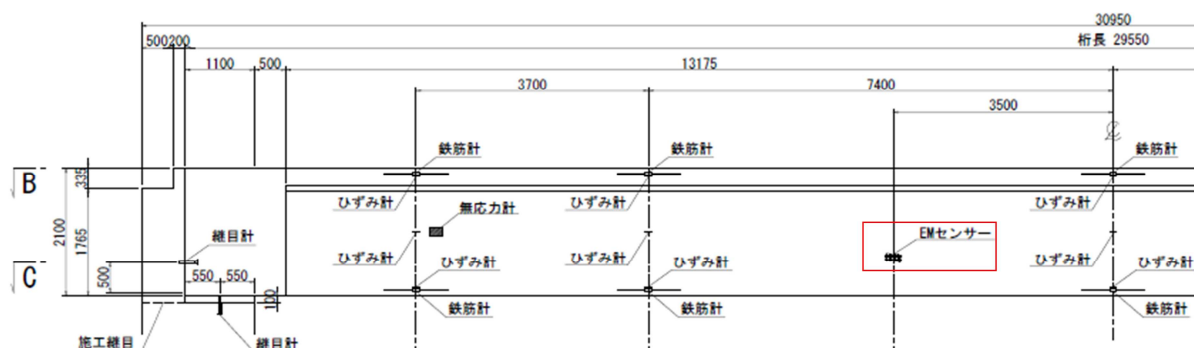


図 7.3.12 プレストレス力出力位置

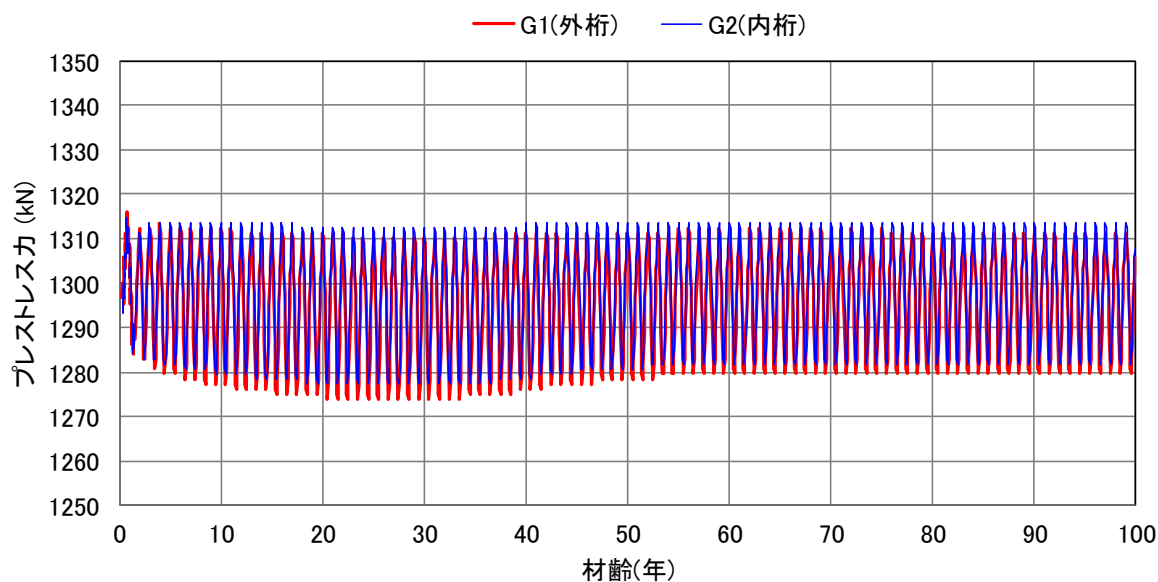


図 7.3.13 プレストレス力の時刻歴

7.4 7章のまとめ

補強盛土一体橋梁の長期挙動について、マルチスケール統合解析シミュレーションを用いて検証した結果、その挙動が長期的に安定していることが確認できた。また、原種架道橋について設計段階で強ばねと収縮 150μ 、弱ばねと収縮 300μ の組合せにより求めた応答値は、解析で得られた応答値に対して安全側であり、設計手法が妥当であることを確認できた。

7章の参考文献

- 7.1) Motohiro Ohno, Nobuhiro Chijiwa, Benny Suryanto and Koichi Maekawa : An Investigation into the Long-term Excessive Deflection of PC Viaducts by using 3D Multi-scale Integrated Analysis, *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol.10, pp.47-58, 2012.2
- 7.2) Maekawa, K., Chaube, R. and Kishi, T. : *Modelling of Concrete Performance Hydration, Microstructure Formation and Transport*, E & FN SPON, 1999.
- 7.3) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : Multi-scale modeling of concrete performance –integrated material and structural mechanics, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.1, No.2, pp.91-126, 2003.
- 7.4) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : *Multi-Scale Modeling of Structural*, Taylor and Francis, 2008.
- 7.5) Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A. : *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, SPON PRESS, 2003.
- 7.6) 岡村甫, 前川宏一 : “鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則”, 技報堂出版, 1991.5

第8章 設計・施工指針の作成

8.1 設計・施工指針作成の目的と経緯

2章で述べたように、鉄道・運輸機構では北海道新幹線中学校線架道、三陸鉄道北リアス線でハイペ沢橋梁を含む3橋、九州新幹線原種架道橋の計5橋の橋補強盛土一体橋梁を建設してきた。これらの橋梁は本論文に記述した各種検討を行いながら、設計・施工がなされたものであるが、これまでの検討結果を一般化することが、今後の補強盛土一般橋梁の普及につながると考え、設計・施工指針を作成した^{8.1)}。

補強盛土一体橋梁の技術基準として、すでに2014年9月に鉄道総研から暫定版の設計・施工マニュアル^{8.2)}が発行されている。このマニュアルはスパン20m以下のRCスラブ桁を適用範囲としている。そこで、このマニュアルに本研究による検討結果を加えることで、長スパン化に対応した設計・施工指針を作成した。本指針は、学識経験者、鉄道総研、鉄道・運輸機構で組織した「長スパン補強盛土一体橋梁の設計法に関する委員会」の審議を経て完成したものである。

8.2 設計・施工指針の概要

表 8.2.1 に設計・施工指針の目次を示す。

表 8.2.1 補強盛土一体橋梁（GRS 一体橋梁）の設計・施工指針の目次

第 1 章 総 則
1.1 適用の範囲
1.2 用語の定義
1.3 調査
1.4 構造計画
第 2 章 設 計
2.1 設計の基本
2.2 要求性能と性能照査の基本
2.3 作用
2.4 材料
2.5 照査の前提
2.6 応答値の算定
2.7 破壊形態の確認
2.8 性能照査
2.9 橋台壁と上床版・桁の接合部
2.10 構造細目
第 3 章 施 工
3.1 施工計画
3.2 施工手順
3.3 支持地盤の確認
3.4 セメント改良アプローチブロックの施工
3.5 橋台基礎，橋台壁，上床版・桁および接合部の施工

本論文で述べてきた使用限界状態設計法以外に、指針作成時に検討された事項を概説する。

(1)地震時の設計応答値の算定

短スパンの補強盛土一体橋梁の設計では、鉄道構造物等設計標準の土構造物照査波の時刻歴波形の最大加速度を用いていた。これは地震時に橋梁が振動することによる応答倍率は考慮せず、橋梁と補強盛土が一体で振動することを仮定したものである。

橋梁が長スパン化すると、桁や橋台壁の質量が大きくなるため、橋梁の振動による応答倍率が無視できなくなる^{8.3)}。一般にこの影響は補強盛土と橋梁の全体モデルの動的応答解析により得られるが、指針では鉄道構造物の耐震設計に一般的に使用されている非線形スペクトル法（所要降伏震度スペクトル法）の使用を前提として、補強盛土の影響を節点ばねとして表現した橋梁骨組モデルのプッシュオーバー解析と、鉄道構造物等設計標準に示されている抗土圧橋台の所要降伏震度スペクトルを組み合わせることで応答値を算定して良いとした。なお、抗土圧橋台の所要降伏震度スペクトルには、先行降伏部位が直接基礎の場合

と、杭基礎あるいは RC 壁体の場合の 2 種類が用意されている。これは、杭基礎あるいは RC 壁体が降伏した場合にはより大きな減衰が考慮できるためである。補強盛土一体橋梁では先行降伏部位に係わらず、一般の抗土圧橋台よりも大きな減衰特性を有すると考えられることから、先行降伏部位が杭基礎あるいは RC 壁体の場合の所要降伏震度スペクトル（ただし、土構造物照査波の最大加速度を下回らない）を使用することとした。

(2)地震時応答に経時変化が与える影響の考慮

本論文で述べたように、橋台壁と補強盛土を繋ぐ橋台背面ばねの剛性は、変位の増加に伴って低下する。コンクリート桁は収縮により短縮し、橋台背面ばねの引張変位が増えるので、ばね剛性は建設直後から経時的に低下する。したがって、地震時の設計応答値の算定においても、建設から数年の時点と、設計耐用期間終了時点の 2 時点を考えることにした。また、地震時に橋台背面の変位は引張と圧縮の交番となるため、変位開始時の引張変位により応答特性が異なる^{8.4)}。一般に橋梁の地震時の応答値算定では作用として温度変化を考慮しないが、補強盛土一体橋梁では温度変化も考慮する必要がある。結果として、補強盛土一体橋梁の地震時の設計応答値は表 8.2.2 の組合せに対して算定することとした。なお、指針では橋台壁と補強盛土を繋ぐ橋台背面を「緩衝層」と称している。また、一般に弱ばね値の応答が大きくなるので、強ばね時の検討は省略可能である^{8.4)}。

表 8.2.2 地震時の作用のモデル化、緩衝層のモデルの組合せ

	L2地震時の 地震時慣性力	作用のモデル化		緩衝層の モデル化
		コンクリートの収縮, クリープ ^{※1}	温度変化 ^{※4}	
桁と橋台壁の一体化後 に数年程度経った時点		$0\mu^{※2}$	上昇時	強ばね (省略可)
		$150\mu^{※2}$	降下時	
設計耐用期間終了時点	L2地震動の 所要降伏震度 スペクトル	$0\mu^{※2}$	上昇時	弱ばね
		各施工段階でのコ ンクリートの収縮ひ ずみ, クリープ係数 ^{※3}	降下時	

※1 地震時以外の設計応答値の算定で得られた応答と等価な不静定力となるようにコンクリートの収縮ひずみやクリープ係数を設定してもよい。

※2 橋台壁と上床版・桁の接合後から検討段階時点までに生じるコンクリートの収縮、クリープであり、ここで示す値はクリープの影響を考慮した収縮ひずみである。この値を用いる場合には、クリープ係数は 0 とする。

※3 各施工段階でのコンクリートの収縮ひずみ、クリープ係数を用いて、コンクリートの収縮による不静定力を算定するのを基本とするが、事前の解析等で、クリープの影響を考慮したコンクリートの収縮ひずみが明らかな場合には、その値を用いて、クリープの影響を考慮せずに、コンクリートの収縮による不静定力を算定してもよい。

※4 温度変化の影響については、月平均気温の最高および最低と年平均気温の差とする（使用限界状態設計に用いる値と同じ）。

8.3 使用限界状態設計法に関する記述内容

(1)作用のモデル化と緩衝層のモデル化の組み合わせ

地震時以外の設計応答値の算定は、建設から数年の時点と、設計耐用期間終了時点の 2 時点を考えることにした。それぞれの時点の作用のモデル化と緩衝層のモデルの組み合わせは表 8.3.1 とした。

本論文の 5~6 章の検討では、長期材齢における収縮量を 300μ としているが、指針では「設計耐用期間終了時点」の検討であると位置づけ、収縮は「各施工段階でのコンクリートの収縮ひずみ、クリープ係数」を用いると一般化した表現とした。これは、汎用の PC 橋解析プログラムでも収縮、クリープの経時変化を考慮した解析が可能であることによる。一方、汎用プログラムでは節点ばねの経時変化を考慮する機能は無いことが一般であるため、緩衝層のモデル化は本論文と同様に強ばね、弱ばねの 2 通りとしている。

表 8.3.1 地震時以外の応答値の算定における作用のモデル化、緩衝層のモデルの組合せ

検討段階	構造 解析法	作用のモデル化		緩衝層の モデル化
		収縮, クリープ	温度変化 ^{※4}	
桁と橋台壁の一体化後に 数年程度経った時点	経時 解析 ^{※1}	$0\mu^{※2}$	上昇時	強ばね
		$150\mu^{※2}$	降下時	
設計耐用期間終了時点		$0\mu^{※2}$ としてよい	上昇時	弱ばね
		各施工段階でのコンクリートの 収縮ひずみ, クリープ係数 ^{※3}	降下時	

※1 橋台壁と桁の接合前における有効プレストレスの算定や、橋台壁と桁の接合後に生じるコンクリートの収縮およびクリープの他、プレストレスによる不静定力の算定等が必要であるため、経時解析を行うことを基本とする。

※2 クリープの影響を考慮した収縮ひずみである。この値を用いる場合には、クリープの影響を加算してはならない。なお、橋台壁と桁の接合後に数年程度経った時点のコンクリートの収縮ひずみ、クリープ係数を用いて、コンクリートの収縮による不静定力を算定してもよい。その場合には、接合後から 3 年時点のコンクリートの収縮ひずみ、クリープ係数を用いてもよい。

※3 各施工段階でのコンクリートの収縮ひずみ、クリープ係数を用いて、コンクリートの収縮による不静定力を算定するのが基本とするが、事前の解析等で、クリープの影響を考慮したコンクリートの収縮ひずみが明らかかな場合には、その値を用いて、クリープの影響を考慮せずに、コンクリートの収縮による不静定力を算定してもよい。

※4 温度変化の影響については、月平均気温の最高および最低と年平均気温の差とする（従来の不静定構造物の設計と同様）。

(2) 緩衝層のモデル化

緩衝層のモデル化については、これまでの設計・施工結果を反映して、本論文の 4 章で行った載荷実験を基に、モデルの再構築を行った。

引張側（主働側）の緩衝層ばねは、「強ばね」においては上限値の 0.4 倍を第一折れ点として変位 20mm で上限値に達するトリリニア型ばねとし、「弱ばね」においては上限値を有するバイリニア型ばねとしてモデル化するものとする。圧縮側（受働側）の緩衝層ばねは、「強ばね」においては上限値のない線形ばねとし、「弱ばね」においては上限値を有するバイリニア型ばねとしてモデル化するものとする。

緩衝層ばねの初期剛性は以下により、弱ばねでは最大変位に応じて剛性低下させるものとした^{8.5)}。剛性低下率（地盤修正係数）は、4 章で行った載荷実験結果に基づき、同一変位で 100 回繰返し時の剛性低下率を外挿により推定したものである。繰返し回数 100 回は、設計耐用年数 100 年について年 1 回の温度伸縮と想定した。

a) 引張側（主働側）

$$K_{gt} = \rho_{gt} \cdot k_{gt} \cdot B \quad (\text{kN/m}) \quad (8.1)$$

ここに、 K_{gt} ：ジオテキスタイル 1 層当たりの引張ばね定数 (kN/m)

ρ_{gt} ：ジオテキスタイルの引張ばね定数に関する地盤修正係数 (表 8.3.2)

k_{gt} ：ジオテキスタイル単位幅 1 層当たりの引張ばね定数の試験値で、使用するジオテキスタイルの種別に応じて以下の値とする

引張強度 30kN/m 級のジオテキスタイル： $k_{gt}=10,000$ (kN/m/m)

引張強度 60kN/m 級のジオテキスタイル： $k_{gt}=23,000$ (kN/m/m)

B ：緩衝層ばねが負担する幅 (m)

表 8.3.2 ジオテキスタイルの引張ばね定数に関する地盤修正係数

ジオテキスタイルの引張ばね定数 に関する地盤修正係数 ρ_{gt}		作用の組み合わせ	
		地震時以外	地震時
緩衝層ばねの モデル化	強ばね	$\rho_{gt} = 0.5$	$\rho_{gt} = 1.0$
	弱ばね	$\rho_{gt} = 0.5 \cdot (\delta_t / \delta_{t0})^{-1} \leq 0.5$	

δ_t ：地震時以外に想定される緩衝層ばねの引張側変位の最大値 (mm)

δ_{t0} ：弱ばねへの低減を考慮する引張側の基準変位で $\delta_{t0}=2\text{mm}$ とする

b) 圧縮側（受働側）

$$K_{hd} = \rho_{gk} \cdot k_{ht} \cdot A \quad (\text{kN/m}) \quad (8.2)$$

ここに、 K_{hd} ：セメント非改良の礫材の水平地盤ばね定数（kN/m）

ρ_{gk} ：緩衝層ばねの地盤反力係数に関する地盤修正係数（表 8.3.3）

k_{ht} ：セメント非改良の礫材の水平地盤反力係数の試験値で以下の値とする

$$k_{ht} = 260,000 \quad (\text{kN/m}^3)$$

A ：緩衝層ばねが負担する面積（m²）

表 8.3.3 緩衝層ばねの地盤反力係数に関する地盤修正係数

緩衝層ばねの 地盤反力係数に関する 地盤修正係数 ρ_{gk}		作用の組み合わせ	
		地震時以外	地震時
緩衝層ばねの モデル化	強ばね	$\rho_{gk} = 1.0$	
	弱ばね	$\rho_{gk} = 0.5 \cdot (\delta_c / \delta_{c0})^{-1/2} \leq 0.5$	

δ_c ：地震時以外に想定される緩衝層ばねの圧縮側変位の最大値（mm）

δ_{c0} ：弱ばねへの低減を考慮する圧縮側の基準変位で $\delta_{c0}=1\text{mm}$ とする

緩衝層ばねの上限値は以下による。

a) 引張側（主働側）

強ばね：ジオテキスタイル 1 層当たりの設計引張強度 T_d

弱ばね：ジオテキスタイル 1 層当たりの設計引張強度 T_d に 0.4 を乗じた値

$$T_d = f_{eg} \cdot T_a \cdot B \quad (\text{kN}) \quad (8.3)$$

ここに、 f_{eg} ：材料係数（作用条件によらず 1.0 とする）

T_a ：ジオテキスタイルの単位幅 1 層当たりの引張強度の特性値（kN/m）

$$T_a = \rho_m \cdot T_k$$

ρ_m ：材料修正係数（作用条件によらず 1.0 とする）

T_k ：ジオテキスタイルの単位幅 1 層当たりの引張強度の規格値で使用するジオテキスタイルの種別に応じて以下の値とする

引張強度30kN/m級のジオテキスタイル： $T_k = 51$ （kN/m）

引張強度60kN/m級のジオテキスタイル： $T_k = 101$ （kN/m）

b) 圧縮側（受働側）

強ばね：上限値を無視した線形モデルとする

弱ばね：セメント改良アプローチブロックのせん断破壊後のせん断強度定数を用いて算出した受働土圧力

これらを図示すると図 8.3.1 のようである。

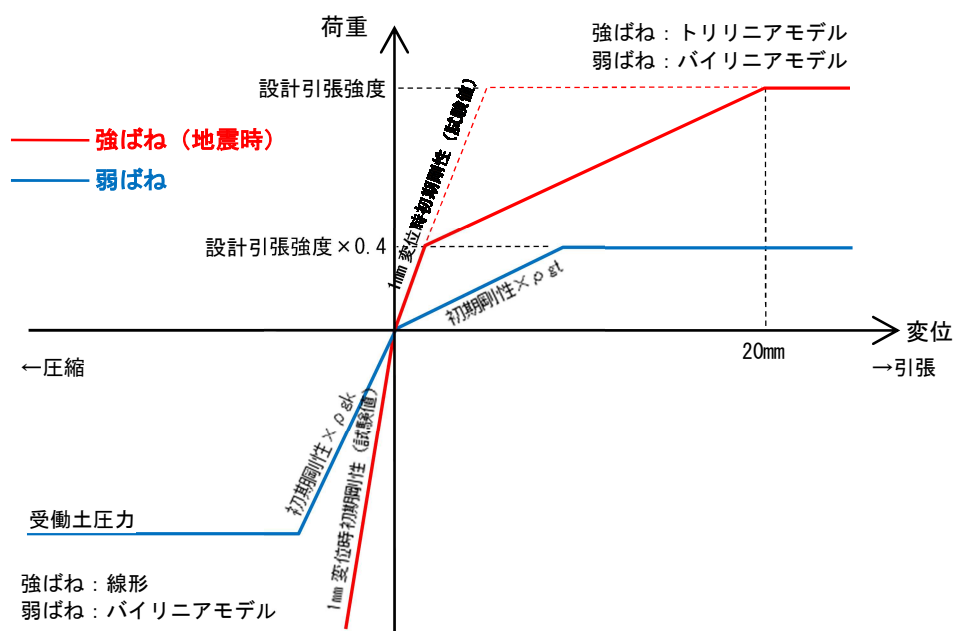


図 8.3.1 緩衝層ばねのモデル化 (強ばねと弱ばね) の概念図

強ばねはトリリニアモデル、弱ばねはバイリニアモデルとしているが、地震時以外の応答値の算定において実用上は、桁が橋台の拘束を受けずに変形した場合の最大変位量（単純桁のゴム支承の最大変形量と同じ）とした等価線形剛性を有する線形ばね（図 8.3.2）としてよいこととした。これは汎用の設計プログラムでは節点ばねとして経時変化しない線形ばねしか設定できないことを考慮したものである。

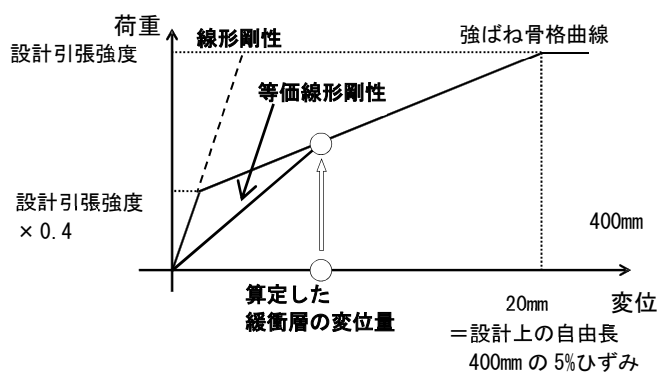


図 8.3.2 等価線形剛性の概念図

指針において設定したばね値を、4章の載荷実験結果と重ね合わせたものが図 8.3.3 である。図には 6章の原種架道橋の設計において使用したばね値（旧強ばね、旧弱ばね）も記入してある。新しいばね値は原種架道橋の設計時よりも低減されているが、原種架道橋ではコンクリートの収縮を 300μ としたのに対して、指針では経時解析により設計耐用期間終了時点までの収縮 (300μ より大きい) を考慮することにしたためである。

なお、7章の解析においては、図 8.3.3 の新強ばねの初期剛性を線形ばねとして設計耐用

期間終了時（材齢 100 年）までの計算を行ったが，使用限界状態に問題となるような応答値は発生しなかった。

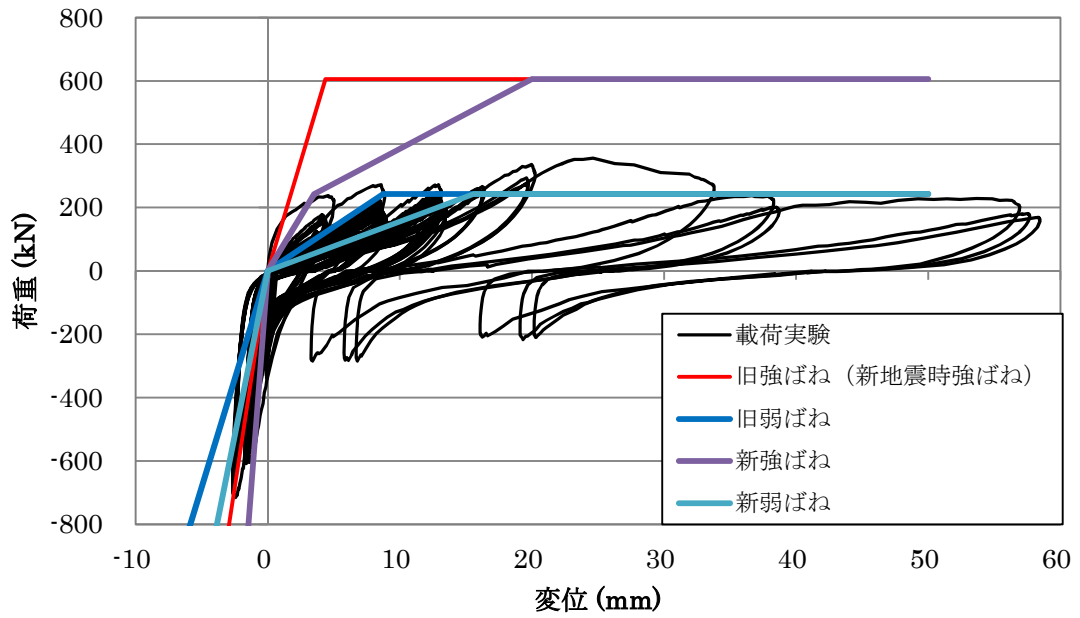


図 8.3.3 設計用ばね値と荷重実験結果の比較

8.4 設計・施工指針による原種架道橋の応答値の再計算

前項で述べたマニュアル記載の収縮，クリープ，緩衝層ばね（橋台背面ばね）を用いて，原種架道橋の応答値を再計算し，6章の設計計算と比較する。

表 8.4.1 に検討ケースを示す。Case3 が 6 章の設計計算である。検討する応答値は，PC 桁の設計を決定する設計耐用期間終了時点のスパン中央の永久作用時曲げモーメントとする。

表 8.4.1 応答値の検討ケース

Case	構造解析法	収縮	クリープ	温度変化	緩衝層ばね	橋台壁のクリープ
1	構造系変化と収縮，クリープの経時変化を考慮した解析	土木学会 ^{※1} 長期変形式	土木学会 ^{※3}	-12.5℃	新弱ばね ^{※5}	考慮する
2	構造系変化と収縮，クリープの経時変化を考慮した解析	鉄道標準 ^{※2}	鉄道標準 ^{※4}	-12.5℃	新弱ばね ^{※5}	考慮する
3	構造系変化のみ考慮	300 μ	クリープ 係数 1.5	-12.5℃	旧弱ばね ^{※5}	考慮しない

※1 2012年制定土木学会コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕式（解 3.3.13）

※2 鉄道構造物等設計標準・同解説 式（解 5.3.3）

※3 2012年制定土木学会コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕式（解 2.2.9）

※4 鉄道構造物等設計標準・同解説 式（解 5.3.15）

※5 図 8.3.3 参照

収縮・クリープ係数算出のための工程（各部材のコンクリートの材齢）は表 8.4.2 とした。

表 8.4.2 施工工程

部材	脱枠・プレストレス導入	接合	橋面工
桁	3 日 (5.061)	33 日 (3.656)	93 日 (3.552)
橋台壁	63 日 (3.998)	123 日 (3.973)	153 日 (3.972)

() 内は土木学会式を用いた，各時点から 36500 日までのクリープ係数

図 8.4.1～8.4.4 に桁と橋台壁の収縮，クリープ係数を示す。桁の相対湿度は 65%，橋台の相対湿度は 80%とした。

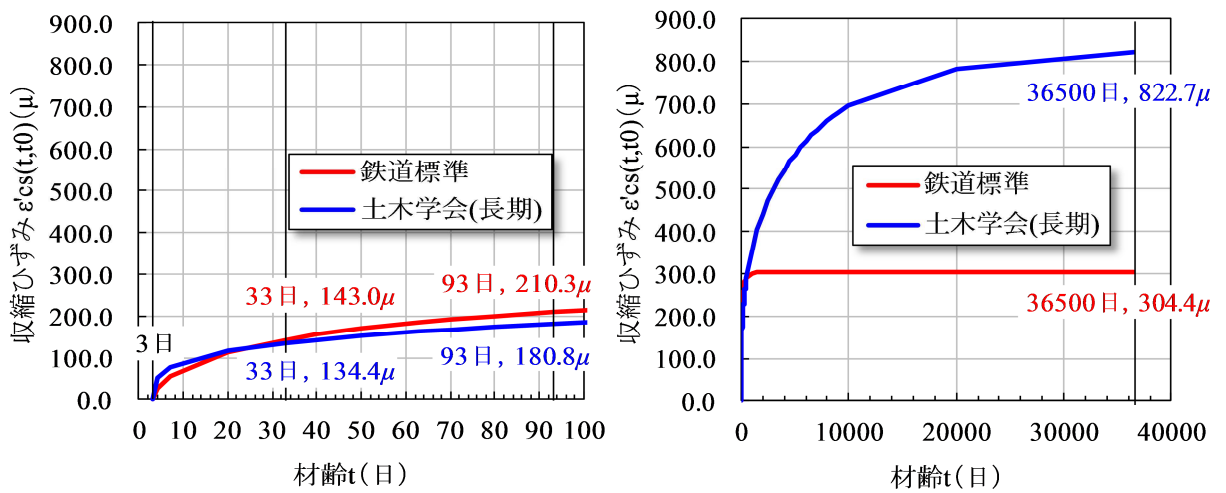


図 8.4.1 桁の収縮ひずみ

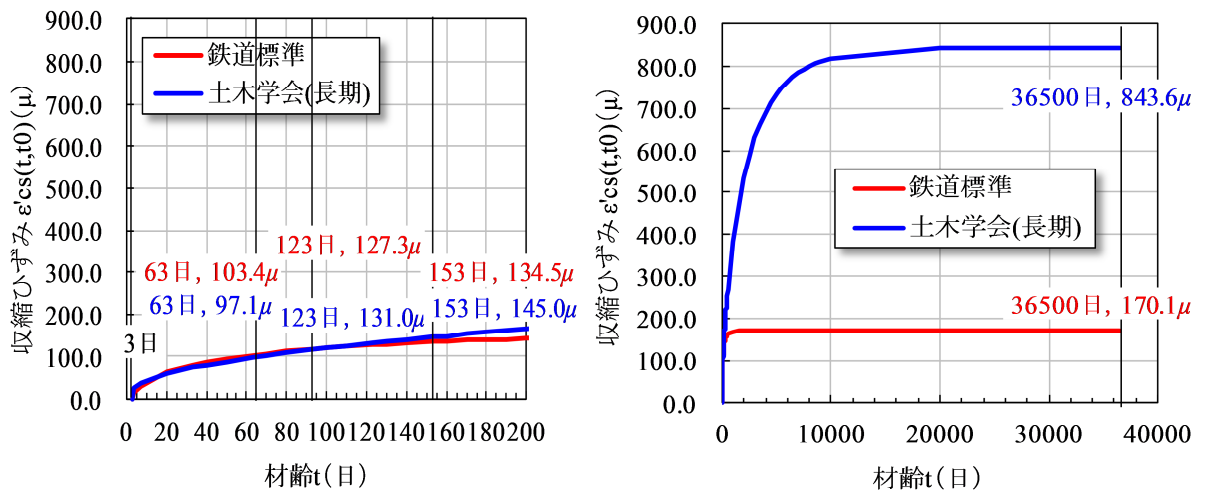


図 8.4.2 橋台の収縮ひずみ

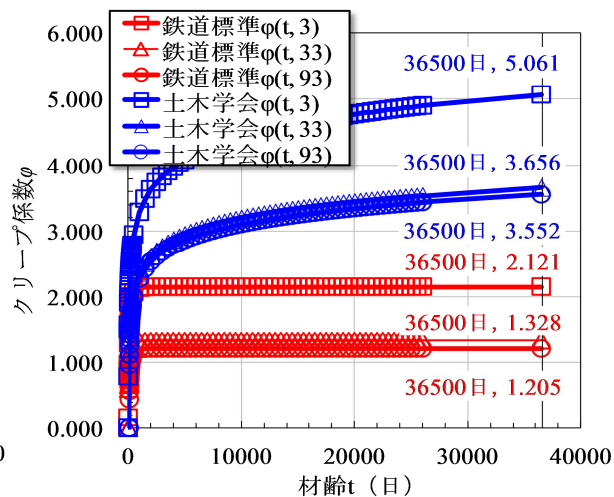
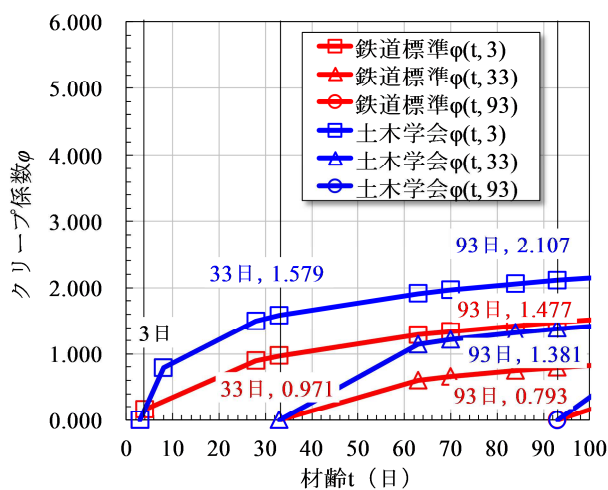


図 8.4.3 桁のクリープ係数

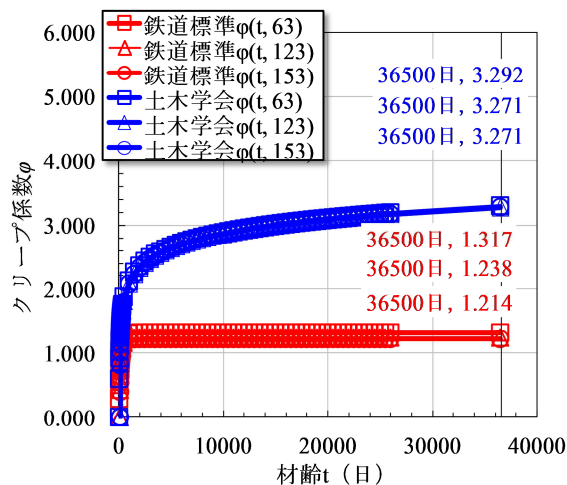
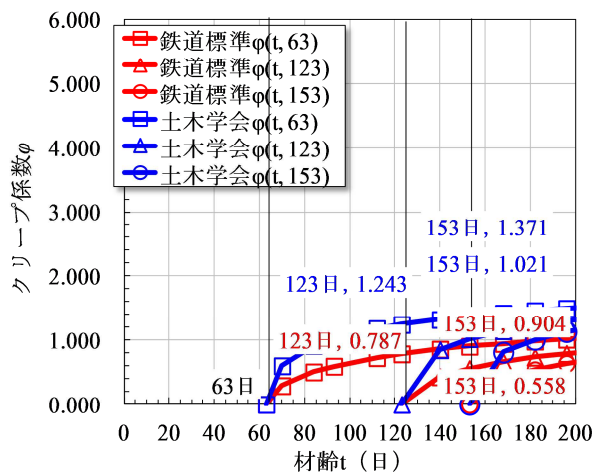


図 8.4.4 橋台のクリープ係数

計算結果を表 8.4.3 に示す。値は 4 主桁全断面分の曲げモーメントである。計算結果から以下のことがわかる。

- 1) 収縮について、桁と橋台の接合から 36500 日までの収縮は図 8.4.1 より、Case1 で $822.7 - 134.4 = 688.3 \mu$ 、Case2 で $304.4 - 143.0 = 161.4 \mu$ である。Case1 は Case3 (300μ) より収縮が大きいですが、緩衝層ばねが弱く、橋台壁のクリープによる剛性低下も考慮しているため、曲げモーメントの値は Case3 より小さい。Case2 は収縮の値が小さいことと緩衝層ばね、橋台壁のクリープの影響で曲げモーメントの値は大幅に小さくなっている。したがって、設計で用いたばね値(旧弱ばね)と収縮 300μ の組合せは安全側であった。
- 2) クリープについては、図 8.4.3 のように Case1 ではクリープ係数が大きいので自重とプレストレスによる不静定曲げモーメントが大きくなる。Case2 と Case3 の相違は橋台壁のクリープ考慮の有無であるが、Case3 では橋台壁の剛性が一定のまま、桁の剛性が相対的に低下するので自重とプレストレスによる不静定曲げモーメントが小さく算出されていたものと考えられる。これらの結果については現場計測結果との照合や解析によりさらに検討する必要がある。

表 8.4.3 スパン中央の曲げモーメント

	曲げモーメント (kNm)		
	Case1	Case2	Case3
永久作用			
主桁自重	13321	13321	13321
架設後荷重	8302	8440	8316
合計	21623	21761	21637
不静定力			
収縮	1538	609	2767
自重	-10378	-6085	-5050
プレストレス	20114	12121	9444
温度降下	1020	1051	1153
合計	12294	7696	8314
永久作用時	33917	29457	29951
有効プレストレス	-22076	-25145	-27359
永久作用 + 不静定力 + 有効プレストレス	11841	4312	2592

8.5 8章のまとめ

長スパン化した補強盛土一体橋梁の建設を一般化するために、設計・施工指針を作成した。本指針は、学識経験者、鉄道総研、鉄道・運輸機構で組織した「長スパン補強盛土一体橋梁の設計法に関する委員会」の審議を経て完成したものである。

指針に記載の収縮、クリープ、緩衝層ばね（橋台背面ばね）を用いて、原種架道橋の応答値を再計算したところ、収縮については設計時のばね設定と収縮 300μ の組合せが安全側であったことを確認した。クリープについては現場計測結果との照合や解析によりさらに検討する必要がある。

8章の参考文献

- 8.1) 鉄道総合技術研究所，鉄道建設・運輸施設整備支援機構：補強盛土一体橋梁（GRS 一体橋梁）の設計・施工指針，2017年3月
- 8.2) 鉄道総合技術研究所：補強盛土一体橋梁（GRS 一体橋梁）の設計・施工マニュアル（暫定版），2014年9月（第1刷）
- 8.3) 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，土木学会第70回年次学術講演会 I-117，pp.233-234，2015.9
- 8.4) 佐々木徹也，加藤久也，西岡英俊，山東徹生，西恭彦，高野裕輔，陶山雄介，青木一二三：長スパン GRS 一体橋梁の温度伸縮が地震時応答に与える影響の解析的検討，土木学会第69回年次学術講演会 I-402，pp.803-804，2014.9
- 8.5) 小林克哉，西岡英俊，小島謙一，玉井真一，山崎貴之，高野裕輔：補強盛土一体橋梁における橋台背面ばねの繰返し作用による剛性低下率の設定，地盤工学会研究発表会講演集第52巻，pp.1447-1448，2017.7

第9章 結論と今後の課題

9.1 結論

本研究の成果を以下にまとめる。

- 1) 北海道新幹線中学校線架道橋，三陸鉄道復旧工事における3橋梁，九州新幹線原種架道橋の設計・施工により，龍岡教授，鉄道総研らによって開発された補強盛土一体橋梁を実用化した。中でも三陸鉄道ハイペ沢橋梁は橋長60mであり，補強盛土一体橋梁の適用スパンを拡大した。
- 2) 温度変化による桁の伸縮は，橋台壁と補強盛土の境界部（緩衝層）の変形で吸収されていることを，実橋梁の現場計測により明らかにした。また，境界部の実物大試験体の正負交番載荷実験により，荷重-変位関係を求め，設計用値としてモデル化した。
- 3) PC桁を用いた補強盛土一体橋梁として，プレキャスト桁を補強土橋台上に架設して，橋台壁と桁を一体化する施工方法を開発した。桁と橋台の接合部に作用する曲げモーメントに対する設計法を提案し，その妥当性を実験により確認した。
- 4) PC桁を用いた補強盛土一体橋梁の使用限界状態時の応答値を検討し，同スパンの単純桁の桁断面のまま一体橋梁とすることができることを示した。
- 5) 補強盛土一体橋梁の使用限界状態の長期性能をマルチスケール統合解析シミュレーションにより検討し，設計耐用期間100年にわたり安定した挙動を示すことを確認した。
- 6) 補強盛土一体橋梁の使用限界状態に対する設計法を一般化し，設計・施工指針としてまとめた。

9.2 今後の課題

本研究により、補強盛土一体橋梁を実用化することができたが、6章で述べた九州新幹線原種架道橋の現場計測は継続中である。計測結果と7章で述べた解析結果、8章で述べた設計計算結果とを照合し、設計計算に用いる収縮、クリープモデルを深度化することが必要である。

また、補強盛土一体橋梁の一般的な課題として、その適用スパンのさらなる長スパン化がある。道路橋ではインテグラル橋梁の端部で舗装が連続しているため、舗装に過度の亀裂が生じないように適用スパンが制限される。一方、鉄道橋ではレールが連続しているが、バラスト軌道ではまくらぎと道床バラストが、スラブ軌道ではレールと締結装置が滑ることで相対変位を吸収できるため、軌道のために適用スパンが制限されることはない。例えば長スパンのPC連続ラーメン橋の端部橋台には可動支承を配置しているのが現状であるが、この箇所は軌道の折れ角が大きく乗り心地に問題がある場合が多いので、インテグラル化できれば橋梁の性能を向上させることができる。本研究では4章において橋台壁と補強盛土の境界部（緩衝層）の正負交番載荷実験を行い、橋長60mに相当する12mmまでの繰返し変位時の安全性を確認している。可動量は、ジオテキスタイルの自由長×ジオテキスタイルのひずみ制限値を目安とすることができるが、緩衝層の長さを増して自由長を拡大することで可動量を拡大することができるのか、また、その挙動は繰返し変位に対して安全であるかを確認する必要がある。

謝 辞

本論文は、前川宏一先生、龍岡文夫先生、古関潤一先生、石田哲也先生、長山智則先生に審査していただきました。先生方のご指導により、補強盛土一体橋梁の実用化に至る過程を纏めることができました。感謝いたします。

補強盛土一体橋梁は龍岡先生が提唱され、鉄道総合技術研究所を中心として技術開発が行われました。本研究はそれを引継いで設計・施工のための諸検討を行ったもので、補強盛土一体橋梁の実用化に貢献できたものと考えております。北海道新幹線での最初の適用からわずか7年間で5橋の実橋梁を設計・施工し、筆者が目標と考えていたPC桁の適用まで到達できたことは、補強盛土一体橋梁が本質的に優れた技術であることを証明していると思います。

本研究の成果を取り入れた「補強盛土一体橋梁（GRS 一体橋梁）の設計・施工指針」は鉄道総研と筆者の勤務する鉄道・運輸機構が合同で設置した「長スパン補強盛土一体橋梁の設計法に関する委員会」の審議を経て完成したものです。龍岡文夫委員長（東京理科大学）、前川宏一委員（東京大学）、木村吉郎委員（東京理科大学）、舘山勝委員（鉄道総研）、谷村幸裕委員（鉄道総研）、服部修一委員（鉄道・運輸機構）からは多数の貴重なご意見をいただきました。ここに御礼申し上げます。また、指針の作成過程において鉄道総研コンクリート構造研究室、鋼・複合構造研究室、基礎・土構造研究室、地震動力学研究室の皆さん、ならびに鉄道・運輸機構の諸君と有益な議論を行うことができました。従来、補強盛土橋台と桁は、支承を境に別々の構造として別々の担当者が扱っていましたが、補強盛土一体橋梁の開発を通じて、コンクリート構造、鋼・複合構造、基礎・土構造、耐震の各担当者が一堂に会して議論できたことは大いに意義あることだと考えています。

本研究の成果は実橋梁の設計・施工・計測から得られたものです。これまで補強盛土一体橋梁の設計・施工・計測を行っていただいた、設計会社、建設会社、鉄道総研、鉄道・運輸機構ほか多数の皆さんに感謝いたします。

本研究では補強盛土一体橋梁の長期性能を、解析シミュレーションにより検討しました。解析にあたり、土屋智史博士（コムスエンジニアリング）の協力を得ました。ここに感謝いたします。DuCOM-COM3によるシミュレーションを自身の業務に初めて適用しましたが、その有効性を実感することができました。

正直なところ、当初、私は補強盛土一体橋梁に対して懐疑的でした。両端が橋台により強固に拘束された状態では、桁の収縮によりひび割れが発生しやすく、橋梁の品質が確保できないことを危惧していました。しかし、懐疑的である故に設計計算書を注意深く検討していく過程で、補強盛土一体橋梁の特性をだんだんと理解するに至りました。そして北海道新幹線での最初の橋梁が1年を経過する頃には、補強盛土一体橋梁のファンになっていました。その後は、三陸鉄道、九州新幹線で補強盛土一体橋梁を適用することができ、研究を加速することができました。特に三陸鉄道は試行錯誤の中で設計・施工を行わなければならない状態でしたが、設計会社、建設会社の皆さんの大変な努力により橋長60mの補強盛土一体橋梁が設計・施工可能であることを一気に実証することができました。ただ

し、三陸鉄道の復旧工事は東日本大震災を契機としたものです。震災の犠牲となった方々のご冥福をお祈りします。

鉄道橋の設計に性能照査型設計法が適用されて十数年が経過しました。鉄道橋がその性能を提供するユーザーは列車の乗客であり、乗客の安全と快適性に直結する橋梁の変位、振動は橋梁の弱点となりやすい事象です。桁を橋台、橋脚と剛結したインテグラル橋梁は変位、振動の抑制に効果的であり、今後とも研究すべき橋梁形式であると考えています。補強盛土一体橋梁を含めた橋梁技術の更なる発展に努めて行きたいと考えております。

2017年12月

玉井 真一