

狭隘な場所の既設橋台の耐震補強工法と設計法

佐名川 太亮* 上野 慎也* 西岡 英俊*
池本 宏文** 山田 孝弘***

Design Method of Reinforcing the Existing Abutment in a Narrow Space so as to Make it Quakeproof

Taisuke SANAGAWA Shinya UENO Hidetoshi NISHIOKA
Hirofumi IKEMOTO Takahiro YAMADA

During the earthquake, the abutment is inclined due to the inertial force and earth pressure, which causes the backfill settlement and track irregularity. In the railway structure, limit value for running safety are prescribed. Reducing the amount of the relative settlement between the abutment and the backfill is an important task in improving the aseismic performance of railway structures. Therefore, with the aim of developing a construction method to suppressing the settlement of the backfill due to the abutment deformation during the earthquake, a method of making the abutment more earthquake proof by reinforcing bars and a diaphragm wall installed in the backfill was proposed and the reinforcement effect was confirmed by model experiments. Based on the knowledge obtained from model experiments, we proposed a practical structural analysis and design method constructing aseismic abutments.

キーワード：橋台，耐震補強，耐震設計法，地山補強材，柱列状改良体

1. はじめに

抗土圧構造物の一種である橋台は、橋りょう・高架橋区間と盛土区間の構造境界に位置する構造物であり、過去の地震被害としては、地震時慣性力や地震時土圧の作用に伴い橋台自体が傾斜することで、橋台背面盛土が落ち込み、軌道変位を招いた事例が数多く報告されている（例えば図1）。鉄道最大の使命である「安全・安定輸送の確保」のためには、橋台と背面盛土の相対沈下量を低減させることが、構造物の耐震性能向上において重要な課題であり、補強に際しては、橋台本体、背面盛土およびウイングをバランスよく補強することが合理的であると考え。

既設橋台を対象とした既往の耐震補強技術としては、橋台の滑動および転倒の抑制を目的として、ストラット工や、シートパイル締切り工²⁾、グラウンドアンカーにて橋台を背面地盤に縫い付ける工法等が採用されている（図2参照）。また、近年では既設の橋梁・橋台・背面盛土を一体化（既設盛土一体化橋梁³⁾）し、橋台・背面盛土における耐震性の向上、および橋梁自体の延命化を行う工法も提案されている。しかしながら、これらの既往技術は、施工用地を橋台の前面側に確保することが前提条件となるため、特に狭隘な箇所においては、用地や施

工環境の制約により適用が困難となる場合も多い。

また、橋台の背面盛土側で行う補強工法には、背面盛土に薬液注入を行い、沈下抑制および盛土自体の強度向上による変形抑制を図る工法⁴⁾も採用されているが、工事費が高くなるため、経済性の面で課題が残る。



図1 被災事例¹⁾（新潟県中越地震）

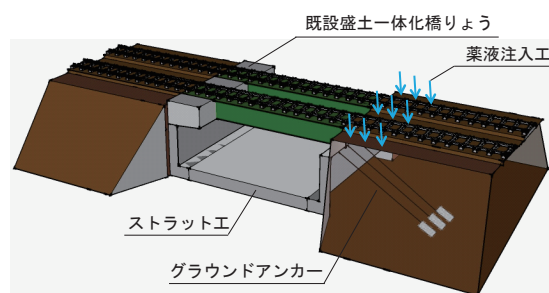


図2 既往の橋台耐震補強技術

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
** 東日本旅客鉄道株式会社
*** 西日本旅客鉄道株式会社

特集：構造物技術

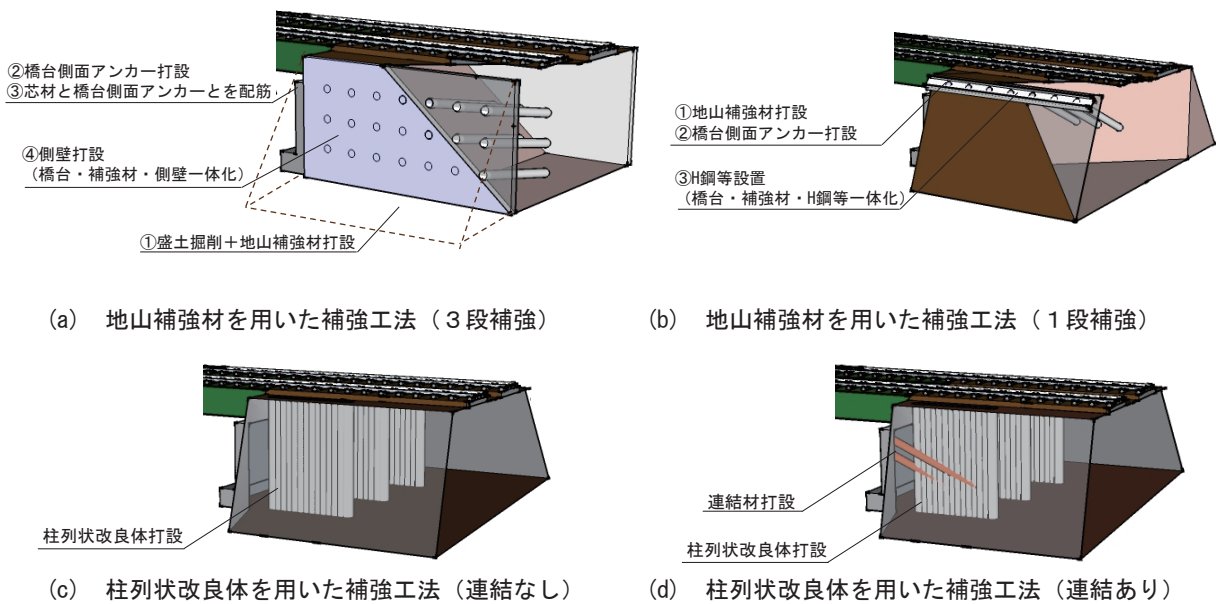


図3 対象とする補強工法の概要

表1 工法別比較表

工法名	工法の特徴	施工性	補強効果と課題
既往の技術 グラウンドアンカーによる補強 地山補強材による補強	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向からグラウンドアンカーを打設し、橋台背面盛土に縫い付ける。 橋台が前傾しようとする力に対し、アンカーの引張力で抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台前面に施工ヤードを必要とする。狭い箇所の場合適用が難しい。 都市部の道路を跨ぐ場合、交通規制に必要となる保安要員の確保と第三者に対する安全への配慮が必要。 昼間作業が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台の残留変位の抑制に関しては効果が期待できる。 ウイング部分との目開きにより背面盛土が流出し、軌道変位を招く恐れがある。
対象とする補強工法 地山補強材を用いた補強工法（3段補強）	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸直角方向から地山補強材を打設し、RRR-C工法による剛壁面の構築、橋台との一体化を図る。橋台が変形しようとする力に対して地山補強材の水平抵抗力で抵抗する。 側壁を橋台と接合することで目開きを防止できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台前面に施工ヤードを必要とせず、橋台前面が狭い箇所であったり、大規模な道路との交差箇所でも施工可能。 廃土処理が必要。 昼間作業が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台の残留変位の抑制に加え、橋台と側壁が一体化となっていることから、目開きを生じず、背面盛土の沈下も抑制できる。
対象とする補強工法 地山補強材を用いた補強工法（1段補強）	<ul style="list-style-type: none"> 工法の基本的な特徴は3段補強と同様である。 橋台本体の補強を主眼においており、元々のウイングや盛土の耐震性能が高い場合、上段部のみの補強材で抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台前面に施工ヤードを必要とせず、橋台前面が狭い箇所であったり、大規模な道路との交差箇所でも施工可能。 廃土処理が必要。 昼間作業が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 3段補強と比較すると補強効果は劣る。 求める耐震性能次第では、安価な工法となる。
対象とする補強工法 柱列状改良体を用いた補強工法（連結なし）	<ul style="list-style-type: none"> 橋台背面盛土にセメント改良系の固化材を用いて柱列状改良体を造成する。 改良体によって、背面盛土のすべり挙動を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台前面に施工ヤードを必要とせず、橋台前面が狭い箇所であったり、大規模な道路との交差箇所でも施工可能。 夜間作業が必要。 線路内立入りが必要。 軌道監視が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋台本体における残留変位の抑制は期待できる。 ウイング部が崩壊しても、軌道脇の改良体が自立していれば軌道への影響は小さい。 桁重量が小さい鋼桁を支持する橋台に適する。
対象とする補強工法 柱列状改良体を用いた補強工法（連結あり）	<ul style="list-style-type: none"> 工法の基本的な特徴は上記連結材なしと同様である。 加えて、連結材を橋軸方向から挿入し、背面の柱列改良体と連結を図ることで、より高い補強効果が期待できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 夜間作業が必要。 線路内立入りが必要。 軌道監視が必要。 橋軸方向からの連結材挿入が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> より高い耐震効果が期待できる。 連結なしと比較し、経済性に劣る。 桁重量が大きいコンクリート桁を支持する橋台に適する。

そこで本報では、地震時の橋台の変形を抑制する工法の開発を目的とし、橋台の前面側の用地を支障することなく（あるいは最小限の支障で）施工可能な工法として提案されている、地山補強材を用いた耐震補強工法⁵⁾ならびに背面盛土内に柱列状改良体を造成する耐震補強

工法⁶⁾の2工法について、模型実験により補強効果を確認したので報告する。また、模型実験から得られた知見を基に、レベル2地震動にも対応した耐震補強設計法を提案したので併せて報告する。

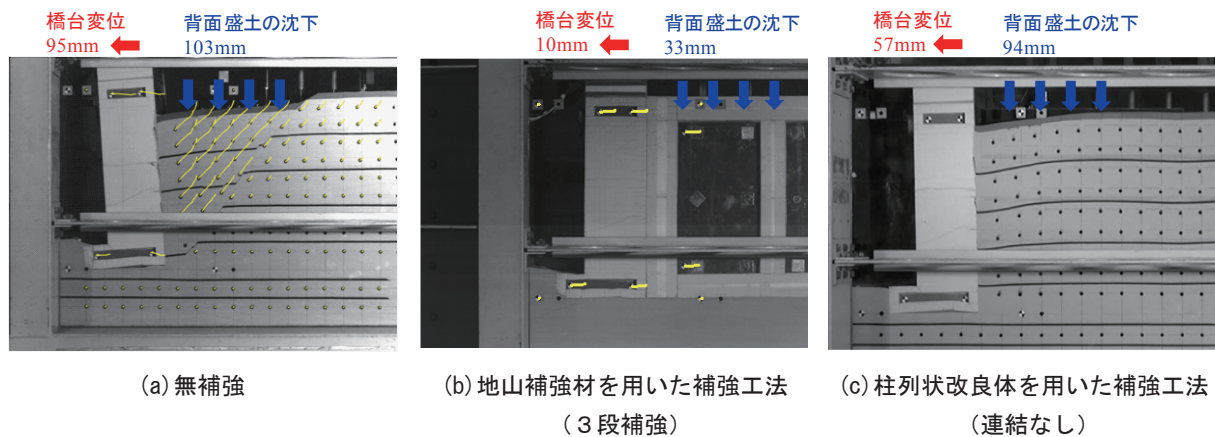


図4 実験結果（正弦波 3.0Hz 500gal 10 波 加振後の状況）

2. 対象とする耐震補強工法の概要

図3に、対象とする補強工法の概要を示す。また、表1に工法別比較表を示す。

図3(a)は、地山補強材を用いた補強工法（3段補強）の概要である。本工法は、棒状のセメント改良土中に鋼棒等の芯材を挿入した地山補強材と剛壁面を用いて斜面急勾配化する地山補強土擁壁工（RRR-C工法⁷⁾）を応用し、橋台・側壁・地山補強材を一体化することにより、地震時慣性力や地震時土圧によって橋台が前傾しようとする力に対して地山補強材の水平抵抗力で抵抗することを期待している。また、ウイングの補強も兼ねており、地震時における橋台と側壁の目開きによる背面盛土の落ち込みを防止できる構造となっている。

一方、図3(b)に示す1段補強は、橋台本体の変形抑止を主眼に置いており、構造物全体としての補強効果は(a)よりは低いと想定されるものの、元々のウイングや盛土の耐震性能が高ければ経済性にも優れた工法になりうる。

図3(c)は、柱列状改良体を用いた補強工法（連結なし）の概要である。本工法は、橋台の背面側から盛土内にセメント系の材料を用いて、柱列状の改良体を造成する工法である。柱列状の改良体により、背面盛土のすべり挙動を抑制し、橋台の安定性の向上を図ることを期待している。橋台の安定化を図ることができれば、結果として背面盛土の沈下抑制を期待できる。すなわち、ウイングが破壊されても、線路両脇の柱列状改良体が安定していれば軌道への影響は低減できると考える。

図3(d)に示す柱列状改良体を用いた補強工法（連結あり）は、橋台前面より連結材を挿入し、橋台と柱列状改良体とを一体化させ、構造物全体としての補強効果をより期待するものである。(c)と比較し、経済性では劣るものの、元々の耐震性能が低い場合には有効な工法になりうる。

3. 補強効果の確認

対象とする耐震補強工法の補強効果の確認を目的として、模型実験を実施した。なお、模型実験は、基礎的検討としての静的場における「傾斜実験」と、動的場での「振動実験」を実施した。両実験の概要および詳細な実験結果については、参考文献5), 6), 8), 9)を参照されたい。ここでは、「振動実験」の結果の一部を紹介する。

実験は、無補強の場合に加え、施工時に橋台前面を支障しない（あるいは支障を最小限とする）補強工法かつ耐震補強効果が期待できる2工法（図3(a)の地山補強材を用いた補強工法（3段補強）、図3(c)の柱列状改良体を用いた補強工法（連結なし））の計3ケースについて実施した。なお、模型寸法および実験条件は、高さ8m程度の重力式橋台を想定し、縮尺1/8にて設定した。

図4に、実験結果（正弦波 3.0Hz 500gal 10 波加振後の状況）を示す。橋台残留水平変位と橋台背面盛土の沈下量に着目すると、補強により沈下が著しく抑制されていることがわかる。

以上のことから、対象とする補強工法の適用により、橋台の耐震性能が向上することが確認された。

4. 設計法の提案

模型実験から得た知見を基に、地山補強材を用いた補強工法および柱列状改良体を用いた補強工法について、以下の設計法を提案した。

4.1 地山補強材を用いた補強工法

図5に、地山補強材を用いた補強工法の設計フローおよび照査項目¹⁰⁾を示す。まず、背面盛土の線路直角方向の設計を行い、地山補強材ならびに側壁の諸元を決定する。次に、地山補強材の効果を考慮した橋台線路方向

特集：構造物技術

の耐震設計を行い、橋台全体の安定が要求性能を満足するか照査を行う。最後に、橋台と剛壁面の接合部の照査を行い地震時において接合部が損傷しないか照査を行うこととする。

なお、一般的な諸元の橋台の場合、(1)の地山補強土工法としての設計を満足するように地山補強材の諸元(配置間隔や径)を設定すれば、橋台全体の補強効果としてレベル2地震動に対する安定の照査を満たすことを確認している。

構造解析モデルについては、一般的な実務への適用を考慮し、静的解析法の適用が可能なモデルを提案した^{10) 11)}。具体的には、2次元梁ばねモデルを基本とし、地山補強材による水平抵抗を地盤ばねとしてモデル化する手法を提案した。簡単にその特徴を紹介する。

図6および図7に、地山補強材を用いた補強工法の構造解析モデルを示す。地山補強材の水平抵抗をモデル化した地盤ばねの設定については、別途地山補強材単体を対象としてプッシュ・オーバー解析¹²⁾を行うなどの方法が考えられるが、Changの式¹³⁾を用いることで簡易に求めることもできる。

実務設計においては、背面盛土の諸元から改良体外径を拡張と考へて地盤反力係数を算出することができるが、RRR-C工法の設計法を参考に安全側の設定として、曲げ剛性EIは地山補強材の芯材のみを考慮するものとする。地山補強材の水平抵抗の非線形特性については未解明であるため、実務設計の際には、載荷試験等によりその非線形特性を評価して、適切にモデル化するのが望ましいが、一般的な杭の設計に準じて設計することもできる。模型実験の結果から、すべり土塊内に配置された地山補強材は、地盤の影響により十分に抵抗が発揮されないことを確認しているため、地震時主働崩壊角内より橋台側の地山補強材は考慮しないものとする。また、橋台と側壁の連結をモデル化した梁要素については、剛域として設定する。

提案した構造解析モデルの妥当性を検証するために、静的場における「傾斜実験」の再現解析を実施し、再現精度が高いことを確認している¹¹⁾。

4.2 柱列状改良体を用いた補強工法

図8に、柱列改良体を用いた補強工法の照査項目を示す。連結材の有無に関わらず、基本的に通常の抗土圧橋台として設計する。なお、橋台の過去の地震被害は線路方向の変形が中心であり、線路直角方向の変形は、基礎寸法などを適切に設計することで、大幅に抑制できると考えられる。そのため、鉄道構造物等設計標準¹⁴⁾に示される「一般的な設計条件」を満足する場合には、線路直角方向の検討は省略してもよい。

橋台と改良体を連結しない場合については、一般的な

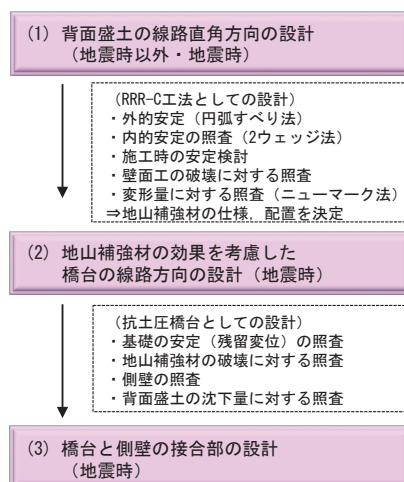


図5 設計フローおよび照査項目¹⁰⁾
(地山補強材を用いた補強工法)

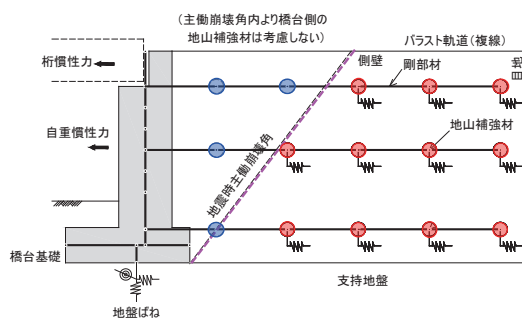


図6 構造解析モデル^{10) 11)}
(地山補強材を用いた補強工法：3段補強)

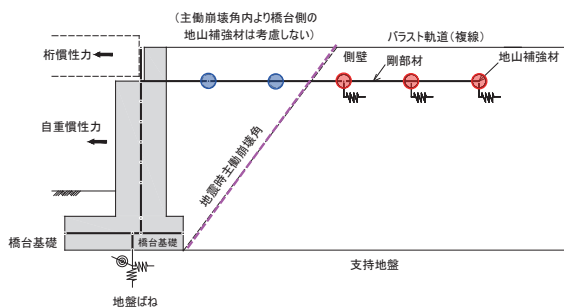


図7 構造解析モデル
(地山補強材を用いた補強工法：1段補強)

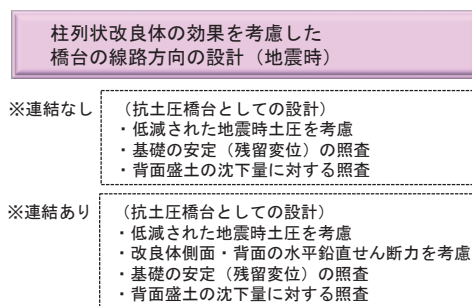


図8 照査項目(柱列状改良体を用いた補強工法)

抗土圧橋台と同様の解析モデルを適用し、柱列改良体による地震時主働土圧の低減効果を考慮する¹⁵⁾(図9参照)。模型実験から、改良体の有無におけるすべり面の角度に有意な差は生じておらず、改良体側面のせん断抵抗力が土圧低減分に相当することを確認している。具体的な土圧の低減方法については、文献16)を参照されたい。

また、橋台と改良体を連結する場合には、図10に示すように、改良体を含めた梁ばねモデルを提案した¹⁶⁾。改良体に作用する側面・底面の水平せん断抵抗力および側面・背面の鉛直せん断抵抗力が連結材を介して、橋台に抵抗力として働くことにより橋台の安定性が向上する。構造解析モデルとしては、橋台、改良体の部材は梁要素、連結部はピン結合とし、橋台、改良体に生じる地盤の抵抗力は、非線形の地盤ばねにより設定する。改良体は、橋台と接した状態になるため、橋台と改良体の位置関係を模擬するために橋台の高さ方向の中間部においても梁要素を設けた。

提案した構造解析モデルの妥当性を検証するために、静的場における「傾斜実験」の再現解析を実施し、再現精度が高いことを確認している¹⁶⁾。

5. 実構造物を対象とした試計算

地山補強材を用いた補強工法および柱列状改良体を用いた補強工法について、実構造物を対象とした試計算を行った。ここでは、地山補強材を用いた補強工法¹⁷⁾について報告する。

以下に、対象構造物の構造形式を示す。

- ・構造寸法：橋台高さ 6.0m，く体厚 1.5m，フーチング幅 3.5m
- ・基礎形式：直接基礎
- ・軌道構造：バラスト軌道(複線)
- ・上部構造：PC 桁(支間長 19.0m)

図11および図12に構造解析モデルを示す。解析モデルで考慮する材料および地盤の諸数値については、鉄道構造物等設計標準^{14) 18)}に従って土質3相当とした。地山補強材の諸元については、改良径 400mm，芯材 D32，長さ 5.5m，打設間隔 2.0m の3段および1段配置とし、橋台と結合する側壁延長 10m 区間の地山補強材を橋台耐震補強部材として考慮した。ただし、地震時主働崩壊角内より橋台側の地山補強材は考慮していない。

試計算のケースは3ケース(無補強, 3段補強, 1段補強)とし、通常の抗土圧橋台の設計と同様に、慣性力および地震時土圧を漸増载荷させる静的非線形解析(プッシュオーバー解析)により構造物全体の荷重-変位関係を求め、非線形応答スペクトル法によりレベル2地震動に対する応答値を算定した。また、背面盛土の沈下量について

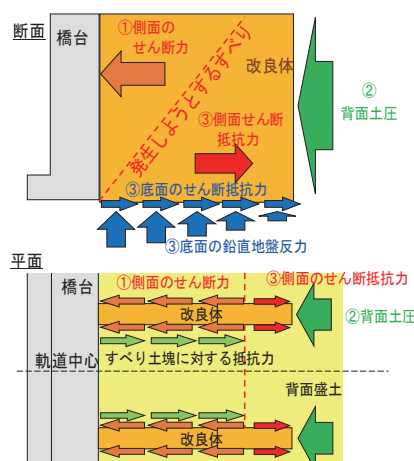


図9 土圧低減メカニズム¹⁵⁾
(柱列状改良体を用いた補強工法：連結なし)

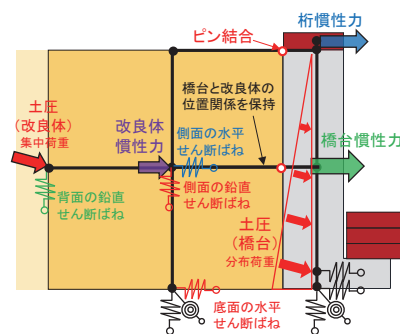


図10 構造解析モデル¹⁶⁾
(柱列状改良体を用いた補強工法：連結あり)

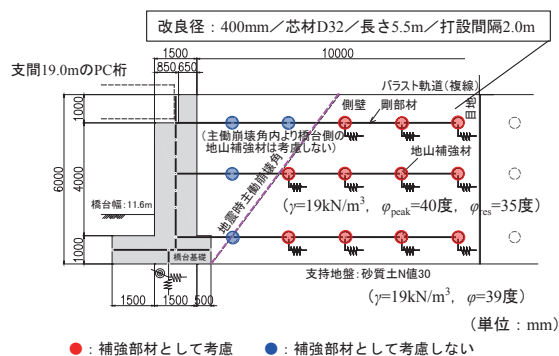


図11 試計算の概要(3段補強)¹⁷⁾

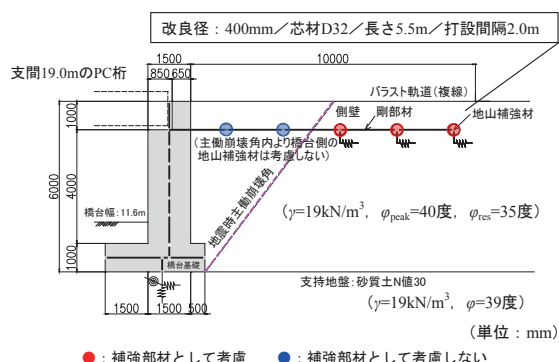


図12 試計算の概要(1段補強)¹⁷⁾

特集：構造物技術

でも確認した。

図13にプッシュ・オーバー解析の結果(荷重-変位関係)を示す。無補強は、初期降伏震度が0.2程度であるのに対し、3段補強では、初期降伏震度が0.6程度となり、補強による降伏震度の上昇を確認できる。また、1段補強の場合は、初期降伏震度が0.3程度となり、3段補強と比較すれば低いものの、無補強の約1.5倍となることがわかる。地震時の最大応答変位をみても、補強を施すことで、その値は抑制されていることがわかる。

以上より、実構造物を想定した場合においても、耐震性能が大幅に改善されることを確認した。また、1段補強の場合でも、降伏震度の上昇と橋台の残留変位の抑制が確認され、既存の構造物の条件や要求する耐震性能によっては、十分な補強効果が期待できる工法であると考えられる。

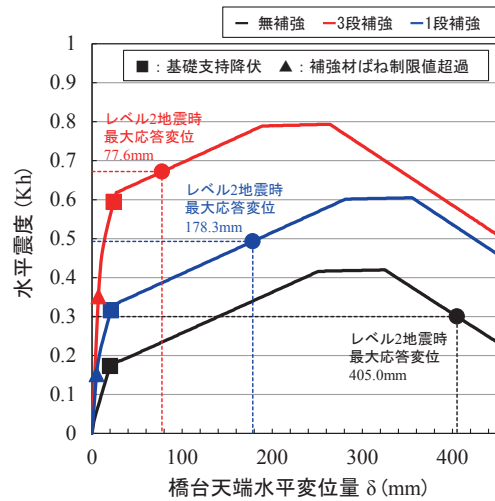


図13 試算結果¹⁷⁾

6. おわりに

本稿では、地震時の橋台の変形を抑制する工法の開発を目的として、橋台の前面側の用地を支障することなく(あるいは最小限の支障で)施工可能な、地山補強材を用いた耐震補強工法ならびに背面盛土内に柱列状改良体を造成する耐震補強工法の2工法について、模型実験による補強効果の確認と、実務設計に対応した構造解析手法およびレベル2地震動にも対応した耐震補強設計法を提案した。また、実構造物を想定した試算を実施し、補強することで無補強時と比較し、耐震性能が大幅に改善されることを確認した。

文献

- 1) 池本宏文ら：橋台背面盛土の沈下抑制工法に関する実験的検討, SED, No.46, pp.44-53, 2015
- 2) 日本国有鉄道：橋台裏耐震補強工設計の手引き(案), 1981
- 3) 神田政幸ら：橋桁・橋台・盛土一体化による旧式橋梁の耐震補強, 鉄道総研報告, Vol26, 2012
- 4) 垂水尚志ら：地震時の橋台裏盛土の変状機構と変状防止対策に関する研究, 鉄道技術研究所速報, No.A85-33, 1985
- 5) 土井達也ら：地山補強材による橋台耐震補強工法の提案と実験的検討, 第70回年次学術講演会, 2015
- 6) 細井学ら：柱列状改良体を連結した橋台耐震補強工法に関する傾斜実験, 第71回年次学術講演会, 2016

- 7) RRR-C 工法協会：RRR-C 工法, < <http://www.rrr-sys.gr.jp/rrr-c.html> > (参照日：2017年9月27日)
- 8) 佐名川太亮ら：大型模型振動実験による橋台の地震時挙動の検討, 第51回地盤工学研究発表会, 2016
- 9) 上野慎也ら：地山補強材を用いた橋台耐震補強工法の開発に関する大型振動実験, 第13回地盤工学会関東支部発表会, 2016
- 10) 小林克哉ら：地山補強材による橋台耐震補強工法に関する設計法の提案と試算結果, 第51回地盤工学研究発表会, 2016
- 11) 佐名川太亮ら：地山補強材による橋台耐震補強工法の提案と実験的検討(その2), 土木学会第70回年次学術講演会, 2015
- 12) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988 改訂
- 14) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012
- 15) 池本宏文ら：柱列状改良体による橋台耐震補強工法に関する設計手法の提案, 第51回地盤工学研究発表会, 2016
- 16) 池本宏文ら：柱列改良体を連結した橋台耐震補強工法に関する解析的検討, 第71回年次学術講演会, 2016
- 17) 上野慎也ら：地山補強材を用いた橋台の耐震補強に関する解析的検討, 第72回年次学術講演会, 2017
- 18) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012