

# PL・PS補強土橋台の限界状態設計法による試算結果

(株) 複合技術研究所 正 ○ 鴫田由希・矢崎澄雄  
 (財) 鉄道総合技術研究所 正 館山 勝・篠田昌弘  
 東京大学 工学部 正 内村太郎・龍岡文夫

**はじめに：** プレロード・プレストレス (PL/PS) 補強土工法は耐震性にも優れており、橋台や橋脚として用いた場合には、従来形式と比べて合理的構造となることから、その適用が求められている。しかし、このような使用に対する設計法が十分に整備されていなかった。そこで本稿は、同じ設計条件を用いて PL/PS 補強土橋台と従来形式橋台とを比較設計した結果について報告する。

**設計条件とモデル化：** PL・PS 補強土橋台の実用化に関する研究の一環として、設計計算例を作成することにした。設計条件については、上部構造物は PC 箱桁 (桁長 50.0 m, スパン 48.66m), 橋台の高さ 9.55 m (桁上面から地盤面), 地盤種別 (G2 地盤) である。

図 1 に補強土構造体の設計モデルを、図 2 に小橋台部の設計モデルを示す。本構造は、基本的には補強領域と小橋台が緊張材のプレストレスによって締め付けられて一体となった構造体である。そこで、小橋台部と小橋台を含む補強領域部 (補強土構造体部) に分けてモデル化し、特に L2 地震時を中心に設計断面の照査を行った。

**計算結果：** 表 1 に L2 地震時における PL/PS 橋台の安定に関する照査結果を、表 2 は同じく部材耐力に関する照査結果を示す。文献1)に示したように、基本的には L1 地震動に対しては耐震性能 I を、L2 地震動に対しては耐震性能 II を満足することが基本となるが、本計算結果では L2 地震時において、安定、部材耐力とも耐震性能 I の範囲に収まっている。ここで、耐震性能 I とは、基礎の応答塑性率が 1 以内、部材は弾性範囲以内をいい、耐震性能 II とは、基礎の安定レベルについては応答塑性率の制限値(2)以内、RC 部材の損傷レベルについては最大耐力時の変形以内である性能を示す。

**従来橋台との比較：** 表 3 に設計条件を同じとした場合の従来 (逆 T 式) 橋台と PL・PS 補強土橋台との設計断面の比較を示す。試算の結果、地震時の変形量も従来橋台

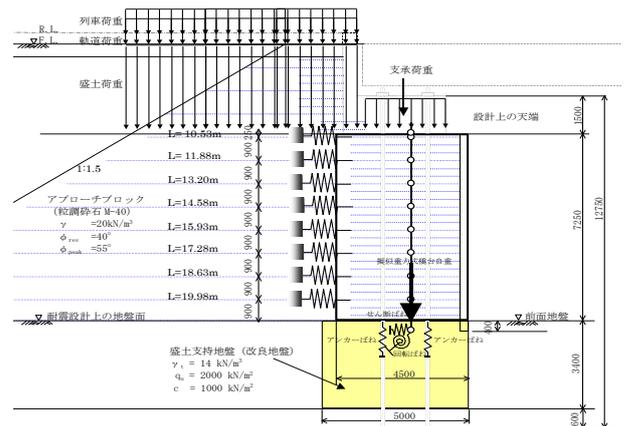


図 1 補強土構造体の静的非線形解析モデル

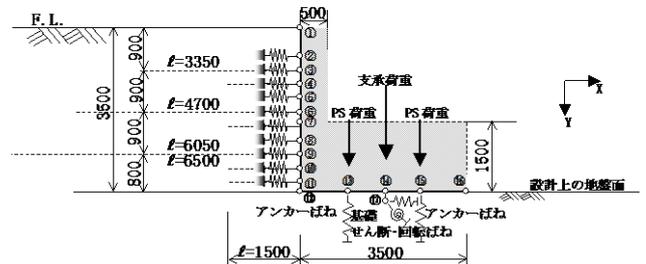
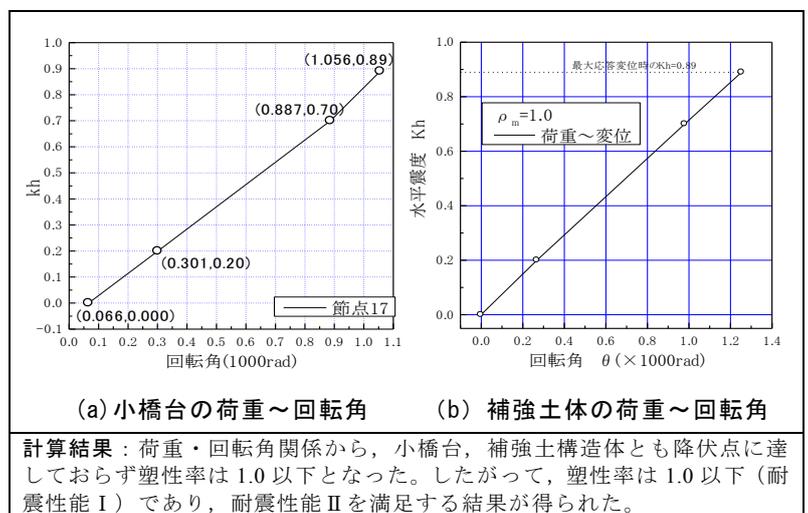


図 2 小橋台の静的非線形解析モデル

表 1 L2 地震時の安定に関する照査結果



キーワード：補強土、橋台、限界状態設計法、試算、連絡先：〒107-0052 東京都港区赤坂 2-15-16-7F

(株) 複合技術研究所、設計部、Tel: 03-3582-3373、Fax: 03-3582-3509、E-mail: tokita@igi.co.jp

に比べて小さく、耐震性に優れていることが確認された。経済性については、PL/PS 橋台は多数の補強材を使用する反面、基礎処理も簡便であり、掘削土量、RC断面とも小さいので、条件にもよるが従来橋台よりも1～2割程度経済的であると考えられる。また、従来橋台の場合は支持地盤が深い場合には杭基礎等を併用することになるが、PL/PS 橋台は地盤改良で済むため、更にコスト・パフォーマンスは高まると考えられる。

表2 L2地震時の主な部材に関する照査結果

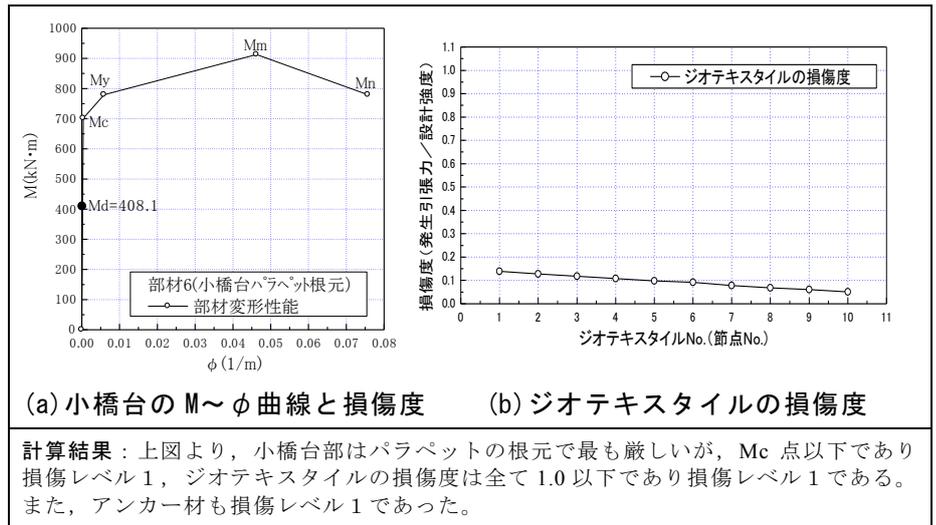


表3 従来橋台との断面の比較

PL/PS補強土橋台	従来橋台（直接基礎の場合）
<p>この断面図は、改良地盤（N=40）と埋戻し土（盛土材）を用いた橋台の構造を示している。改良地盤の強度は <math>\gamma_s = 14 \text{ kN/m}^3</math>, <math>q_u = 2000 \text{ kN/m}^2</math>, <math>c = 35 \text{ kN/m}^2</math>, <math>\phi = 19^\circ</math> であり、埋戻し土の強度は <math>\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3</math>, <math>q_u = 100000 \text{ kN/m}^2</math>, <math>\phi = 41^\circ</math> である。また、基礎土の強度は <math>\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3</math> とされている。</p>	<p>この断面図は、改良地盤（N=40）と埋戻し土（盛土材）を用いた橋台の構造を示している。改良地盤の強度は <math>\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3</math>, <math>q_u = 100000 \text{ kN/m}^2</math>, <math>\phi = 41^\circ</math> であり、埋戻し土の強度は <math>\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3</math>, <math>q_u = 100000 \text{ kN/m}^2</math>, <math>\phi = 41^\circ</math> である。</p>
<p><b>検討概要：</b> この形状のPL/PS橋台は、L2地震時の設計震度 <math>K_y=0.89</math> に対しても補強領域体、小橋台とも降伏が見られず、補強材張力の損傷度も小さい。最大水平変位量も14mmと小さいため、設計上は余裕度の高い断面であると思われる。</p>	<p><b>検討概要：</b> この形状の従来橋台のL2地震時における体の降伏震度は <math>K_y=0.422</math> である。また、パラベット上端部の最大水平変位は117mmであることから、設計で絞り込まれた合理的な断面であると思われる。</p>

プレローディッド・プレストレス（PL・PS）補強土工法を橋台に適用した場合の設計法を提案し、従来橋台との比較設計を実施した。その結果、桁長50mの橋梁を支持する場合でも、従来橋台と比べて合理的な断面形状となることを確認した。

今後は、これらの成果を踏まえて、実橋台・橋脚に多数用いられることを期待する。

参考文献：1) 舘山勝, 篠田昌弘, 矢崎澄雄, 鴛田由希, 内村太郎, 龍岡文夫：PL・PS 補強土橋台の限界状態設計法の提案, 土木学会第58回年次学術講演会, 2003 (投稿中) 2) 龍岡文夫, 内村太郎, 舘山勝, 小島謙一：鉄道橋のプレローディッド・プレストレス(PL・PS)補強土橋脚の挙動, 土と基礎, Vol.46, No.8, pp13-15, 1998 3) 田村幸彦, 舘山勝, 小島謙一, 龍岡文夫, 内村太郎, 兵藤公顕：実施工 PL・PS 補強土橋脚の水平載荷試験, 第37回地盤工学研究発表会, 2002 4) 矢崎澄雄, 山田孝弘, 舘山勝, 内村太郎, 龍岡文夫：PL・PS 補強土橋台の設計法に基づく試設計例, 第37回地盤工学研究発表会, 2002