PL·PS補強土橋台の限界状態設計法に関する 検討および試設計

鴇田由希1·矢崎澄雄1·舘山勝2·篠田昌弘3·龍岡文夫4·内村太郎5

プレローディッド・プレストレスト(PL・PS)補強土工法は、ジオテキスタイルによる補強盛土に対して、壁面工構築前に プレロード荷重を作用させ、供用時にプレストレス荷重を保持して高剛性の補強盛土として変動荷重(列車)や偶発荷重 (地震)による変形量の抑制を目指す工法である. 地震時における耐震性も優れていることが実証されており、従来形式 と比べて合理的で経済的な構造となる. このことから、橋台や橋脚等の各種の許容変形が小さい重要な永久構造物をこ の方法で建設できる. しかし、これまで、PL・PS補強土工法を橋台や橋脚に適用する際の設計法が、十分に整備されて いなかったことから、その普及が妨げられていた.

そこで,この工法を橋台に適用した場合の,限界状態設計法を取り入れた具体的な設計手法を検討した.本論文では, これまでに検討・確立したPL・PS補強土橋台の設計法の概要と,試設計断面による具体的な設計例および従来形式橋 台との設計結果の比較を報告する.

キーワード:補強土橋台、プレロード、プレストレス、限界状態設計法

1. はじめに

橋台では、橋台と盛土部の接続部で盛土と構造物の 沈下の差によって施工基面に段差を生じたり、路床強度 が急変すると、鉄道の列車走行時の軌道狂いの進行、乗 り心地の悪化等を生じることがある.地震時においても 橋台裏の盛土が大きく沈下すると走行安全上の問題が生 じる.この対策として、これまでは十分に締め固めた良 質な盛土材料で斜面を持つ盛土を建設するアプローチブ ロック工法を適用することで、盛土の圧縮沈下を低減し、 路床強度急変を避けてきた.しかし、阪神淡路大震災等 の経験から、この構造は小・中規模の地震には有効であ るが大規模地震に対しては有効ではないことが明らかに なった.この背景から、L2地震動のような大規模地震 に対しても高い耐震性を有する、プレローディド・プレスト レスト(PL·PS)補強土工法が開発され、さまざまな研究が行わ れてきている¹.

PL・PS 補強土工法は、ジオテキスタイルを用いた補強盛土 に対して、施工時に緊張材を用いてジオテキスタイル補強盛 土の鉛直方向にプレロード荷重を載荷して、十分にクリー プ変形を生じさせる。その後プレロード荷重を除荷して、 弾性状態にして、供用時はプレストレス荷重を保持し、 鉛直方向の弾性圧縮ひずみに対する剛性を高める²³³. このような一連の荷重状態の変化(図-1)により、補 強盛土の長期的な残留変形を.また盛土は、プレストレ





スにより高い拘束圧が加わっていることから高いせん断 強度が維持されている.このため、高い耐震性が実現さ れる.このような合理性と経済性から、橋台や橋脚等の 各種の許容変形が小さい重要な永久構造物のこの工法に よる建設が可能となる.

本論文では、この PL·PS 補強土橋台の構造形式に対して、 限界状態設計法を取り入れた設計法を提案し、この設計法 を用いた PL·PS 補強土橋台と従来形式橋台との比較を 行い、経済的で合理的な構造物の設計法の確認を行った.

2. 設計法の概要

(1) 設計の基本

a)基本構造

図-2にPL·PS補強土橋台の構造形式を示す. PL·PS

²正会員,(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部,基礎・土構造,研究室長(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)
³正会員,(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部,基礎・土構造(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)
⁴正会員,東京大学大学院工学系研究科 社会基盤工学専攻,教授(〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)
⁵正会員,東京大学大学院工学系研究科 社会基盤工学専攻,講師(〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)

荷重の反力の取り方には、底盤に反力版を設置する方 法と、永久アンカーによる方法(アンカー式)があり、 支持地盤条件に応じて選定する.

本論文では、緊張材として永久アンカーを用いた場 合を例にして、以下に提案する設計法について述べる. b)施工法

図-3に、PL·PS補強土橋台(アンカー式)の施工手 順を示す. ①鉄道や高速道路で用いられている剛壁面 補強土(RRR)工法の施工方法によって補強盛土を構 築する. ②グランドアンカーを打設する. ③RC小橋台, 小橋台背面の補強盛土を構築し、1次プレロード荷重 を段階的に載荷する.④桁を設置する.⑤2次プレロ ード荷重を載荷する. ⑥壁面工を打設して施工完了. なお、グランドアンカーの本数は、アンカー1本当り 施工手順① の負担荷重から逆算(1本当りの負担力は,1000kN程 度と仮定) して決定することとした.

c) 設計フロー

図-4に、PL·PS 補強土橋台設計のフローを示す. 施工時の検討は、荷重状態が最も厳しいと想定される、 施工手順⑤(図-3参照)の断面で内的・外的安定, 部分安定,小橋台底版に対して検討する.それ以外の 限界状態については、施工手順⑥の断面に対して各限 界状態における設計条件、荷重条件を適用する.長期 使用限界、使用限界状態については、供用時の内的安 定と小橋台底版の検討を行う, 地震荷重の影響として は、耐震性能を設定して、L1・L2地震動に対して 小橋台(底版,全体)と補強盛土構造の検討を行う.

設計断面に対して, 盛土高さ, 荷重などの基本的な 設計条件に応じて, RC 小橋台の形状・断面, 補強材配 置を仮定し、設定した限界状態において想定される破 壊モードに対する性能や安定性の検討を行う. 図-5 に、設計に用いるモデルの概略を示す. この設計モデ ルに対して、小橋台部と補強土構造体部に分けて検討 を行う.

(2) 限界状態の定義

表-1に、PL·PS補強土橋台の今回の設計で考慮した 限界状態の定義例を示す. これは、基本的に鉄道コン クリート構造物、基礎・抗土圧構造物設計標準%に準拠 した定義としているが、施工時の一時的な状態(補強 土の施工時およびPL荷重載荷時)は、終局限界状態と して取り扱うこととした.表-2に各限界状態におけ る要求性能を所要安全率として示す.長期使用限界, 使用限界、終局限界状態について、許容応力度法で安 全率を求め、設定した要求性能(所要安全率)に対する 安定の評価を行う、PL·PS補強土橋台の耐震設計は、鉄 道の耐震標準%に準拠して行う.設計地震動に対して, 構造物の重要度などを勘案して設定した耐震性能を満足 することを基本とした. なお, 設計地震動は, 地盤種別 ⁵ごとの地表面最大加速度を用いることにする。

耐震性能は、RC 小橋台、補強材、アンカー、補強土 構造のそれぞれに設定した. 耐震性能と制限値の基本





(補強盛土の構築)

施工手順② (アンカーの打設)



図-3 PL·PS 補強土橋台の施工手順(アンカー形式)

的考え方を以下に示す. 耐震性能 I は、すべて弾性範 囲以内に収まることとした. 耐震性能Ⅱは, 基礎の安 定レベルについては応答塑性率の制限値内にあり、パ ラペットの損傷レベルについては最大耐力時の変形内 であるとし、許容残留変位(最大変位)は復旧性を考 慮して定めることとした.**表-3**に PL・PS 補強土橋台 の設計想定地震動に対して要求される耐震性能を示す. 本論文の PL·PS 補強土橋台は、重要構造物として耐震 性能を設定した.

L 2 地震動に対する耐震設計では、RC小橋台、補強 土構造、支持地盤が非線形領域に入ることを許容するが、 RC小橋台・補強土構造の応答値が最大耐力以内かつ塑 性率の制限値以内であることとした.ここでRC小橋 台・補強土構造の応答値は、静的非線形解析 (Push-Over 解析)によって算定した.なお、補強材は、L 2 地震時 には上部1/3の範囲について、最大引張力に達すること を許容することとした.ただしその際には、ニューマー ク法によって地震時残留変形量を算出し、RC小橋台お よび補強土構造の合計変形量が許容変形量以内であるこ とを照査することとした.また、アンカーも最大耐力以 内となるよう設計を行う.L1地震動に対しては、耐震 性能 I として、すべての構造部材、支持地盤が無損傷か つ安定 (弾性範囲内)であるものとする.



図-4 設計のフロー



(3) 設計PL·PS荷重の設定

図-6にPL・PS補強土橋台(アンカー式)の荷重状態 を示す.今回の試設計では、支承(桁)荷重が大きいた め、プレロードを3回に分けて載荷する.まず桁を設置 する前の緊張材による1回目のプレロードを1次プレロ ード(図中③)とする.1次プレロード並行後、ナット で仮固定する.次に2回目のプレロードとして桁設置に よる死荷重が作用する.この際に緊張材の張力は桁荷重 とのトレードオフで抜けるが、補強盛土には桁荷重と一 次プレロードの差分だけプレロードが増加する(図中 ④).その後、変動荷重(列車荷重)に対するプレロー ドとして緊張材によって2次プレロードを載荷する(図 中⑤).一定期間の荷重保持を経て必要PS荷重まで除 荷して(図中⑥)、ラチェット付きバネ式固定治具で緊

表-1	設計で考慮する限界状態の定義例
- · ·	

	限界状態の定義
長期使用 限界状態	設計耐用期間中に、常時あるいは長期にわたって作用する構造体自重や土圧などの荷重に対して、補強土構造体や小橋台が通常の使用性や耐久性を失う状態をいう.
使用 限界状態	設計耐用期間中に、日常頻繁に作用する列車荷重などに対し て、美観や構造物の機能を失う状態をいう。補強士構造体の変 位が弾性とみなせる範囲を超える状態、あるいは列車の走行性 や乗り心地から定まる変位量の制限値を超える状態をいう。 RC小橋台では、過度のひび割れや変位などにより、通常の使 用性や耐久性を失う状態をいう。
終局 限界状態	設計耐用期間中に、地震以外で、ごくまれに作用する強風時 の風荷重、降雨の影響等によって、構造物が耐荷能力を失う状態をいう。補強土構造体の滑動などにより安定を損なうか、変 位が降伏点を超える状態をいう。RC小橋台では、断面破壊や 大変形などにより、構造物の使用が不能になる状態をいう。ま たは施工途中の状態において、PL荷重が一時的に作用するこ とにより、補強土構造体の安定性を失う状態をいう。
地震の 影響	設計耐用期間中に,数回程度発生する確率を有する地震動 (L1)に対して,補強土構造体の滑動や転倒,支持力などに よって安定を損なうか,変位が降伏点を超える状態をいう.ま た設計耐用期間中に,発生する確率は低いが,非常に強い地震 動(L2)に対して,構造体が壊滅的な損傷や変位を生じ,安 定や機能を失う状態をいう.

モード 限界状態		滑動	転倒	外的	部分 安定
長期使用限界	段階PL荷重作用	1.25	1.25	1.10	1.0
状態	必要PS荷重作用	2.00	2.00	1.40	
使用限界状態	11	1.50	1.50	1.40	_
終局限界状態]]	1.25	1.25	1.10	_

表-3 PL·PS 補強土橋台の耐震性能

地震動		L 1	L 2
耐震性能		Ι	Π
DC小桥台	安定	弾性範囲内	塑性率の制限値以内
RU小橋百	部材	弾性範囲内	最大耐力以内
補強材		設計破断 強度以内	上部1/3の最大引張力を 許容
アンカー		弾性範囲内	最大耐力以内
補強土構造体	安定	弾性範囲内	許容変形量以内



図-6 PL·PS 補強土橋台の荷重状態

張材を小橋台に定着することによって、供用時において プレストレス荷重を維持する.

これらの荷重値の設定は、まず2次PL荷重を変動荷 重(列車荷重)に安全係数1.5を乗じて求める.その2 次PL荷重と、使用するアンカー耐力(1本当り)から アンカー本数を決定される.1次PL荷重は、施工時の アンカー耐力に応じて段階的に作用させる.必要PS荷 重は、2次PL荷重の20%とする.

プレロード、プレストレスの効果によって、補強盛 土の剛性が高まる.この効果は、鉛直方向の弾性圧縮 ひずみ変化 $d\epsilon$ に対する変形係数 $E=d\sigma/d\epsilon$ と鉛直増加応 力 $\Delta\sigma$ の関係式で表現できる.変形係数は、式(1)で表 される⁹.

$$E_{\rm eq} = E_0 \left(\frac{\sigma_{\rm a}}{\sigma_0}\right)^m \tag{1}$$

ここに、*E*_{eq} : PL·PS 載荷時の変形係数

E₀:初期載荷での変形係数

σ。: 三軸圧縮中の軸応力

σ₀ : 初期載荷の軸応力 (= 100kN/m)

m =0.6 (複数の実験結果を考慮した値)⁷⁾

これより, PL·PS 載荷時における鉛直方向の変形係数 は,式(2)となる.

$$E_{\rm eq} = E_0 \left(\frac{100 + \Delta\sigma}{100}\right)^{0.6}$$
(2)

この式(2)を用いて、2次PL荷重載荷時と必要PS荷重 載荷時は、鉛直方向の増加応力を考慮した地盤の変形 係数の割増を行う.割増を行った変形係数は、補強盛 土部分の設計鉛直地盤ばね定数算出の際に考慮した.

3. 試設計の条件

(1) 一般条件

本論文の試設計の設計条件を以下に示す.

: PC箱桁 (桁長50.0m, スパン48.66m)
: 鋼角ストッパーとゴムシュー
: 9.55m (桁上面から地盤面)
: 10.2m
: G 2 地盤(洪積層)
: 高分子ジオテキスタイル

表-4 各限界状態における支承荷重(単位:kN)

各限界 状態	短期 使用	長期 使用	使用	終局	L1 地震動	L2 地震動
桁荷重	8377.0	8377.0	8377.0	9214.7	8377.0	8377.0
軌道荷重	I	1540.0	1540.0	1694.0	1540.0	1540.0
列車荷重		—	2497.4	2741.0	800.0	800.0
衝擊荷重	I	_	304.7	334.4	—	
支承鉛直 荷重合計	8377.0	9917.0	12719.1	13984.1	10717.0	10717.0

補強材強度 : T_a =60 kN/m (製品保証強度) 補強材ばね : k_g '=2500 kN/m (地中拘束効果考慮) アンカー材 : PC鋼棒 (C種, 1号) D51 アンカー耐力 : 1621kN/本 (施工時) アンカーばね : 31796kN/m/本 地盤の応答値 : 水平震度換算 (k_h =Acc_{max}980gal) L 1 地震動=200gal/980gal =0.2 L 2 地震動=870.8gal/980gal =0.89

表-4に、支承荷重条件を示す.以上の条件のもと、 PL・PS 補強土橋台の設計を行った結果を以下に述べる.

(2) 設計断面の仮定

RC小橋台の形状(フーチング幅,フーチング厚さ) や補強材配置などの設計断面については,断面の基本と なる橋台高さや構造細目より仮定し,設定した各限界状 態における検討で要求性能を満足するかの検討を行った. 満足しない場合は,設計断面の変更を行った.補強盛土 支持地盤は,G2地盤(洪積層)であり,沈下の問題は ないが,PL·PS 荷重載荷によって大きな荷重がかかり, 支持力の検討を行うと支持力不足となるため,地盤改良 を行うこととした.改良範囲は,補強材の基本敷設長+ 1.0m の幅とし,セメント安定処理を行った.図-7に, 各限界状態の破壊モードに対する検討を行った結果断面 を示す.

(3) 設計PL·PS荷重の算定

まず,2次 PL 荷重を設定した.2次 PL は,変動 (列車)荷重に対するプレロードなので,表-4に示す 列車荷重が最大となる終局限界状態の値を用いて,安全 係数1.5を乗じて4112kNとなった.この荷重値をアンカ 一耐力(=1621kN)で割り,アンカーの本数は4本とし た.次に,1次 PL 荷重は,アンカー耐力にアンカー本 数を乗じて 6484kNとなった.必要 PS 荷重は,2次 PL 荷重の20%であるので,822kNとなった.

(4) 設計モデル

a) RC小橋台の底版の検討

図-8に、RC小橋台部分の解析モデルを示す.検討 断面は、設計 PL 荷重の作用するスパンが長い線路横断 方向とし、弾性床上の梁としての検討とせん断の検討を 行った.弾性床上の梁としての検討では、RC小橋台底 版を地盤ばねで支持された棒部材としてモデル化した. 荷重として、支承荷重、アンカー部分にかかる設計 PL 又は PS 荷重,底版の自重を与えた.底版は,非線形部 材(M-φ部材)とし,各限界状態において,静的非線 形解析を行った.表-5に,検討に用いた地盤ばねの値 を示す.地盤ばねは,補強盛土材(粒調砕石)の材料定 数を用いて直接基礎の設計鉛直ばね定数として,補強盛 土の PL·PS 荷重による剛性増加を考慮して算定した. せん断の検討は,各限界状態における荷重載荷状態にお いて,棒部材の設計せん断耐力を算定し,静的非線形解 析から得られる最大発生せん断力に対するせん断力比を 求めて,要求性能を満足するか確認した.

b)補強盛土の内的・外的・部分安定検討

補強盛土の検討は、長期使用限界状態、使用限界状態、 終局限界状態の各限界状態について2楔法による滑動・ 転倒安定、円弧すべりを従来の許容応力度法で行い、所 要の安全率を満足するかの確認を行った.また、補強材 の破断に関する照査は、各補強材の負担する土圧力と補 強材の設計破断強度との比から部分安定の確認を行った.

c)補強盛土に対する地震の影響の検討

補強盛土に対する地震の影響は、荷重増分による静的 非線形解析を行い、耐震性能を満足するか安定性の検討 を行った. 図-9に補強土構造の解析モデルを示す. 補 強領域部(土留め壁体を含む補強盛土の補強材基本敷設 部)を擬似重力式橋台と仮定した構造系が安定であるこ と、また滑動変位量が制限値以内であることを確認した. この検討は、静的非線形解析で行い、一次元骨組み解析 モデルを用いて、全ての要素は剛部材として扱った. モ デル端部は、改良体部分の地盤ばねで支持した. 表-6 に、検討に用いた地盤ばねの値を示す. 補強材は、水平 方向の非線形ばねとしてモデル化した.

d) 小橋台の安定の検討

図-10に、RC小橋台全体の安定の検討に用いるモ デルを示す。RC小橋台底版部分は剛部材で地盤ばねに 支持され、パラペット部分を非線形棒部材(M-φ部 材)として、補強材は非線形ばねでモデル化し、必要な 安定条件を満足するか確認を行った。表-6に、検討に 用いた地盤ばねの値を示す。底版の検討と同様に、設計 ばね定数には、補強盛土の PL・PS 荷重による剛性増加 を考慮した。

4. 計算結果

(1)RC小橋台の底版の検討結果

a)弾性床上の梁としての検討

各限界状態で RC 小橋台底版の検討を行うと,当初の 設計断面では,使用限界状態(PS 荷重載荷時)におけ る部材の検討で要求性能を満足しなかった.そのため, RC 小橋台フーチングの厚さを 1m から 1.5m に断面変更 し,要求性能が満足されるようにした.図-11に使用 限界における静的非線形解析結果を示す.断面力は,支 承荷重が作用する部材で大きく発生した.底版の変形量 は,補強盛土方向に 0.64mm と微小な変形量となった.

部材の検討では、図-11(a)に示される発生曲げモ











ーメント M_d が最大となる部材は、使用限界状態の検討 では、部材 4、5、8、9(支承荷重が作用する両端部 材)であり、安定照査の指標値($\mathbf{表}-7$ 参照)のひび割 れモーメント M_c 以下となり、耐震性能 I で要求性能を 満足した. 図-12に部材の検討結果を示す. 他の限界 状態でも部材の検討は、性能を満足する結果となった.

L2地震動における検討では、耐震性能 Iを満足する 結果となったので、L1地震動においても耐震性能 Iを 満足することになる.

b)せん断の検討

この検討では、使用限界状態に対して、変動荷重作 用時の図-11(b)で算出された設計せん断力 V_d が、設 計せん断耐力 V_{ul} の 70%よりも大きい場合は、せん断ひ ひ割れの検討を行った.その他の限界状態は、設計せん 断力 V_d が設計せん断耐力 V_{yd} に解析係数をかけた比が1 以下であるか確認した.

使用限界状態に対して得られた棒部材の設計せん断 耐力 V_{cd} =1550kN,設計せん断力 V_d =783kN では、せん断 力比 $\gamma_i * V_d V_{cd}$ =0.51 < 0.7 となった.よって、変動荷重作 用時の設計せん断力は、設計せん断耐力の 70%より小 さくなり、せん断ひびわれの検討を行わなくてよいこと になり、せん断の検討は、要求性能を満足する結果とな った.その他の限界状態でも、せん断の検討は要求性能 を満足する結果となった.

(2)補強盛土の検討結果

a)検討結果

表-8に,2楔法による極限釣合い法によって得ら れた滑動安定・転倒安定,円弧すべり,部分安定の計算 結果を示す.全ての限界状態で所要安全率を満足した.

補強材の部分安定は,各段の補強材に発生する引張 カTが補強材の設計破断強度以下であることを確認する. ここでの設計例では,上載荷重(桁,小橋台,PL荷 重)が大きいため,引抜け抵抗力が十分大きい.従って, 補強材の部分安定に対しては,破断の検討だけを行った. 引張力Tは,2楔法の計算より得られる主働土圧係数か ら求めた土圧とPL荷重,小橋台自重による土圧,桁荷 重を足し合せた合力の水平成分とした.上載荷重は,小 橋台底版から角度(=50°)で分散した範囲に作用する と仮定した.その結果,施工時における補強材に発生す る張力Tと補強材の製品保証強度の比は,TTT_a=0.434< 1.0となり補強材の部分安定は要求性能を満足した.

b) L2地震時の検討結果

擬似重力式橋台の安定に対する検討結果を以下に示 す.図-12に、変形図、曲げモーメント図、せん断力 図を示す.図-13に、補強盛土天端での荷重と回転角 の関係を示す.水平変形量は、PL·PS 補強盛土天端で最 大となり、10mm と非常に小さい.断面力(曲げモーメ ント、せん断力)はともに補強体下端部で最大値になっ た.PL·PS 補強盛土天端の荷重~回転角関係において、 補強土構造体は、弾性域に収まっており、降伏点に達し ておらず塑性率は 1.0 以下となった.したがって、耐震

表-5 小橋台底版の検討に用いる鉛直ばね定数と上限値

各限界状態	使用限界状態	終局限界状態	L2 地震動
鉛直ばね定数(kN/m)	8095500	9317590	16191100
上限值(kN)	2347	3145	4782

表-6 補強土体および小橋台全体の検討に用いるばね定数

検討対象	補強土体	RC小橋台全体
せん断	8857300	539700
回転	解析ソフトで計算(軸力変動を考慮)	10159800
鉛直	固定	固定



表-7 小橋台底版の検討における指標値

风》为天时104017301日末间
安定照査の指標値
$M_{\rm d} \leq M_{\rm c}$ (ひび割れ)
$M_{\rm d} \leq M_{\rm y}$ (降伏)
$M_{\rm d} \leq M_{\rm y}$ (耐震性能 I)
$M_{\rm d} \leq M_{\rm m}$ (耐震性能 II)

性能 I であり、L 2 地震時に要求される耐震性能を満足 し、この PL・PS 補強土橋台は、L 2 地震時の設計震度 $k_{h}=0.89$ に対して補強領域体の降伏が見られない.また、 図-14に補強材水平ばねと水平変位から補強材負担力 を算出して補強材の設計破断強度に対する比の鉛直分布 を求めた結果を示す.補強土体天端位置に近い No.1 の 破断近接度が最も大きくなったが、制限値の 1.0 に対し ては十分余裕がある.アンカーのばね部分も弾性域以内、 損傷レベル1となった.

(3) RC小橋台全体の結果概要

図-15に、L2地震時における RC 小橋台全体の変 位を示す. RC 小橋台天端の節点1で変形量は最大とな るが、水平方向に 3mm とわずかな変形量であった. RC 小橋台部材の検討では、パラペットの根元で最も厳しく なり、 M_c 点以下となり損傷レベル1であり、また、ア ンカー材も損傷レベル1であった.また図-16に小橋 台底版中央(節点 17)での荷重〜回転角の関係図を示 す.設計震度 $k_h=0.89$ に達しても弾性範囲内となった. 震度 $k_h=0.7$ で直線の傾きが変化するのは、 $k_h=0.7$ で背 面盛土の地震時土圧の上限に達するためである.

(4) 従来橋台との比較

図-17に、同じ設計条件で従来のRC橋台で設計した結 果を示す.基礎の形式は、直接基礎とした.従来橋台で は、降伏震度は4=0.422であり、L2地震時のパラペッ ト上端部の最大水平変位は117mmと比較的大きい変形と なった.2つの形式の異なる橋台の比較を表-9にまと めた.PL・PS補強土橋台の場合、L2地震時におけるパ ラペット天端部分の最大水平変位は、設計震度4が大き いにもかかわらず10mmと小さく、非常に高い耐震性を示 している.コンクリート体積を比較してもかなり従来橋 台より体積が小さくなる.補強土部分の補強材敷設面積 が多くなる反面、基礎処理も簡便であり、掘削土量が少





図-16 RC小橋台全体の荷重~回転角関係図

ないといった利点があげられる. また, 従来橋台の場合 は, 裏込め盛土が常時・地震時に沈下するおそれがある. また, 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. これに対して, PL・PS補強土橋台は地盤改良を 行うことで済む. このことから, より経済的かつ合理的 な工法と考えられる.

5. まとめ

PL・PS補強土橋台の限界状態設計法での設計法を,想定する限界状態における破壊モードや施工手順を考慮し

	PL·PS 補強土橋台	従来RC橋台	
設計震度 Kh	0.89	0.422	
最大水平変位(mm)	10	117	
コンクリート体積(m ³ /m)	209	889	
R.L. R.L. 102 第盤 11:1.5 アプローチラ (松度開発研 マ, = 30 の の 1:1.5 アプローチラ (松度開発研 マ, = 30 の の (松度開発研 マ, = 40 [°] の (松度開発研 マ, = 30 [°] の の (松度開発研 マ, = 30 [°] の の の の の の の の の の の の の	2000 2000 10 - 500 Fix 550 - 500 Fix 550 - 500 Fix 550 - 500 (回 - 200 (回 - 200 (O -	(L L 1: 1200 (1110)	

表-9 各限界状態における補強盛士の検討結果

て検討した.PL・PS補強土橋台と従来RC橋台の設計断面の比較を行った結果,桁長50mの橋梁を支持する場合で もPL・PS補強土橋台は,低コストで合理的な断面を設計 することができ,その高い耐震性,コストパフォーマン スの高さを確認することができた.

今後は、PL・PS 補強土橋台の設計法が整備されたこ とによって、実橋台で多く普及していくことが望まれる. またこの工法の優れた機能,優れた耐震性を生かして、 橋台以外の構造物にも幅広く用いられ、低コスト、かつ 耐震性の高い構造物を設計可能であると考える.

参考文献

- 1) 龍岡文夫・内村太郎・舘山 勝・小島謙一:鉄道橋のプレロ ーディド・プレストレスト (PL·PS) 補強土橋脚の挙動,土 と基礎, Vol.46, No.8, pp.13-15, 1998.
- 2) 内村太郎・龍岡文夫・舘山勝・古騏潤一・前田崇・鶴英樹:プレ ローディド・プレストレスト補強盛土のメカニズム・原理 実験・実施工,第11回日本ジオシンセティックスシンポジウ ム発表論文集,pp72-81,1996.
- 3) 内村太郎・龍岡文夫・古関潤一・舘山 勝・古賀徹志: プレロー ディド・プレストレスト補強土の現場計測と設計法・施工 法の提案,第13回日本ジオシンセティックスシンポジウム発 表論文集, pp75-84, 1998.
- 4)鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物、SI単位版,運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編,2000.
- 5)鉄道構造物等設計標準·同解説 耐震設計,運輸省鉄道局 監修鉄道総合技術研究所編,1999.
- 6) 内村太郎・龍岡文夫・舘山 勝:プレローディド・プレストレスト補強土工法の原理と実物大模型実験計画,第30回地盤工学研究発表会発表講演集,pp2387-2390,1995.
- 7) 木幡行宏・龍岡文夫:三軸圧縮状態での地盤材料の変形係 数に関する考察,第29回土質工学研究発表会,pp695-698, 1994.

EXAMINATION ABOUT LIMIT STATE DESIGN METHOD OF REINFORCED BACKFILL ABUTMENT BY PRELOADING AND PRESTRESSING

Yuki TOKITA, Sumio YAZAKI, Masaru TATEYAMA, Masahiro SHINODA, Fumio TATSUOKA and Taro UCHIMURA

To substantially increase the vertical stiffness and reduce the vertical residual compression of geotextile-reinforced soil (GRS) structures subjected to long-term traffic load, the preloading and prestressing (PLPS) method has been proposed. By this preloading and prestressing construction procedure (the PLPS procedure), the transient deformation of reinforced backfill subjected to traffic load could become very small, essentially elastic, and thereby the long-term residual deformation could become very small. The seismic stability and rigidity of reinforced soil structures in service increases with the increase in the pressure level (i.e., prestress) within the backfill by applying high vertical prestress using a set of tie rods that are anchored in the subsoil below the backfill and fixed to a RC reaction block on the backfill. This procedure makes the deformation properties of backfill more elastic with much less residual deformation by traffic and seismic load.

In spite of the above advantages, there is a limited use of such a GRS bridge abutment with the PLPS procedure, which is due partly to a insufficient design methodology. The paper describes an application of limit state design on the GRS bridge abutment with PLPS procedure with a detailed design example. A design comparison between conventional and proposed abutment was also discussed in this paper.