

PC 鋼材で連結された既設橋脚の補強効果

株式会社千代田コンサルタント 正会員 ○成田久平
岡安功二

1. はじめに

平成2年に制定された道路橋示方書以前の基準により計画された橋梁について、地震に対する耐力が不足していることから耐震補強が求められている。現在、巻き立て工法等を用いて補強が行われているが、この補強工事には膨大な時間とコストを必要としている。そこで、簡易かつ経済的な工法として、橋脚と橋台とを補強 PC 鋼材で連結し橋脚天端の変位量を抑制することにより、柱基部に働く断面力を低減する補強工法を提案する。ここに、大規模地震における本工法の耐震補強効果を紹介する。

2. 対象橋梁の構造諸元

今回試設計を行った橋梁の一般構造図を図-1 に示す。橋梁規模は、橋長 16.04m、有効幅員 7.5m のポステン単純 T 桁 × 2 連とし、支承条件は表-1 とした。基礎形式は直接基礎であり、橋脚は張出し式橋脚（RC）である。橋脚断面は長方形断面で、主鉄筋は D16 が 250mm ピッチ、帯鉄筋は D13 を使用している。また、補強 PC 鋼材は SWPR19（φ21.8）4 列を橋脚天端より 2 m 下方に配置した。

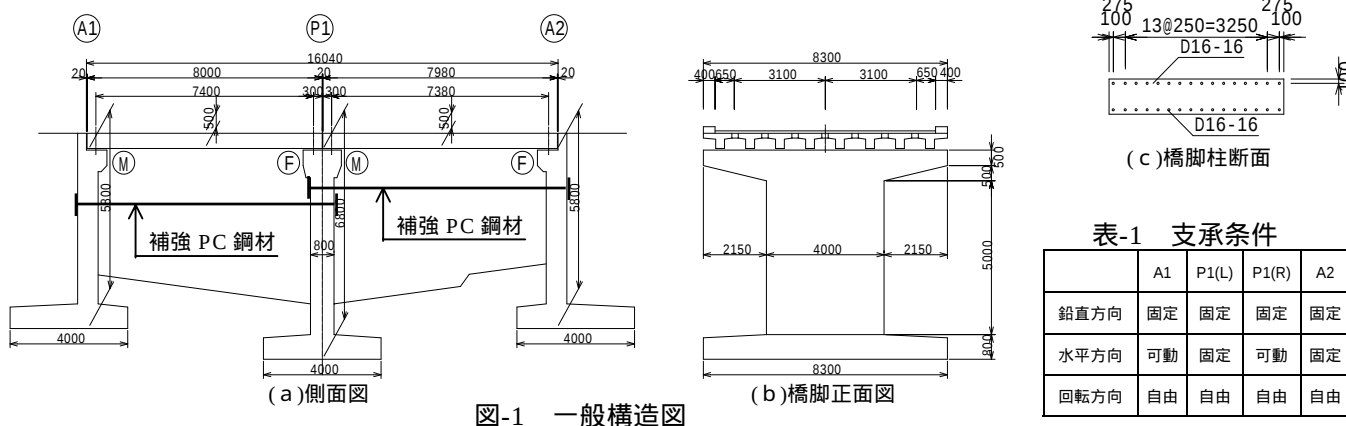
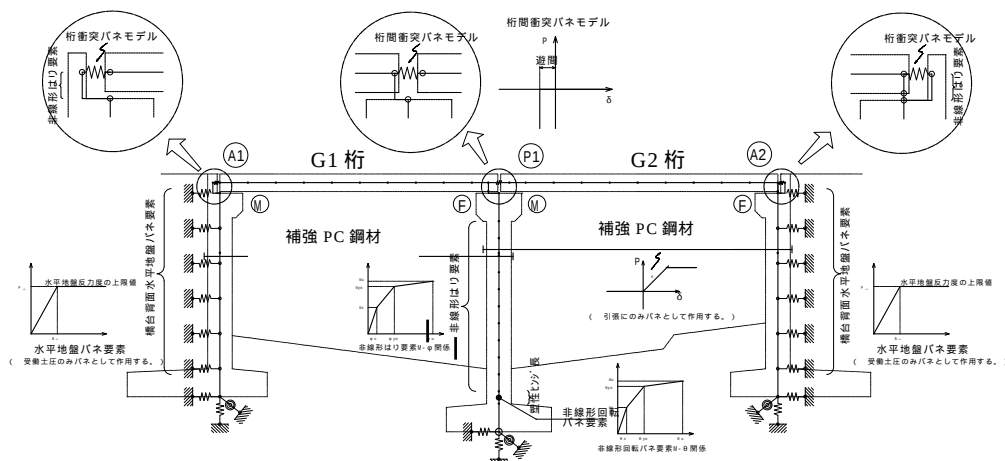


表-1 支承条件

	A1	P1(L)	P1(R)	A2
鉛直方向	固定	固定	固定	固定
水平方向	可動	固定	可動	固定
回転方向	自由	自由	自由	自由

3. 解析条件

解析モデルを図-2 に示す。本解析は、補強 PC 鋼材による橋軸方向の補強効果の検証を行うものである。上部構造は線形モデルとした。下部構造は、梁部およびフーチングを剛部材とし、柱下端には塑性ヒンジを設け、塑性ヒンジ部以外の一般部材はトリリニアの M - φモデルを使用した。基礎は、鉛直・水平・回転バネモデルとした。桁遊間は 20mm であり、衝突を考慮した。橋台背面には、受働抵抗を考慮して非対称バイリニアモデルとし、初期断面力として主働土圧を考慮した。PC 鋼材については、引張りにのみ働く非対称バイリニアモデルを使用した。入力地震動はタイプ の標準波形（ - -1 開北橋周辺地盤上 LG. ）を使用し、地域別補正係数は 0.7 とした。



減衰定数 (P1)

上部構造		3%
下部構造	はり	5%
	柱	2%
	フーチング	5%
基礎構造		10%

図-2 解析モデル図

キーワード：PC 鋼材，耐震補強，連結，固有値解析，時刻歴応答解析

連絡先：福岡市中央区大名 1 丁目 15 番 33 号 TEL092(752)1601 FAX092(752)1631

4. 解析結果

4-1. 固有値解析

図-3 に固有値解析によるモード図を示す。1次モードは、P1 橋脚と上部構造の振動するモードである。2次・3次モードは、上部構造の振動するモードであり、鉛直方向の振動である。4次モードは、上部構造と A2 橋台の振動するモードである。1次モードで補強後に固有周期が短くなっていることより全体の剛性が高くなっていることが判る。

4-2. 時刻歴応答解析

図-4 に G1 桁の時刻歴応答水平変位を示す。補強を行うことにより変位量が減少していることが判る。図-5 に G2 桁の時刻歴応答水平変位を示す。既設橋に対して補強後の変位量はほとんど変わっていない。図-6 に P1 橋脚天端の時刻歴応答水平変位を示す。補強を行うことにより橋脚天端の変位量が減少していることが判る。図-7 に A1 橋台パラペットと G1 桁との衝突パネによる時刻歴応答解析結果を示す。既設橋では衝突が生じているが、補強後では衝突していないことが判る。図-8 に G1 桁と G2 桁の桁間衝突パネによる時刻歴応答解析結果を示す。既設・補強後ともに桁間衝突パネの応答が生じていないことより衝突していないことが判る。表-2 に補強 PC 鋼材に働く張力を示す。

上記の結果より、補強 PC 鋼材により P1 橋脚の変位量が抑制され、G1 桁の応答変位が低減することにより既設橋では A1 橋台パラペットと G1 桁が衝突していたが、補強 PC 鋼材で補強を行うことにより衝突を防ぐ効果が確認できた。

また、図-9 に塑性ヒンジ部の履歴曲線を示す。今回の解析結果において、既設橋に補強 PC 鋼材を配置することにより柱基部の塑性ヒンジ部に発生する最大応答回転角を3分の1程度までに低減できた。このことより補強 PC 鋼材は、橋脚への耐震補強効果を有すると言える。

5. まとめ

今回、両側が橋台に挟まれた橋脚を補強 PC 鋼材で連結した橋梁の補強効果について検証を行った。

その結果、PC 鋼材で補強することにより全体の剛性が高くなり、P1 橋脚に作用していた力を橋台に逃がすことで、P1 橋脚の耐震性能を大幅に改善することができることが判った。

謝辞

本検討は、国土交通省 佐賀国道工事事務所の協力を得て行った。ここに記して深甚なる謝意を表します。

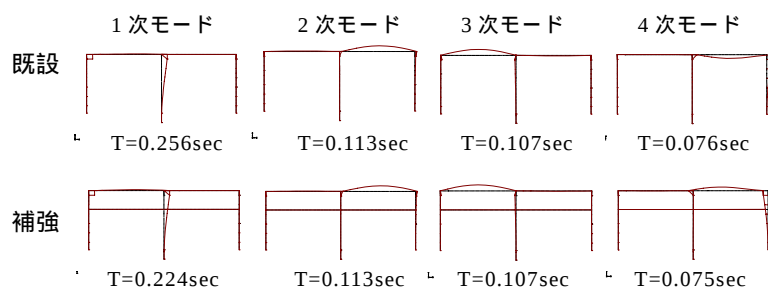


図-3 固有値解析（モード図）

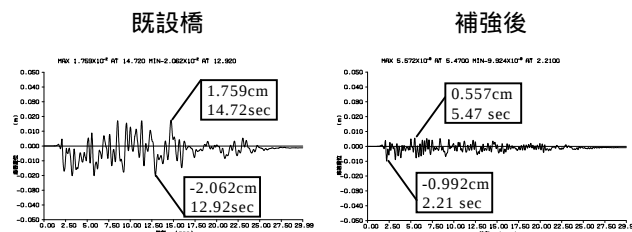


図-4 G1 桁(A1 - P1)時刻歴応答水平変位量

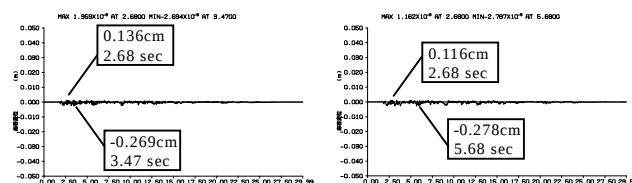


図-5 G2 桁(P1 - A2)時刻歴応答水平変位量

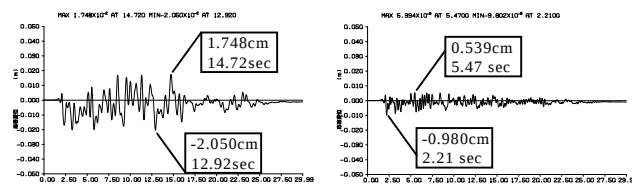


図-6 P1 橋脚天端の時刻歴応答水平変位量

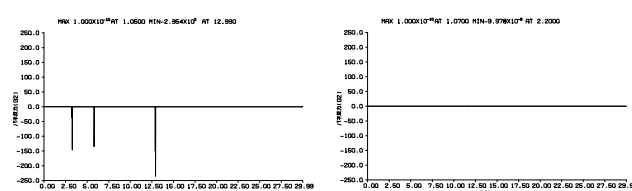


図-7 A1 橋台パラペットと G1 桁の衝突

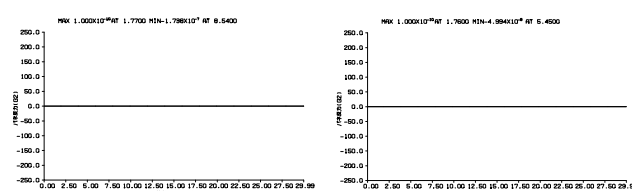


図-8 G1 桁と G2 桁との衝突

A1-P1 間	91.5 kN
P1-A2 間	175.2 kN

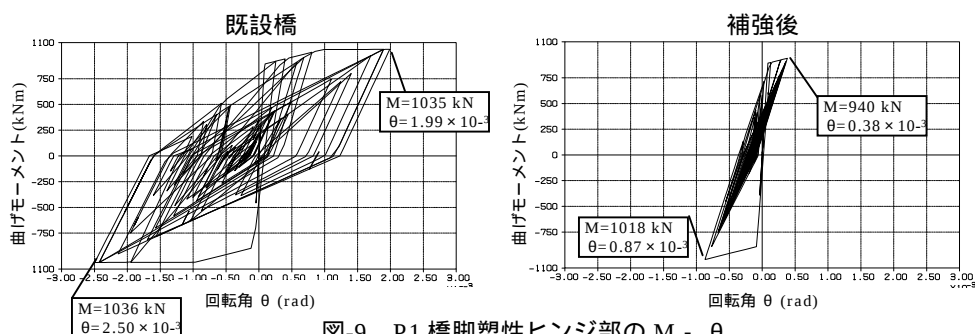


図-9 P1 橋脚塑性ヒンジ部の M - θ