# 2径間単純 P C 桁橋の動的解析による耐震補強設計

#### (株) クレアテック/東京都市大学 吉川研究室

大地震時における上部工の落橋防止や橋梁全体系の耐震性向上を目的として、既設橋梁の上部構造端 横桁を PC 鋼材等によって連結し、橋台の抵抗によって上部構造の変位を拘束するする方法は有効な耐 震補強工法のひとつである。

ここでは一般的な2径間連続単純 PC 桁橋を例にとり、橋台による変位拘束および桁間連結による耐 震補強の効果を3次元地震応答解析によって確認した。解析モデルでは橋台背面土やパラペットの非線 形特性、PC 鋼材による桁連結等を考慮し、耐震補強前後の結果を比較した。本論は解析の概要および、 地震応答解析より得られた応答変位や柱の塑性率等により耐震補強の効果を確認した結果について述 べるものである。

#### 対象構造物.....1 1.1. 1.2. 2.1.2.2.2.3.2.4.2.5.3.1.時刻歷応答変位......10 3.2.3.3. その他の応答値......12 3.4. 3.5.PC 鋼材の作用力......13 3.6. 参考文献......15

## 目 次

## 1. 概要

## 1.1. 対象構造物

検討対象橋梁は、図 1.1 に示す橋長 39.0m (支間長 18.8m+18.8m)、有効幅員 9.75m の2径間単純 PC 桁橋である。橋脚は直径 2.0m の円形断面を有する鉄筋コンクリートT型橋脚で橋脚高さは約 4.3m である。橋台は壁式橋台であり、橋脚および橋台ともに基礎は杭基礎(鋼管杭 φ 600mm)である。

円柱橋脚の配筋仕様を図 1.2 に示す。軸方向鉄筋はD29 で橋脚基部より 2.1m において段落としされている。また、帯鉄筋は D16 でその間隔は、基部より 1.2m が 150mm、1.2~3.0m が 300mm、3.0~4.3m で再び 150mm となっている。

下部構造の使用材料は、表 1.1 に示すとおりである。



側面図



P1 橋脚

桁断面図



### 図 1.2 円柱橋脚配筋図

我1.1 使用物种				
	コンクリート	鉄筋		
下部構造	$Fc=21 N/mm^2$	SD295		

## 表 1.1 使用材料

### 1.2. 耐震補強の考え方

既設橋梁の耐震補強の方法は、一般的に図1.3に示すような個々の下部構造の耐震性向上(曲げ耐力、 せん断耐力、靭性能等の向上)を目的とした、コンクリート巻立て工法や鋼板巻立て工法、繊維シート 巻立て工法などが主流であるが、橋梁全体系の耐震性能向上を目的とした補強方法が有効かつ経済的と なる場合がある。橋梁全体系の耐震性向上を図る方法としては、免震支承や水平力分散支承により、下 部構造への入力を低減する方法や、図1.4に示すように橋台やその背面土の抵抗により上部構造に生じ る変位を拘束する方法がある。







図1.4 変位拘束による耐震性能向上<sup>1),2)</sup>

いずれの場合も必要に応じて上部構造の連続化や連結化を行う。これらの耐震補強対策は、落橋防止対策と併せて、既設橋梁の構造条件に合わせて適宜効果的な組合せを選定する。

なお、本検討においては、橋梁全体系の耐震性能向上を目的として、上部構造を PC 鋼材によって連 結し、橋台およびその背面土の抵抗により上部構造の水平変位を拘束するものとする。PC 鋼材による上 部構造の連結は、橋軸方向だけでなく橋軸直角方向の地震動に対しても、桁間が開くのを拘束するため、 また、桁間および桁と橋台との接触による変位拘束により耐震性能の向上が期待できる。

### 2. 構造物の解析モデル

## 2.1. モデル化の基本方針

本検討において使用する解析モデルは以下の基本方針に基づいて設定するものとする。

- ・ 橋軸方向、橋軸直角方向ともに一つのモデルで検討できるよう3次元モデルとする。(ただし、 地震時の慣性力はX-Y方向のみを考慮する)
- ・ 上部構造、橋脚一般部、フーチング、橋台本体、張出梁は線形梁要素とする。
- ・ 非線形性は P1 橋脚基部(0.5D 区間)、橋台パラペット、橋台背面土、間詰め材、連結 PC 鋼材 について設定する。(ただし、間詰め材、連結 PC 鋼材は非線形弾性とする)
- ・ 杭基礎は基礎ばねで評価する。
- 材料強度は公称強度を使用する(コンクリート:Fc=21N/mm<sup>2</sup>、鉄筋:SD295A)

### 2.2. 耐震補強前の解析モデル

解析モデルを図 2.1 に示す。フーチングおよび橋脚の張出梁、橋台 (パラペットを含む)、上部構造は、 それぞれ断面剛性を有する線形梁要素とした。上部構造は図 2.1 に示すように、桁断面を等価な断面諸 元を有する梁要素に置換している。なお、耐震補強前の解析モデルでは、橋台および橋台背面土の抵抗、 桁の連結は考慮しない。



図 2.1 耐震補強前の解析モデル

橋脚基部の非線形特性は、断面解析より図2.2に示すM-φ関係を設定し、履歴特性は修正 Takeda モ デルを仮定した。また、固定、可動支承のばね定数は表2.1の通り仮定し、基礎のばね定数は表2.2に 示すとおり道路橋示方書<sup>3)</sup>に従って算定した。





M−¢関係

修正 Takeda 型履歴モデル

図2.2 橋脚の非線形特性

自由度	固定支承	可動支承	単位
Dx	1.00E+06	—	kN/m
Dy	1.00E+06	1.00E+06	kN/m
Dz	1.00E+06	1.00E+06	kN/m
Rx	1.00E+03	1.00E+03	kN∕m rad
Ry	-	-	kN∕m rad
Rz	1.00E+03	1.00E+03	kN∕m rad

## 表 2.1 支承のばね定数

### 表 2.2 基礎のばね定数

橋軸方向

自由度	A1	P1	A2	単位
水平	1.41E+06	8.58E+05	2.77E+05	kN/m
鉛直	1.68E+06	2.18E+06	4.82E+06	kN/m
回転	1.84E+07	6.82E+06	4.96E+07	kN/m
連成	-1.03E+06	-8.13E+05	-4.80E+05	kN∕m rad

#### 橋軸直角方向

自由度	A1	P1	A2	単位
水平	1.41E+06	8.58E+05	2.77E+05	kN/m
鉛直	1.68E+06	2.18E+06	4.82E+06	kN/m
回転	5.39E+06	8.71E+06	1.23E+07	kN/m
連成	-1.03E+06	-8.13E+05	-4.80E+05	kN∕m rad

## 2.3. 耐震補強後の解析モデル

耐震補強後の解析モデルでは、橋台および橋台背面土の抵抗および桁間の連結を考慮する。

橋台本体は剛と考えられるため線形とし、パラペットの橋軸方向については、図 2.3 に示すように曲 げ耐力を考慮したM-φ関係によって非線形性を考慮する。また、履歴特性はバイリニアモデル(モデ ルでは正負対象)を仮定した。



M−¢関係

バイリニア型履歴モデル

### 図 2.3 パラペットの非線形特性

橋台背面土のモデル化は、圧縮のみ作用する非線形ばね(スリップバイリニアモデル/圧縮のみ)と してモデル化する。ばね定数は地盤反力係数から算出し、反力の上限値は受動土圧に相当する。算定し たばね定数および耐力上限値を表 2.3 に、履歴モデルを図 2.4 に示す。

節点	<b>座標</b> (m)	天端 からの 深さ	ばね影	響寸法	地般反力係数	ばね定数 (kN/m)	水平支持力	ばね反力	ばねの
			高さ (m)	幅 (m)	(kN/m3)		上限値 (kN/m2)	上限値 (kN)	降伏変位 (m)
1	9.40	0.00	0.130	10.768	7691	10766.2	0.00	0.0	0.00000
2	9.14	-0.26	0.260	10.768	7691	21532.3	20.09	56.2	0.00261
3	8.88	-0.52	0.260	10.768	7691	21532.3	39.47	110.5	0.00513
4	8.62	-0.78	0.260	10.768	7691	21532.3	56.00	156.8	0.00728
5	8.36	-1.04	0.260	10.768	7691	21532.3	72.90	204.1	0.00948
6	8.10	-1.30	0.630	10.768	7691	52174.5	90.16	611.6	0.01172
7	7.10	-2.30	1.000	10.768	7691	82816.7	162.25	1747.1	0.02110
8	6.10	-3.30	1.000	10.768	7691	82816.7	240.00	2584.3	0.03121
9	5.10	-4.30	1.000	10.768	7691	82816.7	323.42	3482.6	0.04205
10	4.10	-5.30	1.100	10.768	7691	91098.4	412.60	4887.2	0.05365
11	2.90	-650	0 600	10 768	7691	49690.0	_	_	_

表 2.3 橋台背面土ばね定数



図 2.4 橋台背面土の履歴特性

桁-桁間および桁-パラペット間には地震時の衝突による衝撃を緩和するために、間詰め用緩衝ゴムが 設置されている。本解析モデルではこの間詰め材を図 2.5 に示すように非線形弾性ばねとしてモデル化 した。ばね定数は間詰め材の物性値より決定している。



本橋梁では桁間連結として、図 2.6 に示すように連結用 PC 鋼材を、G1~G2、G6~G7 間に各 2 本配置 している。



連結 PC 鋼材のばね定数は、下式により算定し、荷重-変形関係は非線形バイリニア(引張のみ)としてモデル化した。(ただし PC 鋼材の降伏は想定していない)また、図 2.7 に示すとおり初期ギャップとして δ = 5.7mm を考慮している。

$$K_{PC} = \frac{A_s}{l} E_s = 278.5 \text{ kN / mm}$$
ここに、  $K_{pc}$  : 連結 PC 鋼材 1 本のばね定数  
 $A_s$  : 連結 PC 鋼材の断面積 ( $\phi$  10.8×19 本より: 1740 mm<sup>2</sup>)  
 $l$  : 連結 PC 鋼材の長さ (1250 mm)  
 $E_s$  : 鋼材の弾性係数 (200×10<sup>3</sup> N/mm<sup>2</sup>)  

$$\int_{100}^{100} \int_{100}^{100} \int_{2}^{100} \int_$$



### 2.4. 入力地震動

入力地震波は、図 2.8 に示すとおり、道路橋示方書Vに示されるタイプ 2 地震動、II 種地盤を対象とした 3 波形 (T2-II-1~T2-II-3) とした。これらの入力地震動を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させた。



図2. 動的解析に用いた地震波形

### 2.5. 動的解析の条件

動的解析の条件は以下のとおり設定した。

時間刻み: 0.001 秒

出力ステップ: 0.01 秒

減 衰:ひずみエネルギー比例減衰

上部構造:0.02

基礎ばね:.0.2

積分法:直接積分法(平均加速度法)

## 3. 地震応答解析結果

## 3.1. 固有值解析

固有値解析の結果得られた1次の振動モードを図 3.1 に示す。これによると耐震補強前の1次モード は橋軸方向の振動モードで固有周期が約 0.51 秒であるのに対し、耐震補強後は、桁間連結の影響によ り1次モードが橋軸直角方向となり、固有周期は約 0.29 秒となっている。



1次モード(耐震補強前)



1次モード(耐震補強後)



### 3.2. 時刻歴応答変位

橋軸方向および橋軸直角方向の耐震補強前における橋脚天端の時刻歴応答変位を図 3.2 に、同様に耐 震補強後の応答変位を図 3.3 に示した。耐震補強により橋軸方向の応答変位は約 1/5 に、橋軸直角方向 の応答変位は約 1/3 程度に低減しており、残留変形もほとんど無いことがわかる。



個報道内力向 図 3.2 橋脚天端の時刻歴応答変位(耐震補強前)



図3.3 橋脚天端の時刻歴応答変位(耐震補強後)

### 3.3. 橋脚の非線形応答

T2-Ⅱ-1 地震動に対する橋脚基部(塑性ヒンジ領域)のモーメントー曲率応答を図 3.4 に、橋軸直角 方向最大応答変位時の塑性率を図 3.5 に示す。橋脚基部の応答は、耐震補強により橋軸方向については 弾性範囲内に収まり、橋軸直角方向については塑性化するものの、塑性率は大幅に低減していることが わかる。





図 3.5 橋脚基部の塑性率(橋軸直角方向最大応答変位時)

### 3.4. その他の応答値

図 3.6~図 3.8 に耐震補強において考慮した間詰め材、橋台背面土およびパラペットの T2-Ⅱ-1 地震動に対する応答値(荷重-変形関係)を示す。

桁-桁における間詰め材は、G1~G7 に分割して設置しているため、橋軸方向における応答はA2-桁間の 1/7 程度となっている。また橋軸直角方向については、目開きの大きい桁端部(G1,G7)が桁中央(G4)に較べて大きな応答を示す。

A1 橋台背面土の応答は土被りの浅い(水平支持力の上限値の小さい)領域において塑性化しており、 1.3m以深では線形範囲にとどまっている。

パラペットについては、橋軸方向の応答において、固定支承側である A1 橋台側については線形領域 に収まっているが、可動支承側である A2 橋台のパラペットは塑性化し、上部構造の変位を拘束してい ることがわかる。







### 3.5. PC 鋼材の作用力

図 3.9 に橋軸直角方向地震動(T2-II-3)作用時における連結 PC 鋼材(PC-4) に発生する荷重と変 形の関係を示す。また、図 3.10 に橋軸方向および橋軸直角方向の地震荷重作用時における連結 PC 鋼材 に発生する荷重の時刻歴を示す。これによると橋軸方向の応答については、間詰め材およびパラペット の変位拘束の効果により、PC 鋼材の発生荷重は小さい。一方、橋軸直角方向については桁間の開口を 抑制するため、PC 鋼材の発生荷重が大きくなり、特に桁の端部を連結する PC-1 と PC-4 の荷重が大き くなっていることがわかる。



図 3.9 連結 P C鋼材の作用荷重-変形関係(橋軸直角方向 T2-II-3: PC-4)



図 3.10 連結 P C 鋼材の作用荷重時刻歴

地震動の作用方向と、桁間連結用 PC 鋼材の発生荷重の関係を調べるため、地震動の入力角度を橋軸 方向をゼロとし、橋軸直角方向(90°)まで 22.5°刻みで変化させて地震応答解析を実施した。なお、 解析は各入力角度に対して T2-Ⅱ-1~T2-Ⅱ-3の3波それぞれに対して行った。

応答解析の結果、得られた各 PC 鋼材における最大発生荷重と地震動の入力角度の関係を図 3.11 に示 す。これによると、橋軸方向から橋軸直角方向へと地震動の入力角度が変化するに連れて PC 鋼材に発 生する荷重は大きくなる。また、橋軸方向に地震動が作用する場合には、いずれの PC 鋼材の発生荷重 も等しくなるが、角度が大きくなるに連れて PC 鋼材ごとのばらつきが大きくなり、外側 (PC-1、PC-4) の PC 鋼材に発生する荷重がより大きくなる。



図 3.11 入力地震波の方向と連結 P C 鋼材に作用する最大荷重の関係

## 3.6. まとめ

本稿では、橋脚や桁といった個別の構造部材に対する耐震補強ではなく、橋梁全体系の耐震補強を目 的として、橋台による変位拘束や PC 鋼材による桁連結等を行った場合の耐震補強効果について、解析 的に検証した事例を示した。その結果、橋脚そのものを補強しなくても十分な耐震性能が確保できる可 能性があることが示された。このような耐震補強を実際に適用するに当たっては、対象構造物の特性を 十分に把握した上で適切な境界条件を設定し、パラメトリックな解析を実施して諸条件を決定すること によって、より合理的、経済的な耐震補強が可能になるものと思われる。

#### 参考文献

- 1) 「既設橋梁の耐震補強工法について」 J-BEC レポート、(財)海洋架橋・橋梁調査会、2007、Vol.2
- 2) 既設橋梁の耐震補強工法事例集、(財)海洋架橋・橋梁調査会、平成17年4月
- 3) 道路橋示方書·同解説IV下部構造編、日本道路協会、平成14年3月