

断層変位を受けるPC斜張橋の被害予測および耐震性能について

九州大学大学院 正会員 ○矢葺 亘
九州大学大学院 フェロー 大塚 久哲
九州大学大学院 学生員 高原 達男

1. はじめに

台湾 921 集集地震において、断層変位が各種構造物に甚大な被害を及ぼすことが確認された。本研究は地震時における断層変位による橋梁の損傷箇所を検討し、橋梁の耐震安全性の向上を図ることを目的とする。3径間連続PC斜張橋を対象とし、挙動の正確な把握のために、支承部やパラベット部の非線形性を考慮したモデルを用いて、支間内に断層変位が発生したものと仮定した強制変位解析を行い、対象橋梁が有する耐震性能についての検討を行った。

2. 解析条件と解析手法

対象橋梁は、中央径間 170m、側径間 60m の 3 径間連続 PC 斜張橋である。図-1 に全体図を示す。主桁と主塔間は支承を設けないフローティング構造であり、クリープや乾燥収縮に対する配慮がなされている。主塔高は P1 主塔が 64.5m、P2 主塔が 64.0m、基礎構造は P1 主塔が杭径 Φ 3.0m の深礎杭形式、P2 主塔が直接基礎である。また、側径間側は地形上の制約条件から、中央径間より短くなっており、支承部に負反力が生じるため、これを防ぐ装置が 2 種類設置されている。一つが、主桁と橋台を PC 鋼材で緊張した装置、もう一つは、主桁から鋼製ストッパーを橋台部に張り出して鉛直ケーブルが破断した際の安全装置である。主塔は景観に配慮した逆 Y 字形で、橋脚は門型構造となっている。

図-2 に解析モデルを示す。本モデルは、主塔、橋脚を梁要素として剛性を評価した立体骨組みモデルである。なお、主桁には幅員に相当する仮定の剛な梁要素を設けている。上部構造、橋脚、パラベット部には非線形梁要素を用いてモデル化を行った。梁要素の非線形特性は各断面形状と初期軸力により曲げモーメントと曲率の関係により設定した。斜材は、初期張力を考慮し、圧縮に抵抗しない非線形トラス要素を用いた。また、支承、パラベット背面土、アップリフト防止装置は非線形ばね要素を用いた。

解析方法は、対象橋梁の中央支間、または側径間内に断層変位が生じたものと仮定し、片側の主塔、橋脚及び桁端に鉛直、橋軸、橋軸直角方向にそれぞれ 0.25m ~ 2m の強制変位を与える静的非線形解析である。なお、解析は全て、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した複合非線形解析として行っている。

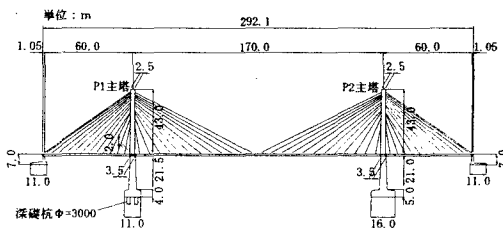


図-1 全体側面図

表-1 設計概要

橋長	292.1m	桁長	291.7m
道路規格	3種3級	橋格	1等級
設計速度	50km/h		
形式	3径間連続PC斜張橋		
支間	60.0m+170.0m+60.0m		
有効幅員	1.25m+2@3.5m+0.75m+2.5m(歩道)		
横断勾配	車道:1.5%, 歩道:2.0%		
縦断勾配	0.30%		
平面曲線	直橋(R=∞)		

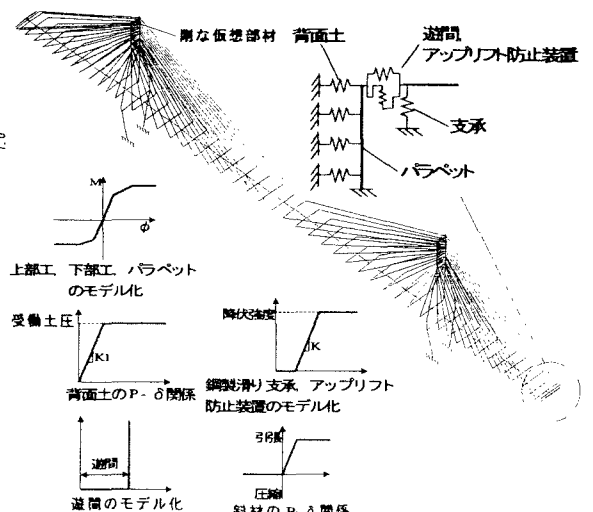


図-2 解析モデル

表-2 健全度レベル

部材	健全度レベル			
	①	②	③	④
PC上部工	補強鉄筋が初降伏しない	PC鋼材の比例限界程度 (8000 μ 程度)	コンクリート圧縮ひずみ2000 μ 、または、 PC鋼材が0.2%永久ひずみに対する荷重程度	コンクリートが圧壊
RC下部工	補強鉄筋が初降伏しない	残留ひびわれが大きくない程度 ($\mu=2$ 程度)	②よりは損傷は大きい、残留ひび割れは あまり大きくない程度 ($\mu=4$ 程度)	コンクリートが圧壊し、 鉄筋座屈直前 ($\mu=6$ 程度)
支承部	健全	-	-	破壊

表-3 橋軸圧縮方向変位時における、橋梁各部の健全度レベルと塑性率 (断層位置:中央径間)

変位量	主桁	P1橋脚	P2橋脚	斜材	支承	アップリフト防止装置		バラベット	背面土
						PC鋼棒	H鋼		
25cm	①(0.095)	①(0.122)	①(0.122)	①(0.350)	①(0.000)	④(1.000)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)
50cm	①(0.117)	①(0.228)	①(0.231)	①(0.352)	①(0.000)	④(1.000)	①(0.000)	④(110.8)	④(1.000)
75cm	①(0.135)	①(0.448)	①(0.452)	①(0.356)	④(1.000)	④(1.000)	①(0.000)	④(707.3)	④(1.000)
1m	④(32.669)	④(20.001)	④(23.446)	①(0.499)	④(1.000)	④(1.000)	④(1.000)	④(707.3)	④(1.000)
2m	④(32.993)	④(19.616)	④(23.027)	①(0.478)	④(1.000)	④(1.000)	④(1.000)	④(707.3)	④(1.000)

()内は塑性率

表-4 鉛直上方向変位時における、橋梁各部の健全度レベルと塑性率 (断層位置:中央径間)

変位量	主桁	P1橋脚	P2橋脚	斜材	支承	アップリフト防止装置		バラベット	背面土
						PC鋼棒	H鋼		
25cm	①(0.095)	①(0.099)	①(0.105)	①(0.385)	①(0.000)	①(0.372)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)
50cm	①(0.151)	①(0.097)	①(0.109)	①(0.424)	④(1.000)	①(0.448)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)
75cm	①(0.366)	①(0.097)	①(0.114)	①(0.471)	④(1.000)	①(0.526)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)
1m	①(0.556)	①(0.115)	①(0.119)	①(0.551)	④(1.000)	①(0.603)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)
2m	①(0.994)	①(0.210)	①(0.147)	①(0.701)	④(1.000)	①(0.956)	①(0.000)	①(0.000)	①(0.000)

()内は塑性率

3. 耐震性能の評価

前述の解析を行い、その結果を基に対象橋梁における耐震性能を評価する。対象橋梁の部位に応じて限界状態を想定し、その限界状態を表-2に示す健全度レベルで表現することとする。ここでは、上部構造をPC部材、下部構造をRC部材として限界状態を設定している。評価に用いるパラメータは、橋梁各部の応答値の中で、最大値を示した要素の塑性率を用いた。表-3、4に、中央支間内に逆断層が存在し、2mまでの変位が生じたものと仮定して、橋軸圧縮、鉛直上方向にそれぞれ強制変位を加えた解析を行った結果を示す。これらの結果から、対象橋梁では、支間内に存在する断層が逆断層である場合、断層傾斜角が小さいほど損傷が進展すると推測される。特に、橋軸圧縮方向変位が75cmから1mに達した時点で、健全度レベルが①から④に急変しているが、これは、アップリフト防止装置が破壊し、続いて支承の移動可能変位量50cmを超えた段階で支承部が降伏、その結果、側径間部が浮き上がり、主径間中央で折れた形となったため、損傷が急激に進展したことに起因するものである。このことから、対象橋梁において、耐断層変位性能を向上させ、橋梁の崩壊を食い止める手段としては、主桁の浮き上がりを防止することを最優先とすべきであることが判る。

4. まとめ

今回行った解析結果から、断層変位の発生により対象橋梁が受ける被害形態を大きく二通りに大別すると、橋梁本体に損傷が進展する場合と、支承部やアップリフト防止装置などに損傷が集中し、浮き上がりが発生する場合とに分けられる。特に、浮き上がりが発生した場合は、橋梁本体に及ぼす被害が広範囲かつ甚大であるため、断層変位への対策を考えた場合、対象橋梁のように負反力が生じる構造に対しては、別途、対策を講じる必要があると思われる。

今後、これらの解析結果を基に、橋梁としての耐震性能を規定した上で、耐断層変位設計法、並びに断層変位に対して効果的なデバイスの提案を行っていく予定である。

参考文献・資料

- 1) 矢葺, 大塚, 夏: 地震時断層変位を受けるPC橋梁の耐震安全性に関する考察, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.59-64, 2000.10
- 2) 九州大学建設振動工学研究室: 921集集地震(台湾)被害調査報告書, 2000.2
- 3) 大塚, 愛敬, 田中, 柚: 既設連続箱桁橋における免震化および橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策, 橋梁と基礎, 2001.10
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木建造物の被害 第1章 橋梁, 1996.12