

台湾集集地震で被災した集鹿大橋(PC斜張橋)の詳細分析

大日本コンサルタント(株) 正会員 工修 ○田崎賢治
 九州工業大学工学部 正会員 Ph.D. 幸左賢二
 九州工業大学工学部 阿部弘典
 飛島建設(株) 工修 池田隆明

1. はじめに

1999年9月21日、台湾の中央部集集で発生したM7.3の大地震では、台湾中部を中心に甚大な被害が生じた。その中で、地震当時施工中であったPC斜張橋の集鹿大橋は橋脚基部のみならず、主塔や主桁が損傷したことや斜材のケーブルが定着部から抜け出したことなど、耐震設計上問題のある損傷形態であった。したがって、今後の斜張橋の耐震設計を行う上で、その損傷メカニズムを検討することは重要であることから、地震後、線形動的解析により、主桁や主塔、ケーブルに対する耐力照査が行われてきた^{1)~3)}。しかし、当時は限られた情報の中で解析を実施したことやケーブルが定着部から抜け出すことは考えにくい結果が得られるなど、損傷原因を特定できない状態であった。このような中、筆者らは昨年11月に復旧状況と併せて再度現地調査を実施した際、台湾側から詳細図面を入手することができ、併せて橋梁管理者とのヒアリングや地盤の微動計測を通して新たな知見が得られたことから、本稿では、これらを反映した詳細分析結果について述べる。

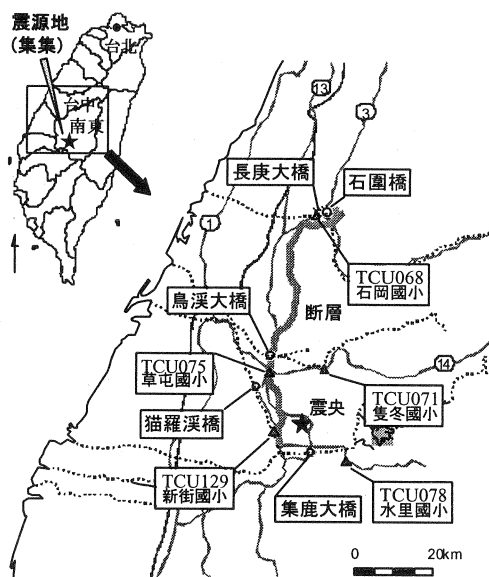


図-1 橋梁および強震観測位置図

2. 集鹿大橋の被害概要と復旧状況

集鹿大橋は図-1に示すように、震源地集集の南に位置し、濁水溪にかかるPC2径間斜張橋である。地震当時、本橋は施工中であり、図-2に示す主塔と主桁の結合部において、主桁断面の片側のプレキャスト部材が取り付けられていない状態であった。

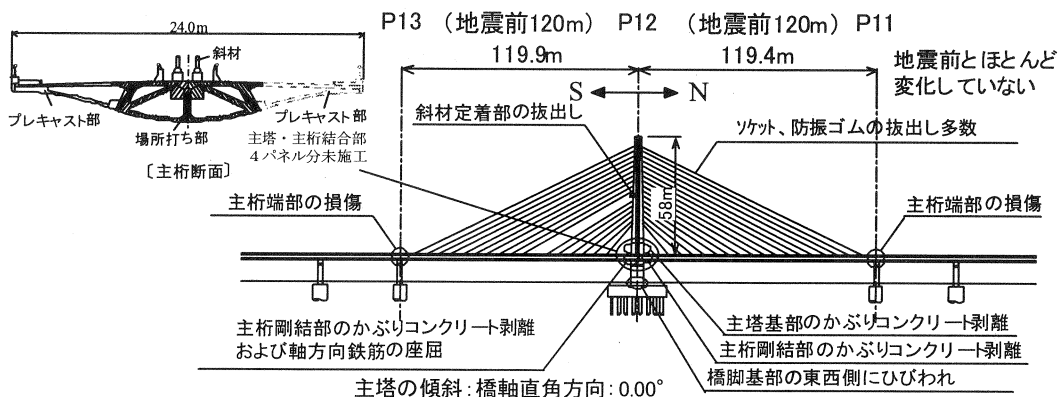


図-2 集鹿大橋の被害概要と測量結果

本橋の断面構成は主桁が円弧線形2室1主箱桁であり、桁高2.75m、全幅員24.0m、支間長2@120m=240mである。また、主塔は3.0m×4.0~6.0mの中空菱形変断面RC柱で高さ58m、斜材は片側17段の並列ケーブル1面吊り2組である。下部工の主塔部橋脚は6.0m×6.3mの楕円形RC柱である。

損傷状況は図-2に示すように、主桁、主塔、橋脚およびケーブルすべての要素に及んでおり、写真-1に示す主塔基部の橋軸直角方向の損傷や主桁端部とアプローチ橋の直角方向の桁ずれなどが発生している。また、写真-2に示す主桁と主塔の剛結部では、特に南側の主桁にコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じている。したがって、本橋では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きな地震力が作用したものと考えられる。さらに、斜材定着部では、多数のソケットと防震ゴムの抜け出しや南側の上から11段目斜材において定着部からケーブルの抜け出しがあったことから、斜材に大きな振動と引張力が生じたものと考えられる。

また、地震直後に行った現地測量の結果、支間長は地震前の120mとほとんど変化していないことや橋梁周辺に断層が確認されていないこと、また、後述する地震観測地点TCU078

(水里国小学校)の地震波形には、断層近傍にもかかわらず、ディレクティブィ・パルスのような形状は見られないことから、本橋の被害原因は地震動によるものと考えられる。

一方、復旧状況であるが、昨年11月時点において、集鹿大橋は開通されていたものの、ケーブルは1本が抜けたままで、バント支保工が設置された状態であった。また、主塔基部はコンクリート巻立て工法により、橋脚基部は鋼板巻立て工法により補修済であった。

3. 地震応答解析

3.1 解析モデルと解析方法

図-2に示す斜張橋主径間部(240m)を3次元フレームにモデル化し、非線形時刻歴応答解析を行った。主桁、主塔、橋脚、ケーブルの断面定数は配筋詳細図に基づいて設定し、その結果を表-1に示す。表中のM-φ関係は死荷重作用時の定数である。この中で、主桁は弾性はり要素、主塔と橋脚は弾塑性はり要素とし、弾塑性はり要素の非線形履歴特性はトリリニア型の武田モデル(剛性低下率 $\eta=0.4$)を用いた。また、地震当時、本橋は図-2に示すように、主桁の片側プレキャスト部材の4パネルが未施工部であったため、この影響を解析モデルの主桁の剛性に考慮している。一方、解析における数値積分には、ニューマークのβ法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は $\Delta t=1/1000$ 秒、粘性減衰定数として、主桁、主塔、橋脚およびケーブルは2%、基礎は20%、剛部材は0%とし、全体としてレーリー減衰を用いている。

表-1 断面定数

断面	断面2次モーメント(m ⁴)			降伏曲げモーメント(MN・m)		降伏曲率(1/m)		断面積 A(m ²)
	I _x	I _y	I _z	My _{ox}	My _{oy}	φ _{yox}	φ _{yoy}	
主桁(完成部)	-	15.10	1579.67	-	-	-	-	15.732
主桁(未施工部)	-	14.71	450.97	-	-	-	-	12.571
主塔頂部	9.92	24.87	-	126.10	86.40	4.919E-4	7.818E-4	8.905
主塔基部	13.65	56.06	-	279.60	157.02	4.136E-4	8.591E-4	14.120
橋脚	77.87	71.67	-	292.40	303.31	4.233E-4	4.035E-4	30.074
ケーブル	-	-	-	-	-	-	-	0.037

(構造軸の定義) x軸: 橋軸方向, y軸: 橋軸直角方向, z軸: 鉛直方向

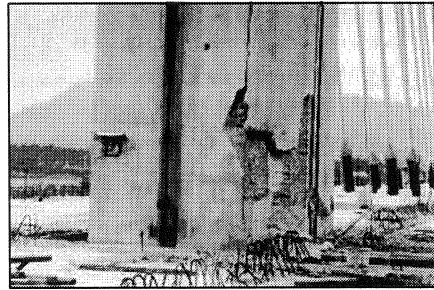


写真-1 主塔基部のコンクリートの剥落

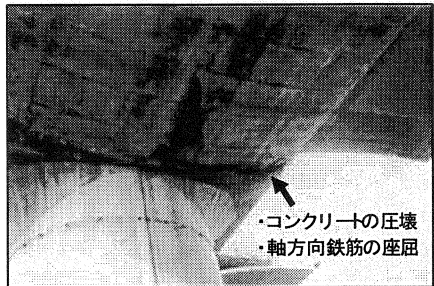


写真-2 主塔・主桁剛結部付近の主桁の損傷

3.2 入力地震動

入力地震動としては、微動計測により得られた水平成分と鉛直成分のスペクトルの比であるH/Vスペクトル(以下、H/Vと称する)が地震動のH/Vと相関が高いことに着目し⁴⁾、集鹿大橋の建設地点とその近傍の地震観測点 TCU078(水里國小学校)における H/V を比較することにより、集鹿大橋の地震動の推定を行った。

図-3(a)に集鹿大橋とTCU078における H/V を示す。また、図-3(b)に集鹿大橋の H/V を TCU078 の H/V で除した H/V の比を示す。これによると、集鹿大橋では0.3秒付近に明瞭なピークが見られ、地質データによる表層厚15mから、せん断弾性波速度Vsは200m/sとなり、地盤種別はII種地盤と推定される。また、両地点のH/Vは比較的相関がよいものの、例えば、0.5Hz(周期2秒)付近など部分的に集鹿大橋の方が1.8倍程度大きい振幅領域がある。そこで、TCU078のフーリエスペクトルを図-3(b)に示すH/Vスペクトルの比で加速度振幅のみを補正することにより、推定した集鹿大橋の地震動波形を図-4に示す。図中の(a)、(b)はそれぞれN-S、E-W方向の加速度成分である。

推定した集鹿大橋の最大加速度はTCU078元波形と比べてN-S成分で50%程度、E-W成分で30%程度大きくなっている。なお、解析では、N-S、E-W方向の二方向波形を同時入力とした。

3.3 解析結果

(1)主塔および橋脚の最大応答結果

実際に損傷を生じた主塔基部および橋脚基部の最大応答結果と直角方向の応答に着目した応答履歴図をそれぞれ表-2と図-5に示す。また、図-6に主塔と橋脚の橋軸直角方向の最大曲げモーメント分布と曲げ耐力分布を示す。

解析結果によると、主塔基部と橋脚基部の最大応答塑性率はそれぞれ1.44と5.43であり、何れも降伏耐力に達している。しかし、主塔基部については塑性率が小さく実際の損傷状況と一致しない結果となる。これは図-7に示すように、橋軸直角方向の卓越モードのうち、1次モードの他に5次と9次のモードが影響しているためと考えられ、図-6の最大曲げモーメント分布に示すように、主塔基部と橋脚基部で最大応答時の曲げモーメント分布が異なる。また、本解析では、主塔の降伏曲げモーメントは主塔の自重の他にケーブルの初期軸力

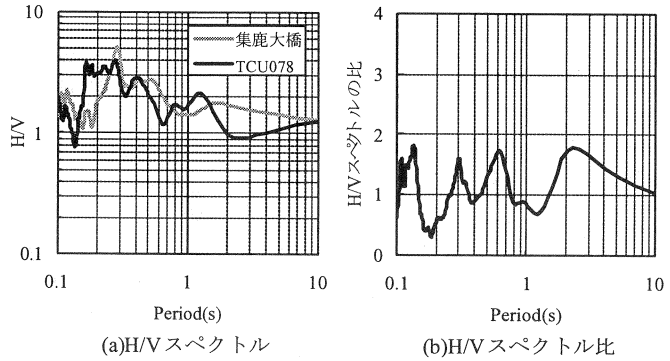
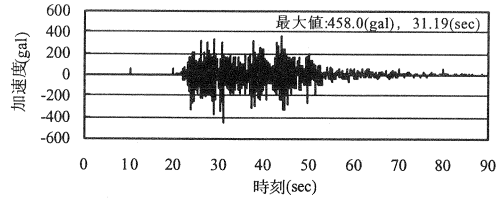
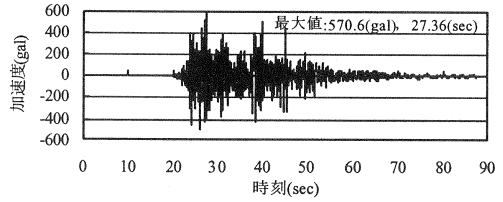


図-3 地盤の微動計測結果



(a)TCU078改 (N-S)



(b)TCU078改 (E-W)

図-4 入力地震波形

表-2 最大応答結果

断面位置	最大曲げモーメント		最大曲率		最大軸力
	橋軸	直角	橋軸	直角	
	MN・m	MN・m	1/m	1/m	MN
主桁(完成部)	186.22	614.73	-	-	69.52
主桁(未施工部)	158.91	630.37	-	-	69.68
主塔基部	164.53	160.24	1.760E-4	1.239E-3	91.29
橋脚基部	336.80	357.94	1.779E-3	2.192E-3	117.37

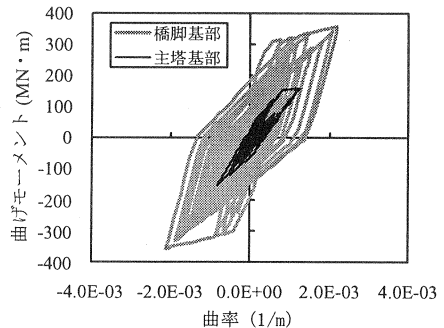


図-5 主塔基部と橋脚基部の応答履歴

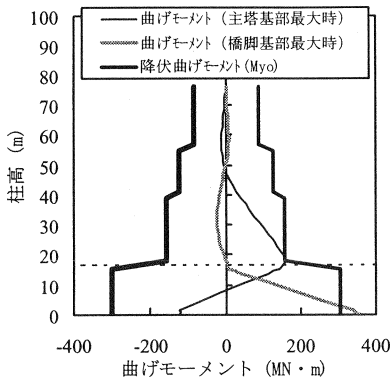


図-6 主塔、橋脚の曲げ耐力と曲げモーメント分布

に相当する主桁自重分の軸力を考慮して算出しているが、地震当時、ケーブルの張力調整前で、ケーブルほどの程度の張力が作用していたか不明である。したがって、本解析と比べて、主塔に作用する軸力と降伏曲げモーメントが小さかった可能性が高く、その結果、かぶりコンクリートが剥落するような大きな非線形応答を生じた可能性が考えられる。一方、橋軸方向については、主塔基部は降伏に達していない。

(2) ケーブル張力

図-8 に斜材ケーブルの最大張力分布を示す。これによると、ケーブルの最大応力分布は抜け出したケーブル位置で最も大きくなるものの、設計上のケーブルの引張強度に比べると最大引張応力度は40%程度と小さく、構造的にケーブルが定着部から抜け出すことは考えにくい結果となる。ところが、昨年の再調査の際に行った現地の橋梁管理者とのヒアリングの結果、本橋は地震当時、施工上の理由によりケーブル定着部の耐力が設計の30%程度と小さく施工されていたことが明らかとなった。今回の解析結果では、図-8 に示すように、ケーブルの最大引張応力度は引張強度の40%程度となる結果が得られているが、ケーブル定着部の耐力が設計の30%程度であったとすると、ケーブルが定着部から抜け出すことは十分に考えられる。

以上のことから、ケーブルの抜け出しの原因はケーブル定着部の耐力不足であることが考えられる。

4. まとめ

以上より、集鹿大橋の詳細図面を用いた地震応答解析の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 地震波形の二方向同時入力により、主桁および橋脚の応答は橋軸直角方向に卓越する。
- (2) 主塔基部の応答は橋軸直角方向の高次モードの影響で、橋脚基部と比べて小さくなる傾向であり、ケーブルに主桁自重相当の初期張力が導入されている場合、最大応答は実際の損傷より小さい結果となる。
- (3) 集鹿大橋のケーブルの抜け出しは施工上における定着部の耐力不足が原因である。

参考文献

- 1) Dai Zhong, Chai Junjin, Liu Yiyi: 集鹿大橋主橋企画設計, 土木技術第一巻第八期 1998年10月号
- 2) 九州工業大学: 1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000.4
- 3) 土木学会地震工学委員会: 地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会研究報告書, pp.567-576, 2001.3
- 4) 筑波大学・京都大学・九州工業大学・飛島建設・大日本コンサルタント橋梁被害共同調査団: 1999年台湾集集地震橋梁被害分析中間報告書, 2003.3

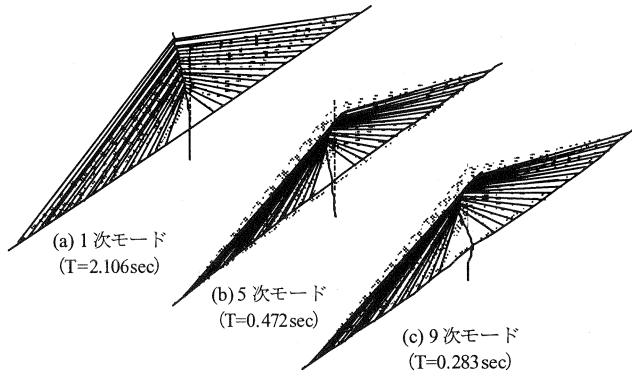


図-7 橋軸直角方向の卓越モード図

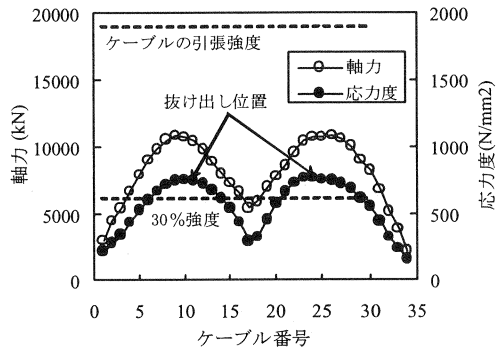


図-8 斜材のケーブル張力分布