

台湾集集地震で被災したPC斜張橋(集鹿大橋)の詳細分析

Detailed investigation of PC cable-stayed bridge (Ji-Ji-Da Bridge) damaged to the Taiwan Chi-Chi earthquake

田崎賢治*, 幸左賢二**, 池田隆明***, 小郷政弘****

Kenji Tasaki, Kenji Kosa, Takaaki Ikeda, Masahiro Ogo

*正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 九州支社 構造技術部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19)
(現 九州工業大学大学院工学研究科社会人博士課程)

**正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

***正会員 工修 飛鳥建設(株) 技術研究所 地盤耐震研究室 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間瀬5472)

****正会員 工修 (株)構造技術研究所 (〒890-0032 鹿児島市西陵5-10-3)

Among the bridges damaged by the 1999 Chi-Chi Earthquake in Taiwan, the Ji-Ji-Da Bridge (PC cable-stayed bridge) showed unacceptable damage types in terms of seismic design of bridges that included the occurrence of plastic hinges not only in the pier bottom but also in the main pylon and main girders, and the pullout of a diagonal member from its anchorage section. This paper presents new findings about the damage mechanism analytically using the results of field measurements and the detailed drawings from bridge administrators in Taiwan. As one of results, it was found that the cause of pullout of one cable from the main pylon was the insufficient anchoring strength.

Key Words : Chi-Chi Earthquake, PC cable-stayed bridge, Ji-Ji-Da bridge, Nonlinear dynamic analysis

キーワード : 台湾集集地震, PC斜張橋, 集鹿大橋, 非線形動的解析

1. はじめに

1999年9月21日,台湾の南投県集集(震央北緯23.87度,東経120.75度,震源深度約7km)を震源として発生したマグニチュード $M=7.3$ (台湾中央気象局(CWB)発表の M_L)の大地震では,台湾中部を中心に甚大な被害が生じた.特に,道路橋の被害に着目すると,図-1に示す震源近傍の南北に走る車籠埔断層に沿って,局所的であるが多くの橋梁が落橋等,橋として致命的となる被害を生じた.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,耐震設計上問題とな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極めて重要であることから,地震後,国内外で線形動的解析などにより,主桁や主塔,ケーブルに対する損傷メカニズムの検討や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など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2002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.

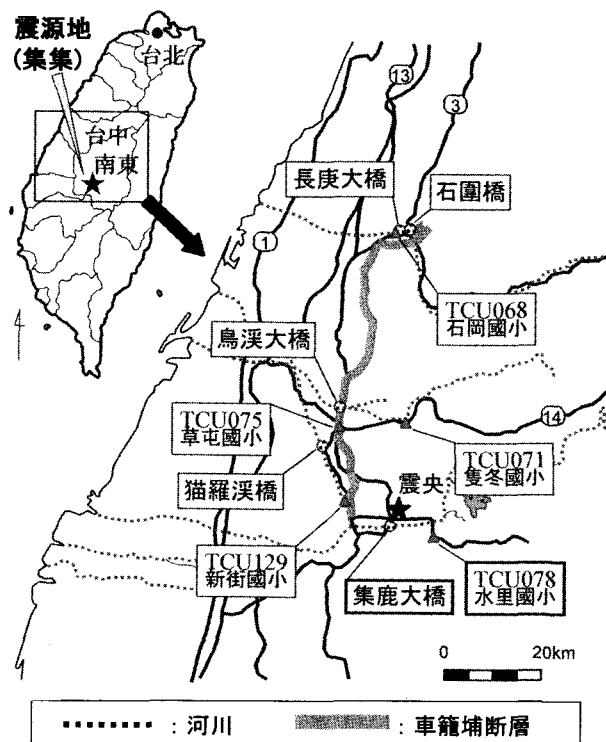


図-1 詳細調査した橋梁および強震観測位置図

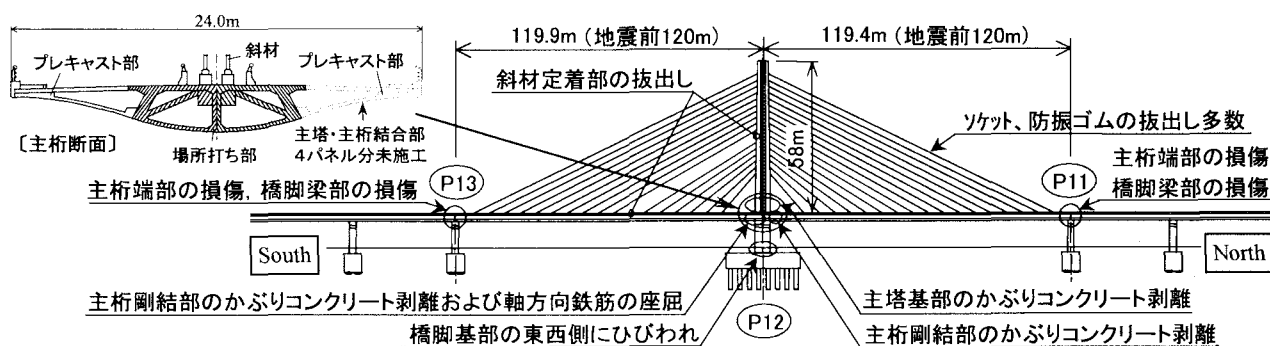


図-2 集鹿大橋の被害概要と測量結果

2. 集鹿大橋の構造諸元と被害概要

集鹿大橋は図-1 に示すように、震源地集集の南、約 3km 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 4 パネル分取り付けられていない状態であった。

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、主塔は図-3 および図-4 に示すように、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。一方、下部構造の主塔部橋脚は図-5 に示すように、6.0m×6.3m の楕円形 RC 柱であり、主塔部の基礎構造形式は場所打ち杭 (φ1500mm) である。なお、コンクリート強度 σ_{ck} は主桁、主塔および橋脚とも 34.3N/mm² 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 (水里國小学校) の地震波形には、断層近傍にもかかわらず、ディレクティビティ・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、2002 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、ペ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。

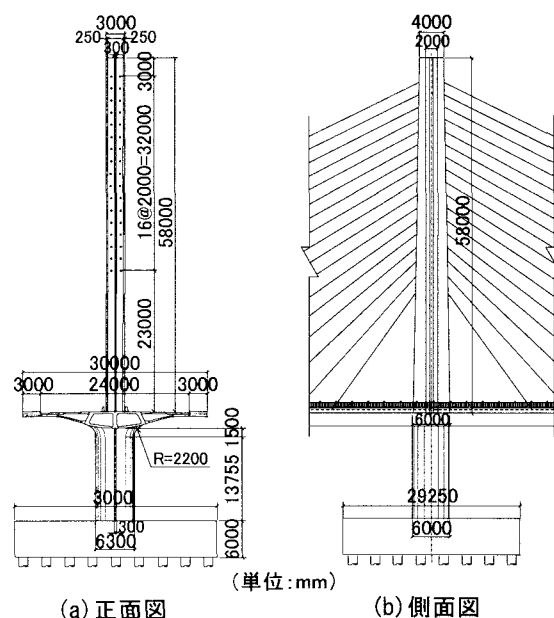


図-3 主塔部構造一般図

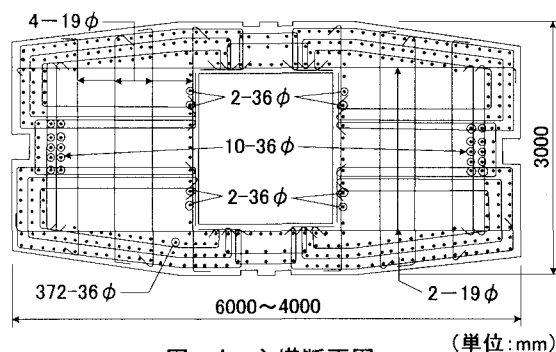


図-4 主塔断面図

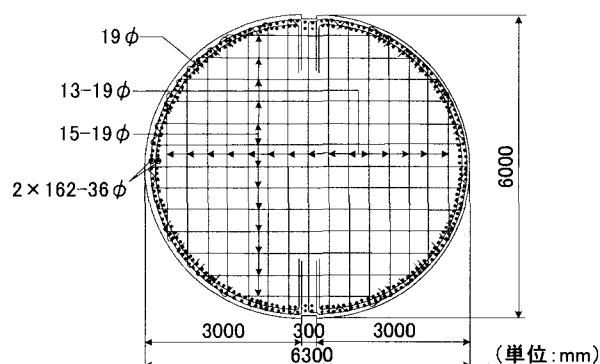


図-5 主塔部橋脚断面図



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

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($\text{MN}\cdot\text{m}$)		降伏曲率($1/\text{m}$)		断面積 $A(\text{m}^2)$
	I_x	I_y	I_z	M_{yox}	M_{yoy}	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	9.51	11.26	-	89.50	133.43	$7.942\text{E-}4$	$4.077\text{E-}4$	8.905
主塔基部	13.13	53.74	-	180.31	324.16	$9.319\text{E-}4$	$4.479\text{E-}4$	14.120
橋脚	86.26	79.54	-	426.72	415.12	$4.546\text{E-}4$	$4.771\text{E-}4$	30.074
ケーブル (平均)	-	-	-	-	-	-	-	0.0092

〔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

3. 地震応答解析

3.1 解析モデルの設定

図-2 に示す斜張橋主径間部 (240m) を図-6 に示す 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、橋脚および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。ここで、主塔および橋脚の曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係は各断面に作用する橋面荷重を除いた死荷重作用時の軸力を考慮して算出している。フレームモデルにおいて、主桁は弾性はり要素、主塔と橋脚は弾塑性はり要素、斜材のケーブルは軸方向剛性のみを有する線材のトラス要素を用いており、主塔・主桁剛結部には図-6 に示すように、剛部材を設けている。なお、ケーブル質量は要素端部の主塔および主桁の節点上に 1/2 ずつ振り分けて付加している。一方、境界条件は主桁端部とアプローチ橋の掛け違い橋脚 (P11, P13) 上における鉛直および橋軸直角方向の支持条件のみを固定としている。

(1) 主桁のモデル化

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曲げ剛性に考慮している。具体的な主桁のモデル化は図-7 に示すように、主塔基部の橋軸方向の幅に相当する長さ 6.0m を剛部材とし、その両端部からプレキャスト未施工部までの 0.68m の部材のみ、断面欠損を考慮した弾性はり要素としている。

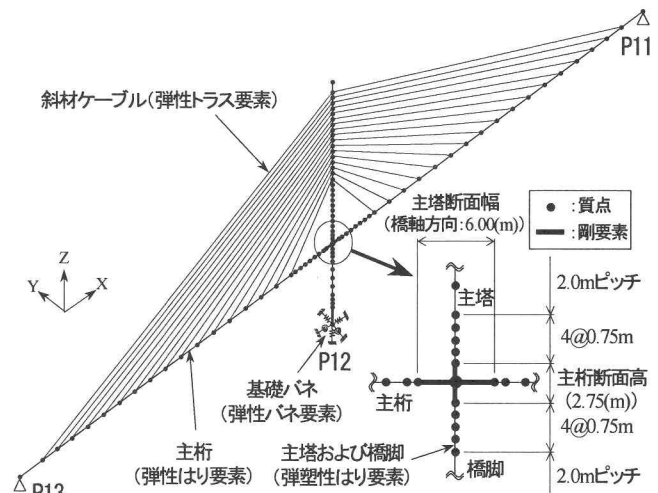


図-6 解析フレームモデル

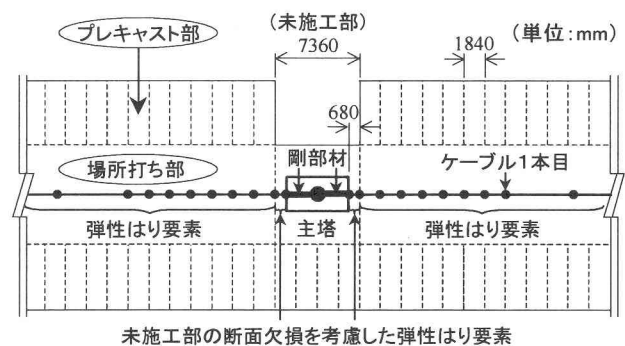


図-7 主桁の主塔剛結部付近のモデル化 (平面図)

(2) 主塔と橋脚および基礎のモデル化

主塔と橋脚の弾塑性はり要素における曲げの非線形特性は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編⁴⁾(以降、道示耐震編と称する)に準じて、ひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を有する武田モデル(剛性低下率 $\gamma=0.4$)を用いている。また、基礎部には、道示耐震編に準じて水平・鉛直・回転方向の集約バネ定数を算出し、水平方向と回転方向の連成項が0となる位置まで剛な仮想部材を設け、その下端に基礎バネを設置した。

3.2 解析手法

本橋の主塔基部に作用する軸応力度は死荷重作用時に 7.35N/mm^2 であり、一般的な RC 橋脚と比べて 7 倍程度高軸力である。したがって、主塔の水平変位に伴う付加曲げ作用が大きくなると考え、時刻歴応答解析において、いわゆる幾何学的非線形と呼ばれる $P-\Delta$ 効果を考慮している。ここで、幾何学的非線形を考慮する場合は、各部材の局所座標系は解析ステップごとに更新し、全体座標系と局所座標系との変換マトリクスは解析ステップごとに再評価を行っている。

一方、時刻歴応答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 $\Delta t=1/1000$ 秒とした。また、各非線形部材の履歴減衰の他に、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た。

3.3 入力地震動

台湾では台湾中央気象局(CEB)により、631 地点の強震観測点からなる強震動観測網が設置されており、台湾集集地震では、数多くの強震記録が観測されている。その中で本橋梁に最も近い観測点は TCU077(集集國小)であるが、記録が得られていない。記録が得られている最も近い観測点は TCU078(水里國小)である。この観測点は集鹿大橋の架橋地点と 7.34km、震央と 5.96km の距離にあり、図-8 に示すように、断層から見て同じ地盤上にあるので、橋梁に作用した地震動は TCU078 に近いものと考えられる。本橋梁はほぼ南北方向に架橋されているので、解析では橋軸直角方向に EW 成分を、橋軸方向に NS 成分を用いて二方向波形を同時入力とした。

図-9(a), (b)に TCU078 の元波形の N-S および E-W 成分を示す。TCU078 の最大加速度は N-S 成分が 302.4gal, E-W 成分が 439.6gal であり、図-8 に示す断層方向からも架橋地点では E-W 成分の地震動が卓越していたことがわかる。しかし、本入力地震波形を用いて解析を行った場合、詳細は 3.4 節に後述するが、主塔および主桁の応答値が小さく、実際の損傷状況とは大きく異なる結果となった。一方、多くの強震観測記録をもとに、台湾地震工学研究センター(NCREE)により作成された台中地域の最大加速度のコンター図と橋梁の位置図の関係によ

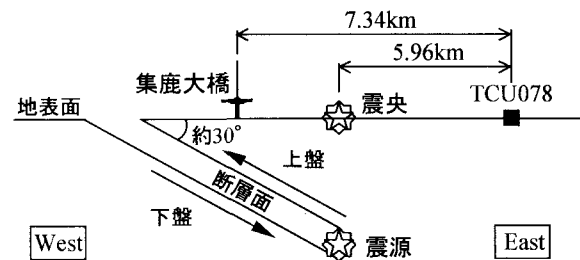


図-8 架橋地点と強震観測地点(TCU078)の位置関係

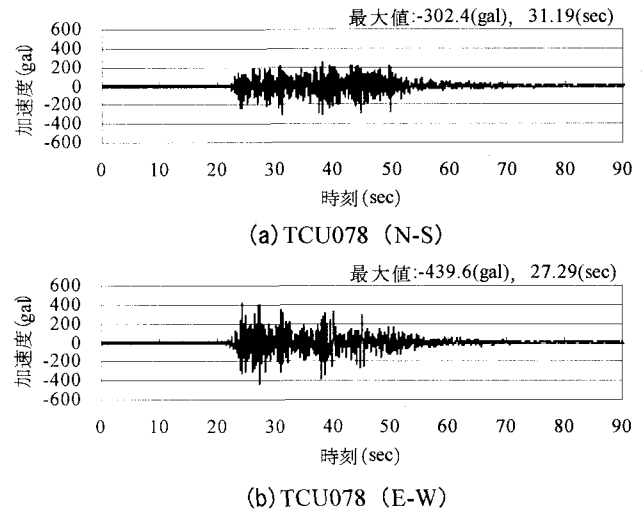


図-9 入力地震波形(TCU078 元波形)

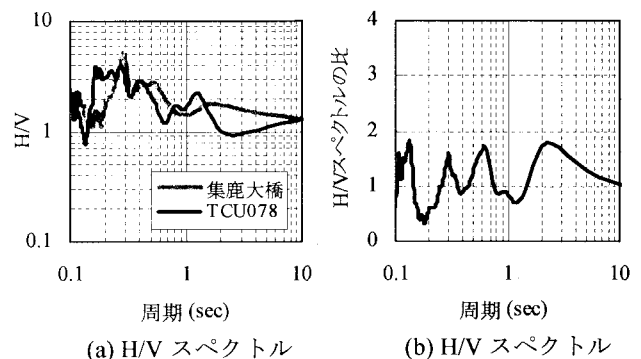


図-10 地盤の微動計測結果

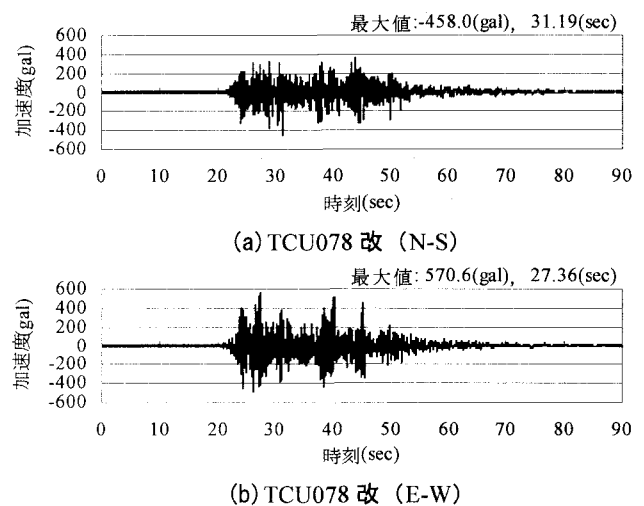


図-11 入力地震波形(TCU078 補正波形)

ると、集鹿大橋の地表の最大加速度値の概算推定値は N-S 成分が 400gal、E-W 成分が 600gal となっており⁵⁾、TCU078 元波形と比べて両方向とも 35% 程度大きい最大加速度が作用したものと推測される。

したがって、本解析で用いる入力地震動としては、2002 年 11 月に再度現地調査した際に実施した地盤の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⁶⁾、架橋地点と強震観測地点（TCU078）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試みた。図-10(a)に集鹿大橋と TCU078 における H/V を示す。また、図-10(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 V_s 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、周期 2 秒付近など部分的に集鹿大橋の方が最大 1.8 倍程度大きい周期帯がある。そこで、TCU078 のフーリエスペクトルを図-10(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-11 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。

以上より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% 程度大きくなっており、先述した台湾地震工学研究センターによる最大加速度の概算推定値と同程度の規模となる。

3.4 解析結果

3.4.1 主桁と主塔および橋脚の最大応答結果

図-12 に TCU078 元波形を入力した場合の主塔基部における橋軸直角方向の応答履歴（曲げモーメントー曲率関係）を示す。これによると、主塔基部の最大応答曲げモーメントは降伏曲げモーメントに達していない。実際の主塔基部の損傷は写真-1 に示したように、橋軸直角方向の主鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離していることから、降伏点を超えて非線形領域に達したことは明らかである。したがって、TCU078 元波形を入力した場合、実際の損傷状況を再現できない結果となる。

このような解析結果を踏まえ、架橋地点には TCU078 元波形よりも規模の大きい地震動が作用したことが推測されることから、図-11 に示した台湾地震工学研究センターによる最大加速度の概算推定値と同程度の規模の地震動（TCU078 改波形）を入力した場合の応答結果について考察する。まず、図-13 に主塔頂部における橋軸および橋軸直角方向の応答変位履歴を示す。図より、主塔頂部の最大応答変位は橋軸と橋軸直角方向でそれぞれ 0.14m と 0.66m であり、橋軸直角方向の応答が卓越していることがわかる。

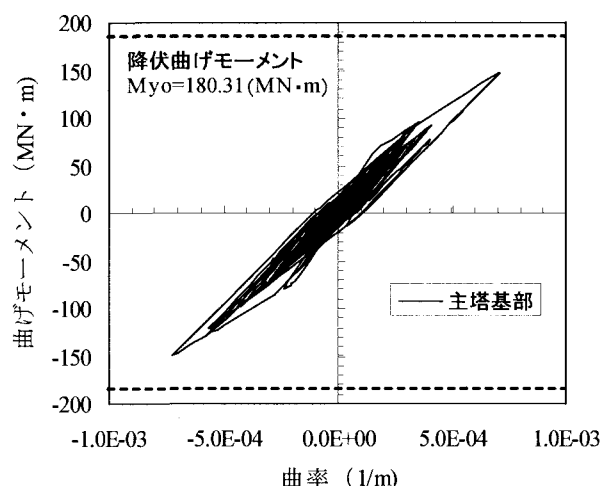


図-12 主塔基部の応答履歴（橋軸直角方向）
（TCU078 元波形を入力した結果）

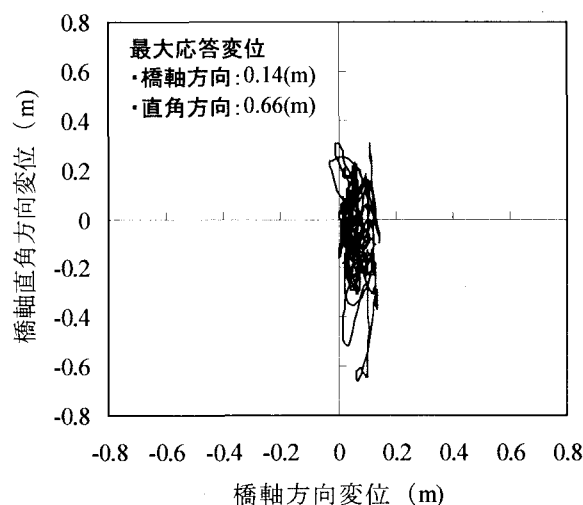


図-13 主塔頂部の応答変位履歴

次に、実際に損傷を生じた主桁部と主塔基部および橋脚基部の最大応答結果を表-2 に示す。表中には、最大曲げモーメントと初期軸力より求めた各断面における最大曲げ圧縮縁応力度と最大軸圧縮応力度を示している。この中で、主桁の応答に着目すると、プレキャスト部の切欠きを有する主桁（未施工部）の方が主桁（完成部）よりも最大曲げ圧縮応力度、最大軸圧縮応力度とも大きくなっていることがわかる。ここで、主桁完成部とは、主桁の中で曲げモーメントが最も大きくなる主塔に最も近い未施工部に隣接する部材のことである。主桁未施工部における最大曲げ圧縮応力度は、橋軸方向では曲げモーメントのみでコンクリートの設計基準強度の $\sigma_{ck}=34.3\text{N/mm}^2$ を超えるものとなっている。また、橋軸直角方向では軸圧縮応力度を考慮すると設計基準強度を上回る結果となる。したがって、未施工部の主桁断面に作用する応力度はコンクリートの設計基準強度を超えており、今回のような地震波が作用した場合には、コンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈のような大きな損傷が生じる可能性のあることがわかった。

表-2 最大応答結果

断面位置	最大曲げモーメント		最大曲げ圧縮応力度		最大曲率		最大軸圧縮力	最大軸圧縮応力度
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向		
	MN・m	MN・m	N/mm ²	N/mm ²	1/m	1/m		
主桁（完成部）	193.02	428.67	22.14	15.97	-	-	94.15	5.98
主桁（未施工部）	213.30	450.08	41.65	32.11	-	-	98.04	7.80
主塔基部	234.98	198.55	21.84	35.64	2.68E-4	2.53E-3	103.79	7.35
橋脚基部	512.81	472.86	26.59	23.97	1.99E-3	1.07E-3	131.48	4.37

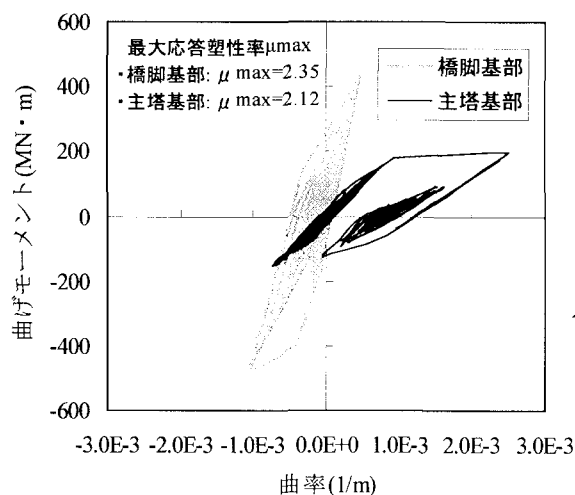
コンクリートの設計基準強度： $\sigma_{ck}=34.3\text{N/mm}^2$ 

図-14 主塔基部と橋脚基部の応答履歴

一方、橋軸直角方向の応答に着目した主塔基部および橋脚基部の応答履歴（曲げモーメントー曲率関係）を図-14に示す。解析結果によると、橋脚基部と主塔基部の最大応答塑性率 $\mu_{\max}$ はそれぞれ 2.35 と 2.12 であり、何れも降伏耐力に達する結果となる。このうち、橋脚基部における実際の損傷状況は基部から高さ 4m 程度まで曲げひび割れが生じたものの、コンクリートの剥離などは見られなかったことから、解析で得られた応答塑性率と比較的整合しているものと考えられる。しかし、主塔基部については、実際に柱の東側片面でかぶりコンクリートが剥落する損傷が生じていることから、解析で得られた応答結果と損傷の傾向は比較的整合しているものの、最大応答塑性率については解析結果よりも大きな非線形応答を生じたことが考えられる。この理由の一つとして、主塔に作用する高軸力の影響が考えられる。既往の研究によると、高軸力化における RC 部材の非線形応答特性は水平変位に伴う付加曲げ作用が大きいため、変形性能が低下することがわかっている⁷⁾。本橋の主塔基部に作用する軸応力度は表-2に示すように、死荷重作用時に 7.35N/mm^2 であり、一般的な RC 橋脚と比べて 7 倍程度高軸力である。したがって、解析上は前述のように、主塔の水平変位に伴う付加曲げ作用を幾何学的非線形性により考慮しているが、主塔基部の非線形履歴モデルに付加曲げ作用に伴う耐力の低下勾配を考慮していないため、

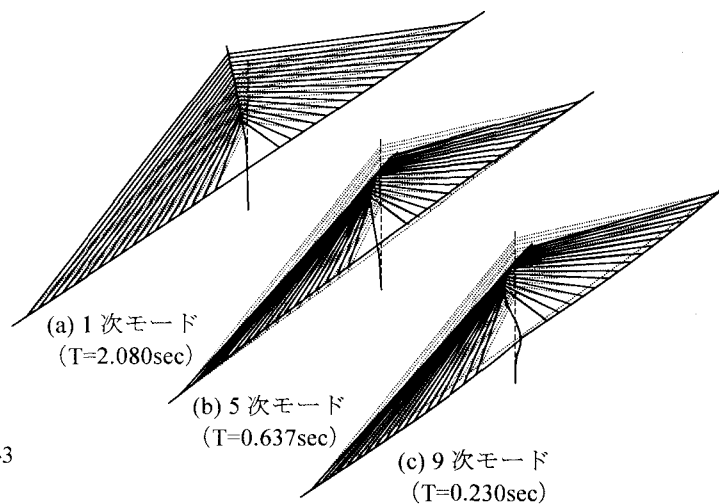


図-15 橋軸直角方向の卓越モード図

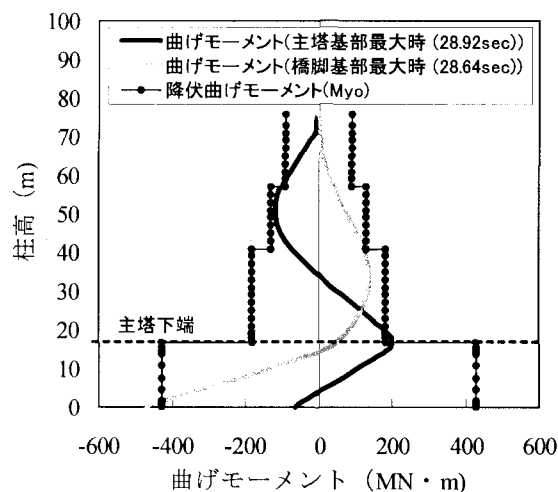


図-16 主塔、橋脚の曲げ耐力と曲げモーメント分布

実際の応答よりも小さく評価された可能性が考えられる。

また、橋脚基部のみならず、主塔基部で損傷を生じた理由として、主塔の高次モードの影響が考えられる。図-15に固有値解析による橋軸直角方向の主要なモードを示すが、1次モードの他に5次と9次のモードが卓越している。これは図-16に示す主塔と橋脚の橋軸直角方向に対する最大曲げモーメント分布からもわかるように、高次モードの影響により、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結果となる。

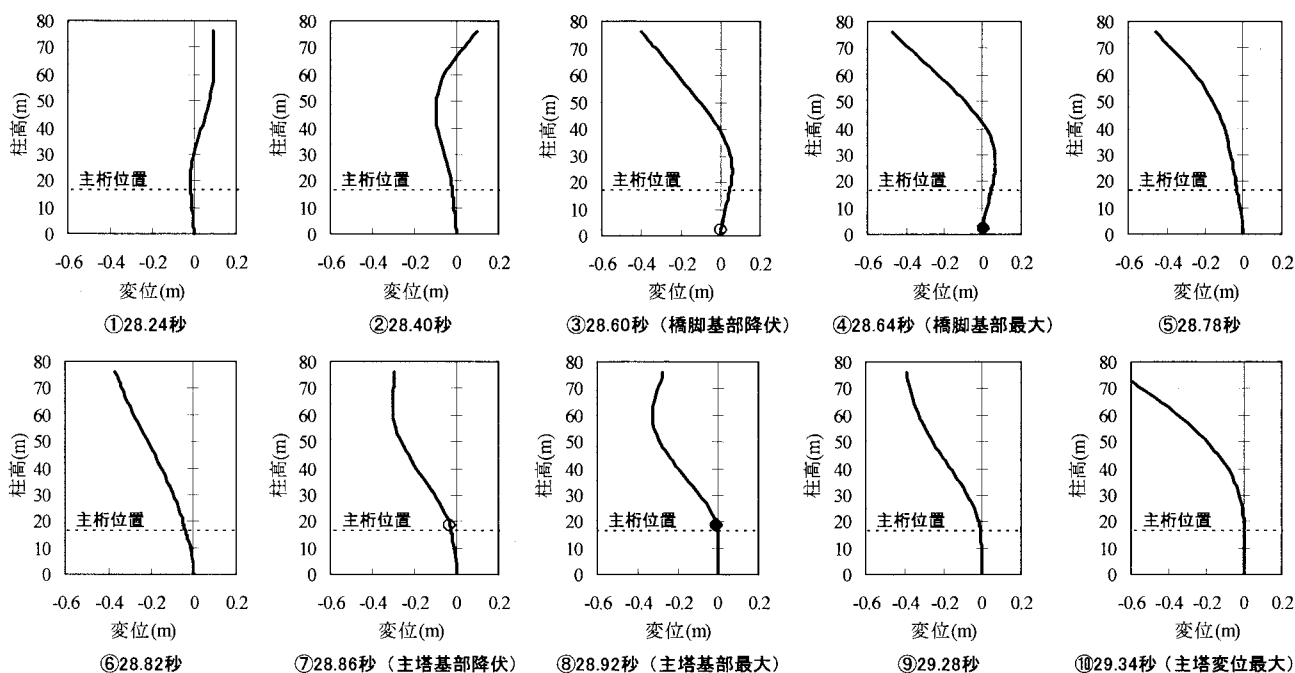


図-17 主塔、橋脚の変形ステップ図

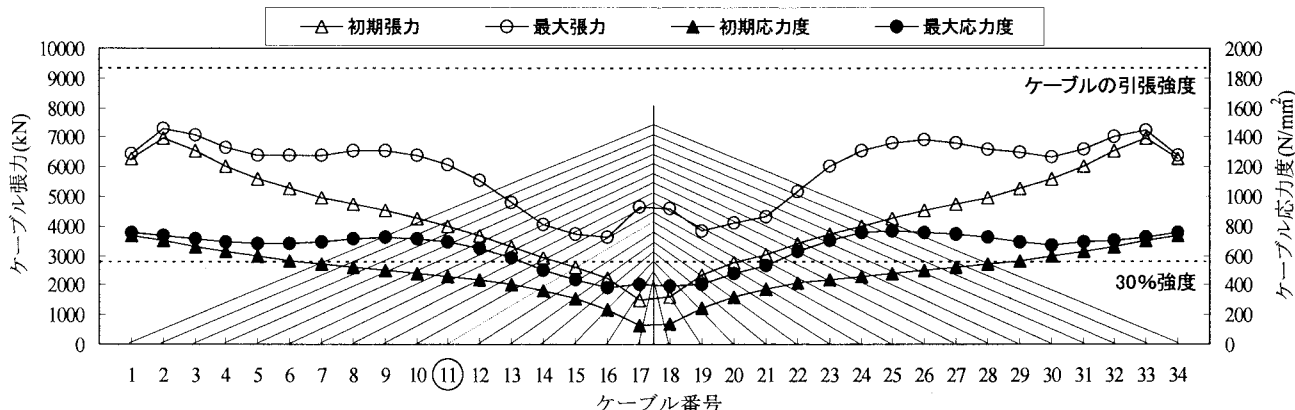


図-18 斜材の最大ケーブル張力分布

ここで、高次モードが主塔の変形に及ぼす影響を把握するために、主塔の変形状態をタイムステップごとに追跡した。主塔の最大応答付近の時刻 28.2～29.3 秒に着目した主塔の変形図を図-17 に示し、その概要を解説する。

まず、①28.24 秒～②28.40 秒では主塔基部、橋脚基部とも弾性応答であるが、すでに高次モードの変形状態となっている。次に、③28.60 秒～④28.64 秒に 5 次モードの変形により橋脚基部が降伏に達し、その直後に最大応答となる。この時点では主塔基部は降伏に達していない。⑤28.78 秒～⑥28.82 秒では橋脚基部が非線形領域状態で 1 次モードの変形状態となる。その後、⑦28.86 秒～⑧28.92 秒に 9 次モードの変形により主塔基部が降伏し、その直後に最大応答となる。⑨29.28 秒～⑩29.34 秒では主塔、橋脚とも非線形の状態であり、1 次モードの変形が卓越し、主塔頂部が最大変位に達する結果となる。

このように、橋脚基部は 5 次モード、主塔基部は 9 次モードの変形が卓越することにより降伏に達し、非線形応答が進展していくことがわかった。

3.4.2 斜材のケーブル張力

図-18 に斜材の最大ケーブル張力分布を示す。図中には、ケーブル番号 1～34 について、初期張力と最大張力とそれぞれの引張応力度を示す。したがって、最大張力と初期応力の差が地震応答に伴う変動張力となる。これによると、まず、斜張橋の架設方法は主塔部から両側に向かって張り出し架設となるため、主塔からの距離が大きくなるに従って、ケーブル自重とケーブル設置角度の影響により、ケーブル初期張力は大きくなる。また、本橋は主桁と主塔部が剛結構造であるため、主塔付近のケーブル初期張力は相対的に小さくなる。地震当時、主塔部の主桁のプレキャスト部の一部と橋面工を残して架設が終了した状態であり、ケーブルの初期張力としては、平均で 486N/mm^2 、引張強度の 26% 程度の張力が導入されていたものと考えられる。ここで、ケーブル断面は直径 $\phi 12.7\text{mm}$ 、 $\phi 15.2\text{mm}$ 、 $\phi 7\text{mm}$ の複数のマルチストランド PC 鋼より線によって構成され、引張強度は SWPR7B 相当の 1860N/mm^2 である。

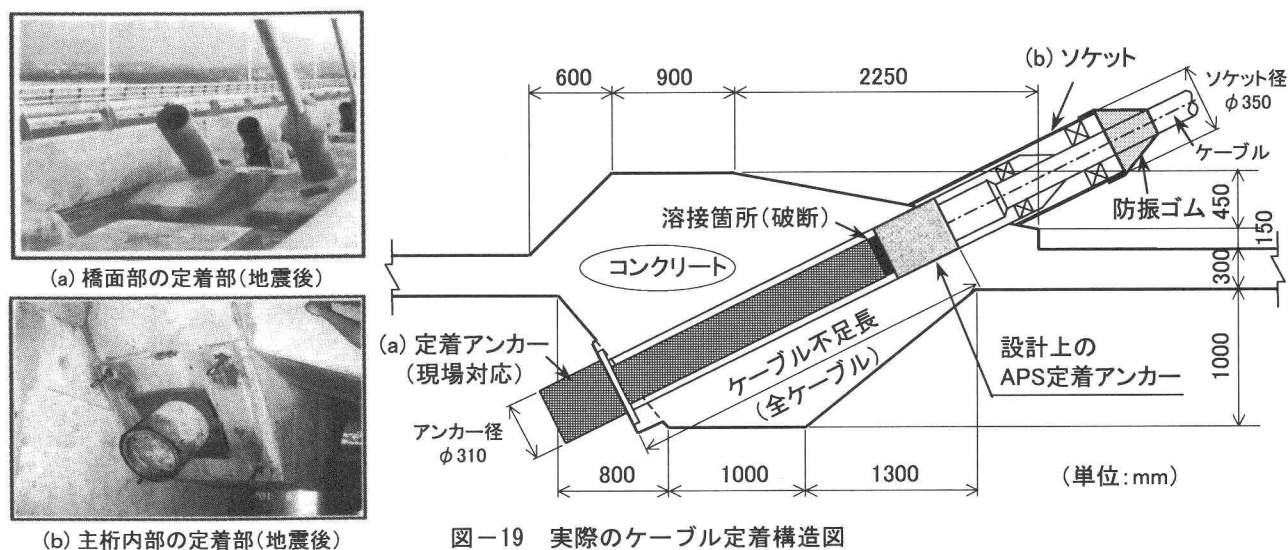


図-19 実際のケーブル定着構造図

次に、ケーブルの最大応力分布は抜け出した 11 番目のケーブル位置付近で最も大きく 720N/mm^2 程度生じるものの、設計上のケーブルの引張強度 1860N/mm^2 と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、2002 年 11 月に、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。

ここで、施工上の理由となる実際のケーブル定着構造を図-19 に示す。施工当時、ケーブル本体の長さがケーブルのサグ分短かった事実により、所定の定着箇所には図に示すような定着アンカーを製作し、設計上の APS アンカーと溶接により接合された構造である。また、橋面上は設計上の定着アンカー（直径 $\phi 310\text{mm}$ ）が突出するため、これよりも大きいソケット（直径 $\phi 350\text{mm}$ ）を設置し、その先には防振ゴムを取り付けているため、外見上は通常の定着構造と変わらない状態であった。

しかし、すべてのケーブルの定着作業が終了後に台湾集集地震が発生し、南側の主塔頂部から 11 段目のケーブルにおいて、図中に示す溶接箇所が破断し、ケーブル 1 本が定着部から抜け出したことが明らかとなった。

したがって、今回の解析結果では、図-18 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、ケーブル番号 14 番から 21 番以外のすべてのケーブルが定着部から抜け出す可能性があったことが十分に考えられる。

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、主塔および橋脚の応答は橋軸直角方向に卓越する。
- (2) 曲げモーメントと軸力により、未施工部の主桁断面に作用する応力度はコンクリートの設計基準強度を超えており、今回のような地震波が作用した場合には、コンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈のような大きな損傷が生じる可能性のあることがわかった。
- (3) 橋軸直角方向における主塔部の損傷原因について、非線形時刻歴応答解析を行うことにより、橋脚基部は 5 次モード、主塔基部は 9 次モードの高次の変形モードが卓越することによって降伏に達し、非線形応答が進展していく危険性があることがわかった。
- (4) 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可能性が高いことを明らかにした。

参考文献

- (1) 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
- (2) 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
- (3) Gregory L.FENVES, Charles B.CHADWELL, Stephen A.MAHIN：NEAR-SOURCE EARTHQUAKE EFFECTS ON A CABLE-STAYED BRIDGE, 3rd International Workshop on Performance-Based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, pp.137-148, 2002.7
- (4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.3
- (5) 国家地震工程研究中心（NCREE）：九二一集集大地震全面勘災報告，橋梁震害調査，NCREE-99-052, 1999
- (6) 中村豊，上野真：地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み，第 7 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.265-270, 1986
- (7) 足立幸郎，運上茂樹，長屋和宏，林昌弘：高軸力化における高強度 RC 部材の変形性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, 1999

(2003 年 9 月 12 日受付)