

台湾集集地震における PC 斜張橋（集鹿大橋）損傷の詳細分析

九州工業大学

学生会員

阿部弘典

九州工業大学

正会員

幸左賢二

大日本コンサルタント(株)

正会員

田崎賢治

飛島建設(株)

正会員

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、主塔および主桁が損傷し、斜材のケーブルにおいては定着部からの抜け出しが発生するといった耐震上問題のある損傷形態であった。本稿では、非線形時刻歴応答解析により詳細分析を実施し、実損傷の発生原因の推定を試みた結果について述べる。

2. 集鹿大橋の構造諸元と被害概要

集鹿大橋は、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-1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。本橋の断面構成は主桁が円弧線形2室1主箱桁となっており、桁高2.75m、全幅員24.0m、支間長2@120m=240mである。また、主塔は3.0×4.0～6.0m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。損傷状況は図-1に示すように、主桁、主塔、橋脚、およびケーブルすべての部位に及んでおり、写真-1に示すように主塔基部の橋軸直角方向のかぶりコンクリートが剥離している。一方、地震直後の現地測量の結果、支間長は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などから、本橋の被害原因は地震動によるものと考えられる。

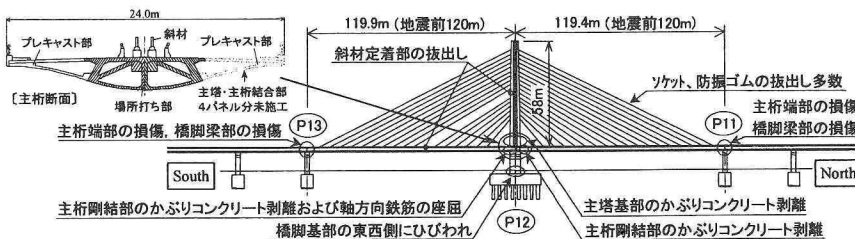


図-1 集鹿大橋の被害概要と測量結果

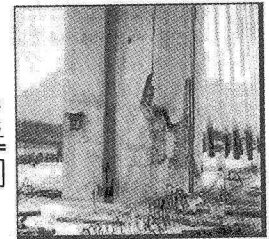


写真-1 主塔の損傷状況

3. 地震応答解析

(1) 解析モデルと解析手法

図-1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、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 $\gamma=0.4$)を用いた。また、地震当時、本橋は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 $\Delta t=1/1000$ 秒とし、全体としてレーリー減衰を用いている。

(2) 入力地震動と解析ケース

本解析で用いる入力地震動としては、架設地点近傍で、台湾地震工学研究センターにより作成された本橋の地表の最大加速度の概算推定値と同程度の規模のTCU074を用いている。また、長周期成分が卓越するTCU068を地震波形のパラメータとした。なお、解析ケースは表-1に示すように、3ケース設定した。ここで、鉛直地震動を考慮した3方向入力を行う場合(CASE2)は、主塔および橋脚部材における軸力変動に伴う曲げの非線形特性に、M-N相関曲線を用いて軸力変動を考慮している。

表-1 解析ケース

解析ケース	入力地震動	作用方向	軸力相関
CASE1	TCU074	2方向入力	軸力一定
CASE2	TCU074	3方向入力	軸力変動
CASE3	TCU068	2方向入力	軸力一定

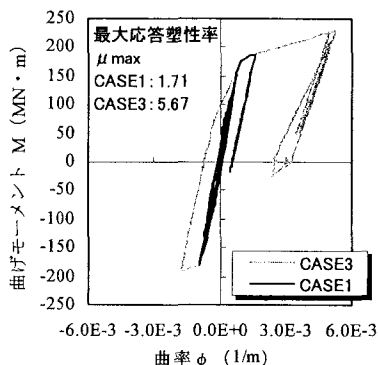


図-2 主塔基部の応答履歴

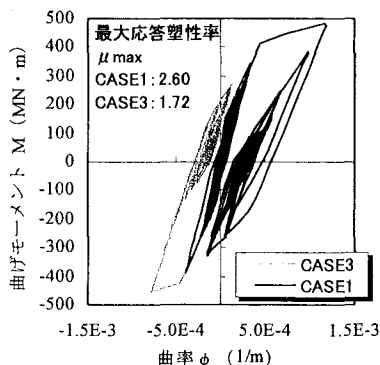


図-3 橋脚基部の応答履歴

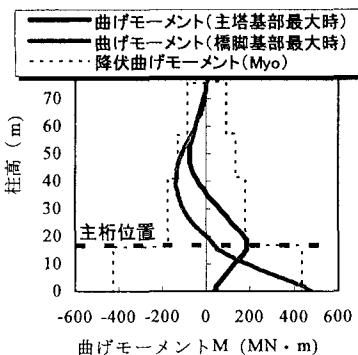


図-4 主塔、橋脚の曲げモーメント分布 (TCU074 入力時)

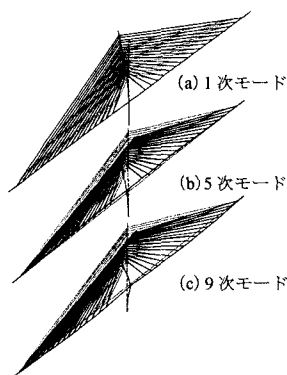


図-5 橋軸直角方向の卓越モード

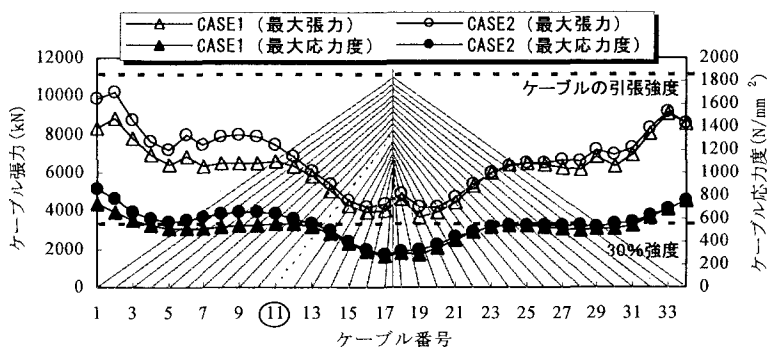


図-6 斜材の最大ケーブル張力分布

4. 解析結果

橋軸直角方向に着目した主塔基部と橋脚基部の応答履歴 (M-φ 関係) をそれぞれ図-2 と図-3 に示す。解析結果によると、全ケースとも主塔基部および橋脚基部の応答は何れも降伏耐力を超えて非線形域に達している。このうち、TCU074 を入力した CASE1 の場合、主塔基部については、実際に柱の橋軸直角方向の片面でかぶりコンクリートの剥離が生じていることから、解析結果と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が生じたことが考えられる。なお、ここでは示していないが、CASE1 と CASE2 において、応答履歴に明確な差が認められないことから、軸力変動が主塔および橋脚の応答に与える影響は小さいことが考えられる。また、CASE3 の TCU068 のような長周期成分が卓越する地震波が作用した場合、主塔基部において非線形応答が進展していく危険性があることが分かった。一方、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、高次モードの影響が考えられる。図-4 に CASE1 の主塔と橋脚の曲げモーメント分布、図-5 に橋軸直角方向の卓越モードを示すが、これによると、主塔基部と橋脚基部での最大応答時の曲げモーメント分布が異なっており、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分かった。

次に、TCU074 を入力した場合の斜材の最大ケーブル張力分布を図-6 に示す。これによると、抜け出し位置でのケーブルの最大引張応力度は、設計上のケーブルの引張応力度に対して 40%程度と、弾性領域となっている。ところが、昨年の再調査の結果、本橋は地震当時、施工上の理由により、ケーブルの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。したがって、今回の解析結果からも、ケーブルが定着部から抜け出す可能性が十分に考えられる。

5. まとめ

- (1) 主塔基部は 9 次モードが卓越することにより非線形応答が進展する危険性があることが分かった。
- (2) ケーブルの抜け出しは、定着部の耐力不足が原因である可能性が高いことが明らかとなった。