

## 断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安全性に関する研究

九州大学大学院 学生会員 中村 壮  
九州大学大学院 正会員 古川愛子

九州大学大学院 フェロー 大塚久哲  
九州大学大学院 学生会員 崔 準祐

### 1. はじめに

1999年に台湾で発生した集集地震において、断層変位が各種構造物に甚大な被害を及ぼした。地震時に断層が地上に現れた場合、断層を跨いで建設された橋梁の橋台、橋脚間には大きな相対変位が生じるため、橋梁の耐震安全性を評価するためには断層変位を考慮する必要がある。そこで本研究では、鋼斜張橋を対象として、断層変位発生位置を橋脚間と仮定し、まず、基礎下端を強制変位させる非線形静的変位漸増解析により、断層変位方向による損傷過程および変位追従性の違いを把握する。次に、断層変位と慣性力を同時に作用させる動的解析、慣性力のみを入力する動的解析、基礎下端を強制変位させる静的解析の結果を、橋軸方向および橋軸直角方向加震時に対して比較して、断層変位を考慮した動的解析の必要性を議論する。

### 2. 解析対象橋梁

解析の対象とした鋼斜張橋は、都市高速道路の湾岸線の斜張橋で、橋長345m(185m+115m+45m)、幅員21m、主塔高さ60mの3径間連続鋼斜張橋である。図-1に対象橋梁一般図を示す。桁は逆台形鋼床版箱桁である。橋脚はP1,P3,P4が鋼製ラーメン橋脚、P2がRC中空断面橋脚である。橋脚基礎はP1,P3,P4が場所打ち杭基礎(1200mm)であり、P2はニューマチックケーソン基礎となっている。構造形式としては、マルチファン形一面ケーブル(13段)、主塔一本柱形式であり、主塔と主桁は剛結合されている。

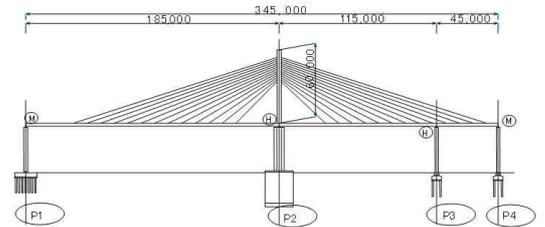


図-1 解析対象橋梁一般図

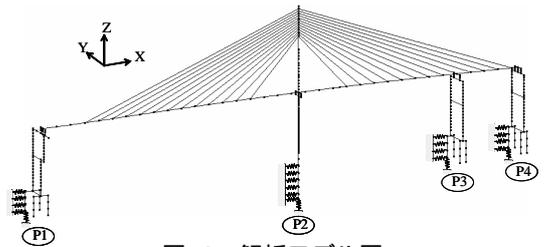


図-2 解析モデル図

### 3. 静的解析

#### 3.1 解析モデル

本検討で用いた解析モデルを図-2に示す。基礎は線形梁要素、ケーブルは非線形トラス要素(圧縮非抵抗)、橋脚・支承・主桁・主塔は全て非線形梁要素でモデル化している。地盤は線形ばね要素として評価した。拘束条件についてはP1,P4支承はピンローラーで橋軸方向に可動、P2支承はビポッド支承で直交三軸まわりの回転を許している。P3はピン結合としている。主桁については、本橋梁では張出部が低材質、箱桁が高材質と、異なる材質が混在した断面になっているため、主桁断面の主要な応力段階を考慮し、その応力段階を用いて橋軸方向、橋軸直角方向ともに材料非線形特性をトリリニア型でモデル化した。

#### 3.2 解析条件及び解析ケース

解析手法は対象橋梁のP1,P2橋脚間に断層変位が生じたものと仮定し、P1基礎全節点に強制変位を0.1m刻みの漸増変位として直接入力させた非線形静的解析である。解析ケースを表-1に示す。解析ケースを決定するにあたり、直交3平面(X-Y平面、X-Z平面、Y-Z平面)内において、断層傾斜角をパラメータとして、断層変位方向、断層変位量の変化が対象橋梁に与える影響について検討した。終局状態の判定基準は、P1橋脚については、 $\sigma_y / \sigma_y = 12.05$ とした。主桁については、箱桁(高材質)が降伏し始める時には張出部(低材質)が全塑性している状態であり、張出部の残留変位も生じると考えられるので、箱桁が降伏し始める点を主桁における終局判定基準とした。

#### 3.3 静的解析結果

図-3にX-Y平面内、X-Z平面内、Y-Z平面内の各断層変位方向における終局時変位をそれぞれ角度 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ごとにプロットした図を示す。これらを立体的に表示すれば、断層変位に対する終局曲面が得られる。本橋は、鉛直(Z軸)方向と橋軸直角(Y軸)方向に比較的強く、橋軸(X軸)方向に最も弱いことが分かる。

### 4. 動的解析

#### 4.1 解析モデル

断層変位を考慮した動的解析で用いた解析モデルでは、図-2で示した解析モデルに対して、地盤を示す相互作用ばね(線形ばね要素、 $k_1$ )の固定点側に節点(質量 $m_2$ )とばね(線形ばね要素、 $k_2$ )を設けた。これは強制外

表-1 解析ケース(静的解析)

ケース番号	断層位置	想定断層種別	断層傾斜角 (deg)	断層変位イメージ
case1-1	P1-P2橋脚間	横ずれ断層	0	
case1-2			45	
case1-3			60	
case1-4			90	
case1-5			120	
case1-6			135	
case1-7			180	
case1-8			225	
case1-9			240	
case1-10			270	
case1-11			300	
case1-12			315	
case2-1	P1-P2橋脚間	縦ずれ断層	0	
case2-2			45	
case2-3			60	
case2-4			90	
case2-5			120	
case2-6			135	
case2-7			180	
case2-8			225	
case2-9			240	
case2-10			270	
case2-11			300	
case2-12			315	
case3-1	P1-P2橋脚間	横ずれ断層 縦ずれ断層	0	
case3-2			45	
case3-3			60	
case3-4			135	
case3-5			180	
case3-6			225	
case3-7			270	
case3-8			315	

力入力により強制変位入力を模擬するためのモデルであり(節点が外力入力用節点), 使用した汎用ソフトでは直接, 変位入力ができないために行ったモデル上の工夫である. このモデルにおける強制外力の算出方法は文献1)を参照されたい.

4.2 解析条件及び解析ケース

断層変位を考慮した動的解析では, 時刻歴応答解析における数値積分法にNewmark 法( $\gamma=0.25$ )による直接積分法を用い, 応答計算の積分時間間隔を0.005秒, 応答解析時間を90秒とし, 加震方向は橋軸方向, 橋軸直角方向とした. 減衰については, 橋軸・橋軸直角方向加震時ともに剛性比例型減衰を用いた. これは,

強制外力入力モデルにおける外力入力用節点の質量  $m_2$  の影響を除去するためである. 入力地震動としては, 図-4に示すように台湾集集地震時の観測点TCU068での加速度波形のEW成分を積分することで得た残留変位を伴う変位波形を用いた. 加速度のみを入力する動的解析では加速度波形そのものを入力地震動として全点同時加震し, 橋軸方向・橋軸直角方向加震時ともにレーリー減衰を用いた. また, 同じく比較対象とした静的解析では, 断層変位を考慮した動的解析において入力した変位波形の最終残留変位量を各基礎節点に強制変位として直接入力した. 変位は漸増変位として与えた. 表-2に断層変位を考慮した動的解析における解析ケースを示す.

4.3 動的解析結果

CASE\_A-1におけるP1橋脚の面内最大曲げモーメントの比較と, 橋脚基部の面内曲げモーメントの時刻歴の比較を図-5に示す. 断層変位を考慮した動的解析値が静的解析値を大きく上回っている. これは, 静的解析は各基礎節点に強制変位を静的に与えるために慣性力を受けずに基礎が平行移動するためであると考えられる. 時刻歴に着目すると, 断層変位を考慮した動的解析, 加速度のみを入力する動的解析とともに, 加速度がピークとなる30秒~40秒で曲げモーメントが最大となっていて, 静的解析では考慮できない曲げモーメントが生じていることが分かる. CASE\_B-3における主桁の面外最大曲げモーメントの比較を図-6(a)に, 着目点の面外曲げモーメントの時刻歴の比較を図-6(b)に示す. 静的解析値が主桁中央部で大きくなっているが, 断層変位を考慮した動的解析値より小さい. また, 加速度のみを入力する動的解析値では残留モーメントをほとんど考慮できないことが分かる.

5. 結論

静的解析において, 本橋梁は種々の方向の断層変位に対して一律の安全性を有するものではなく, 橋軸方向に最も弱いことが確認できた. 動的解析において, 加震方向に関わらず, 断層変位を考慮した静的解析, 慣性力入力による動的解析は, 断層変位を考慮した動的解析よりも応答を過小評価する傾向のあることが確認できた.

以上より, 断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安全性を確保するためには, 静的解析および慣性力入力の動的解析では不十分であり, 断層変位を考慮した動的解析が必要であると言える.

参考文献

1) 大塚久哲, 古川愛子, 中村壮: 断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析, 土木学会地震工学論文集, pp.450-457, 2007.8

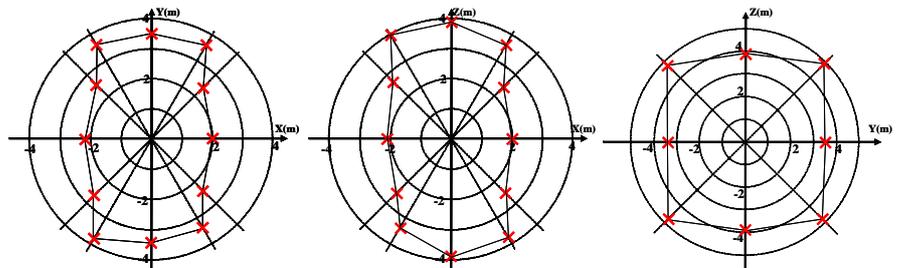
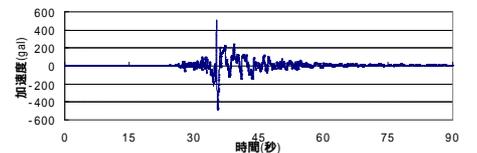


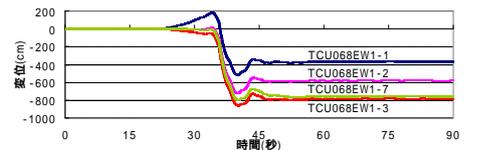
図-3 各断層変位方向における終局時変位(左:X-Y平面, 中:X-Z平面, 右:Y-Z平面)

表-2 断層変位を考慮した動的解析における解析ケース

解析ケース	加震方向	入力位置	入力加速度波形	入力変位波形	最終残留変位(m)	最終相対変位(m)
CASE_A-1	橋軸方向	P1基礎	TCU068EW	TCU068EW1-3	-7.86	0.29
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	
		P1基礎		TCU068EW1-2	-5.77	
CASE_A-2	橋軸方向	P2 P3 P4基礎	TCU068EW	TCU068EW1-7	-7.57	1.80
		P1基礎		TCU068EW1-1	-3.69	
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	
CASE_A-3	橋軸方向	P1基礎	TCU068EW	TCU068EW1-3	-7.86	0.29
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	
		P1基礎		TCU068EW1-2	-5.77	
CASE_B-1	橋軸直角方向	P2 P3 P4基礎	TCU068EW	TCU068EW1-7	-7.57	1.80
		P1基礎		TCU068EW1-1	-3.69	
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	
CASE_B-2	橋軸直角方向	P1基礎	TCU068EW	TCU068EW1-3	-7.86	0.29
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	
		P1基礎		TCU068EW1-2	-5.77	
CASE_B-3	橋軸直角方向	P2 P3 P4基礎	TCU068EW	TCU068EW1-7	-7.57	1.80
		P1基礎		TCU068EW1-1	-3.69	
		P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	



(a)TCU068EW 加速度波形



(b)TCU068EW 変位波形

図-4 動的解析に用いた加速度・変位波形

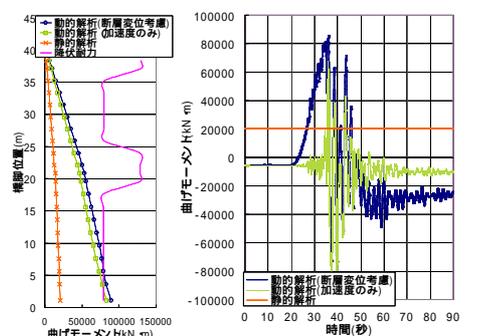
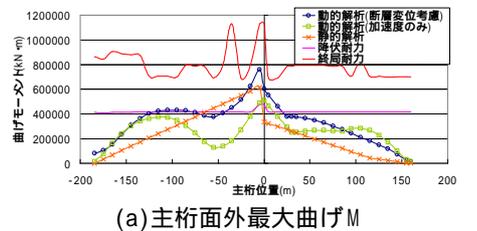
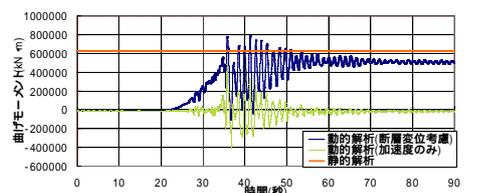


図-5 P1橋脚面内曲げMの比較(case\_A-1) (左:最大曲げM, 右:基部の曲げM時刻歴)



(a)主桁面外最大曲げM



(b)主桁(位置-5m)面外最大曲げM時刻歴

図-6 主桁面外曲げMの比較(case\_B-3)