

断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安全性に関する研究

九州大学工学部 学生会員 中村 壮
九州大学大学院 フェロー 大塚久哲

1. はじめに

1999年9月21日に発生した台湾集集地震において、断層変位が各種構造物に多大な被害を及ぼした。断層が地上に現れた場合、橋台・橋脚が大きな変位を受けるために、地震動のみが作用する場合とは異なる被害形態を示すことになる。したがって、橋梁の耐震安全性を確保するためには地震時慣性力だけでなく、断層による変位を考慮する必要があるといえる。本研究では地震時断層変位を静的に受けた場合、鋼斜張橋がどのように挙動し、どのような部材に損傷が生じるかを把握し、当該橋梁の耐震安全性の向上策を検討することにした。

2. 解析条件および解析手法

対象橋梁は橋長 345m (184.5m + 115.0m + 44.425m)、幅員 21m、主塔高さ 60m の 3 径間連続鋼斜張橋である。図-1 に一般図を示す。主桁については逆台形鋼床版箱桁であり、橋脚については P1, P2, P3 橋脚が鋼製ラーメン橋脚、P2 橋脚が RC 中空断面橋脚である。橋脚基礎については P1, P2, P3 基礎が場所打ち杭 (1200) であり、P2 基礎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-2 に解析モデルを示す。本モデルでは、基礎、ケーブルは線形梁要素、全橋脚、全支承、主桁、主塔は非線形梁要素、地盤ばねは弾性地盤ばねを用いてモデル化した。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 支承はピポッド支承で全方向の回転を許している。地盤ばねは、全基礎全節点の橋軸方向、橋軸直角方向に水平ばね、全基礎最下端全節点に鉛直ばね、P2 基礎最下端節点の橋軸および橋軸直角方向まわりに回転ばねをそれぞれ設置している。図-3 に主桁の材料非線形特性の骨格曲線概略図を示す。本橋梁では張出部が低材質、箱桁が高材質と、異なる材質の鋼材が混在する断面となっているため、主桁断面の主要な応力段階を考慮し、材料非線形特性をトリリニア型でモデル化した。

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 基礎全節点に橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向に 0.1m 刻みで強制変位を与える静的非線形解析である。

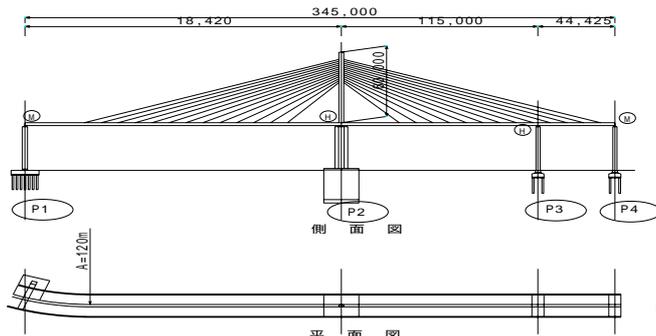


図-1 対象橋梁一般図

表-1 設計概要

上部工形式	鋼3径間連続斜張橋
橋格	1等橋
橋長	L = 345.0m
支間長	184.2 m + 115.0 m + 44.425 m
幅員	W = 8.5 m
下部工形式	P1橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚
	P2橋脚 : RC中空断面橋脚
	P3橋脚(H) : 鋼製ラーメン橋脚
	P4橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚
基礎工形式	P1橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=36本
	P2橋脚 : ニューマチックケーソン基礎
	P3橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=12本
	P4橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=12本
地盤種別	種地盤
地域区分	C
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)

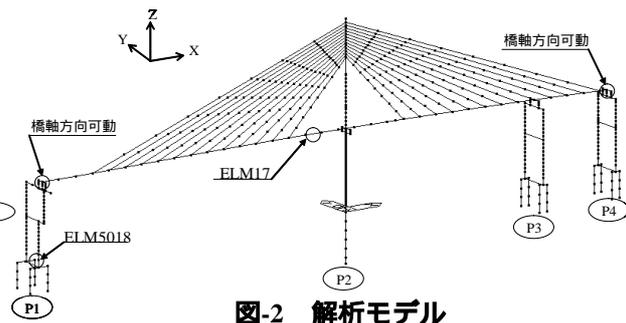


図-2 解析モデル

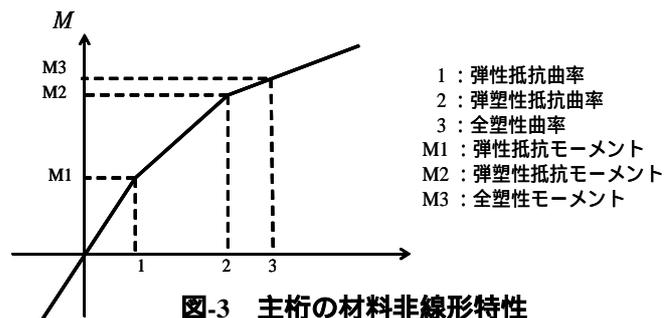


図-3 主桁の材料非線形特性

3. 解析結果

(1) 橋軸方向 (閉・開)

P1 橋脚は材料非線形特性をバイリニア型でモデル化しているが、図-5 に強制変位量 2.0m 時における P1 橋脚基部の ELM5018 の橋軸方向 M- 関係を示す。P1 橋脚基部の終局判定を次式とする。

$$\frac{a}{y} = 20 - 25 R_F \quad (R_F \leq 0.4) \quad R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k}}$$

これより、P1 橋脚基部(ELM5018)の終局状態における M- 関係を計算すると、M=9464.35(tfm)、 $\theta=8.16E-3(1/m)$ であり、強制変位量 2.0m で終局状態直前であることがわかる。

(2) 橋軸直角方向 (正・負)

先に述べたように、主桁は材料非線形特性をトリリニア型でモデル化しているが、図-6 に強制変位量 3.3m 時における ELM17 の橋軸直角方向の M- 関係を示す。主桁の骨格曲線において、第二降伏点では張出部 (低材質) が全塑性しているとともに、箱桁内 (高材質) が降伏することから、張出部の残留変位がかなり大きいと判断でき、緊急補修が不可能であると考えられる。このことより橋軸直角方向における終局判定を箱桁の降伏とすると、強制変位量 3.3m が限度と言うことになる。

(3) 鉛直方向 (上・下)

図-7 に鉛直上方向の強制変位量 0.5m 時における主桁の橋軸方向最大曲げモーメント分布図を示す。ケーブルは引張抵抗のみで圧縮抵抗は働かないので、鉛直方向上向きの変位に対しては主桁が早期に降伏することとなる。終局判定を箱桁の降伏とすると、強制変位量 0.5m で終局状態となることがわかる。

図-8 に鉛直下方向の強制変位量 6.6m 時における主桁の橋軸方向最大曲げモーメント分布図を示す。鉛直上方向と同様に、終局判定を主桁箱桁の降伏とすると、強制変位量 6.6m で終局状態となることがわかる。鉛直上方向よりも強制変位量が大きくなったのは、ケーブルの引張抵抗力によるものと考えられる。

4. 結論

本研究では、対象とした鋼斜張橋の P1, P2 橋脚間に断層変位が生じたと仮定し、P1 基礎節点に 0.1m 刻みで強制変位を与える静的非線形解析を行い、許容できる断層変位量および損傷部位を検討した。断層変位方向が橋軸方向の場合、橋軸方向曲げモーメントにより、断層変位 2.0m で P1 橋脚基部が終局状態となる。橋軸直角方向では、橋軸直角方向曲げモーメントにより、断層変位 3.3m で主桁中央付近の箱内が降伏直前となる。鉛直上方向では、橋軸方向曲げモーメントにより、断層変位 0.5m で主桁の箱桁が降伏直前となる。同様に鉛直下方向では、6.6m まで P1 橋脚の変位を許すことができると言える。

参考文献・資料：1)大塚・山平・小宮：鋼斜張橋の解析モデルおよび耐震補強案に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，2006.3。2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002.3。3)日本コンクリート工学協会・九州支部：断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会報告書，2002.11。

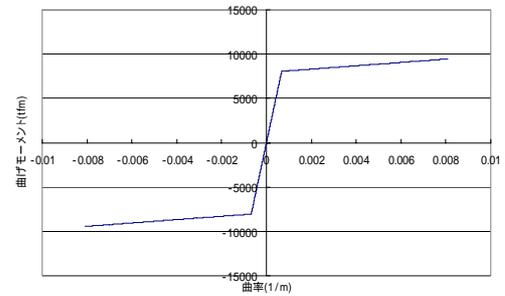


図-5 P1 基部(ELM5018)M- 関係 (橋軸方向)

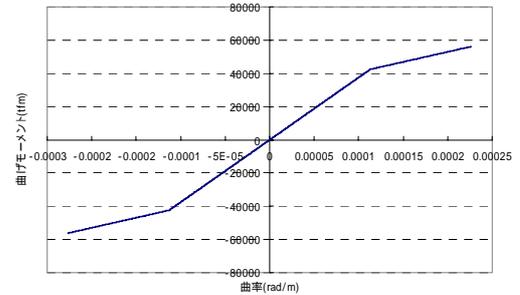


図-6 主桁(ELM17) M- 関係 (橋軸直角方向)

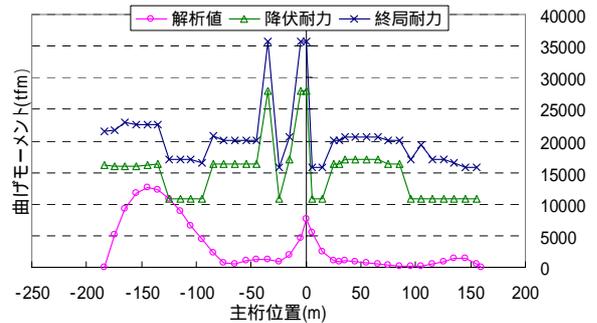


図-7 主桁橋軸方向最大曲げモーメント

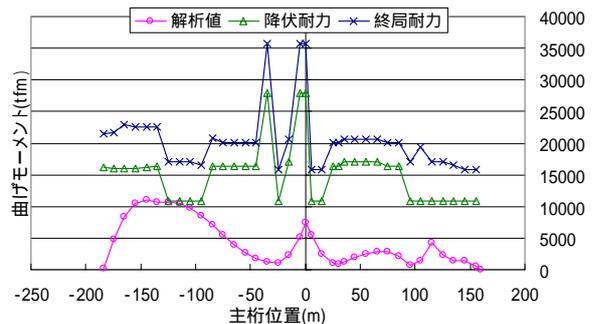


図-8 主桁橋軸方向最大曲げモーメント