

非線形有限要素解析による連続非合成多主桁橋の冗長化に関する考察

Redundancy of a non-composite multi-girder bridge based on nonlinear finite element analysis

熊谷宏之*

Hiroyuki KUMAGAI

*構造強度学研究室（指導教員：齊木功 准教授）

After the collapse of the I-35W Highway Bridge in Minneapolis, Minnesota in 2007, the importance of redundancy of bridges has been recognized. Although the multi-girder bridges are generally classified as redundant structure, it is not trivial which member contributes the redundancy of overall structure. As for composite girder bridges, RC deck and bracing systems are found to be effective in distributing the load after failure of the steel girder. However, for non-composite girder bridges, the contribution of RC deck is not clear since the composite action between deck and main girders has not been clarified under the situation that the bridge is subjected to the load beyond service load level. This study focuses on crossbeams and sway bracings of non-composite multi-girder bridges, and has evaluated the contribution to redundancy of these members through a series of nonlinear finite element analyses. As a result, cross beams and sway bracings are found to be alternate load path when the bridge has severe damage and to contribute the redundancy of the bridge.

Key Words: non-composite multi-girder bridge, redundancy, nonlinear finite element analysis, bracing systems

1. はじめに

2007年に米国ミネアポリスで起きた鋼トラス橋崩落事故を受けて、橋梁の設計において冗長性を確保することの重要性が再認識されている。鋼多主桁橋は冗長性の高い形式であるとされている¹⁾が、冗長性を高めている構造要因は明らかにされていない。二主桁橋では、主桁損傷時に下横構や分配横桁が効果的に機能すること²⁾、さらに、床版と主桁間をスタッドを用いて結合する合成桁であれば、床版によって荷重が分配されることが報告されている³⁾。非合成桁においても、実橋におけるスラブアンカーによる床版と主桁間の合成効果が報告されている⁴⁾が、活荷重レベルを超える状況におけるスラブアンカーの合成効果は確認されておらず、部材損傷時においても床版に対して合成桁と同等の効果を期待できるとする報告はない。一方で、多主桁橋では主桁間に荷重分配横桁を設けることが規定されており、非合成の多主桁橋は、主桁と分配横桁からなる格子桁として要求性能を満足するように設計される。よって本研究では、合成桁の主桁損傷時に床版が代替荷重経路となることを踏まえ、非合成桁の主桁損傷時には主桁間の分配横桁が代替荷重経路となって構造の冗長性を高める可能性があると考えた。そこで、非合成連続多主桁橋を対象として、床版と主桁間を非合成としてモデル化した上で、主桁間の分配横桁・対傾構の配置を変えたケーススタディを行い、主桁間の分配横桁・対傾構による構造の冗長化について考察した。また、2つの異なる損傷箇所について、損傷時の変形モードと危険度の評価を行った。

2. 解析方法

(1) 有限要素モデル

実際に供用されている4径間非合成連続5主1桁橋と同規模の橋梁（橋長183.2m、主桁高2.3m、主桁間隔2.35m）を解析対象とした。図-1, 2, 3に対象橋梁、分配横桁、対傾構の断面図をそれぞれ示す。主桁および分配横桁と床版は平面シェル要素、下横構・対傾構は骨組要素を用いてモデル化し、幾何学的及び材料非線形性を考慮した。鋼材のYoung係数は200GPaとし、主桁と分配横桁は弾塑性体、対傾構・下横構は弾性体としてモデル化した。弾塑性体についてはvon Misesの降伏条件、硬化係数をYoung係数の 10^{-2} 倍とした線形等方硬化則を用いた。非線形解析の準備として、まず床版と主桁間を剛体要素を用いて鉛直方向のみ結合した状態で死荷重および設計活荷重を載荷する線形解析を行い、その解析結果から、床版と主桁間の剛体要素に生じた鉛直反力を取り出し、それを外部荷重として主桁直上に載荷しなおす。その際、床版および床版と主桁間の剛体要素を削除した。さらに、床版による主桁間の橋軸直角方向の拘束効果を考慮するために、橋軸直角方向のみに剛性をもつ線形ばね要素を主桁の上フランジ間に設置した。線形ばね要素の剛性は、コンクリートのYoung係数を23.5GPaとして、一つの線形ばね要素に対して床版厚と床版の橋軸方向の幅を想定した断面を換算し、決定した。これを非線形解析用の解析モデルとし、図-4に示す。解析モデルの総節点数は118,824、総要素数は116,507となった。

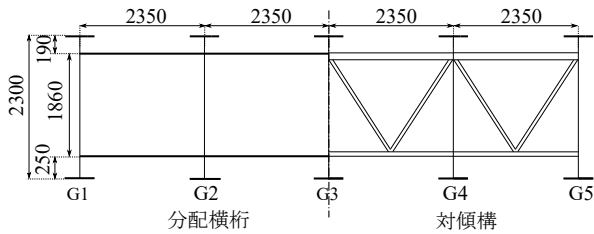


図-1 対象橋梁の断面図 (単位: mm)

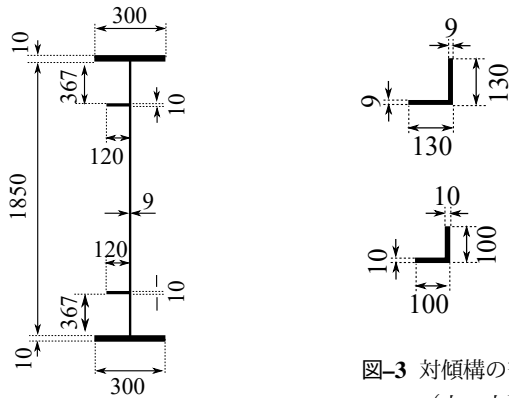


図-2 分配横桁の断面図 (単位: mm)

図-3 対傾構の部材断面図 (上: 上弦材・下弦材, 下: 斜材) (単位: mm)

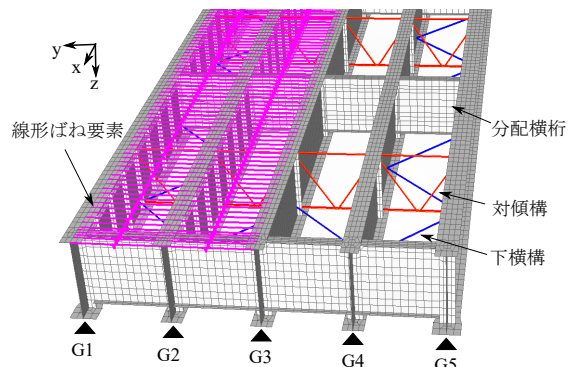


図-4 解析モデル (基本モデル)

(2) 損傷シナリオ・荷重載荷位置

支承付近において主桁が疲労損傷することを想定して、G1桁の支承付近の上下フランジ・ウェブの要素を主桁の橋軸方向に一要素分除去することで損傷をモデル化した。主桁端部が損傷する損傷シナリオAと、主桁の中間支点付近が損傷する損傷シナリオBの2つのシナリオを検討する。また、荷重は道路橋示方書に準じ、死荷重(D)と活荷重(L)を与える。活荷重はL荷重とし、各損傷シナリオについてせん断と曲げの2ケースの荷重を設定した。図-5に、損傷位置と p_1 荷重載荷位置を示す。図-5に示すように、損傷シナリオAには、荷重A1と荷重A2を設定し、損傷シナリオBには、荷重B1と荷重B2を設定した。非線形解析を行うにあたり、L荷重(L)を漸増させて解析を行う。このとき、L荷重(L)に対する倍率として荷重パラメータ f を定義し、解

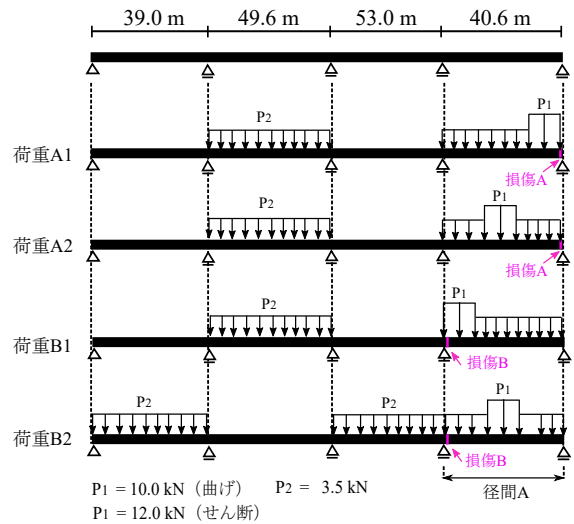


図-5 損傷位置と荷重ケース

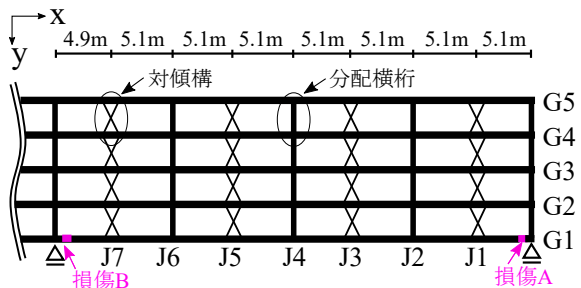


図-6 分配横桁・対傾構の配置 (基本モデル)

析モデルに作用させる荷重は、死荷重(D)を加えた後、 $D+f \cdot L$ とする。

(3) 分配横桁・対傾構の配置

分配横桁と対傾構の影響を比較するために、損傷を与える径間A内の分配横桁・対傾構の配置を変えた4つのモデルを準備する。参照した実橋に基づいた部材配置のモデルを基本モデルとし、分配横桁・対傾構の配置を図-6に示す。図-6に示すように、G1桁と分配横桁および対傾構の取付部を格点とし、J1～J7と呼ぶ。各モデルの格点の部材配置を表-1に示す。表-1に示すように、基本モデルに対して分配横桁が少ない場合を仮定して格点J2、J6の分配横桁を対傾構にしたモデルを横桁減モデル、分配横桁が多い場合を仮定して全ての対傾構を分配横桁にしたモデルを横桁増モデルとする。また、分配横桁と対傾構の配置を替えた場合を仮定して格点J1、J7の分配横桁と格点J2、J6の対傾構を入替えたモデルを横桁入替モデルとする。

表-1 格点の部材配置 (□: 分配横桁, ○: 対傾構)

モデル	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7
基本	○	□	○	□	○	□	○
横桁減	○	○	○	□	○	○	○
横桁増	□	□	□	□	□	□	□
横桁入替	□	○	○	□	○	○	□

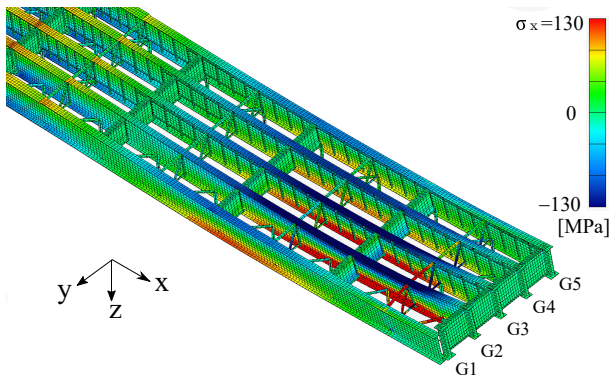


図-7 損傷シナリオ A 荷重 A1 の基本モデルの橋軸方向応力分布 ($f = 1.0$, 変形 10 倍)

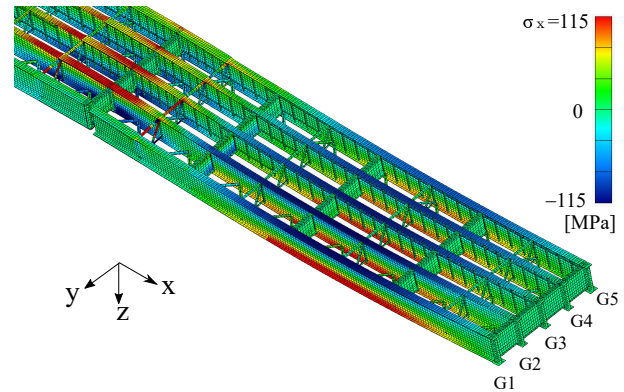


図-8 損傷シナリオ B 荷重 B1 の基本モデルの橋軸方向応力分布 ($f = 1.0$, 変形 10 倍)

3. 解析結果

(1) 損傷時の変形モードと危険度評価

a) 主桁端部損傷時の変形モード

図-7 に、損傷シナリオ A 荷重 A1 の基本モデルの $f = 1.0$ 時の橋軸方向応力分布を示す。図-7 より、G1 桁は損傷によって端支点との連続性を失っているにもかかわらず、損傷部から最も近い対傾構がある格点 J1 から中間支点に向かって、上フランジに圧縮応力、下フランジに引張応力が生じていることがわかる。G1 桁と G2 桁間の分配横桁・対傾構が代替荷重経路となって G1 桁から G2 桁に荷重を伝達することによって、G1 桁が正曲げを受け持つ主桁としての機能を維持していると考えられる。また、損傷した G1 桁から G2 桁に荷重が伝達されたことによって G2 桁の正曲げ変形が大きくなり、G2 桁の正曲げによって生じる橋軸方向応力がモデル内で最大となった。たわみについては、G1 桁の損傷部先端におけるたわみがモデル内で卓越した。損傷シナリオ A 荷重 A2 においても、同様の変形モードがみられた。

b) 中間支点部損傷時の変形モード

図-8 に、損傷シナリオ B 荷重 B1 の基本モデルの $f = 1.0$ 時の橋軸方向応力分布を示す。図-8 より、損傷部から最も近い対傾構がある格点 J7 から端支点側では G1 桁の上フランジに圧縮応力、下フランジに引張応力が生じていることがわかる。損傷シナリオ A と同様に、分配横桁・対傾構が代替荷重経路となって G1 桁から G2 桁に荷重を伝達することによって、損傷時によって連続桁の連続性を失った G1 桁は不安定構造とならずに正曲げを受け持つ機能を維持していると考えられる。損傷時には、損傷部に隣接する G2 桁の中間支点部の負曲げによって生じる橋軸方向応力がモデル内で最大となった。主桁の中間支点付近が損傷する損傷シナリオ B では、損傷シナリオ A とは異なり、損傷部先端のたわみはモデル内で卓越せず、損傷した G1 桁の正曲げ変形による支間内のたわみがモデル内で最大となった。たわみについては、損傷シナリオ A とは異なり、損傷部先端のたわみは

モデル内で卓越せず、損傷した G1 桁の正曲げ変形による支間内のたわみがモデル内で最大となった。

c) 損傷箇所による危険度評価

損傷シナリオ A と損傷シナリオ B の変形モードを比べると、損傷シナリオ A では損傷部先端のたわみがモデル内で卓越する一方で、損傷シナリオ B では正曲げ変形による支間内のたわみがモデル内で卓越した。損傷部先端のたわみは、道路の走行面に段差を生じさせるような変形であり、支間内における連続的な変形と比べて、使用性に及ぼす影響が高いと考えられる。よって、使用性の観点からは、損傷シナリオ A の方が損傷シナリオ B よりも危険度が高いといえる。

損傷シナリオ A と損傷シナリオ B の主桁に生じる応力に着目すると、損傷シナリオ A では損傷桁と隣接する主桁の正曲げによる応力が増大し、損傷シナリオ B では損傷桁と隣接する主桁の中間支点の負曲げによる応力が増大した。表-2 に、各損傷シナリオにおいて G2 桁に生じる橋軸方向最大応力の絶対値 $|\sigma_{x\max}|$ および評価点における降伏応力 σ_Y との比 $|\sigma_{x\max}|/\sigma_Y$ を示す。鋼材は SM490Y 級を用いており、降伏応力 σ_Y の値は支点部以外においてはフランジ厚が 16 mm ~ 40 mm の範囲にあるので 355 MPa であるが、中間支点においてはフランジ厚が 40 mm を超えるため 335 MPa である。表-2 より、各損傷シナリオにおける $|\sigma_{x\max}|/\sigma_Y$ を比較すると、損傷シナリオ B 荷重 B2 が最も高くなった。よって、損傷時の安全性の観点からは、損傷シナリオ B の方が危険度が高いといえる。

表-2 G2 桁に生じる $|\sigma_{x\max}|$ および $|\sigma_{x\max}|/\sigma_Y$

損傷シナリオ・荷重ケース	$ \sigma_{x\max} $	$ \sigma_{x\max} /\sigma_Y$
損傷シナリオ A 荷重 A1	218 MPa	0.61
損傷シナリオ A 荷重 A2	181 MPa	0.51
損傷シナリオ B 荷重 B1	227 MPa	0.68
損傷シナリオ B 荷重 B2	268 MPa	0.80

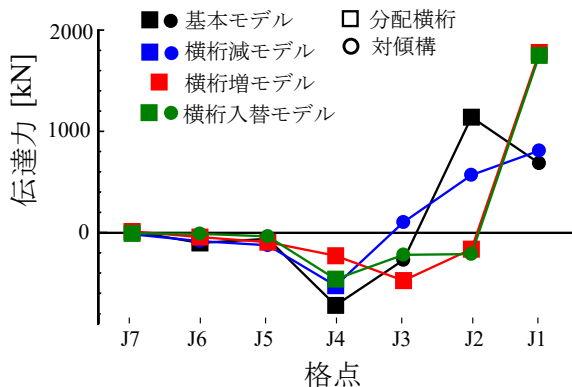


図-9 各モデルの格点で生じる伝達力 ($f = 3.0$)

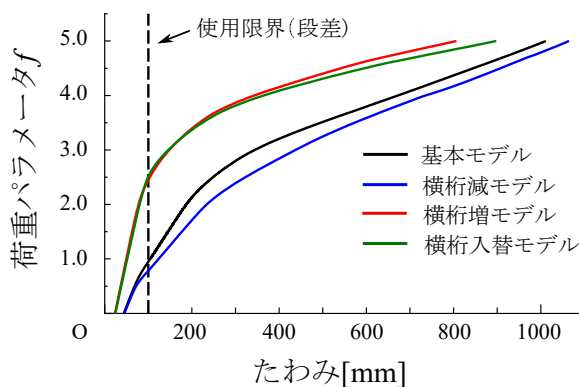


図-10 各モデルの損傷部先端における荷重 - たわみ関係

(2) G1 桁から分配横桁・対傾構に伝達する力

G1 桁から分配横桁・対傾構に伝達される鉛直方向の力を伝達力と定義する。損傷シナリオ A 荷重 A1 について、荷重パラメータ $f = 3.0$ 時の各モデルの格点で生じる伝達力を図-9 に示す。図-9 より、横桁増モデルと横桁入替モデルでは格点 J1 において主に伝達力が生じているのに対し、基本モデルでは格点 J1 と格点 J2、横桁減モデルでは格点 J1 ~ J3 において主に伝達力が生じている。各モデルの対傾構の変形状態に着目すると、基本モデルでは、 $f = 0.8$ で格点 J1 の対傾構の圧縮斜材が折れ曲がり、座屈しているのが確認できた。また、横桁減モデルでは、 $f = 0.6$ で格点 J1 の対傾構の圧縮斜材が座屈し、その後 $f = 2.2$ で格点 J2 の対傾構の圧縮斜材が座屈した。よって、伝達力が生じている格点の対傾構の圧縮斜材が座屈した場合は、次に損傷部に近い格点に生じる伝達力が大きくなると考えられる。つまり、代替荷重経路となった対傾構の圧縮斜材が座屈した後は、さらに損傷部に近い格点の分配横桁・対傾構が代替荷重経路として機能を発揮するといえる。また、横桁増モデルと横桁入替モデルのように、損傷部から最も近い格点 J1 に分配横桁が配置されている場合は、少なくとも $f = 3.0$ までは、主として格点 J1 の分配横桁のみが代替荷重経路として機能しつづけるといえる。

(3) 損傷時のたわみに対する冗長化

図-10 に、損傷シナリオ A 荷重 A1 の各モデルの損傷部先端における荷重 - たわみ関係を示す。 $f = 1.0$ 時のたわみをみると、基本モデルが 104 mm であるのに対して横桁増モデルは 50 mm、横桁入替モデルは 52 mm であり、基本モデルに対して横桁増モデルと横桁入替モデルは 50% 程度低減している。また、一般車両の徐行速度に対する段差の上限値として提示されている⁵⁾ 100 mm を使用限界とし、使用限界に達するときの荷重パラメータ f を比較すると、基本モデルが $f = 0.9$ であるのに対して、横桁増モデルと横桁入替モデルは $f = 2.5$ となり、基本モデルに対して、横桁増モデルと横桁入替モデルは使用限界に達する荷重値が活荷重 1.6 倍分大きくなった。よって、損傷部の近くに分配横桁を配置

すれば、損傷部先端におけるたわみを低減し、使用性に対する冗長性が向上するといえる。

4. まとめ

本研究による考察を以下にまとめる。

- 主桁端部損傷時および連続桁の中間支点部損傷時は、主桁間の分配横桁・対傾構が代替荷重経路として機能することによって、支点との連続性を失った損傷桁は不安定構造にならず、正曲げを受け持つ機能を維持する。
- 主桁端部損傷時には、損傷部先端のたわみがモデル内で卓越するような変形が生じる可能性があり、使用性に対する危険度が高い。
- 主桁損傷時は、損傷桁に隣接する主桁に生じる応力が増大する。特に、中間支点部損傷時の隣接主桁の中間支点における負曲げ応力の増大が大きい。
- 代替荷重経路となった対傾構の斜材が座屈した場合、損傷部から次に近い格点の分配横桁・対傾構が代替荷重経路として機能する。
- 損傷部付近に分配横桁を配置することで、損傷部先端におけるたわみを抑え、使用性に対する冗長性を高めることができる。

参考文献

- 1) Ghosn, M. and Moses, F.: *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 406 Redundancy in Highway Bridge Superstructures*, 1998.
- 2) Lam, H., Lin, W., Yoda, T.: Effects of bracing systems on redundancy of three-span composite twin I-girder bridge, *Journal of Structural Engineering*, Vol.60A, pp.59-69, 2014.
- 3) 橘吉宏, 辻角学, 越後滋, 高橋昭一, 三木千壽: 主桁損傷を受けた 2 主桁橋の残存耐力に関する考察, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.241-251, 2000.
- 4) 三木千壽, 山田真幸, 長江進, 西浩嗣: 既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.281-294, 2000.
- 5) 常田賢一, 小田和広, 中平明憲, 林健二, 依藤光代: 段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用, 土木学会地震工学論文集, Vol. 29, pp.596-604, 2007.

(2017 年 2 月 2 日 提出)