

地震による鋼上部構造横げたの損傷分析と 部材補強に関する試算

小森暢行¹・運上茂樹²・堺淳一³・星隈順一⁴

¹正会員 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
交流研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

²正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター
地震災害研究官（〒305-8516 茨城県つくば市旭 1 番地）

³正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

⁴正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
上席研究員（同上）

1. はじめに

平成 19 年の新潟県中越沖地震、平成 20 年の岩手・宮城内陸地震における橋梁の被害の中で、鋼 I 桁構造の支点周辺部材に損傷が生じたことが報告されている^{1) 2)}。これらの地震によって鋼上部構造が受けた損傷は、支点部周辺部材のみの局所的な座屈被害であり、橋梁の耐震性能に影響を及ぼすような致命的なものとはなっていないかった。

道路橋示方書・同解説³⁾では、支承端部直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある部分には、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横桁あるいはダイヤフラム等により補強するとされているが、その具体的な補強法や設計法は示されていない。このため、実際の被害状況を踏まえた上で、合理的な構造とその設計法が必要とされている。

本稿は、損傷を受けた上部構造を対象に現況部材の耐力を算出し被害状況との相関を分析するとともに、レベル 2 地震荷重に対し部材断面の試算を行った結果を報告するものである。

2. 被害の特徴

図-1～図-3 は、平成 19 年の新潟県中越沖地震、平成 20 年の岩手・宮城内陸地震における鋼上部構造の被害を示したものである。これらの被害は主として、対傾構や支点上垂直補剛材に損傷が見られたことから橋軸直角方向の地震力により生じたものと推定されている。なかで



図-1 中間支点上対傾構の座屈

および隣接中間対傾構の座屈の例¹⁾

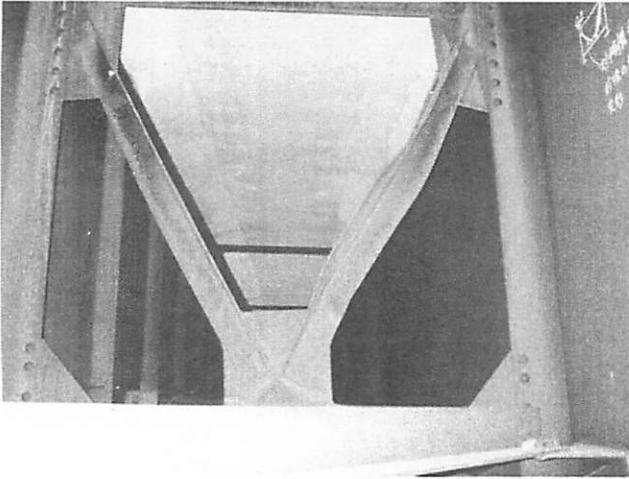


図-2 中間支点上対傾構の座屈の例²⁾

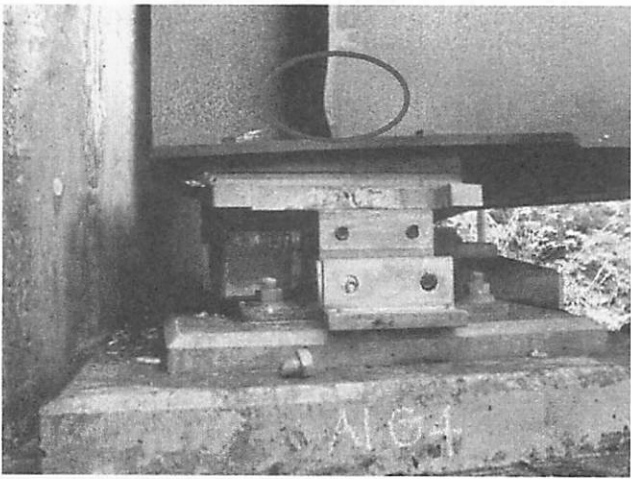


図-3 端支点上垂直補剛材の座屈の例²⁾

も、中間支点上の対傾構において顕著な座屈変形等の損傷が見られたものがあった。

中間対傾構および横構については、いずれも損傷を受けた支点上の対傾構に隣接する箇所において被害が見られたものがあった。

さらに、支点上垂直補剛材については、支点上垂直補剛材の両側に設置される補強リブが設置されていない箇所において、座屈変形を生じた被害が見られたものがあった。

3. 現橋の状況と耐力の推定

現橋の状況を把握するため、常時、風時、レベル1地

震時における荷重および道路橋示方書・同解説⁴⁾に示される最大細長比の規定を満足する断面の照査を行った。

なお、ここに示した照査結果は部材断面等を設計図等により確認して評価したものではなく、概観からの被災調査結果に基づいて想定した断面に対する試算結果を示したものである。その結果、損傷を受けた対傾構等は全てレベル1地震時の荷重ケースで断面決定されているわけではなく表-1に示す通り常時等で断面決定されている部材もあった。

各部材の現況における地震時の損傷との関係を把握するため、現状の断面が有する耐荷力を抵抗可能な水平震度に換算し、その抵抗水平震度で評価するものとした。

ここで、抵抗可能な水平震度が大きいほど現況断面で地

表-1 現況部材の断面決定ケース

		決定ケース
支点上横桁（対傾構）	端支点上	常時
	中間支点上	L1地震時
中間対傾構		最大細長比
横構		L1地震時
支点上垂直補剛材	端支点上	風時
	中間支点上	風時

表-2 対象橋梁の諸元

	A 橋	B 橋
橋 種	鋼3径間連続非合成鈹桁	鋼3径間連続非合成鈹桁
橋 長	112.5m	148.0m
支 間 長	35.0m+41.5m+35.0m	45.35m+56.0m+45.35m
有 効 幅 員	10.5m	7.0m
主桁数(桁高)	5主桁 (1.3m～2.0m)	5主桁 (2.5m)
主 桁 間 隔	2.7m	2.4m
座 屈 被 害	中間支点上対傾構 中間対傾構	中間支点上対傾構 中間対傾構 横 構

表-3 各部材の抵抗可能な水平震度の値

		A 橋	B 橋
橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いられた設計水平震度 $k_h c(L2)$		0.60	0.70
支点上横桁（対傾構）	端支点上	0.65	0.75
	中間支点上	0.40	0.29
中間対傾構		1.47	2.03
横構		0.29	0.29
支点上垂直補剛材	端支点上	0.43 (2.06)	0.39 (15.39)
	中間支点上	0.40 (0.97)	0.32 (12.58)

() 内は補強リブを考慮した場合の値を示す
横構は、部材のうち最も小さい値を示す

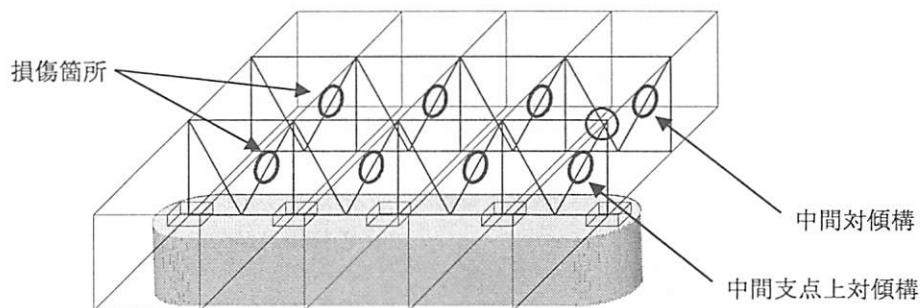


図-4 中間対傾構損傷箇所

震時に高い耐荷力を有していることになる。対象は新潟県中越沖地震および岩手・宮城内陸地震において損傷を受けた表-2に示す2橋梁とし、橋軸直角方向地震に対する部材として支点上対傾構、中間対傾構、横構、支点上垂直補剛材を分析対象とした。抵抗可能な水平震度の計算結果を表-3に示す。ここで、設計水平震度 $k_h c(L2)$ は、橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いられた震度である。また、抵抗可能な水平震度の算出にあたり、各部材の応力度の許容値は実際の損傷状況を分析するため許容応力度ではなく基準降伏点からなる降伏応力度に座屈の影響を考慮した値とした。

表-1 および表-3の結果より、常時、風時、レベル1地震時の荷重による断面照査において、レベル1地震時のケースで断面が決定していた中間支点上対傾構および横構は比較的耐力が小さく、地震時で決まっていなかったその他の部材は地震時荷重に対し余裕を有していたことが分かる。

4. 損傷箇所の分析

(1) 支点上横桁（対傾構）

表-3より、対象としたA、B両橋ともに端支点上の対

傾構が中間支点上の対傾構よりも高い耐荷力を有している。これは、端支点は床版が打ち下ろされることから輪荷重が直接作用し、その輪荷重による常時のケースで断面が決定しており地震力としての水平力に対しては応力度に余裕を有しているのに対し、中間支点ではレベル1地震時で断面が決定しているからである。

また、橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度 $k_h c(L2)$ と比較しても端支点上は現況断面でレベル2地震荷重に対する耐力を上回っているが、中間支点上は耐力が下回っている。この結果は、端支点上対傾構には損傷は見られず中間支点上対傾構のみ損傷を受けた実橋の損傷状況と調和的である。

(2) 中間対傾構

中間対傾構を構成する形鋼は、一般的に応力度で断面が決定しておらず、道路橋示方書・同解説⁴⁾による部材の最大細長比の規定により断面が決定している。したがって、現況断面は地震荷重に対しても応力度に大きな余裕がある結果となっている。

しかし、実橋では座屈損傷を受けているため、耐力と実橋の損傷状況が一致しないこととなる。そこで、中間対傾構の損傷箇所に着目してみると損傷箇所は図-4に

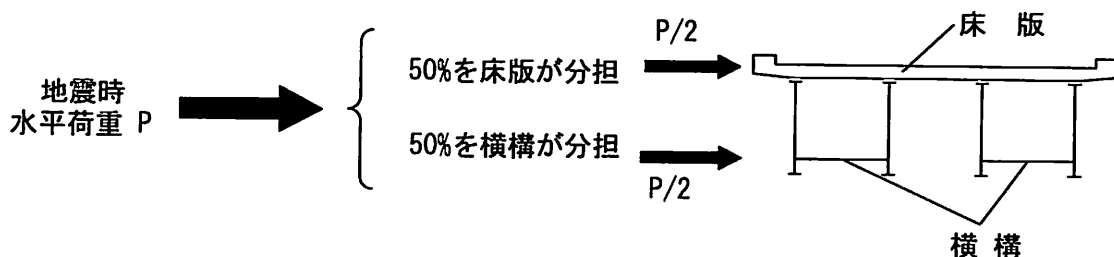


図-5 一般的な横構設計荷重の分担率

表-4 横構分担率と抵抗可能な水平震度

横構分担率 (%)	A 橋	B 橋
10	1.45	1.45
25	0.58	0.58
50	0.29	0.29
橋脚の地震時保有水平耐力法の照査に 用いるL2設計水平震度(khc)	0.60	0.70

示す通り、損傷を受けた中間支点上対傾構の隣接する箇所にも見られることが特徴として挙げられる。

地震力に対する耐力が高いにもかかわらず支点部の隣接する箇所に損傷が見られることより、中間対傾構の損傷は、はじめに支点上の対傾構が損傷することにより隣接する中間対傾構に想定以上の作用力が分散し、中間対傾構の損傷に繋がったものと考えられる。

(3) 横構

横構は、中間対傾構と同様に損傷を受けた中間支点上対傾構に隣接する箇所にのみ若干の座屈被害が見られた。レベル1地震時によりほとんどの断面が決定しており耐力は低いものの顕著な損傷は見られない。これは、横構の設計荷重が実際より安全側に考慮されているためと考えられる。

横構の設計は、図-5に示す通り鋼道路橋設計便覧⁵⁾より鉄筋コンクリート床版を持つ橋では、床版が地震時水平荷重の1/2(50%)を分担すると考え、横構は残りの水平荷重の1/2(50%)を分担するとし設計を行うのが一般的である。ただし、実際の横構が分担する水平力は上部構造に作用する全水平力の10~25%との既往の研究成果⁶⁾⁷⁾も示されており、分担率50%は、横構の設計荷重としては実際に作用する水平力よりも大きな荷重を考慮していると考えられる。

表-4に横構分担率が10%および25%、50%の場合の横構の抵抗可能な水平震度を示す。表-4より実橋の横構分担率が仮に25%の場合、設計水平震度khc(L2)と同程度となる。したがって中間対傾構と同様に、はじめに支点上

の対傾構が損傷することにより、隣接する横構に想定以上の作用力が分散し、損傷に繋がったものと考えられる。

(4) 支点上垂直補剛材

支点上垂直補剛材は端支点、中間支点ともに同程度の耐力を有しているが、設計水平震度khc(L2)と比較すると単体では耐力が下回っている。しかし、補強リブを断面に考慮した場合、耐力が大幅に増加する。これは、実橋において、補強リブを設置している橋梁に損傷は見られず、設置していない橋梁に座屈被害が見られることから、実橋損傷状況と調和的である。

(5) 分析結果

実橋の損傷と常時、風時、レベル1地震時において用いられる一般的な設計手法により算出した現況断面が有する耐力の大きさとが比較的一致することが分かった。特に中間対傾構および横構は座屈による損傷が見られるものの、その損傷は中間支点上対傾構の損傷が先行した場合に限ることが推測でき、支点上対傾構の損傷の有無が重要であることが分かった。

5. レベル2地震時荷重に対する断面照査の試算

分析結果より被害を受けた表-2に示すA、B両橋の中間支点上対傾構に対して、設計上のレベル2地震動相当の地震力が作用したことを想定し、部材に発生する応力度を算出し、必要断面の試算を行った。

試算方法としては、常時、風時、地震時に対して一般

的に用いられる方法とし、本稿では地震時水平力は影響線解析により求めた各下部構造が分担する上部構造重量に設計水平震度を乗じた値とし、さらに設計水平震度は実際の地震時に作用した地震動は観測記録がなく不明であることから、ここでは橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度 k_{hc} (L2) を用いた。また許容値は、レベル2 地震時荷重に対しては許容応力度ではなく基準降伏点からなる降伏応力度に座屈の影響を考慮した値とした。

中間支点上対傾構の試算における地震時水平力算出式を示す。

$$P_h = W_u \times k_{hc} / n \tag{1}$$

$$W_u = \sum A \times W_d / L \tag{2}$$

ここに、

- P_h : 対傾構 1 組に作用する地震時水平力(kN)
- W_u : 各下部構造が分担する上部構造重量(kN)
- k_{hc} : 橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるレベル2 地震時の設計水平震度
- n : 対傾構の組数(主桁本数-1)
- $\sum A$: 図-6 に示す分担重量算出のための影響面積の合計値(m)

W_d : 死荷重反力の合計(kN)
 L : 橋長(m)

また、中間支点上対傾構の部材軸力を算定する際のモデルとして種々のモデルが考えられるが、本稿においては中間支点上対傾構の実橋損傷が斜材に見られることから斜材に軸力が適切に作用するように、上・下弦材位置にそれぞれ地震時水平力の1/2を載荷するような図-7に示すモデルとした。なお、一般的に用いられるモデルとして床版の剛性は考慮しないものとした。

断面照査結果を表-5 に示す。本試算例では、レベル2 地震動に対して設計しても、形鋼の1, 2 ランク程度の部材断面増で許容値を満足する結果となった。このような点は被害を受けなかった事例をさらに増やし検討が必要であると考えられる。

6. 結論

平成 19 年の新潟県中越沖地震、平成 20 年の岩手・宮城内陸地震において損傷を受けた上部構造を対象に、現況部材の耐荷力を試算により推定し、損傷箇所と耐荷力の関係を分析した。

また、中間支点上対傾構を対象としレベル2 地震時荷

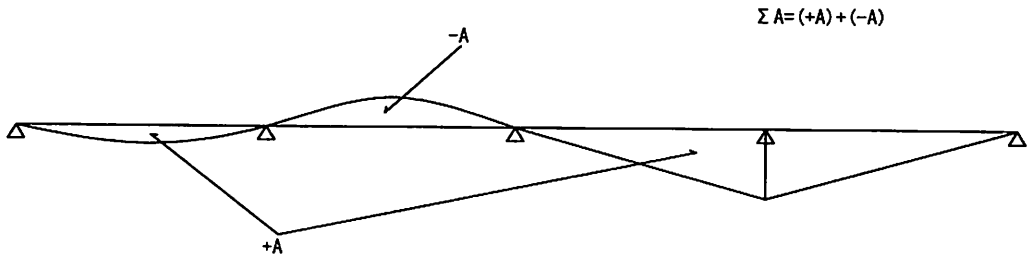


図-6 影響面積

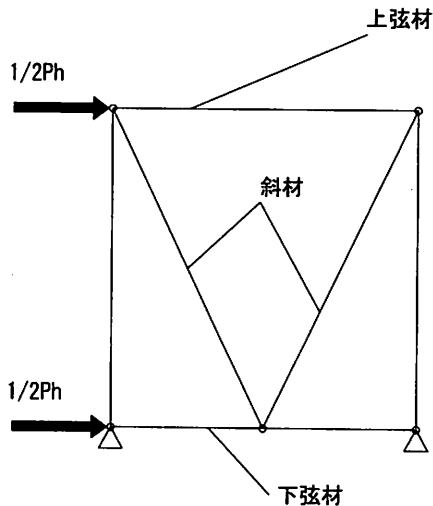


図-7 中間支点上対傾構モデル

表-5 中間支点上対傾構の断面照査結果

橋 梁		A 橋	B 橋
L1設計水平震度 (kh)		0.26	0.25
L2設計水平震度 (khc)		0.60	0.70
上下弦材	基設計	CT 118*178*10*8 ↓	CT 95*152*8*8 ↓
	L2設計	CT 144*204*12*10	CT 144*204*12*10
斜材	基設計	L 130*130*9 ↓	L 130*130*9 ↓
	L2設計	L 130*130*15	L 150*150*19

重に対し必要な断面の試算を行った。本研究の結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 端支点よりも中間支点部の部材の方が耐荷力が低く実橋被害も中間支点部に見られ、これは、常時・風時・レベル1地震時の照査に用いられる一般的な照査手法による計算結果の傾向とも調和的である。
- 2) 支点上垂直補剛材は、補強リブが設置されていないものについては座屈被害が見られるが、補強リブが設置されている橋梁については座屈被害は見られない。耐荷力は、補強リブを考慮した場合には2倍以上増加するため、計算結果の傾向とも調和的であり補強リブが橋軸直角方向の耐荷力増加に寄与していると考えられる。
- 3) 中間支点上対傾構は、本試算例ではレベル2地震時荷重に対し設計を行った場合でも、形鋼のランクが1, 2ランク程度増加する程度で許容値を満足した。被害を受けなかった事例等を含めて設計法の検討が必要と考えられる。
- 4) 横構では床版との水平力の分担率の大きさが断面決定要因となるため、発生する部材力を具体的に算出できるようモデル・分担率を検討する必要がある。

- 5) 中間対傾構、横構は、地震による顕著な被害が確認されていないこと、また支点上の横桁が十分剛でここに面外変形を生じないように設計した場合には、これらの部材には大きな作用力が発生しにくいと考えられることを踏まえた設計法の検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所；平成19年(2007年)新潟県中越沖地震被害調査報告，土木研究所資料，第4086号，2008.2
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所；平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料，第4120号，2008.12
- 3) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，2002.3
- 4) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編，2002.3
- 5) 日本道路協会；鋼道路橋設計便覧，1980.8
- 6) 日本橋梁建設協会・設計部会；プレートガーダー橋の下横構の省略に関する一考察，橋梁と基礎，pp. 37-40，1989.9
- 7) 尾下里治，松永静男，天沼邦彦，加藤進；下横構省略によるプレートガーダー橋の構造改善策，橋梁と基礎，pp. 33-38，2004.5