

I-84

ゲルバーヒンジを有する既設橋の載荷試験と補強対策について

北海道開発コンサルタント(株)	正員	菅原登志也
北海道開発局開発土木研究所	正員	西村 敦史
(株)長大	正員	田所 洋一
(株)構研エンジニアリング	正員	池田 正夫

まえがき

平成6年2月の道路橋示方書の改訂に伴い、橋梁設計活荷重が38年ぶりに大幅に見直し改訂された。この改訂により輪荷重は8tonから10tonへと変更され、新活荷重(B活荷重)と旧活荷重(TL-20)を断面力レベルで比較すると曲げモーメント比で約15~30%、せん断力比で約20~50%の増大となる。このような設計活荷重の増大に伴い、耐荷力調査で補強が必要とされる既設橋の補強方法が全国的に大きな課題となっている。特にゲルバーヒンジ部は、従来から構造的弱点として様々な問題の発生が指摘されている部位であり、設計活荷重増大の影響が最も大きいものと懸念されている。

鋼桁のゲルバーヒンジ部の桁切欠き形状は、架設年度などの違いにより、①フランジを円弧状に曲げたRフランジタイプと、②支点側下フランジを延長させて腹板の内側まで割り込ませた割り込みフランジタイプに大別される。桁切欠き部付近では、せん断力が大きくRフランジタイプより割り込みフランジタイプの方が構造的に有利であるとの報告もされているが、昨今の車両の大型化を考えれば、桁切欠き部に発生するせん断力が増大することになり桁切欠き部が損傷を受ける危険性が大きくなる。

そこで、割り込みフランジを有する桁切欠き部の耐荷力の判定と補強対策について検討するため、一般国道451号石狩川橋において実橋載荷試験(静的載荷試験)とFEM解析結果の比較に基づきゲルバーヒンジ部の有効な補強対策について報告するものである。

本文は、実橋載荷試験(静的載荷試験)とFEM解析結果の比較に基づきゲルバーヒンジ部の有効な補強対策について報告するものである。

1. 橋梁諸元

橋梁諸元を下記に、構造断面図と側面図を図-1及び図-2に示す。

橋梁名: 石狩川橋	路線名: 一般国道451号
上部工形式: 変断面ゲルバー鋼桁橋	架設年次: 昭和37年
下部工形式: 逆T式橋台(直接基礎)	適用示方書: 昭和31年(1等橋)
逆T式橋脚(直接基礎)	設計活荷重: TL-20
橋長: 232.0m	床版厚: 200mm(鉄筋コンクリート床版)
支間: 対象ゲルバー部(吊り桁)22.5m	材質: SM41W

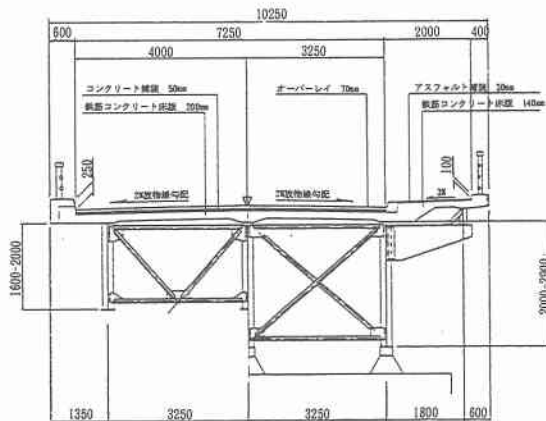


図-1 断面図

Full Scale Loading Test and Strengthening Measures for Existing Bridges of Steel Beam with Gerber Hinge  
by Toshiya SUGAWARA, Atushi NISIMURA, Yonichi TADOKORO and Masao IKEDA

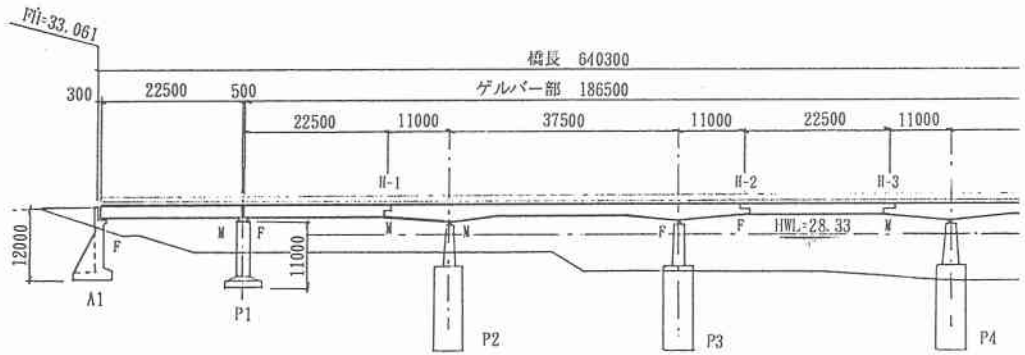
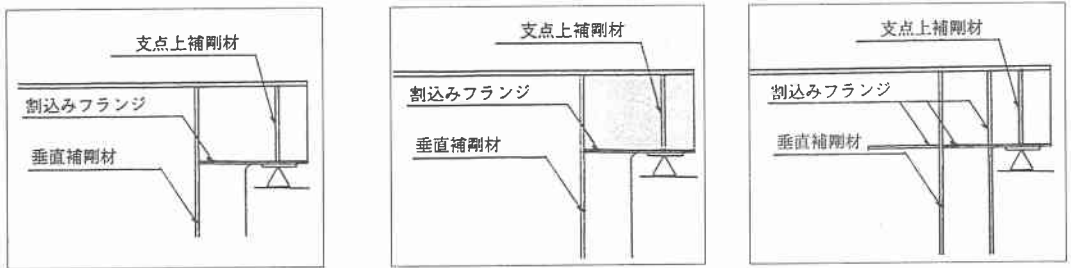


図-2 側面図

## 2. 実橋載荷試験の概要

実橋載荷試験では、「既設橋の耐荷力調査に関わる実応力測定実施要領（暫定案）」（北海道開発局建設部道路維持課）に従い、静的載荷試験と応力頻度測定を行った。静的載荷試験では夜間に一時通行止めを行い、総重量20tonに調整したダンプトラックを使用し、桁切り欠き部に最大断面力が発生する位置に載荷して主桁などの実応力度を測定した。

今回の実橋載荷試験では、応力集中が生じる桁切欠き部の特性把握と補強方法の妥当性を検証するために補強前（a）と鋼板増厚による補強後（b）において載荷試験を行うこととした。さらに、この結果をFEM解析と比較しFEM解析の妥当性を確認した上で、ゲルバーヒンジ部の有効な補強対策を解析値により検討した。補強概要を図-3に示す。



(a) 補強無し

(b) 鋼板増厚

(c) 割り込みフランジの増設

図-3 補強概要図

## 3. 実応力度の計測

### 1) 計測位置

桁切欠き部の実測応力度の計測位置は、応力集中が最も大きいと考えられる隅角部を中心に割り込みフランジの上下に配置した。また、本橋の場合は、割り込みフランジが垂直補剛材を貫通して腹板に達していないため、割り込みフランジと垂直補剛材との交差部付近にも測定点を設けた。

ひずみゲージ取り付け位置を、図-4に示すが、桁製作時の腹板初期ひずみの影響を考慮して主要位置のゲージに関しては腹板の両側に取り付けた。

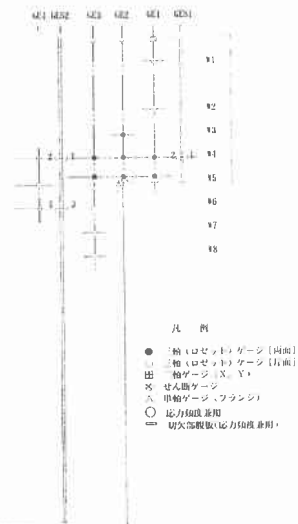


図-4 ひずみ計測位置

2) 計測システム

静的荷重試験および応力頻度測定のための計測システムを図-5に示す。

静的荷重試験は50点用のスキャナを用い静ひずみ測定器(UCAM-70A-20)にて測定を行い、測定データはUCAM-70Aに内蔵されたディスクに磁気記録し、データ整理の迅速化及び簡素化に努めた。

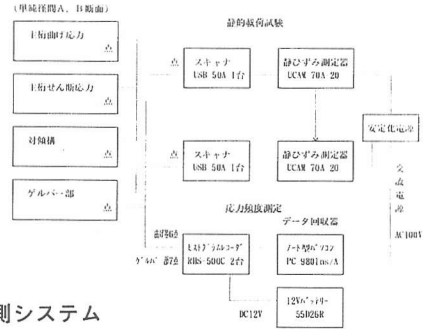


図-5 計測システム

4. 静的荷重試験

1) 試験の目的

静的荷重試験は、桁切欠き部に発生する最大応力度と荷重位置の関係を把握するためと、解析応力度と実測応力度を比較し桁補強対策とその範囲を検証することを目的とする。今回は、補強前(図-3(a))と補強後(図-3(b))の荷重試験を行った。

2) 荷重用トラックの諸元

静的荷重試験では、2台の荷重用ダンプトラックを用意し、砂利を積載して総重量を約20tonに調整した。

このダンプトラックについては解析応力度算出の資料とするため、荷重試験実施前に車軸間隔及び軸重計により軸重量の計測を行った。その結果を表-1に示す。

荷重用試験車の諸元 (ゲルバー補強前)

車両番号	輪重 (t)			総重量 (t)	輪間距離 (mm)	
	F	R1	R2		L1	L2
A車	5.40	7.60	7.50	20.50	1,300	3,200
B車	4.70	8.05	8.00	20.75	1,300	3,200

荷重用試験車の諸元 (ゲルバー補強後)

車両番号	輪重 (t)			総重量 (t)	輪間距離 (mm)	
	F	R1	R2		L1	L2
A車	4.95	7.75	7.65	20.35	1,300	3,200
B車	5.40	7.50	7.65	20.55	1,300	3,200

表-1 荷重トラックの諸元

3) 荷重ケース

図-3(a), (b)とも同じ荷重ケースとし、橋軸直角方向には1台の荷重車をG1側地覆沿いに荷重した。橋軸方向には、ゲルバー支点上に後輪後軸を合わせた荷重ケースから順次支点上から支間中央に向かって0.125m, 0.25m, 0.5m, 1.0m, 2.0m, 3.0m, 14.65m (支間中央) の位置に後輪後軸を合わせた合計8ケースを2台の荷重用ダンプトラックにてそれぞれ行った。

4) 実測応力度と解析応力度の比較

実測応力度における補強前後の比較は、A車、B車の軸重測定の結果、補強前のA車と補強後のB車の軸重及び総重量がほぼ一致することから、これらの結果を比較した。解析応力度の算出は、荷重試験と同じ荷重条件で単位荷重によるFEM解析により求めた。

橋軸方向の荷重位置が支点から1.0mの位置で最大ひずみが発生しており、このケースにおける補強前後の実測応力度を表-2に、最大主応力について図-7に示す。また、FEM解析による最大主応力については図-8に示す。なお、表中の着色部は鋼板増厚による補強部を示す。

これらの結果によると、補強前の主応力は桁切欠き部を中心に大きな応力が発生しているが、鋼板増厚による補強部の主応力は、補強前の10%~20%の応力度に大きく低減されており主応力方向も変化している。しかし、切欠き部下方の応力度はほとんど改善されておらず構造的弱点が残っている。

荷重車1台、ゲルバー支点1m、路肩30cm

CH	名称	単位: 応力(kg/cm <sup>2</sup> )			
		補強前	補強後	前/後	
フ	GES1	σ	143	151	1.06
	GES2	σ	-118	149	1.27
	GE1U	σ	32	46	1.47
	GE1L	σ	63	44	0.70
	GE2U	σ	2	6	3.00
	GE2L	σ	-21	-6	0.30
	GE3U	σ	-17	-15	0.88
	GE3LU	σ	2	11	5.00
	GE3LL	σ	23	19	0.82
	GES21	σ	23	19	0.82
	GES22	σ	19	19	1.00
	GES23	σ	23	29	1.27
ラ	GES24	σ	29	29	1.00
	GE1W1	σ	44	25	0.57
	GE1W2	σ	52	29	0.57
	GE1	σ	341	85	0.25
	W4	σ	153	43	0.28
	GE1	σ	364	33	0.09
	W5	σ	158	15	0.09
	GE2	σ	231	90	0.39
	W3	σ	110	42	0.38
	GE2	σ	289	96	0.32
	W4	σ	128	35	0.28
	GE2	σ	405	40	0.10
シ	W5	σ	146	12	0.08
	GE12	σ	225	27	0.12
	GE23	σ	162	15	-0.09
	GE23	σ	311	296	0.95
	GE3	σ	162	76	0.47
	W4	σ	59	27	0.45
	GE3	σ	161	35	0.22
	W5	σ	48	11	0.22
	GE3	σ	226	11	0.05
	W6	σ	72	68	0.94
	GE1	σ	172	166	0.97
	W7	σ	56	56	1.00
GE3	σ	127	133	1.05	
W8	σ	42	43	1.03	
GE4	σ	18	28	1.56	
W4	σ	3	8	2.57	
GE4	σ	341	-85	-0.25	
W6	σ	46	39	0.85	
GE4	σ	40	40	1.00	
W6	σ	-1	20	-29.33	
GE4	σ	-295	-29	0.10	
W4	σ	139	24	0.17	
GE1R	σ	322	-18	-0.05	
W5	σ	138	10	0.07	
GE2R	σ	214	90	0.42	
W3	σ	101	39	0.39	
GE2R	σ	280	98	0.35	
W4	σ	120	33	0.28	
GE2R	σ	376	16	0.04	
W5	σ	131	7	0.05	
GE3R	σ	147	76	0.52	
W4	σ	49	22	0.44	
GE3R	σ	139	32	0.23	
W5	σ	38	11	0.28	
GE3R	σ	215	190	0.89	
W6	σ	71	61	0.87	

補強部 σ: 最大主応力と最小主応力の絶対値の大きい主応力

表-2 実測応力度比較表

図-7、及び図-8に示した様に切欠き部を3つのグループに分け、それぞれの特性を解析値と比較した。A部は割り込みフランジ上部、B部は割り込みフランジ下部、C部は割り込みフランジと垂直補剛材の交差部で腹板側を示す。また、実測応力と解析応力の補強前に発生した応力を100%とした場合に、補強後各部に発生した応力の低減率を表-3及び表-4に示す。ここで、解析結果で使用している要素番号は実測ゲージ位置と対応した要素位置を抽出した。

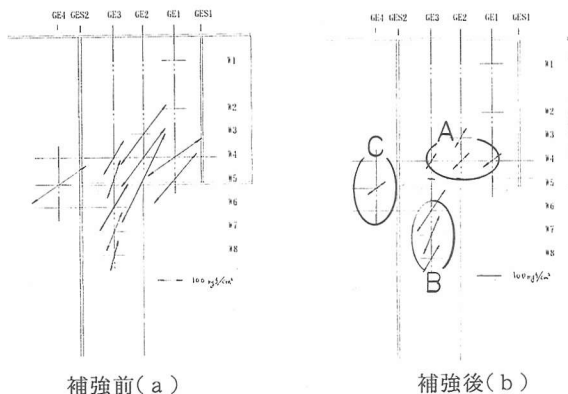


図-7 実測最大主応力図

ゲージ位置	実測			平均値	
	補強前	補強後	低減率		
A部	GE1 W4	-341	-85	0.25	0.26
	W5	-364	-33	0.09	
	GE2 W3	231	90	0.39	
	W4	299	36	0.32	
	W5	405	40	0.10	
	GE3 W4	162	76	0.47	
B部	GE2 W7	161	35	0.22	0.96
	GE2 W6	311	296	0.95	
	W6	226	207	0.91	
	W7	72	68	0.94	
C部	W8	127	133	1.05	0.94
	GE4 W4	18	28	1.56	
	W5	-341	-85	0.25	
W6	40	40	1.0		

表-3 補強後実測応力度の低減率

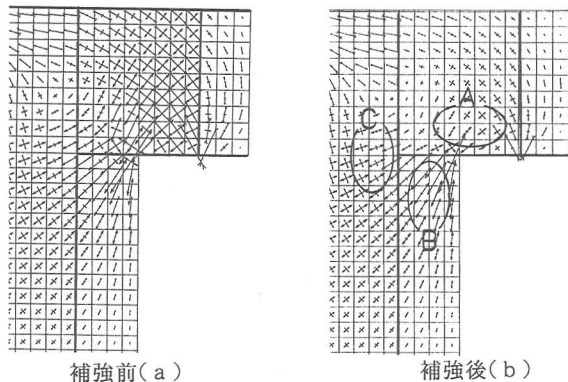


図-8 解析最大主応力図

要素番号	解析			平均値	
	補強前	補強後	低減率		
A部	1250	-23	-10	0.43	0.38
	1258	16	5	0.31	
	1244	27	10	0.37	
	1252	35	12	0.34	
	1260	44	15	0.34	
	1255	17	7	0.41	
B部	1263	24	11	0.46	0.94
	1265	73	62	0.85	
	1271	29	28	0.97	
	1279	21	20	0.95	
C部	1287	14	14	1.00	1.06
	1402	11	11	1.00	
	1418	16	18	1.13	
	1426	17	18	1.06	

表-4 補強後解析応力度の低減率

補強前後の静的荷重試験による実測応力度の比較と、解析結果との比較検討を行い補強対策の効果を検証する。

- FEM解析においても、実橋荷重試験と同様な荷重ケースを設定し解析を行ったが、解析結果でも支点から1.0mの荷重点で最大ひずみが発生した。また、補強前後の主応力の低減や、主応力方向の変化特性も同じ傾向を示しており、実測応力度の測定結果はFEMの結果とよく整合している。
- 鋼板増厚による補強部位（A部）においては、応力度の低減が大きく図られたが、割り込みフランジ下方と垂直補剛材腹板側の増厚を行っていない位置（B、C部）では補強による効果は殆ど見られない。
- フランジの実測応力は、比較的小さな応力ではあるが補強前後で変化は認められない。FEM解析による補強後のフランジ応力は、低減される傾向が認められた。これは、実際の増厚鋼板が割り込みフランジや支点上補剛材等に直接接続されていないのに対し、解析モデルにおいては、一体化されているためと推察される。
- 切り欠き部のせん断応力(GE1-W1, W2)は補強後にいずれも57%に低減しており（表-2）、鋼板増厚の効果が認められた。

## 5. 補強対策の検討

以上の比較結果から補強対策の効果をFEM解析を基に比較検証する。

補強対策の検討要素として、

- ① FEMモデルとの整合性を高めるため増厚鋼板とフランジを一体化させる。
- ② 図-3(a)の部分鋼板増厚では改善されなかった割り込みフランジ下部においても鋼板増厚補強を行う。
- ③ 割り込みフランジを垂直補剛材から腹板方向に延長する。
- ④ 垂直補剛材の腹板側に鋼板増厚補強を行う。
- ⑤ 鋼板増厚は一切行わず、新たな補強フランジを隅角部腹板端部に鉛直方向に設置し、上フランジまで割り込ませる。

上記の5項目のうち、①は解析モデルですでに考慮されているためIモデル(②)、IIモデル(②+③)、IIIモデル(②+④)、IVモデル(⑤)の4モデルについて検証を行った。その結果を図-9～図-12に示す。

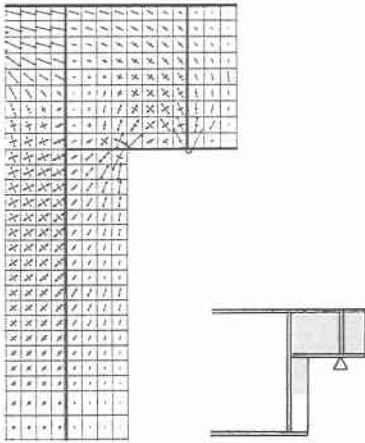


図-9 モデルI 主応力図

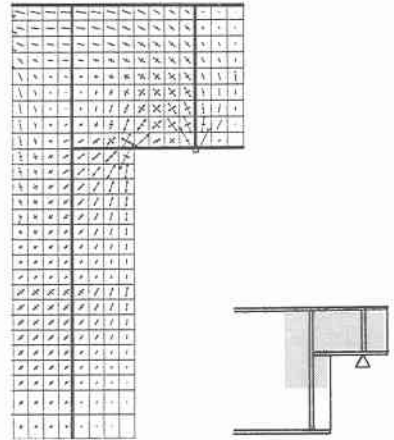


図-10 モデルII 主応力図

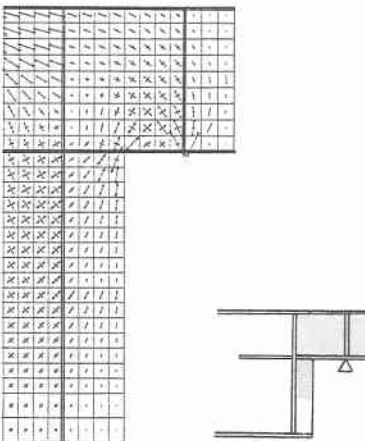


図-11 モデルIII 主応力図

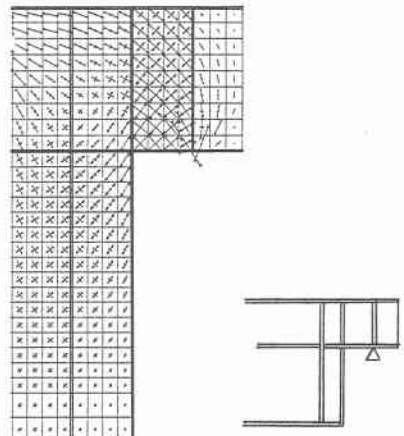


図-12 モデルIV 主応力図

補強前の応力度を基に、各ケースで補強を行ったときの応力低減率を表-5に示す。また、切り欠き部の解析要素番号を図-13に示す。

要素番号	モデル I			モデル II			モデル III			モデル IV		
	補強前	補強後	低減率	補強前	補強後	低減率	補強前	補強後	低減率	補強前	補強後	低減率
A	1250	23	-10	0.43	-10	0.43	-10	0.43	-27	1.17		
	1258	16	6	0.38	6	0.38	7	0.44	21	1.31		
	1244	27	10	0.37	10	0.37	9	0.33	20	0.74		
	1252	35	14	0.40	14	0.40	12	0.34	24	0.69		
	1260	44	21	0.48	20	0.45	19	0.43	34	0.77		
部	1255	17	4	0.24	5	0.29	5	0.29	9	0.53		
	1263	24	7	0.29	8	0.33	6	0.25	11	0.46		
B	1265	73	31	0.42	29	0.40	27	0.37	19	0.26		
	1271	29	11	0.38	11	0.38	9	0.31	13	0.45		
	1279	21	9	0.43	9	0.43	8	0.38	13	0.62		
部	1287	14	7	0.50	6	0.43	7	0.50	11	0.79		
C	1402	11	7	0.64	2	0.18	5	0.45	5	0.45		
	1418	16	12	0.75	5	0.31	9	0.56	8	0.50		
部	1426	17	13	0.76	5	0.29	10	0.59	9	0.53		

表-5 ケース別応力低減率

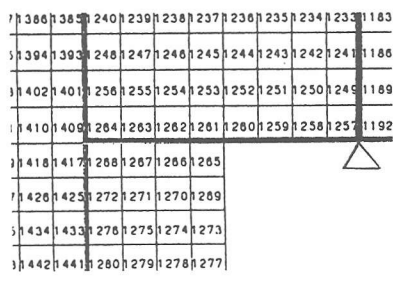


図-13 要素番号図

モデルIでは鋼板増厚を行ったB部、モデルIIではC部の応力改善が図られている。モデルIIIではC部の鋼板増厚を行わなくても50%近く応力を低減することができ、割り込みフランジの重要性が確認された。モデルIVは、鋼板増厚を行っていないため全体的に応力の低減は低いが、切り欠き部(要素番号 1265)の応力集中は30%以下に低減された。しかし、割り込みフランジ上部の切り欠き部(要素番号 1260)では、77%の応力低減に留まったためA部の補強を同時に行うことで応力集中の緩和には効果があると考えられる。

## 6. まとめ

ゲルバーヒンジ部の補強対策の効果を検証するため、実橋載荷試験とFEM解析により補強前後の応力比較を行った。さらに、補強箇所による応力低減範囲を明確にするため段階的な補強を行って、補強対策の有効性を確認した。

この結果からFEM解析は実橋載荷試験の結果とよく整合しており、補強対策を計画する場合解析値に従って良いことが確認された。補強範囲については、最大せん断応力を受ける構造部位のみの補強で応力集中を改善することは難しく、補強フランジを設置することで応力集中を効果的に低減できることが確認された。

今回の実橋載荷試験を行った石狩川橋のゲルバーヒンジ部の形式は、割り込みフランジタイプであるが、割り込みフランジが垂直補剛材位置で止まっており腹板側にせん断応力を伝達しづらい形式であったため、垂直補剛材の腹板側に鋼板増厚を行うか、割り込みフランジを延長する補強対策を検討した。このことから、あらかじめ割り込みフランジが腹板側に配置されている形式のゲルバー部では、腹板側の補強は必要ないと考えられるがさらに検討をする必要がある。

今後は、適切な補強を行うため解析モデルを忠実に反映することはもちろんであるが、既設橋の補強はその殆どが厳しい施工状況下で行われるため、現場の施工性を配慮した設計へのフィードバックを確実に行う必要があろう。