

2. 2. 鉄道施設

2. 2. 1. 鉄道橋の地震被害の概要¹⁾

2011年3月11日に発生したM_w9.0の東北地方太平洋沖地震は、広範囲かつ長時間にわたる揺れをもたらした。東北地方、関東地方の鉄道構造物に多くの被害をもたらした。三陸鉄道、仙台市営地下鉄、ひたちなか海浜鉄道なども被災したが、鋼構造物に関しては大きな被害はなく、JR東日本線に関して記述する。

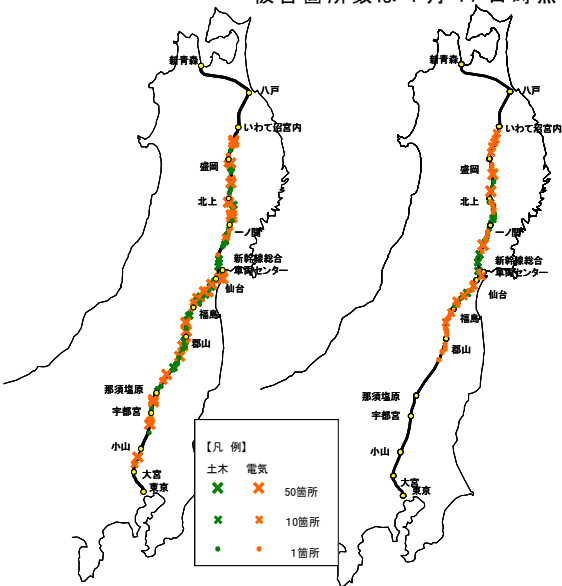
表2.2.1および図2.2.1に今回の地震による東北新幹線の主な被害の箇所数と被害地点を示す。

3月11日の本震では、大宮からいわて沼宮内までの約500kmに渡り、地上設備で約1,200箇所の被害を受けた。そのうち、土木構造物の主な被害としては、高架橋柱等の損傷約100箇所、橋桁のずれ2箇所、橋桁の支点部損傷約30箇所であった。これらの被害箇所は、4月7日の余震発生までに、約90箇所を残して応急復旧が終了していたものの、余震により新たに約550箇所の被害を受けた。そのうち、土木構造物の主な被害としては、高架橋柱等の損傷約20箇所、橋桁のずれ7箇所、橋桁の支点部損傷約10箇所であった。なお、被害の範囲は本震に比べせまいものの、仙台～一ノ関間など場所により本震より厳しい被害を受けた箇所もあった。

表2.2.1 東北新幹線の主な被害と箇所数*

主 な 被 害	3/11本震		
	被害箇所数	4/7時点で応急復旧未了の被害箇所	被害箇所数
高架橋柱等の損傷	約100箇所	—	約20箇所
橋桁のずれ	2箇所	—	7箇所
橋桁の支点部損傷	約30箇所	—	約10箇所
電化柱の折損・傾斜・ひび割れ	約540箇所	約60箇所	約270箇所
その他(軌道変位、天井材落下等)	約520箇所	約30箇所	約240箇所
合 計	約1,200箇所	約90箇所	約550箇所

*被害箇所数は4月17日時点



(a) 3/11本震による被害 (b) 4/7余震による被害
図2.2.1 東北新幹線の主な被害地点

表2.2.2 在来線の主な被害と箇所数*

主 な 被 害	3/11本震		4/7余震
	被害箇所数	4/7時点で復旧未了の被害箇所数	被害箇所数
橋りょう・高架橋の損傷	約120箇所	約20箇所	約30箇所
乗換こ線橋等停車場設備の損傷	約20箇所	—	2箇所
軌道変位	約2200箇所	約130箇所	約600箇所
電化柱の折損・傾斜・ひび割れ	約1150箇所	約130箇所	約90箇所
道床碎石流出	約220箇所	約40箇所	—
乗降場変状	約220箇所	約20箇所	約40箇所
盛土・切取等土工設備の変状	約170箇所	約30箇所	2箇所
その他	約300箇所	約50箇所	約40箇所

*被害箇所数は4月17日時点

設備の変状約170箇所等で合計約580箇所が被害を受けた。建築構造物は駅舎の損傷約80箇所が被害を受けた。

また、4月7日の余震においては、土木構造物では、橋りょう・高架橋の損傷約30箇所、乗降場変状約40箇所、盛土・切取等土工設備の変状2箇所等合計約70箇所、建築構造物では駅舎の損傷10箇所の被害を受けた。

2. 2. 2. 東北新幹線

(1) 富久山橋りょう

1) 橋りょう諸元

橋りょう名称：富久山橋りょう

線 名：東北新幹線

駅 間：郡山・福島間

キ ロ 程：216 k 185.22m

(郡山保守基地線起点 0 k 456.71m, 上線)

桁 形 式：合成桁（単線式上路鋼箱桁）

支 間：29.85m×5 連

角 度：直

支 承：鋼製線支承

製作年度：1978 年（昭和 53 年）2 月

設計荷重：N-18, P-19

2) 橋りょう形式

橋りょう形式は図 2.2.2 による。

3) 損傷状況

東北新幹線 郡山保守基地線上り 富久山橋りょう（昭和 53 年 2 月しゅん功）は、全長 29.85m の単純合成桁が 5 連からなり、T5 桁付近全般に渡り支承部に変状が見られた。主な変状としては、鋳鉄沓のサイドブロックの破断により、桁が橋軸直角方向に最大で 220 mm 程度ずれた。写真 2.2.1 にその変状写真を示す。

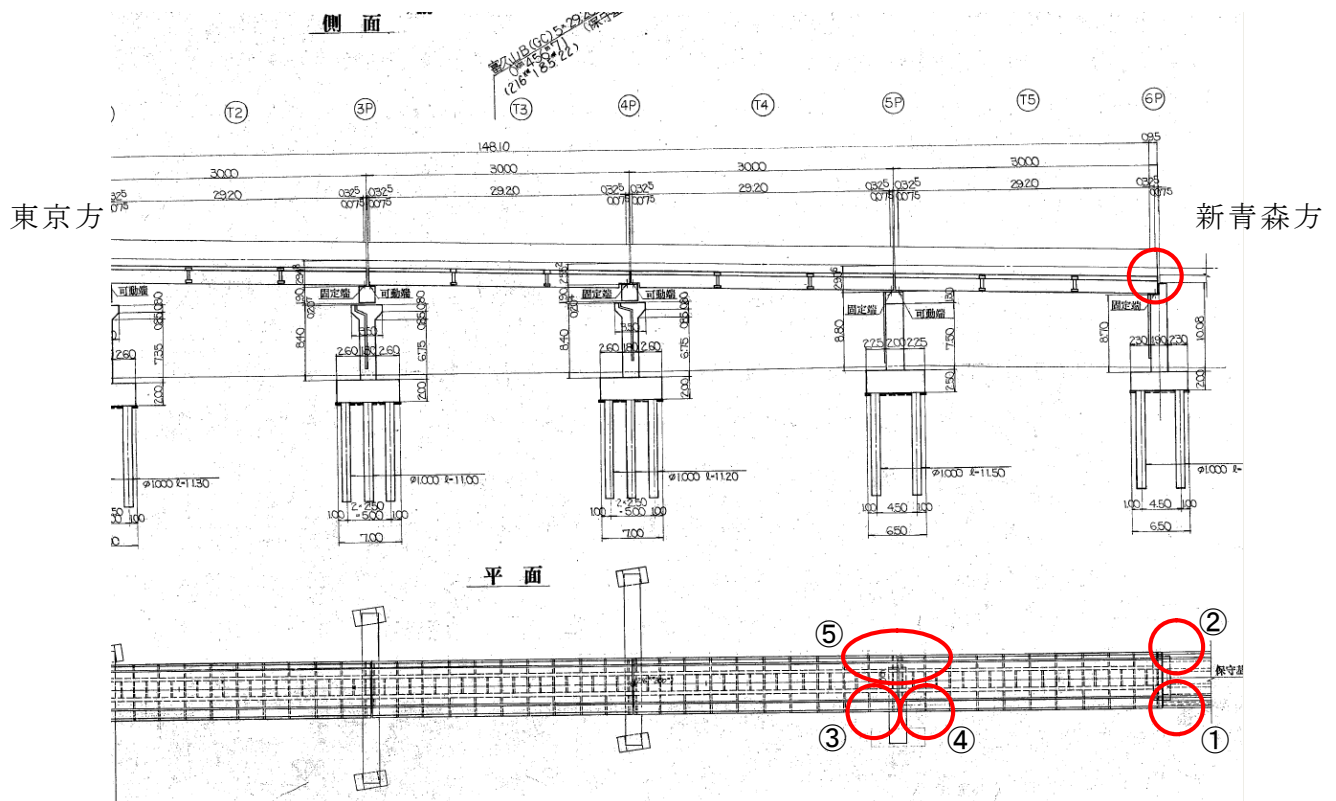


図 2.2.2 富久山橋りょう（保守基地線上り）全体図（単位：mm）



写真 2.2.1 各位置における桁座水平方向のずれ

4) 被害要因

図 2.2.3 に当該橋りょうより北北東約 1.3km に設置されている地震計を基に作成した弾性加速度応答スペクトル(以下、応答スペクトル)を示す。富久山橋りょうの橋脚の線路直角方向の固有周期は、同種の橋りょうから類推すると 0.3～0.5 秒程度と考えられる。線路は北－南方向であるため、被害をもたらした地震動として EW を考えると、1,000～1,500Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある。一方、東北新幹線の鋼橋の設計震度は 0.2 であるが、1978 年に発生した宮城県沖地震はじめこれまで地震での被害はなかった。部材間の摩擦、材料強度、変形性能などを含めた支承部の保有する耐力の算定方法は確立されていないが、今回はこの支承部が保有している耐力を超えた応答加速度を受けたと考えられる。支承部の保有する耐力の算定は、今後の課題である。

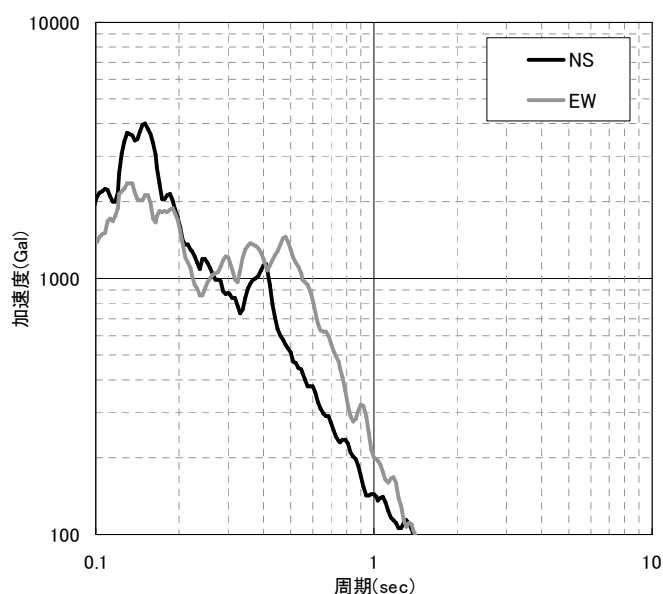


図 2.2.3 富久山橋りょう付近の
応答スペクトル

5) 復旧

応急対策(作業用)として、保守用車等の荷重を支持させるために、桁下面と沓・沓座・桁座の隙間に調整プレート等を挟んだ。

次に、恒久復旧として、図 2.2.4 のように、桁にジャッキ受け補剛材を設け、桁をジャッキアップして正規の位置に戻した後、図 2.2.5 のように、铸铁沓の壊れたサイドブロックの代わりに新たなサイドブロックを取り付けることとした。

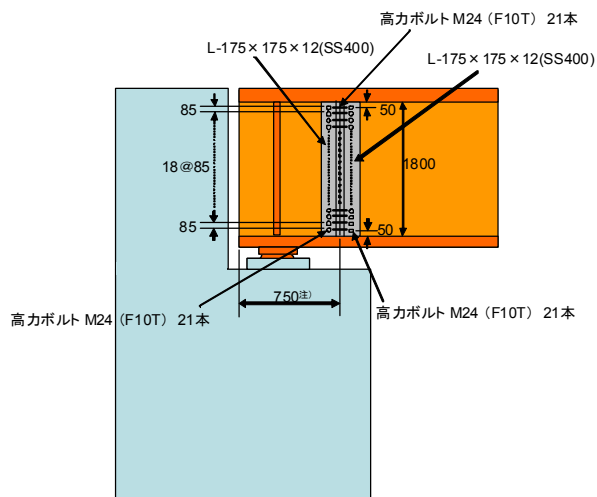


図 2.2.4 ジャッキ受け補剛材

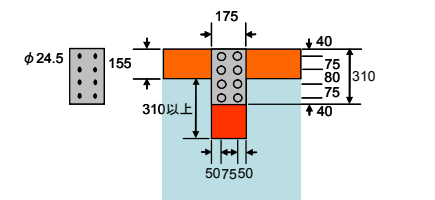
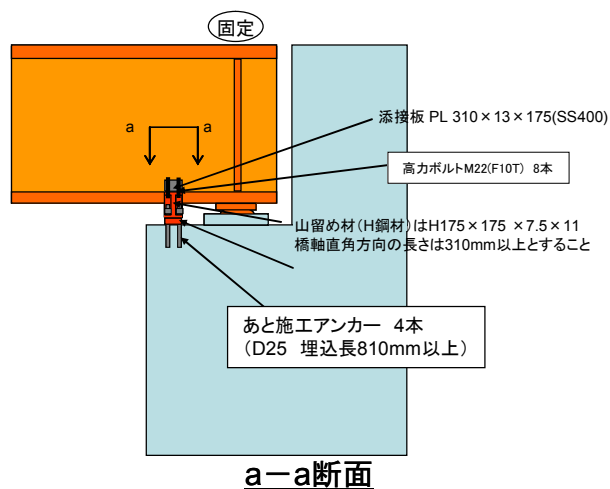


図 2.2.5 新設サイドブロック

(2) 八反田川橋りょう（保守基地線上下）

1) 橋りょう諸元

橋りょう名称：八反田川橋りょう

線 名：東北新幹線（保守基地線）

駅 間：福島・白石蔵王間

キロ程：259 k 840m

桁形式：合成桁（上路鈑箱桁），上下線単線式

支 間：28.2m × 2 連

角 度：直

支 承：鋼製線支承

製作年度：1979 年（昭和 54 年）6 月

設計荷重：N-18, P-19

図面番号：WVBNZ28-1

2) 橋りょう形式

橋りょう形式は図 2.2.6 による。

3) 被害状況

東北新幹線福島・白石蔵王間八反田橋りょう（保守基地線）（昭和 54 年 6 月しゅん功）は、図 2.2.6 に示すとおり、上下線共に全長 28.8m の単純合成桁 2 連からなり、下り線の P1 橋脚上の支承部を除いて、支承部全般にわたり変状が見られた。主な変状としては、鋳鉄沓のサイドブロックの破断により、上り線桁が 200 mm 程度、下り線桁が 360 mm 程度水平方向にずれた。写真 2.2.2～写真 2.2.5 に代表的な変状写真を示す。

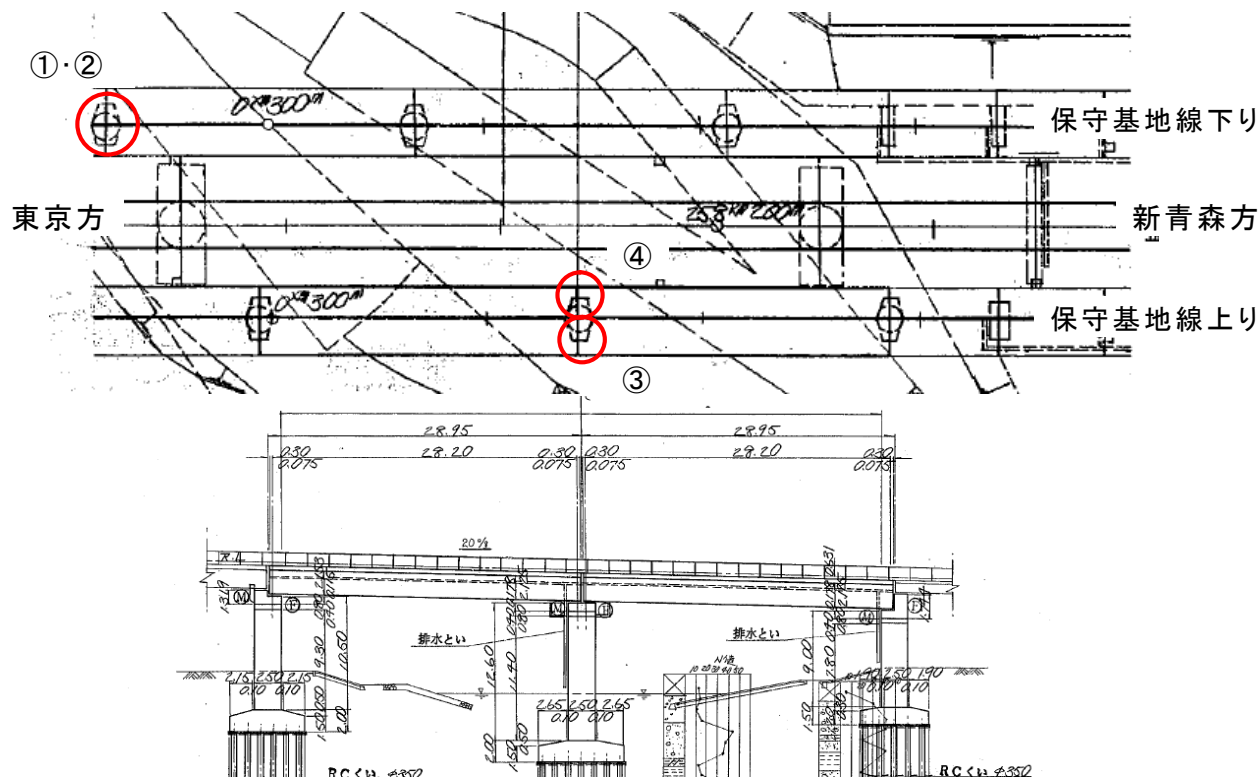


図 2.2.6 八反田橋りょう（保守基地線上下）全体図（単位：m）



写真 2.2.2 桁座水平方向のずれ（下り）（①）



写真 2.2.3 桁座コンクリートの欠損（下り）（②）



写真 2.2.4 ずれ止めの破損（上り）（③）



写真 2.2.5 ずれ止めの破損（上り）（④）

4) 被害要因

図 2.2.7 に当該橋りょうより東北東約 300m に設置されている地震計を基に作成した応答スペクトルを示す。八反田橋りょうの橋脚の線路直角方向の固有周期は、同種の橋りょうから類推すると 0.5～0.8 秒程度と考えられる。線路は北東－南西方向であるため、被害をもたらした地震動として NS と EW を考えると、この周期では 700～1,900Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある。

5) 復旧

応急対策（作業用）として、沓座コンクリートの損傷については、写真 2.2.6 および写真 2.2.7 のように、支承本体の健全性を確認の上、ベッドプレートとソールプレートの隙間を調整プレート等で解消し、破損した沓座コンクリートが逸散しないよう樹脂等を注入して固定し、写真 2.2.8 のように桁のずれ止め対策をすれば保守用車等の荷重を支持させても良いこととした。

次に、恒久復旧として、破損したコンクリートを撤去し、図 2.2.8 のように、桁にジャッキ受け補剛材を設け、桁をジャッキアップして桁及び支承を正規の位置に戻し、さらに、図 2.2.9 のように、鑄鉄沓の壊れたサイドブロックの代わりに新たなサイドブロックを取り付けることとした。また、図 2.2.10 のように、沓座モルタルの補修を行うこととした。

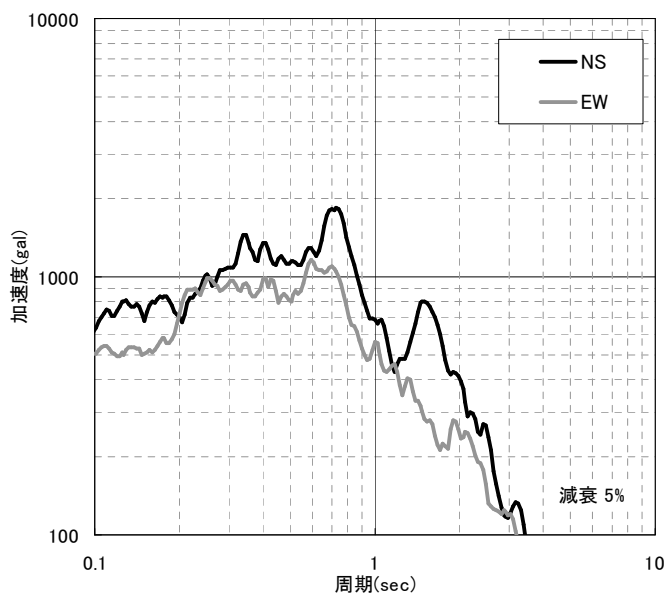


図 2.2.7 八反田川橋りょう付近の
応答スペクトル



写真 2.2.6 調整プレート挿入



写真 2.2.7 樹脂注入

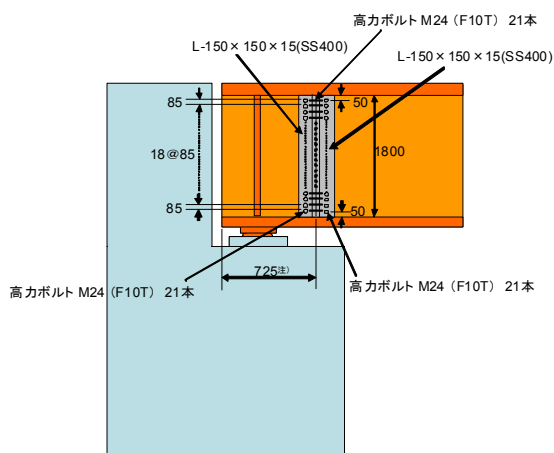


図 2.2.8 ジャッキ受け補剛材



写真 2.2.8 橋軸直角方向応急ずれ止め対策

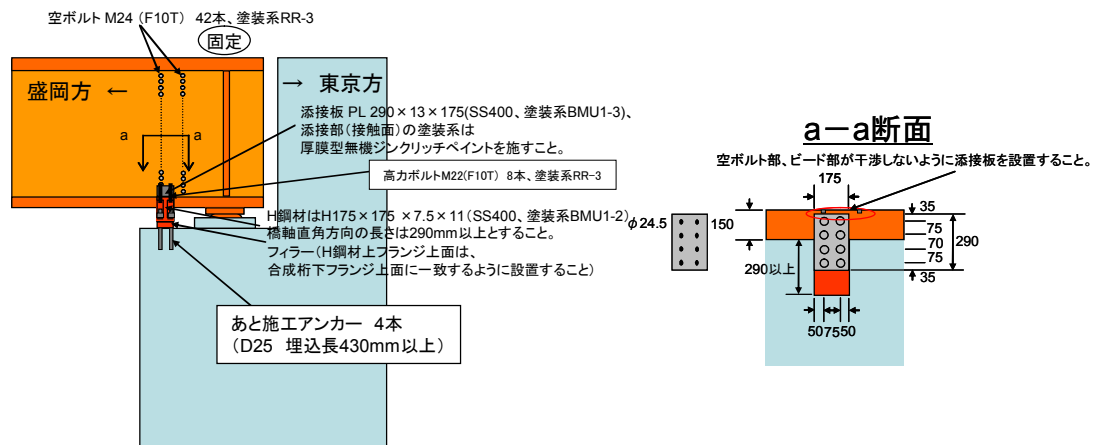


図 2.2.9 新設サイドブロック

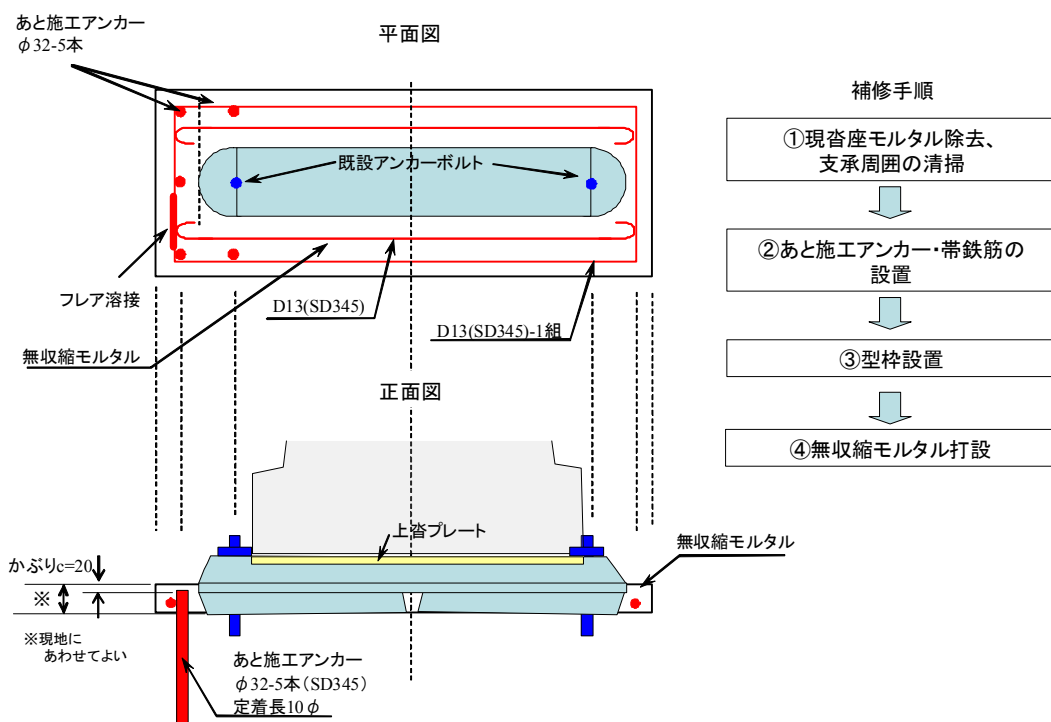


図 2.2.10 沓座モルタルの補修

(3) 東北貨物線線路橋 PC 桁用受桁

1) 橋りょう諸元

構造物名称：東北貨物線線路橋（PC 桁用受桁）

線 名：東北新幹線

駅 間：仙台・古川間

キ ロ 程：328 k 660.59m

桁 形 式：鋼製箱桁

支 間：17m

支 承：ピン支承

製作年度：1980 年（昭和 55 年）

設計荷重：N-18, P-19

図面番号：NSS-41*C₁



写真 2.2.9 東北貨物線線路橋
(PC 桁用受桁)

2) 橋りょう形式

PC 桁用受桁の全景を写真 2.2.9 に示す。受桁は、鋼製箱断面構造であり、スパン 39.2m の PCI 型桁を起点方・終点方に 2 連支持する「馬桁」である。

3) 下フランジ・ソールプレートの変形・ピン支承の損傷

PC 桁用受桁は、3 月 11 日の本震で被害を受けたため、復旧を行なったが、4 月 7 日の余震で、再度変状を生じた。PC 桁用受桁の支承は、ピン支承であり、左側が固定、右側が可動である。下フランジ・ソールプレートの変形・ピン支承の損傷状況を写真 2.2.10～写真 2.2.12 に示す。

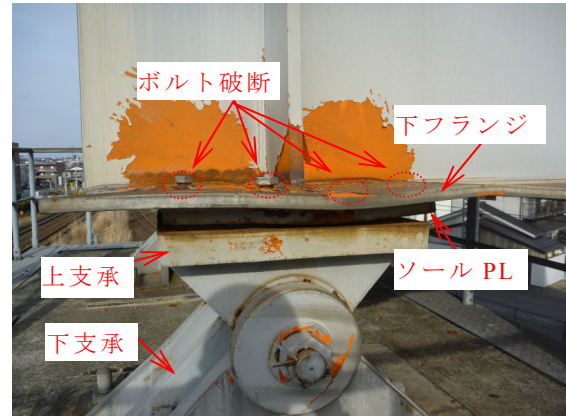


写真 2.2.10 固定支承損傷（本震後）

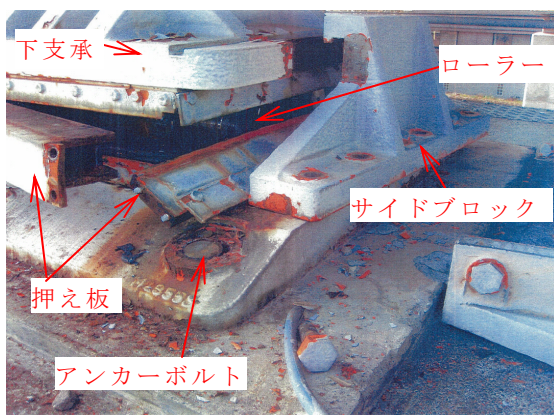


写真 2.2.11 可動支承損傷（本震後）

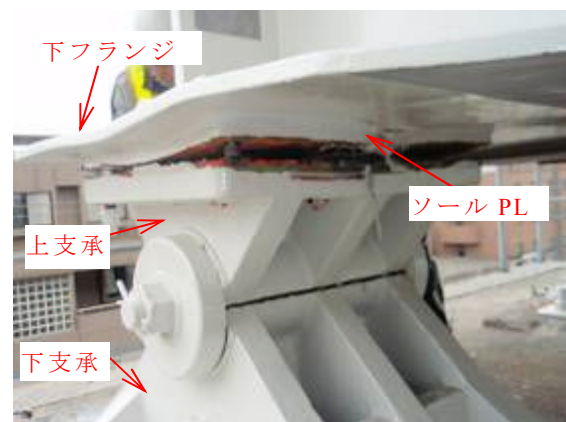


写真 2.2.12 固定支承損傷（余震後）

本震での支承の損傷は、固定側の受桁下フランジ・ソールプレートの変形、およびソールプレートと上沓の取付けボルトの破断が発生した。可動側は、ローラーの押え板の拔出し、サイドブロックの取付けボルトの破断、下沓アンカーボルトの破断が発生した。

余震では、本震後に復旧を行なった固定側の受桁下フランジ・ソールプレートが再度変形を生じ、ソールプレートと上沓の取付けボルトが破断した。可動側についても、再度、ローラーの押え板の拔出し、サイドブロックの取付けボルトの破断が発生した。

4) 被害要因

図 2.2.11 に当該橋りょうより南南西約 4.5km に設置されている地震計を基に作成した応答スペクトルを示す。東北貨物線線路橋 PC 桁用受桁は受桁方向（線路直角方向）に力が働いたと考えられる損傷であった。その方向の固有周期は約 0.5 秒である。線路は東北東－西南西方向であり、地震動として NS と

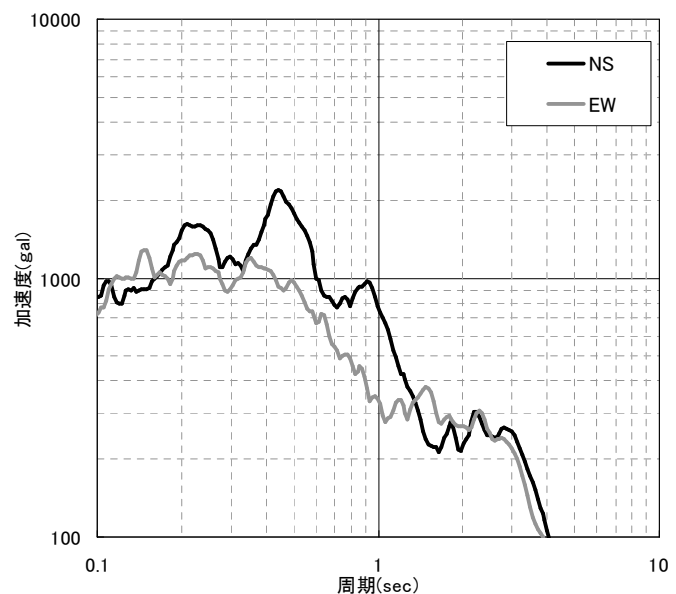


図 2.2.11 東北貨物線線路橋 PC 桁用受桁付近の応答スペクトル

EW を考えると，この周期では 900～2,000Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある．

5) 復旧

PC 桁用受桁は，本震，余震ともに同様の被害をうけた．応急復旧の状況を以下に述べるが，恒久復旧として，落橋防止対策を行なうこととしている．

応急復旧は地震以前と同等の性能に戻すことを前提とし，この段階で列車を走らせることとした．固定支承側の受桁下フランジ・ソールプレートの変形は，本震時にはソールプレートと上沓の隙間にフィラープレートを挿入して鉛直力を伝達させることとした．上沓側の破断した高力ボルトは交換した．その後の余震で再度同箇所が損傷したが，受桁下フランジ・ソールプレートの変形量が増加していたため，本震後に行なったフィラープレートの挿入ではソールプレートと上沓間の隙間の吸収は困難と判断した．施工は，フィラープレートとソールプレート両方を下フランジから撤去し，下フランジを過熱矯正して可能な限り平坦にした．その後，新しいソールプレートを取り付け，高力ボルトの締付けを行なった．

可動支承側のローラーの押え板の拔出し，サイドブロックの取付けボルトの破断についてはローラーを所定の位置に戻し，破断した各部材の取付けボルトを交換した．なお，下沓アンカーボルトの破断については，本震時のみ発生したが，疲労部材ではないため，現場溶接にて継足すこととした．復旧状況を写真 2.2.13 に示す．



写真 2.2.13 PC 桁用受桁可動支承の復旧

(4) 花京院架道橋

1) 橋りょう諸元

橋りょう名称：花京院架道橋（上り一番線桁）

線 名：東北新幹線

駅 間：仙台駅構内

キ ロ 程：325 k 915m

桁 形 式：合成桁，単線，スラブ軌道式

支 間：73m

角 度：直

曲線半径：R=500m

支 承：ピン支承

製作年度：1981 年（昭和 56 年）2 月

設計荷重：N-18，P-19

図面番号：WVBCNZ 73-2，付属図 NSA-328

2) 橋りょう形式

橋りょうの全景を写真 2.2.14 に示す．橋りょうは，鋼製箱断面主桁に RC 床版をもつ構造であるが，主桁外側の側面には制振用ボードが取付けてある．

3) ピン支承の損傷

橋りょうの支承は，ピン支承であり，起点方が可動，終点方が固定である．支承の損傷は，固定側の左右に発生した．

ピン支承の構造は，上沓と下沓の間にピンがあり，橋軸方向の回転機能を有している．上沓と下沓には，ずれ止めの突起があり，これとピンの切欠が噛合わさることで橋軸直角



写真 2.2.14 花京院架道橋全景

方向に対する上下支承間の移動制限を行なっている．固定支承の損傷状況を写真 2.2.15, 写真 2.2.16 に、損傷イメージを図 2.2.12, 図 2.2.13 に示す．



写真 2.2.15 左側支承の損傷



写真 2.2.16 右側支承の損傷

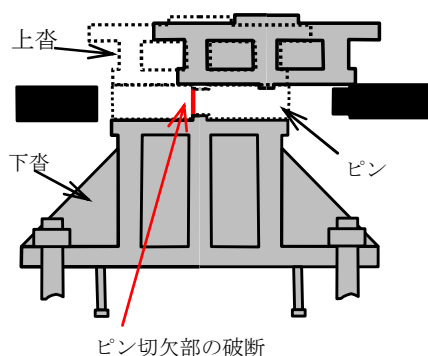


図 2.2.12 左側支承の損傷イメージ

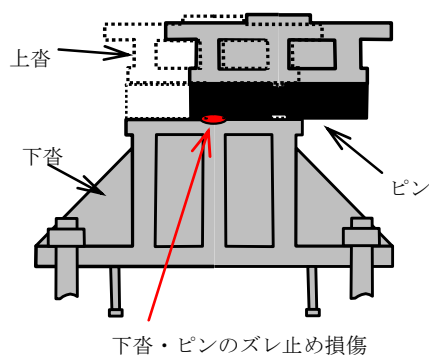


図 2.2.13 右側支承の損傷イメージ

固定支承左側は、ピンの切欠部が破断・拔出し、上脊と下脊が 200mm 程度右側に移動した．固定側支承右側は、下支承のズレ止めが損傷し、上脊とピンが右側に移動した．そのため、スラブ軌道に写真 2.2.17 のような変状が生じた．



写真 2.2.17 スラブ軌道の変状

4) 被害要因

図 2.2.14 に当該橋りょうより南南東約 3km に設置されている地震計を基に作成した応答スペクトルを示す．花京院橋りょうの線路直角方向の固

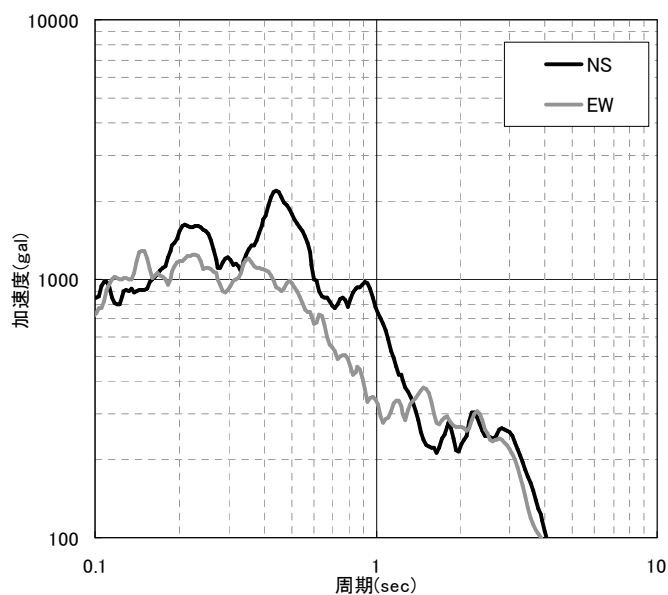


図 2.2.14 花京院架道橋付近の
応答スペクトル

有周期は 0.5～0.6 秒である．線路は東北東—西南西方向であり，地震動として NS と EW を考えると，この周期では 700～2,000Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある．

5) 復旧

花京院架道橋は，支承のピンの破断等により，橋軸水平方向の移動制限機能を失った．そのため，写真 2.2.18 に示す水平力伝達部材を設置し，応急復旧とした．

ピンは，S35CN を加工したものであり，下沓は鋳物（SCW480）であるため，部材の再製作・取替えには多くの日数を要することになる．ピンと下沓は，元の位置に戻せば桁の鉛直力の伝達と橋軸方向の移動制限，そして鉛直方向の回転機能は有していると判断し，ピンや下沓はそのまま元の位置に戻して使用することとした．ただし，ピンの破断と下沓のズレ止めの損傷により失った橋軸水平方向の移動制限機能を確保するため，左右の固定支承間と支承の側部にある既設の RC 壁との間に軸力伝達部材を設置することとした．

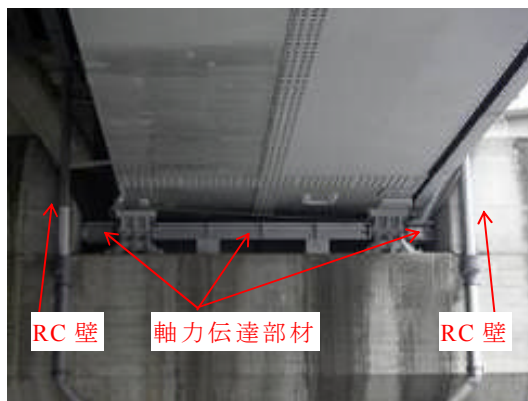


写真 2.2.18 花京院架道橋の復旧

なお，復旧に関しては，鉄道で通常用いる用語を使用し，本報告書の鉄道施設に関しては，以下の定義で記述している．

応急対策：特に新幹線の復旧を急ぐために，保守用車と呼ぶ作業用車のみを通すために行った復旧工事．

応急復旧：地震以前と同程度以上まで性能を戻す復旧．これにより列車の運転再開を可能とする．

恒久復旧：現在の耐震補強と同レベルに性能を引き上げる復旧．

2. 2. 3 在来線

(1) 北上川橋りょう (上部工)

1) 橋りょう諸元

橋りょう名称：北上川橋りょう

線 名：気仙沼線

駅 間：御岳堂・柳津間

キ ロ 程：16 k 544.14m,

桁 形 式：単線下路トラス桁 4 連

支 間：46.8m (1 径間) × 1 連
183.7m (3 径間連続桁) × 3 連

角 度：直

支 承：ローラー支承 (可動端)

ピン支承 (固定端)

製作年度：1968 年 (昭和 43 年) 10 月

設計荷重：KS-16

図面番号：WTT646 (1 径間)

WTT6190 (3 径間連続桁)

2) 橋りょう形式

橋りょう形式は図 2.2.15 による。

3) 損傷状況

気仙沼線 御岳堂・柳津間 北上川橋りょう (上部工) は、写真 2.2.19 および図 2.2.15 に示す 3 径間連続下路トラス (支間：46.8+3×(3@63.35)m) であり、1968 年に製作された。今回の地震で、アンカーボルトの抜出し、沓座の破損、支点ずれ (40 mm)、上横構取付けボルト・リベット損傷などの変状が見られた。写真 2.2.20, 写真 2.2.21 に損傷状況を示す。



写真 2.2.19 北上川橋りょう全景

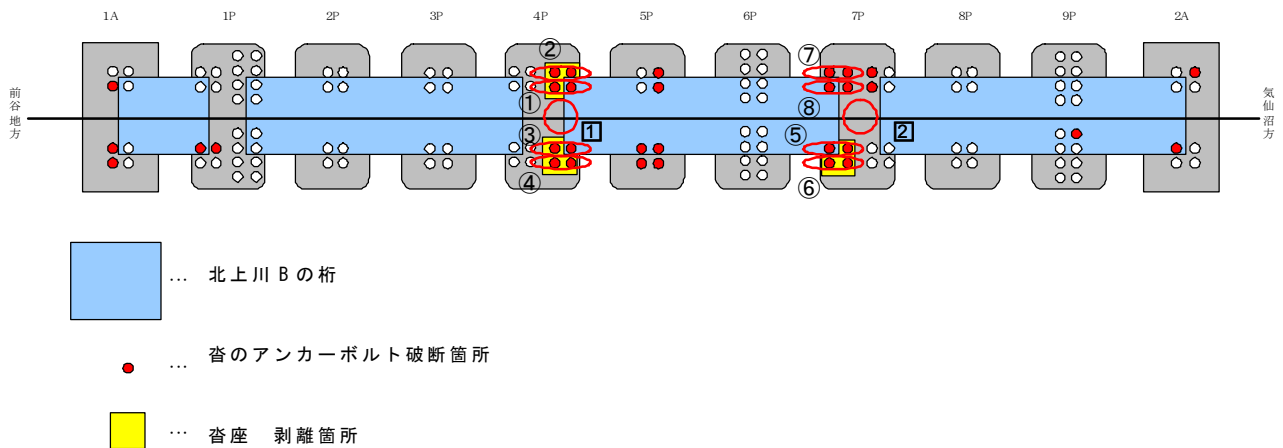


図 2.2.15 橋りょうの概略および損傷



写真 2.2.20 アンカーボルトの抜出し



写真 2.2.21 沓座の破損

4) 被害要因

図 2.2.16 に当該橋りょうより南西約 4.5km に設置されている地震計を基に作成した応答スペクトルを示す。北上川橋りょうの橋脚の固有周期は、0.7～0.8 秒程度である。線路は東－西方向であるので地震動として NS を考えると、この周期では 600Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある。

5) 復旧

応急復旧には、当面の早急な列車運行の確保に必要な対策として以下のことを行った。

- ① 4P 終点方左右沓、7P 起点方左右沓のアンカーボルト取替え：16 本
- ② 4P 終点方左右沓座、7P 起点方右沓座補修：3 箇所
- ③ 7P 起点方左ローラー沓のずれ修正
- ④ 4P, 7P 上横構取付けボルト・リベットの取替え、7P 上横取付けガセットの交換

図 2.2.17 および写真 2.2.22 にアンカーボルトの取替え状況を示す。

アンカーボルトを同一箇所（元にあった場所）に設置するためには、アンカーボルト長を短くする必要がある。そのため、アンカーボルトの引抜き抵抗力を設計値以上とするために、アンカーボルト下端にワッシャーとナットを設置した形式とした。また、アンカーボルトの取替えは、ウォータージェットを用いて、下部工の主鉄筋を傷つけることなくコンクリートをはった。

恒久復旧は、その他のアンカーボルトの取替えを図 2.2.18 のように行うこととした。

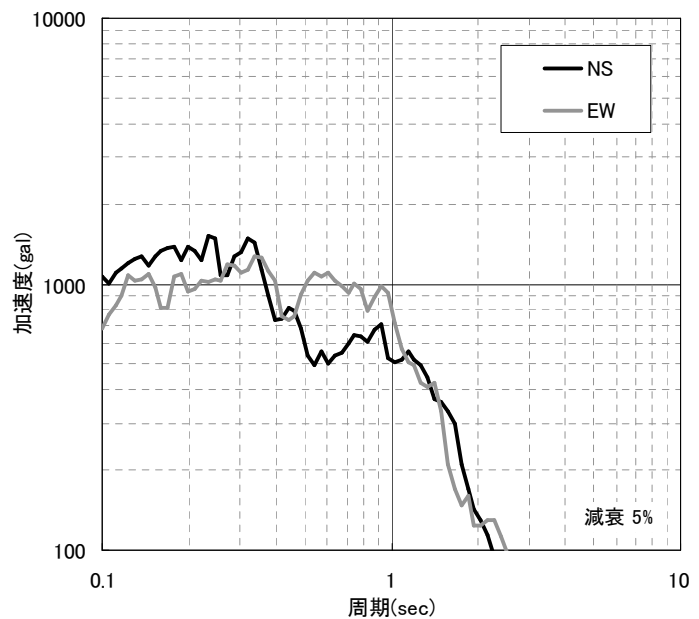


図 2.2.16 北上川橋りょう付近の
応答スペクトル



写真 2.2.22 アンカーボルトの取替え

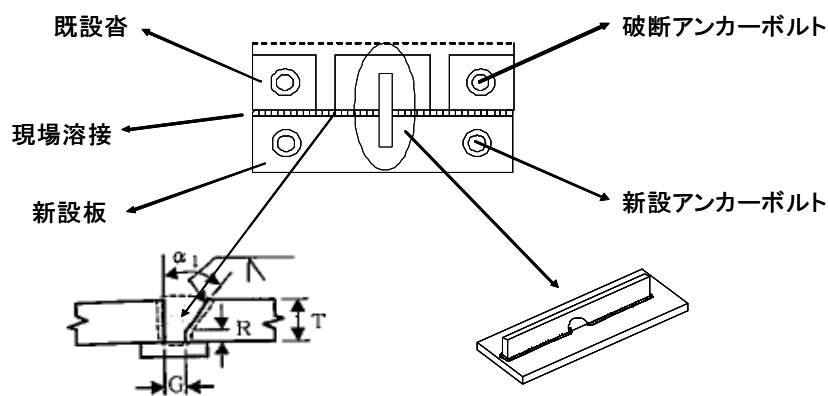


図 2.2.18 その他のアンカーボルトの取替え

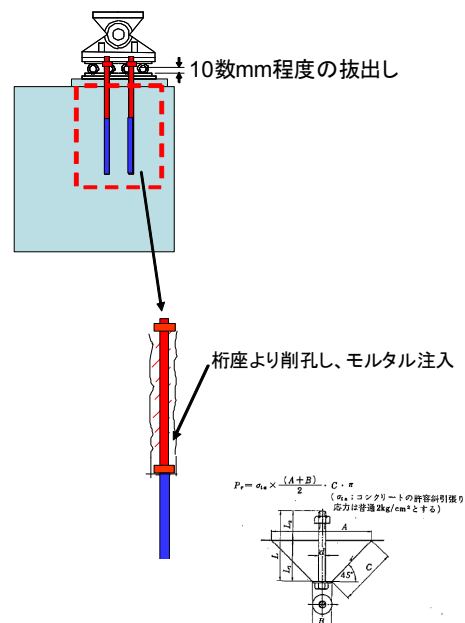


図 2.2.17 アンカーボルトの取替概要

(2) 県道第一宮中架道橋

1) 橋りょう諸元

橋りょう名称：県道第一宮中架道橋

線 名：鹿島線

駅 間：延方・鹿島神宮間

キ ロ 程：14k 171.47m,

桁 形 式：合成桁（上路鉄箱桁），上下線単線式

支 間：28.0m（1 径間）

角 度：斜角左 60°

支 承：鋼製線支承

製作年度：1970 年（昭和 45 年）7 月

設計荷重：KS-16

図面番号：KWVB628-1

2) 橋りょう形式

橋りょう形式は写真 2.2.23 による。

3) 損傷状況

上下線の桁は、同様の損傷が発生しているため、本稿では上線桁の損傷状況について述べる。

4) 桁の移動

桁は、地震の水平力により橋軸直角方向へ 1.3m 程度移動した（写真 2.2.24 参照）。

支承は、起点方（香取方）が固定端、終点方（水戸方）は可動端（落橋防止工有）となっている。なお、桁は橋台部のわずかな縁端箇所と落橋防止工に架かっている状態であった（写真 2.2.25 参照）。また、桁の移動に伴い軌道も変形が生じていた。

5) 支承の損傷

支承は、桁の移動に伴いサイドブロック等が損傷していた。一部の支承ではアンカーボルトおよびサイドブロックが破断していたが、沓座は損傷が少ない状態であった（写真 2.2.26 参照）。

6) 桁の損傷

主桁・橋軸方向端部は橋台パラペットに衝突したと考えられ、主桁は変形しており、橋台パラペットには衝突による損傷跡が確認された。また、桁は移動したためサイドブロッ



写真 2.2.23 橋りょう全景

クを破断し支承から外れ，橋台部と桁が接触したと考えられ，桁下面およびソールプレートに変形が生じた．（写真 2.2.27 参照）．



写真 2.2.24 桁移動



写真 2.2.25 落橋防止工への桁かかり



写真 2.2.26 支承損傷

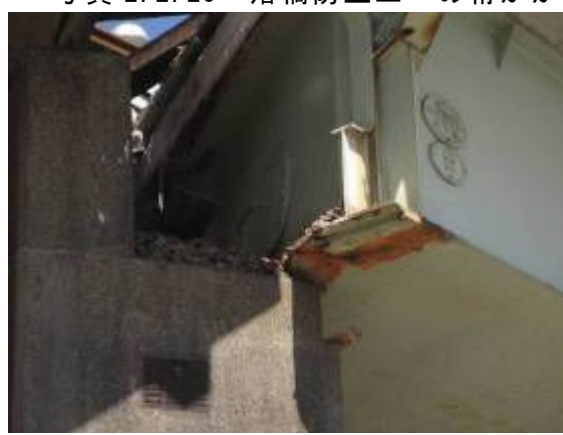


写真 2.2.27 桁下面及びソールプレート損傷

7) 被害要因

図 2.2.19 に当該橋りょうより北東約 1km に設置されている地震計を基に作成した応答スペクトルを示す．県道第一宮中架道橋の線路方向の固有周期は，同様の橋りょうから類推すると，0.5～0.8 秒程度と考えられる．線路は東－西方向であり，地震動として EW を考えると 400～900Gal 程度の応答加速度が支承部分で働いた可能性がある．

また，当該橋梁は 60° の斜角桁となっている．強い地震動により図 2.2.20 に示すような回転変位が発生し，桁ずれが生じたと考えられる²⁾．次のメカニズムが想定される．

- ① 支承サイドブロックが桁に衝突され破断
- ② 橋台と桁が衝突し桁の水平変位が拘束される
- ③ 上部工慣性力の合力 A の作用位置が鈍角側桁端部 B の外側にずれる

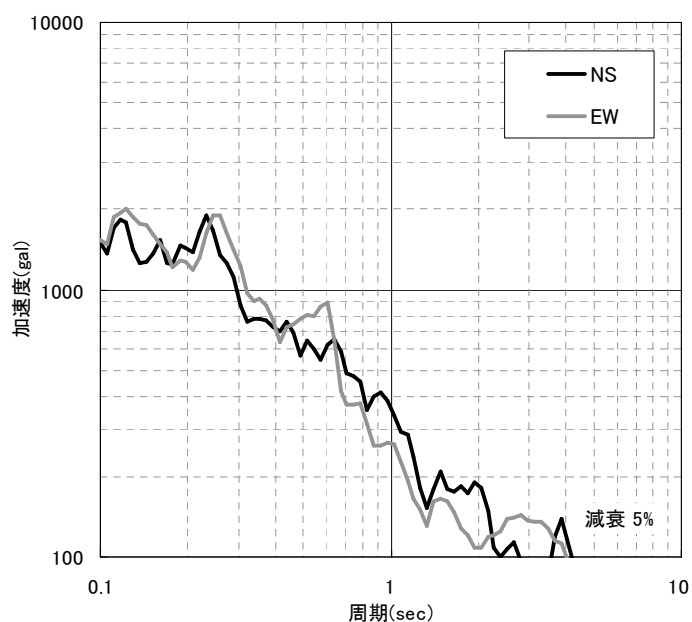


図 2.2.19 県道第一宮中架道橋付近の応答スペクトル

- ④ 反力HRと上部工慣性力が偶力となり、鈍角側の反力点を回転中心に上部工鉛直軸回りの回転変位が発生

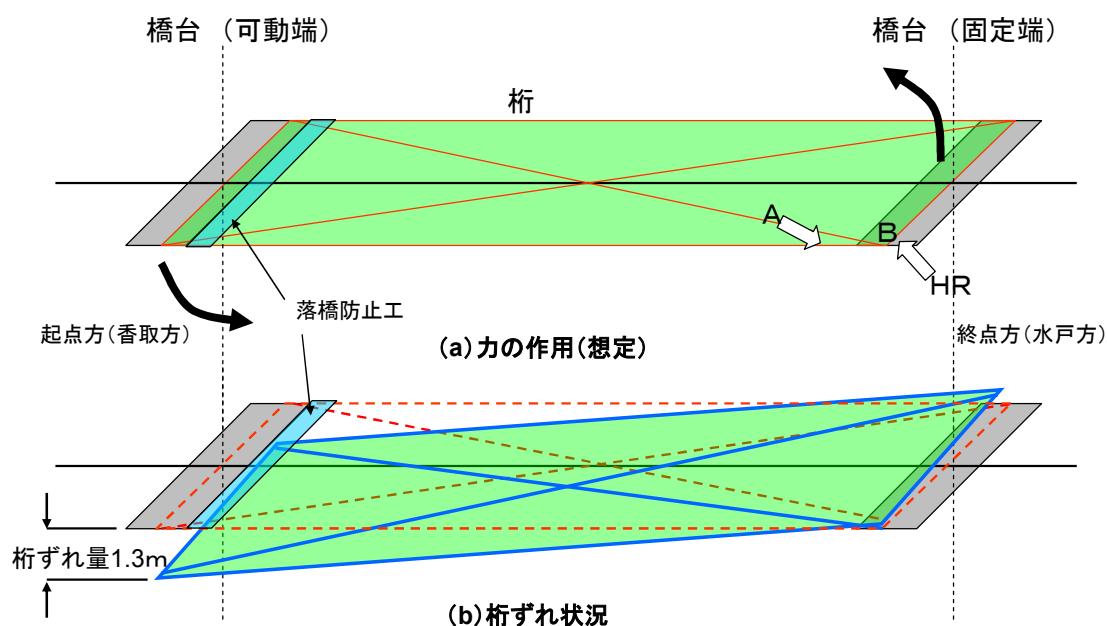


図 2.2.20 斜角桁の回転変位

7) 復旧

①復旧方法

上線および下線の桁について、同様な復旧を行っているため、本稿では上線桁の復旧方法について述べる。

本橋りょうは、鋼製支承のサイドブロックが損傷している。鋼製支承は、鋳物であり製作に2ヶ月～3ヶ月程度の期間を要する。そこで、橋台部に移動制限装置を設置し橋軸直角方向への水平力に対処することとし、形鋼（H型鋼）を用いることにした。橋台部の桁架かり長が不足しているため、橋台前面に既設の落橋防止工と同様にブラケットを設置した上に移動制限装置を設置した（写真2.2.28参照）。



写真 2.2.28 桁移動制限装置の設置

また、主桁下面の変形については、主桁で使用されている鋼材はSM50（SM490）であるため、適切な温度管理をおこなえば熱矯正による鋼材の材質変化は少ないことから、加熱矯正を行った。なお、ソールプレートの板厚は25mm、材質はSS41（SS400）であり、市中品として入手可能であり、桁や支承との密着を期待しているため、加熱矯正を行わず交換することとした。

②復旧の流れ

桁を正規な位置へ戻すため、仮受が必要なことから、ジャッキ受を設けることとした。ジャッキ受位置および形状は、本橋りょうの上線桁、終点方（水戸方）の支承において、過去に支承を交換しており、その際にジャッキ受用の補剛材を設置している。そのため、起点方（香取方）のジャッキ受用補剛材の設置位置および形状は、終点方（水戸方）と同様の位置に設置することとした。

桁仮受後に主桁の加熱矯正を行い、その後正規な位置へ桁を移動させ、支承部に移動制限装置を設置した。

2. 2. 4 津波による橋梁被害¹⁾

(1)被害状況

三陸鉄道では津波で大きな被害を受け、また貨物を取り扱う臨港鉄道にも被害はあったが、鋼橋梁の流出に関しては主に JR 東日本線区であったため、JR 東日本線を取り上げる。

JR 東日本では海岸を走る 7 線区に被害が発生した。その 7 線区の全体の津波被害を表 2.2.3 に示す。

鋼桁が流出した橋梁のうち、比較的規模の大きい、八戸線大浜川橋りょう、山田線第三十四閉伊川橋りょう、山田線大槌川橋りょう、気仙沼線気仙川橋りょうの 4 橋りょうについて、以下で被害状況を紹介する。さらに、八戸線大浜川橋りょうについては、津波で流された鋼桁を補修して再利用し、復旧している。

鋼桁ではないが、津波の破壊力が甚大であることがわかる、三陸鉄道北リアス線島越駅付近の RC ラーメン高架橋の倒壊と橋脚の基礎からの転倒の状況を写真 2.2.29 に示す。

表 2.2.3 津波による被害

線名	区間	延長	駅舎		線路
			流出駅数	その他被害駅数	
八戸線	階上～久慈	約37km	0駅	2駅	約20箇所
山田線	宮古～釜石	約55km	4駅	4駅	約70箇所
大船渡線	気仙沼～盛	約44km	6駅	1駅	約60箇所
気仙沼線	前谷地※～気仙沼※	約73km	9駅	3駅	約240箇所
石巻線	前谷地～女川	約32km	1駅	3駅	約70箇所
仙石線	東塩釜～石巻※	約34km	0駅	8駅	約380箇所
常磐線	いわき～亘理※※	約50km	3駅	4駅	約840箇所
合計		約325km	23駅	25駅	約1680箇所

※駅構内を含んでいない

(2011年10月1日現在)

※福島第一原発の半径20km以内の警戒区域(木戸～小高間:駅舎8駅(富岡駅を除く)、線路約40km)は未点検



写真 2.2.29 三陸鉄道島越駅付近被害状況

(2) 八戸線 宿戸～陸中八木間 41k413m 大浜川橋りょう

八戸線大浜川橋りょうは宿戸～陸中八木間に位置し、1925年製の支間9.75mの鋼上路プレートガーダー4連が架かっていた。津波により4連すべてが上流方(海と逆側)に流出した。大浜川橋りょうの主な諸元を表2.2.4に、側面を図2.2.21に示す。また、図2.2.22に桁の流出した位置を、写真2.2.30に被災状況を示す。

表 2.2.4 大浜川橋りょうの諸元

【基本情報】

桁長	41.6m
連数	4連
しゅん功	1925年(大正14年)6月

【上部工】

桁番号	構造種別	構造形式	支間(m)	状態
1	S	GD	9.75	流出。桁端上下フランジ・ウェブ・ソールPLが変形
2	S	GD	9.75	流出。桁端上下フランジ・ウェブ・ソールPLが変形
3	S	GD	9.75	流出。桁端上下フランジ・ウェブ・ソールPL・端対傾構が変形
4	S	GD	9.75	流出。桁端ウェブ・中間支材・中間対傾構が変形

【下部工】

番号	構造種別	基礎形式	背面盛土	状態※
A1	C	木杭 φ180 L=5000	流出 一部空洞あり	目立った損傷なし。
P1	RC	木杭 φ180 L=5000	—	天端部の躯体コンクリートが一部欠損。
P2	RC	木杭 φ180 L=6000	—	天端部の躯体コンクリートが一部欠損。
P3	RC	木杭 φ180 L=6000	—	天端部の躯体コンクリートが一部欠損。
A2	C	木杭 φ180 L=6000	流出 一部空洞あり	目立った損傷なし

※基礎の状態及び河床低下の有無については、現段階では未調査のため、不明である。

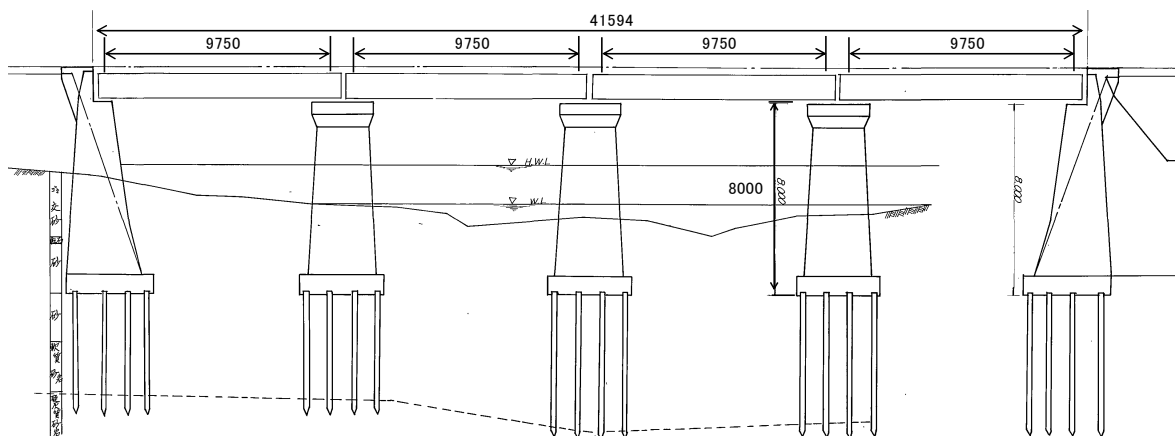


図 2.2.21 大浜川橋りょう側面図 (単位: mm)

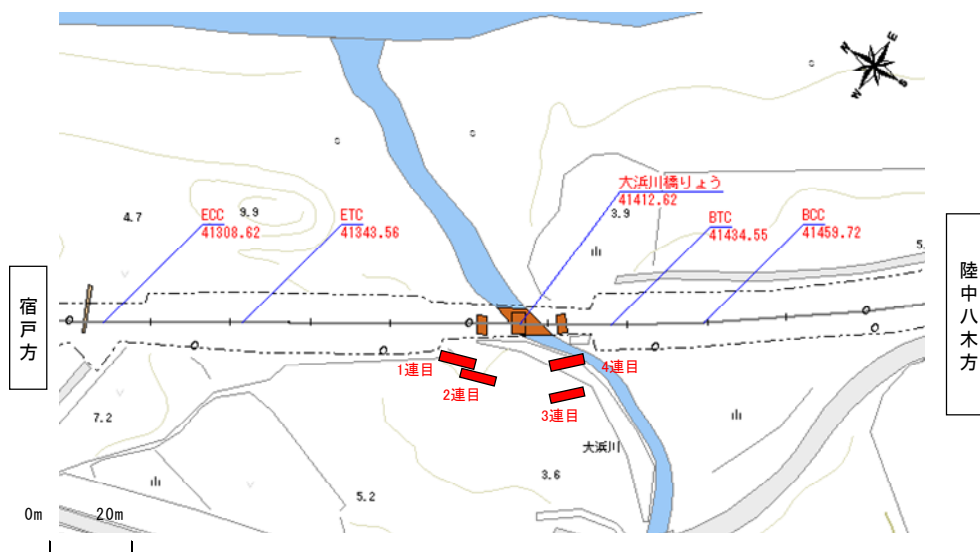


図 2.2.22 大浜川橋りょう桁流出位置図

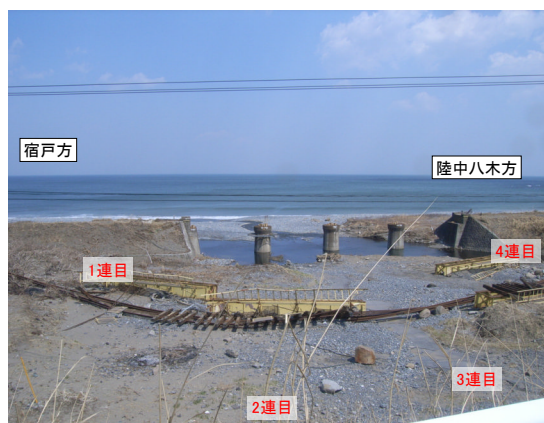


写真 2. 2. 30 大浜川橋りょう被害状況

(3)山田線 宮古～磯鷲間 101k612m 第三十四閉伊川橋りょう

山田線第34閉伊川橋りょうは宮古～磯鷲間に位置し、1935年製の鋼上路プレートガーダー支間22.3m10連と支間12.9m1連が架かっていた。津波により起点方(左岸方)6連が流出し、終点方(右岸方)の5連は現位置に留まった。第34閉伊川橋りょうの主な諸元を表2.2.5に、側面を図2.2.23に示す。また、図2.2.24に桁の流出した位置を、写真2.2.31に被災状況を示す。

表 2.2.5 第三十四閉伊川橋りょうの諸元

【基本情報】

桁長	241.3m
連数	11連
しゅん功	1935年(昭和10年)11月

【上部工】

桁番号	構造種別	構造形式	支間(m)	桁重量(t)	状態
1	S	GD	22.3		流失
2	S	GD	22.3		流失
3	S	GD	22.3		流失
4	S	GD	22.3		流失
5	S	GD	22.3		流失
6	S	GD	22.3		流失
7	S	GD	22.3		現位置
8	S	GD	22.3		現位置
9	S	GD	22.3		現位置
10	S	GD	22.3		現位置
11	S	GD	12.9		現位置

流失した桁のうち2連は不明である。

【下部工】

番号	構造種別	基礎形式	背面盛土	状態
A1	C	木杭 Φ450 L=6,000		上流側の翼壁部が損傷
P1	RC	ケーソン L=20.0m		
P2	RC	ケーソン L=20.0m		天端部(上流側)が損傷
P3	RC	ケーソン L=20.0m		
P4	RC	ケーソン L=20.0m		
P5	RC	ケーソン L=15.0m		天端部(上流側)が損傷
P6	RC	ケーソン L=15.0m		被害なし
P7	RC	ケーソン L=15.0m		被害なし
P8	RC	ケーソン L=15.0m		被害なし
P9	RC	直接		被害なし
P10	RC	直接		被害なし
A2	C	直接		被害なし

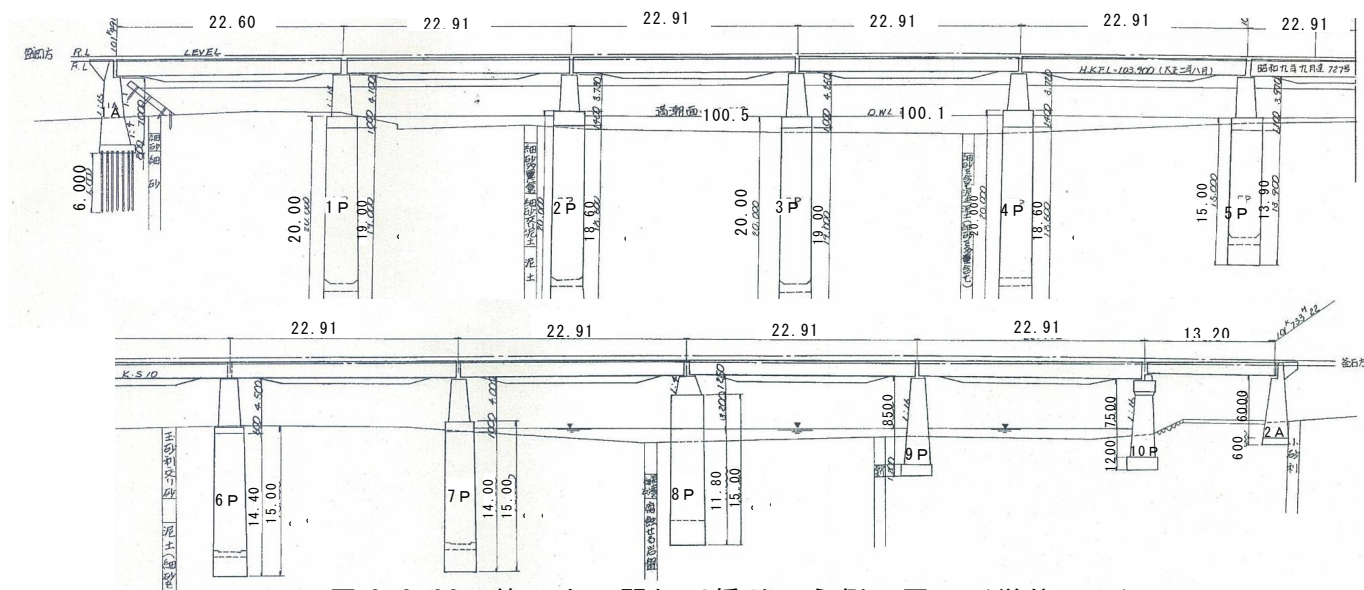


図 2.2.23 第三十四閉伊川橋りょう側面図 (単位: mm)

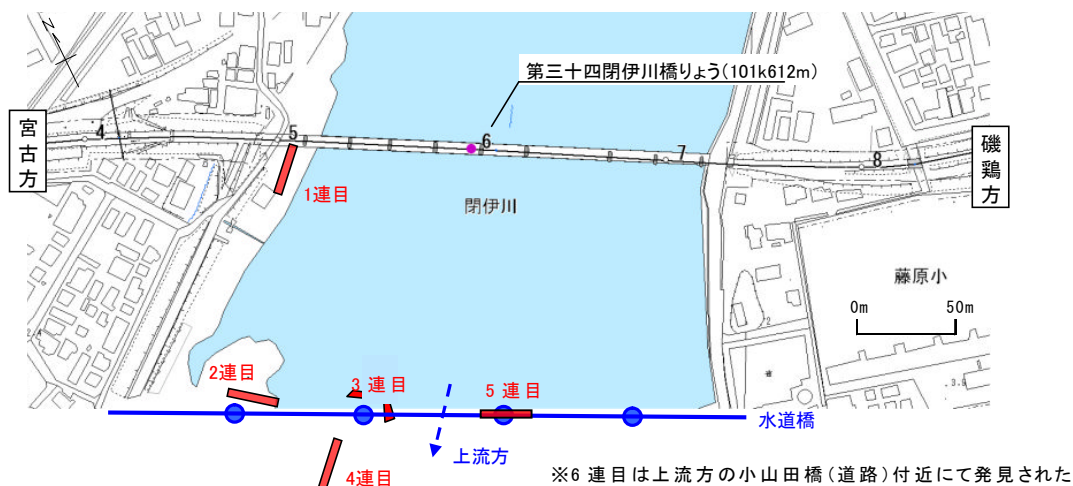


図 2.2.24 第三十四閉伊川橋りょう桁流出位置図

宮古方



磯鶏方



写真 2.2.31 第三十四閉伊川橋りょう被害状況

(4) 山田線 吉里吉里～大槌間 143k279m 大槌川橋りょう

山田線大槌川橋りょうは吉里吉里～大槌間に位置し、1938年製の鋼上路プレートガーダー支間17.01m11連と支間8.44m11連および支間8.2mが架かっていた。津波により23連全て流出した。発見出来た21連は上流方(海と逆側)に流されていた。大槌川橋りょうの主な諸元を表2.2.6に、側面を図2.2.25に示す。また、図2.2.26に桁の流出した位置を、写真2.2.32、写真2.2.33に被災状況を示す。

表 2.2.6 大槌川橋りょうの諸元

【基本情報】

桁長	375.0m
連数	23連
しゅん功	1938年(昭和13年)4月

【上部工】

桁番号	構造種別	構造形式	支間(m)	桁重量(t)	状態
1	S	GD	19.2	17.01	流失
2	S	GD	19.2	17.01	流失
3	S	GD	19.2	17.01	流失
4	S	GD	19.2	17.01	流失
5	S	GD	19.2	17.01	流失
6	S	GD	19.2	17.01	流失
7	S	GD	19.2	17.01	流失
8	S	GD	19.2	17.01	流失
9	S	GD	19.2	17.01	流失
10	S	GD	19.2	17.01	流失
11	S	GD	19.2	17.01	流失
12	S	GD	12.9	8.44	流失
13	S	GD	12.9	8.44	流失
14	S	GD	12.9	8.44	流失
15	S	GD	12.9	8.44	流失
16	S	GD	12.9	8.44	流失
17	S	GD	12.9	8.44	流失
18	S	GD	12.9	8.44	流失
19	S	GD	12.9	8.44	流失
20	S	GD	12.9	8.44	流失
21	S	GD	12.9	8.44	流失
22	S	GD	12.9	8.44	流失
23	S	GD	8.2	4.30	流失

【下部工】

番号	構造種別	基礎形式	背面盛土	状態
1A	C	直接	流出	傾斜
1P	RC	直接		倒壊
2P	RC	直接		倒壊
3P	RC	木杭 Φ150L=4,000		倒壊
4P	RC	直接		倒壊
5P	RC	直接		倒壊
6P	RC	直接		
7P	RC	木杭 Φ150L=6,000		
8P	RC	木杭 Φ150L=6,000		上流側へ傾斜
9P	RC	直接		漂流物(建物(アパート))が接触
10P	RC	直接		天端部が一部損傷
11P	RC	木杭 Φ150L=7,000		
12P	RC	直接		
13P	RC	木杭 Φ150L=7,000		
14P	RC	直接		下流側へ傾斜
15P	RC	直接		
16P	RC	直接		傾斜
17P	RC	直接		倒壊
18P	RC	直接		
19P	RC	-		倒壊
20P	RC	RC杭 Φ300L=4,000		
21P	RC	RC杭 Φ300L=8,000		
22P	RC	RC杭 Φ300L=4,000		調査できず
2A	C	RC杭 Φ300L=4,000		調査できず

桁流出のうち不明2連、発見確認21連

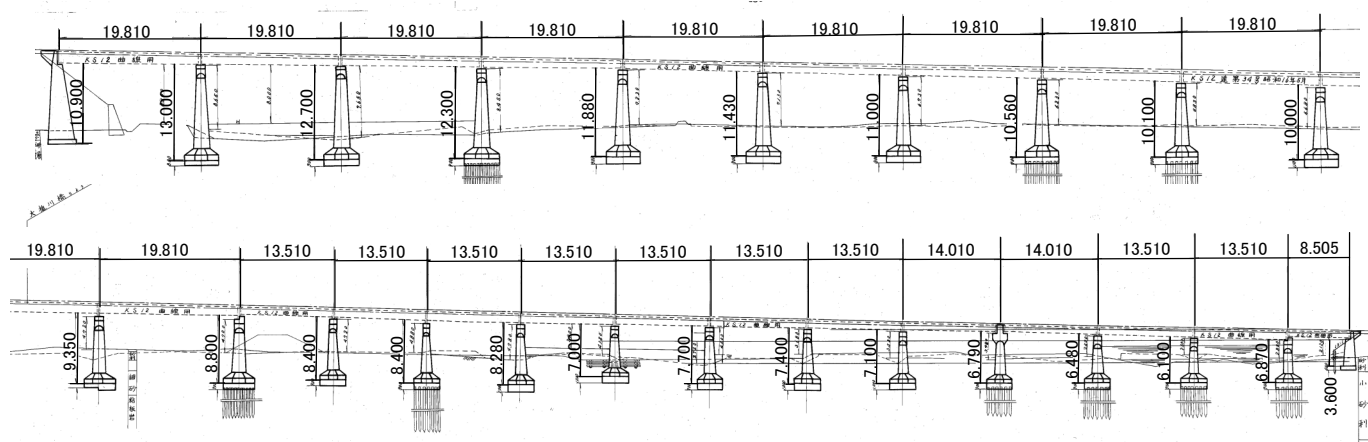


図 2.2.25 大槌川橋りょう側面図 (単位: mm)

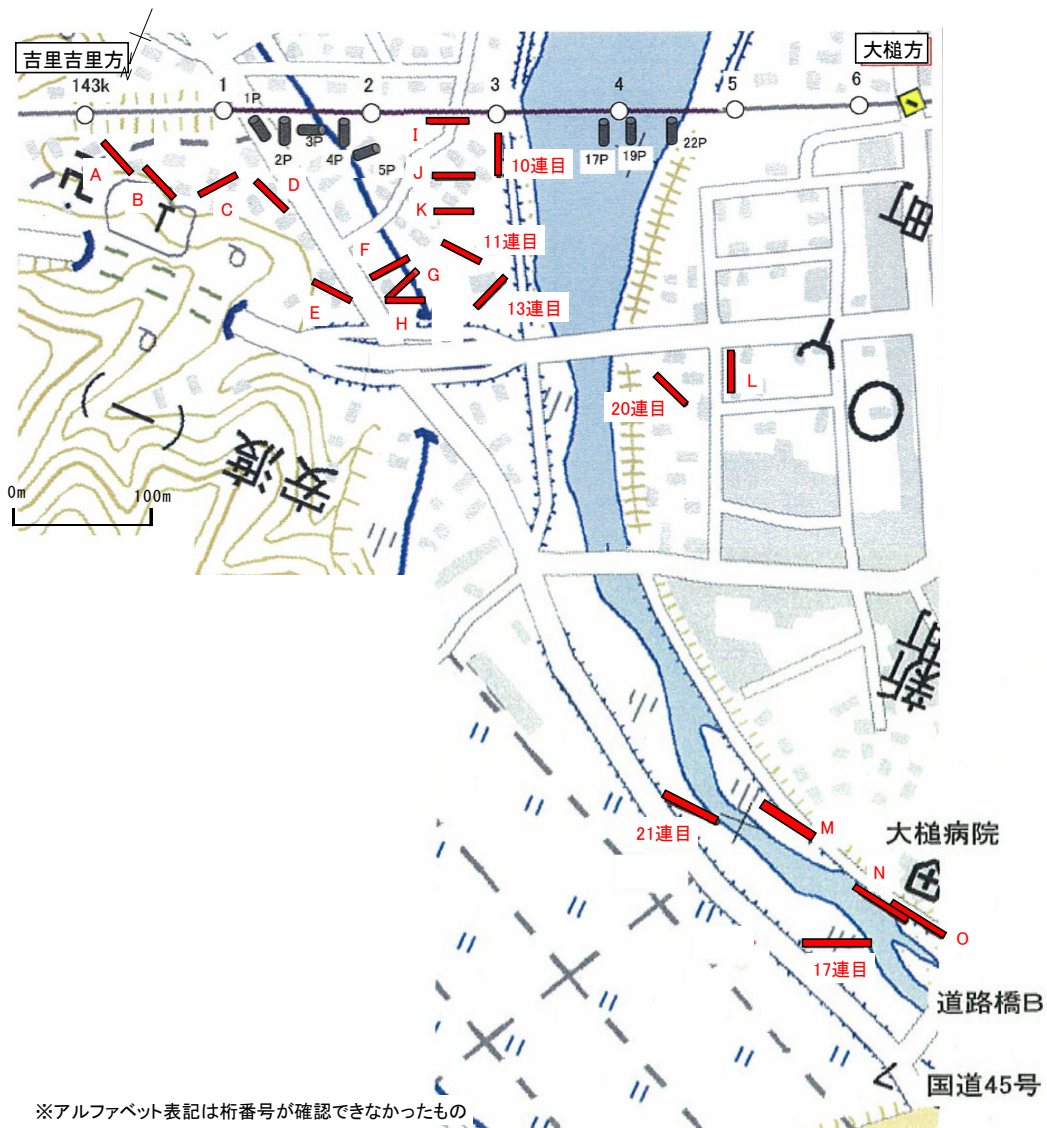


図 2.2.26 大槌川橋りょう桁流出位置図



写真 2.2.32 大槌川橋りょう被害状況①



写真 2.2.33 大槌川橋りょう被害状況②

(5)大船渡線 陸前矢作～竹駒間 81k913m 気仙川橋りょう

大船渡線気仙川橋りょうは陸前矢作～竹駒間に位置し、1933年製の上路プレートガーダー支間19.2m8連と支間9.8m1連が架かっていた。津波により4連が上流方(海と逆側)に流出し、2連が現位置にて片側は支承部に引っかかり落下していた。気仙川橋りょうの主な諸元を表2.2.7に、側面を図2.2.27に示す。図2.2.28に桁の流出した位置を、写真2.2.34に被災状況を示す。

表 2.2.7 気仙川橋りょうの諸元

【基本情報】

桁長	167.6m
連数	9連
しゅん功	1933年(昭和8年)2月

【上部工】

桁番号	構造種別	構造形式	支間(m)	桁重量(t)	状態
1	S	GD	9.8		現位置
2	S	GD	19.2		流出(発見済み)
3	S	GD	19.2		流出(発見済み)
4	S	GD	19.2		流出(発見済み)
5	S	GD	19.2		流出(発見済み)
6	S	GD	19.2		落下
7	S	GD	19.2		落下
8	S	GD	19.2		現位置
9	S	GD	19.2		現位置

【下部工】

番号	構造種別	基礎形式	背面盛土	状態
A1	C	直接	流出	
P1	C	直接	-	
P2	C	直接	-	天端部に欠損あり
P3	C	直接	-	打継目で折損 く体下部は残存
P4	C	直接 (ふとんかご根固)	-	打継目で折損し上部は上流側へ流出 く体下部は残存
P5	C	直接 (ふとんかご根固)	-	転倒
P6	C	直接 (ふとんかご根固)	-	打継目で折損し、上部は転倒している く体下部(基礎含む)は残存
P7	C	直接 (ふとんかご根固)	-	
P8	C	直接	-	
A2	C	直接	不明	

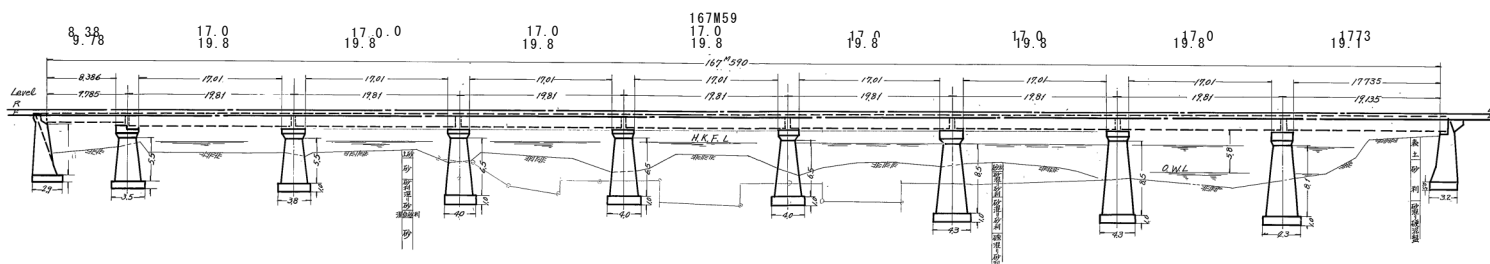


図 2.2.27 気仙川橋りょう側面図 (単位: mm)

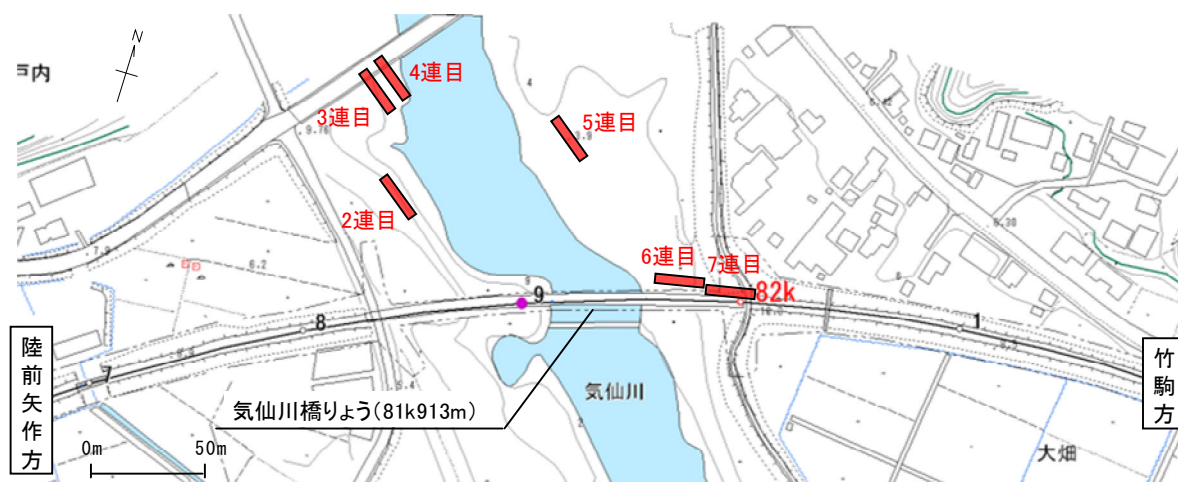


図 2.2.28 気仙川橋りょう桁流出位置図



写真 2. 2. 34 気仙川橋りょう被害状況

(6)八戸線 宿戸～陸中八木間 41k413m 大浜川橋りょうの復旧

復旧に際して、津波で流された桁 4 連については、

- 1)主桁に亀裂が無いこと
- 2)主桁に大きな変形がないこと

から再使用可能と判定し、活用することとした。この桁は KS-15³⁾が設計荷重であり、現在の EA-17⁴⁾と比較してスパン 10m の桁では荷重条件に余裕があることも再使用の背景にある。材質は鋼であるが、溶接用鋼材ではないため、接合は高力ボルトとした。

流出した 4 連は岩手県花巻市の工場に持ち込み、補修した。加熱矯正による形状の回復を基本としたが、変形の大きかった 2 連目の約半分とソールプレート等支承部および変形の大きい対傾構については、新規に制作して取り付けた。補修後の桁および架設後の全景を写真 2.2.35 に示す。



写真 2.2.35 大浜川橋りょう復旧状況

参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道(株)：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」SED. No.37, 2011.11
- 2) 大塚久哲, 神田昌幸, 鈴木基行, 川神雅秀:斜橋の水平地震動による回転挙動, 土木学会論文 文集 No. 570/ I -40, 1997. 7
- 3) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説 鋼鉄道橋 鋼とコンクリートとの合成鉄道橋, 1983. 4
- 4) 鉄道総合研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 2009. 7