

鋼道路橋の津波による被害調査

清水英樹¹・幸左賢二²・竹田周平³・佐々木達生⁴

¹正会員 工修 大日本コンサルタント(株)九州支社(〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19)

²正会員 Ph.D. 九州工業大学 工学部 建設社会工学科(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

³正会員 工博 福井工業大学 工学部(〒910-8505 福井市学園3丁目6-1)

⁴大日本コンサルタント(株)東北支社(〒980-0021 仙台市青葉区中央1-6-35)

1. はじめに

2011年3月11日に東北地方の牡鹿半島東南東約130km付近を震源とするM9.0の大地震が発生し、この地震に伴う津波により、東北地方太平洋沿岸が甚大な被害を受けた。気象庁の報道発表資料¹⁾によると、図-1に示すように宮城県北部から岩手県南部にかけて7~12mの津波高が津波観測点付近の痕跡等から推定されている。著者らは、地震直後の2011年3月16~21日、3月31日~4月5日、5月3~8日の計3回の東北地方太平洋沿岸被害調査を実施し、多数の橋梁が流出しているのを確認している。

今回検討対象とする橋梁は、図-1に示す宮城県の北上川最下流に架かる新北上大橋と岩手県の気仙川最下流に架かる気仙大橋とし、これらは、最も震源に近いエリアで、10m程度の津波に襲われたと推定される。本論文では、我が国での津波による鋼道路橋の損傷状況を明らかにし、橋梁の津波による被害現象および津波被害対策の検討材料を提供することを目的として、検討を行った。

2. 新北上大橋(国道398号)

(1) 津波による流出状況

図-2に北上川河口から約3.8km上流の新北上大橋の流出状況を示す。流出した上部構造は、左岸側高水敷上の径間で約600m上流に移動しており、流出中に高水敷部に接触しながら直線状に移動した痕跡が確認できる。また、流出した桁は大きく2つに折れ曲がり、水面上に弦材の一部出ているが、大部分の弦材と床組、床版は、水面下にある。新北上大橋右岸側の釜谷橋と富士川橋は流出を免れている。



図-1 東北地方太平洋沿岸の実津波痕跡高

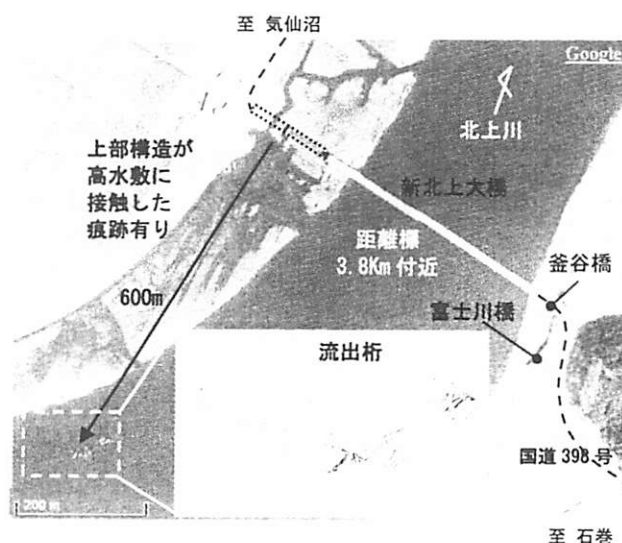


図-2 新北上大橋流出状況

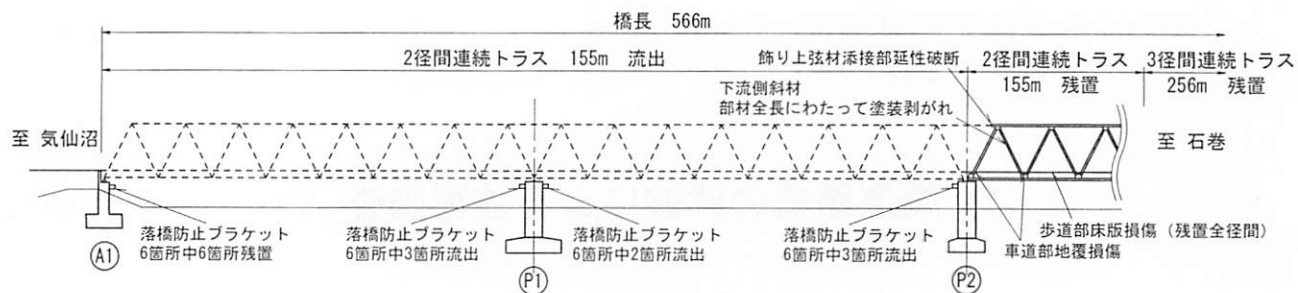


図-3 新北上大橋側面図（被災後）

(2) 橋梁諸元と損傷概要

北上大橋は、図-3、4に示すとおり橋長566mのうち2径間連続が2連と3径間連続が1連の合計7径間の鋼連続下路トラス橋である。幅員構成は車道が6.5m、下流側片側のみブラケットで張り出した歩道が2.0m、全地覆外側幅が10.65mで、車道部の床版が場所打ちのRC構造となっており、歩道部がプレキャストのPC構造である。上部構造の特徴としては、上下弦材中心間隔が約9.5mで、各支点付近の縦桁3本に下部構造壁面とをつなぐ落橋防止構造のブラケットが2箇所ずつ、計6箇所設置されている。

橋梁全体の損傷状況は、左岸側の2径間連続トラスが1連流出しており、河川中央部の2径間連続トラスと3径間連続トラスは残置している。残置した2径間連続トラスの掛違ひP2橋脚付近は、飾り上弦材の長孔添接部が延性破断しており、写真-1に示すP2橋脚より2本目の下流側斜材が部材全長にわたって塗装の剥離がある。また、P2橋脚上と1つ右岸よりの格点部において、写真-2に示すように車道部上流側地覆にひび割れ損傷が発生している。残置した全径間の歩道部は、図-4に示すように床版が下流から上流方向への力でブラケットから分離し、下流側斜材に引っかかった状態で残っている。流出したトラスを支持していた下部構造は、地中や水中は確認できていないがA1橋台、P1、P2橋脚とも本体部分に大きな剥離やひび割れは確認できない。上部構造縦桁とケーブルでつながっていた下部構造壁面のブラケットは、A1橋台が6箇所中全6箇所が残置し、P1橋脚左岸側が6箇所中3箇所流出、同右岸側が6箇所中2箇所流出、P2橋脚左岸側が6箇所中3箇所流出している。A1橋台およびP1橋脚の沓座面は、付属物を中心に損傷しているが、詳細は次節で述べる。

(3) A1橋台とP1橋脚の損傷詳細

A1橋台の損傷詳細を図-5に示す。まず、高欄はウイング上の下流側が支柱2本残し流出しており、上流側高欄が上流方向に倒壊しているが、パラペット

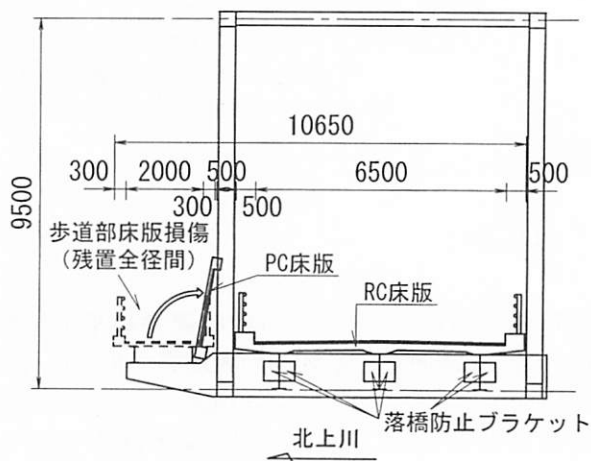


図-4 新北上大橋断面図



写真-1 斜材の塗装剥離



写真-2 格点部地覆の損傷

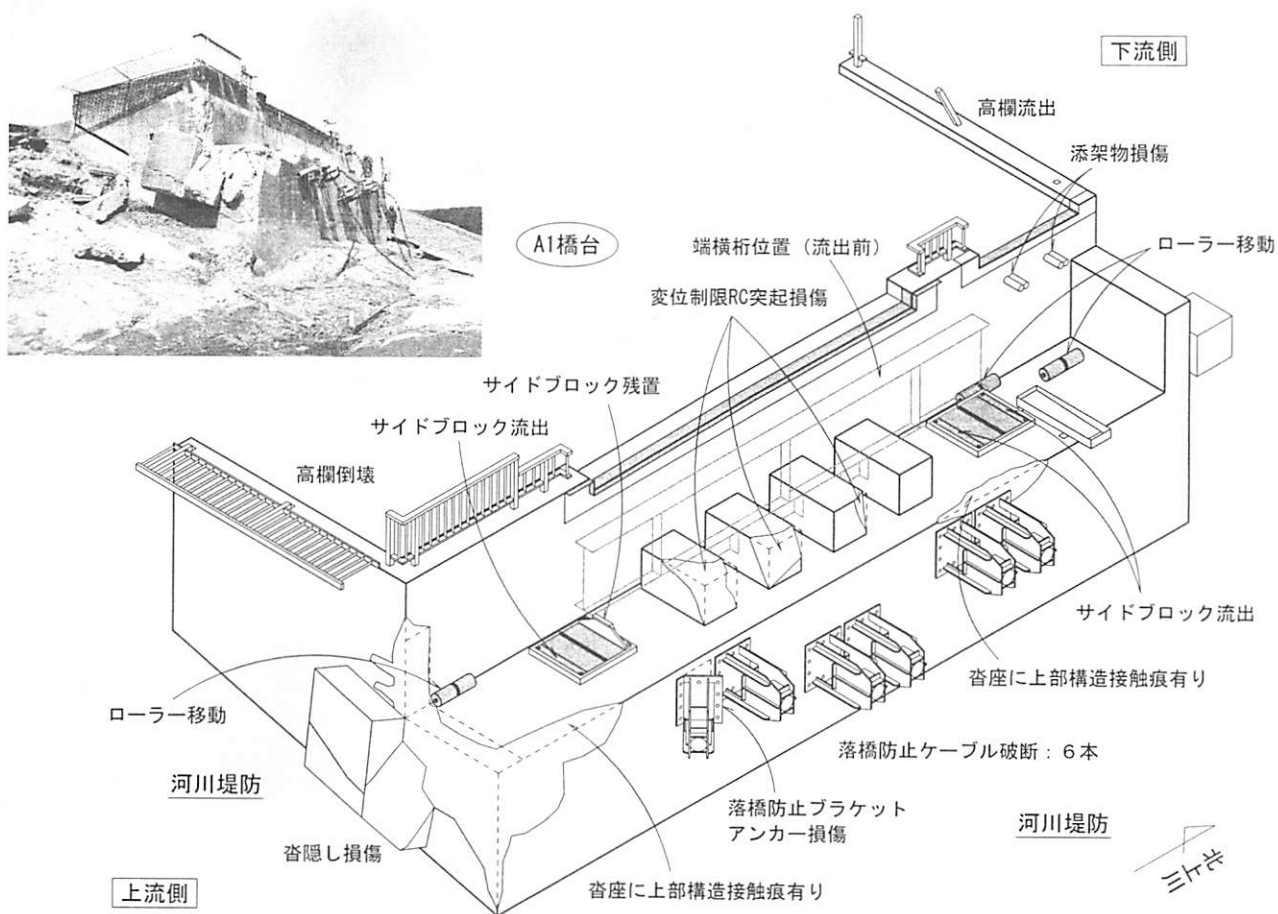


図-5 A1橋台損傷詳細図

上の高欄はほとんど損傷なく残置している。パラペット上部のフィンガージョイントは、櫛が1本もかけておらず、パラペットから突き出した歩道下の添架管路は損傷している。

次に沓座面では、下流側の沓隠しとプルボックスがともに健全な状態で残置しているが、上流側沓隠しが鉄筋破断し上流方向に倒れている。橋軸直角方向の変位制限RC突起は、沓座面から4箇所出しておりA2橋台沓座面の状況から端横桁から鋼製ブラケットが3箇所つり下げられ、それをはさみこんでいたが、最下流のRC突起を除く3箇所では堅壁前面側が損傷している。A1橋台の支承形式は可動沓で、上下流側ともに支承底版が残置しており、底版のローラー接触跡より1沓あたり4本の計8ローラーを使用していたと考えられるが、支承部から移動して確認できるローラーは3本のみある。また、底版に取り付けていたサイドブロックは、下流側支承では2箇所とも流出し、上流側支承では上流側1箇所のみ流出している。2箇所ある支承の上流側沓座面と堅壁前面との角部には、上部構造との接触痕が有り、かぶりコンクリートが切り欠かかれている。堅壁前面にある落橋防止構造は、6箇所ともケーブルが破断してして

おり、最上流のブラケットのみ下流側のアンカーが抜け出して向きを変えている。

P1橋脚の損傷詳細を図-6に示す。まず、沓座面は、橋軸直角方向の変位制限RC突起が6箇所出しており中間支点となるP6橋脚沓座面の状況から支点上横桁から鋼製ブラケットが5箇所つり下げられ、それをはさみこんでいたが、全てのRC突起が損傷している。A1橋台と比較すると、多数の突起で鉄筋が露出しており損傷度は大きい。P1橋脚の支承形式は固定のピンローラー沓で、上下流側ともに下沓が残置しており、上流側の支承のみ下沓上にローラーが残置している。

次に橋脚壁面に設置してある落橋防止構造は、A1側ブラケットが、最上流と中央2箇所の計3箇所の橋脚に埋め込んだアンカー部の損傷により流出しており、上流から2番目がケーブル破断している。下流側2箇所の落橋防止構造は損傷することなく、2本のケーブルがねじれて先端が水没しているが、同位置に上部構造の一部とみられる鋼部材が水面から露出しており、落橋防止構造は破断すること無く、上部構造側ブラケットが取付られていた縦桁が破断したものと推定される。P2橋脚側ブラケットは、最上

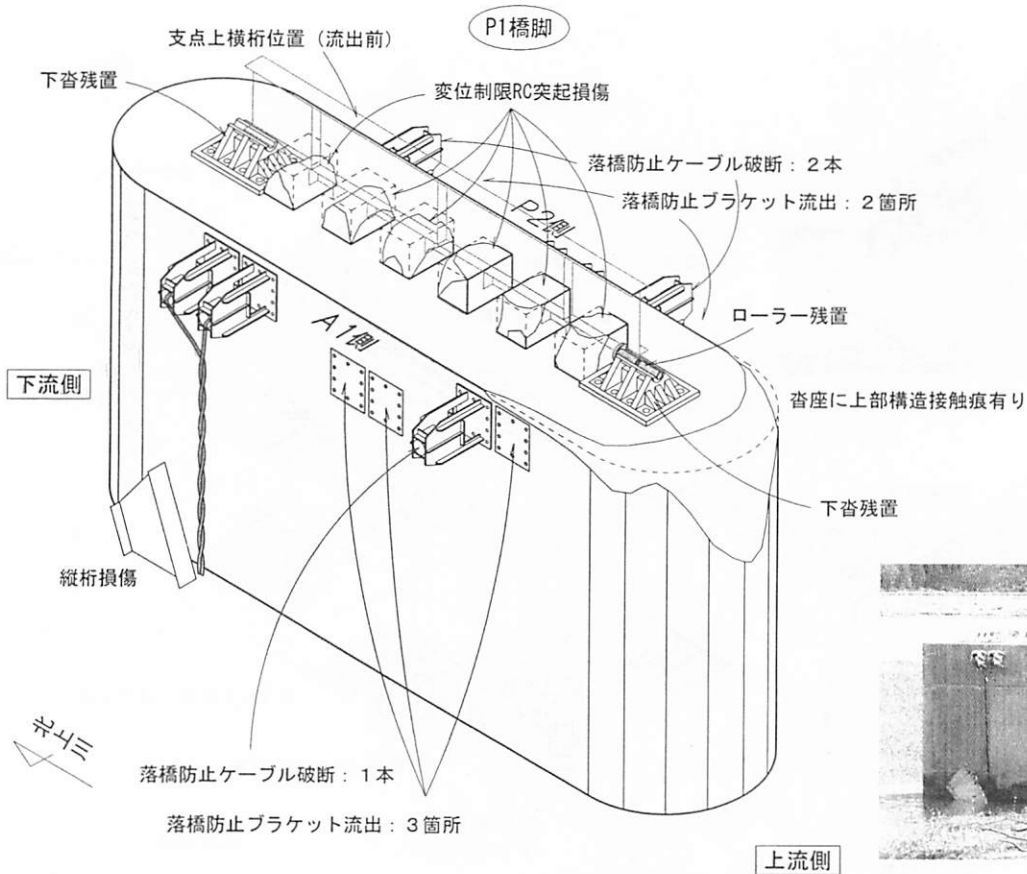


図-6 P1橋脚損傷詳細図

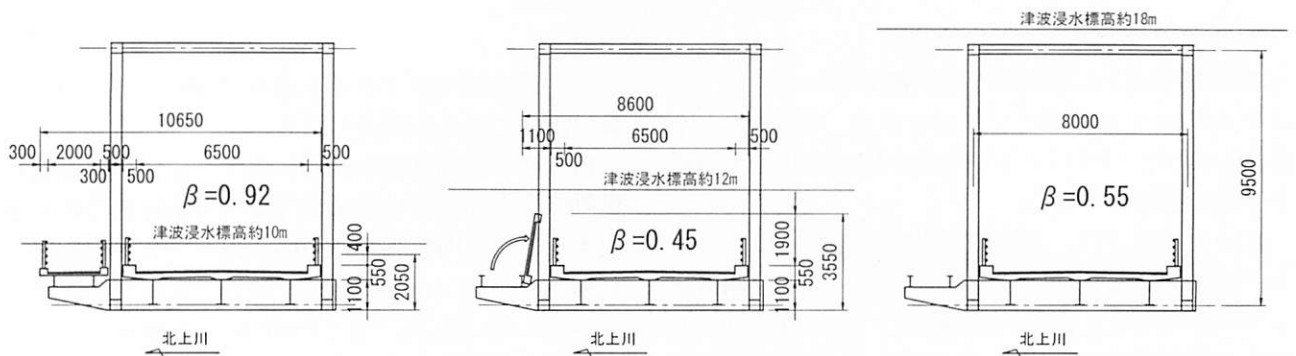


図-7 上部構造と浸水深の関係

流と下流から2番目の2箇所の橋脚に埋め込んだアンカー部の損傷により流出しており、上流から2番目と最下流がケーブル破断している。中央2箇所の落橋防止構造はケーブル先端が水没しており、損傷箇所の特定ができない状況である。

(4) 浸水標高と上部構造損傷度別の桁移動評価

本節では、桁移動有無の簡易判定式を用いて、新北上大橋上部構造の評価を行う。評価には、一定の流速値の仮定を用いて、津波作用力と桁抵抗力の比を求めた。ここでは、流速を一定とすることにより、上部構造損傷状態と津波作用力に着目した評価を行っている。上部構造に作用する荷重は、式(1)を用い

た算出し、式中の抗力係数は文献²⁾より求めた。津波浸水高については、図-7に示す上部構造の状態毎に算出される抗力係数が適用可能な最低高さと仮定している。また、流速は今回の津波で数多く撮影された動画を基に、漂流物の移動速度から判断すると、平均速度は約6m/sであるため、全てのケースで流速6.0m/sの一定値を採用した。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_n \quad (1)$$

ここに、津波作用力 F [kN]、抗力係数 C_d 、水の密度 ρ_w (1030kg/m³)、水の流速 v (6.0m/sと仮定)、上部構造の有効鉛直投影面積 A_n [m²]

津波に対する上部構造の抵抗力 S は、式(2)に示す

摩擦係数 μ と上部工死荷重重量 W の積と仮定した。抵抗力側には、厳密には浮力および上揚力の影響を考慮する必要があるが、津波形状や桁形状が影響する等、複雑な評価を必要とするため、ここでは簡便のため考慮していない。鋼とコンクリートの間の摩擦係数には、Rabbatらの実験結果³⁾から0.6と仮定した。

$$S = \mu \cdot W \tag{2}$$

以上より、桁抵抗力を津波作用力で除す式(3)に基づき桁抵抗力津波作用力比 β を求め、桁移動発生の有無を判断する。ここで、 β が大きい場合は上部構造の抵抗力が大きく、移動しにくい橋梁であることを示す。

$$\beta = \frac{S}{F} \tag{3}$$

図-7の左側は、下路トラスの防護柵高まで浸水した状態を想定し、歩道部が健全な状態では地覆外側幅が10.65mであり、トラス下弦材を箱断面、縦桁をI断面の桁構造とみなし、鋼桁としての C_d を適用した場合、 β は0.92と1を僅かに下回る程度である。図-7の中央は、図-3、4に示すように歩道部の床版が損傷した状態を想定し、床版全てが浸水する津波高と仮定すると、鋼桁としての総高が3.55mとなり、 C_d と A_n が左側の状態に比べ大きくなるため、 β が0.45と上部構造が移動しやすい状況となる。参考までに図-7の右側にトラス全体が浸水した状態を示す。残置したトラス桁の被災状況を見ると上弦材の上方まで津波が達したと考えられないが、2主構トラスとして C_d を算出した場合、 β は0.55と床版が損傷した中央の状態よりも β 値は高くなった。

3. 気仙大橋（国道45号）

(1) 津波による流出状況

図-8に気仙川河口から約0.5km上流の気仙大橋の流出状況を示す。流出した上部構造は、全5径間で右岸側3径間が約330m、左岸側2径間が約290m上流に移動しており、主桁と床版が分離してその一部が

主桁よりもさらに上流に移動している。また、河川堤防は兩岸ともに気仙大橋の直上流でのみ破堤、堤内地盤が流出し浸水している。

(2) 橋梁諸元と損傷概要

気仙大橋は、文献⁴⁾および現地計測結果より図-9、10に示すとおり橋長181.5mの3径間連続と2径間連続の合計5径間の鋼連続鉄桁橋である。幅員構成は車道が8.5m、両側歩道がそれぞれ2.0m全幅員が13.3mで220mmのRC床版を有している。上部構造の特徴としては、全幅員13.3mを4主桁で支えていることか

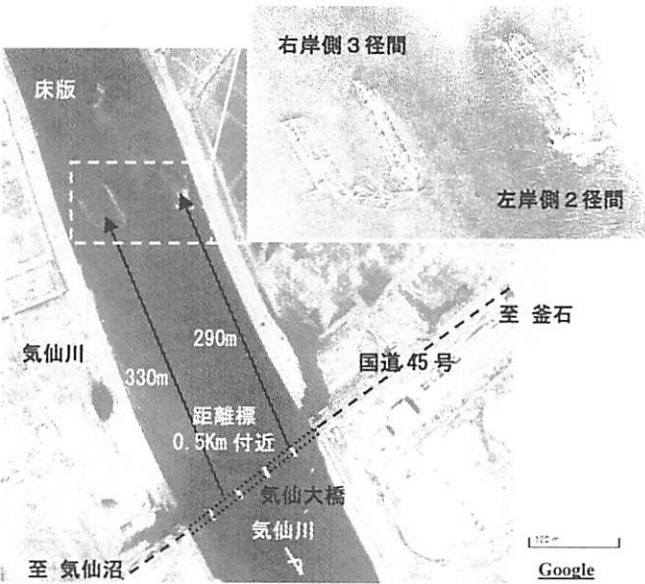


図-8 気仙大橋流出状況

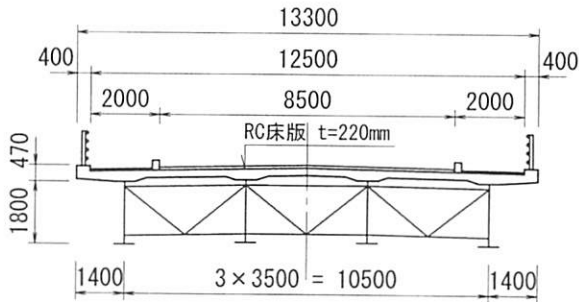


図-9 気仙大橋断面図

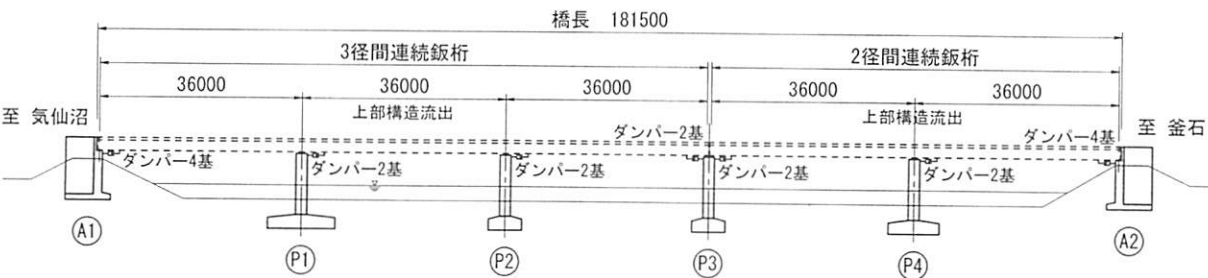


図-10 気仙大橋側面図（被災後）



写真-3 流出主桁

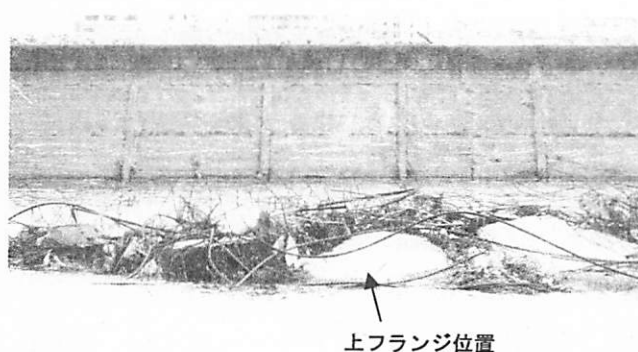


写真-4 床版（主桁上流）



写真-5 A1橋台背面



写真-6 A2橋台直上流の破堤

ら主桁間隔が3.5m、張出し長が1.4mとRC床版としては比較的大きい。また、本橋は耐震補強工が実施されており、制震ダンパーが両橋台に4基、中間支点橋脚に2基、掛違ひ橋脚に2×2基の計18基設置され、支承についても全てゴム支承に取り替えられている。

橋梁および橋梁周辺の損傷状況は、全上部構造が流出しているが、残された下部工には目立った損傷は見らず、支承部を境界に上下部構造の流出有無が分かれている。下部構造の沓座周辺には、破断した制震ダンパーやゴム支承が残されているが、詳細は次節で述べる。写真-3に流出した主桁の損傷状況を示す。主桁は、大部分が水没しているが水面上に出ている部分から、I断面桁が大きく折り曲げられねじれ、対傾構や横構の添接部破断やフランジとウェブ溶接部の破断が確認できる。主桁から分離しさらに上流まで移動した床版を写真-4に示す。流出した床版は、コンクリートが剥がれ鉄筋が露出して様々な方向に曲がっており、漂流物が引っ掛かっている。残ったコンクリート部分には、主桁上フランジが取り付けられていた痕跡が確認でき、床版だとわかる。

右岸側A1橋台背面上流側の状況を写真-5に示す。橋台背面には、堤防法尻道路の函渠があり道路が連

続していたと考えられるが、護岸堤防、堤内地盤とともに堤防道路も流出している。この位置には、下流側構造と同様に橋台背面盛土を抑えるコンクリート擁壁があったと考えられるが、これも流出している。A2橋台側もA1橋台同様、写真-6に示すように気仙大橋上流側で護岸堤防が破堤しており、気仙大橋および橋梁アプローチ部の盛土構造によって、国道45号上流で津波の流れが乱れて堤防が損傷し、引き波時に上流側の堤内地の水が、この場所を水みちにして地盤を洗掘したものと推定される。

(3) 各下部構造の支承周り損傷詳細

各橋台橋脚の沓座周辺の損傷状態を図-11に示す。図中には、左上半分がゴム支承部の損傷を示し、右下半分が制震ダンパー部の損傷を示している。気仙大橋のゴム支承の損傷形態としては、大きく分けて[1]下部構造と支承部をつなぐアンカーボルトの破断、[2]積層したゴム支承部分の破断、[3]上沓とゴム支承内上鋼板境界部の破断、[4]ソールプレートと上沓境界部の破断の4種類が確認できる。端支点となる下部構造の支承は、A1,A2橋台、P3橋脚あわせて16支承あるが、[2]ゴム支承破断が4支承で残りの12支承は[3]上沓－ゴム支承間破断であった。中間支点の

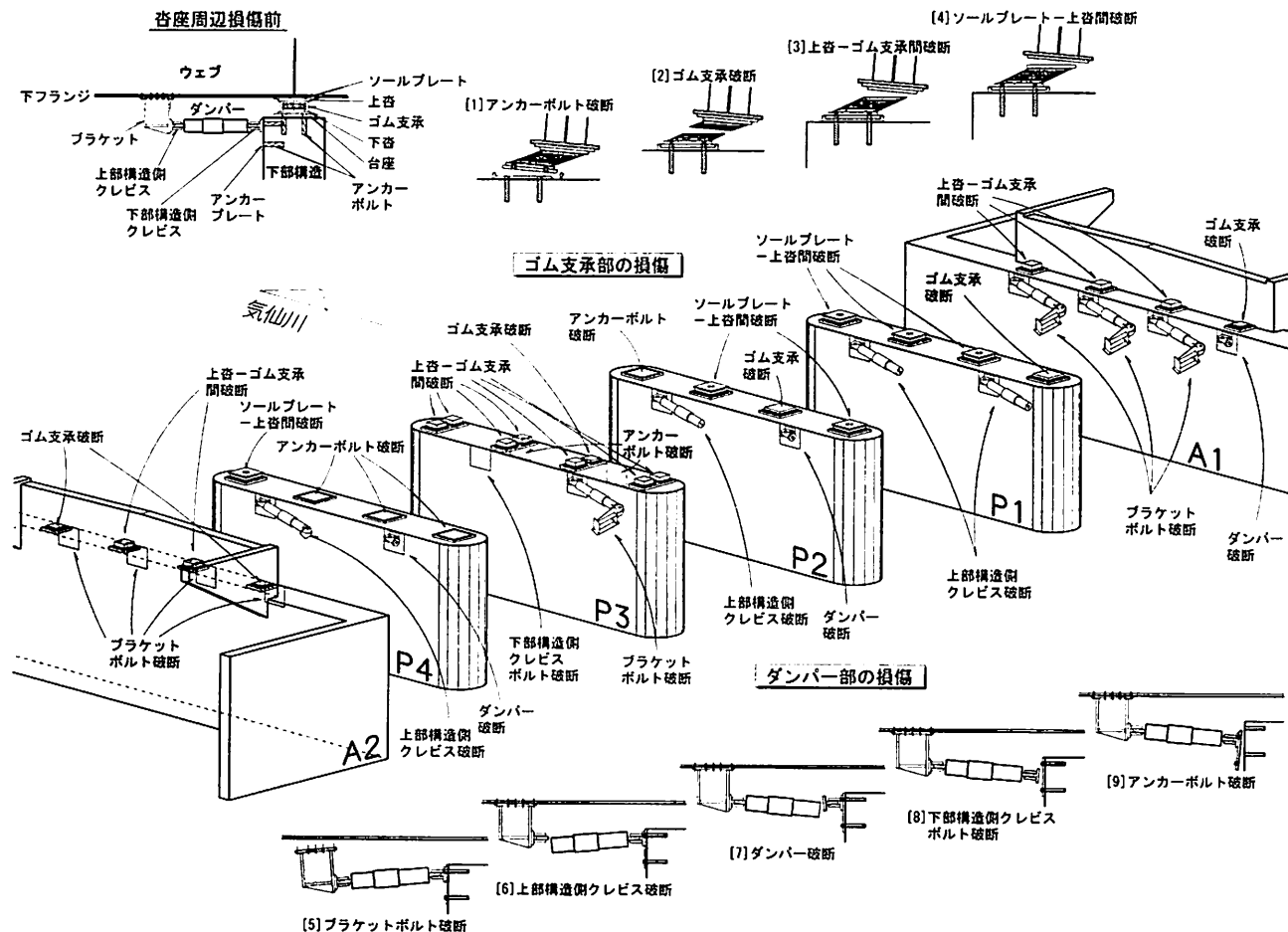


図-11 沓座周辺の損傷状態

下部構造の支承は、P1,P2,P4橋脚あわせて12支承あるが、端支点支承では見られない[1]アンカーボルト破断と[4]ソールプレート-上沓間破断が、それぞれ4支承と6支承あり、[2]ゴム支承破断が2支承であった。この様に端支点と中間支点でゴム支承の損傷形態が異なるのは、端支点支承が中間支点支承に比べ鉛直反力が小さく温度変化時の移動が大きいため、比較的ゴム形状の面積が小さく支承高が高いものとなり、中間支点ではこの逆となることから、ゴム形状の違いによるもの考えられる。

気仙大橋の制震ダンパーの損傷形態としては、大きく分けて[5]下フランジとブラケットをつなぐボルトの破断、[6]ダンパーの上部構造側クレビスの破断、[7]ダンパー本体の破断、[8]ダンパーの下部構造側クレビスの破断、[9]下部構造とダンパー部をつなぐアンカーボルトの破断の5種類が確認できる。橋台と橋脚の制震ダンパー設置位置を比較すると、橋台は主桁下フランジ直下に4基ずつあり、橋脚は外桁内桁間に2基ずつ配置されている。このことから、橋台ダンパーは橋軸方向に設置され、主に橋軸方向の移動に対して作用し、橋脚ダンパーは下フランジに斜め方向八の字に設置されて、橋軸および橋軸直

表-1 ゴム支承の反力推定

項目	単位	3径間連続鈑桁				2径間連続鈑桁	
		A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋軸方向寸法	mm	400	600	600	400	400	400
橋軸直角方向寸法	mm	400	600	600	400	400	400
Σtc	mm	56	31	31	56	56	56
個数		4	4	4	4	4	4
せん断弾性係数 γ_e	N/mm ²	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
せん断剛性K	kN/mm	11.4	46.5	46.5	11.4	11.4	11.4
最大せん断ひずみ		250%	250%	250%	250%	250%	250%
L2 地 震 時 最大変位	mm	140	77.5	77.5	140	140	140
変位採用値	mm	77.5	77.5	77.5	77.5	77.5	77.5
最大水平反力	kN	886	3600	3600	886	3600	886
反力合計	kN	14343					

角方向の移動に対して作用するように、用途が異なっていたと推定される。橋台ダンパーは、A1,A2橋台あわせて8基あるが、そのうち7基が[5]ブラケットボルト破断であり、残りの1基が[3]ダンパー破断であった。橋脚ダンパーは、P1~P4橋脚あわせて10基あるが、5種類の損傷形態全て確認できる。この様な橋台と橋脚ダンパーの損傷形態の違いは、橋台ダンパーは全て同一方向に設置されているのに対して、橋脚ダンパーは様々な方向に設置されていたことが、1つの要因と推定される。

表-2 ダンパーの鋼製部材設計力推定

項目	単位	3径間連続版桁			2径間連続版桁		
		A1	P1	P2	P3	P4	A2
上部構造死荷重反力	kN	1800	4700	4700	1800	1700	1700
死荷重反力合計	kN	21800					
ダンパー仮定抵抗力	kN	900	2350	2350	900	850	850
1基あたり抵抗力	kN	250	1200	1200	500	500	250
基数		4	2	2	2	2	4
1ダンパー線あたりの抵抗力	kN	1000	2400	2400	1000	1000	1000
1ダンパー線あたりの鋼製部材設計力	kN	1300	3120	3120	1300	1300	1300
鋼製部材設計力合計	kN	15080					

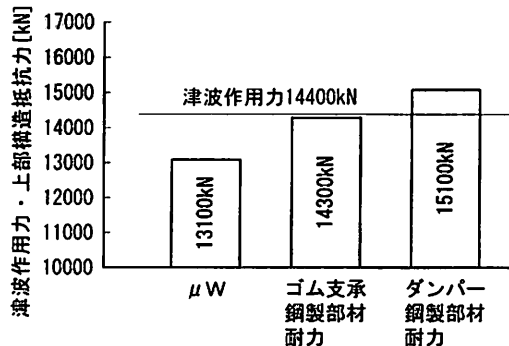


図-12 上部構造抵抗力比較

(4) 支承やダンパー部材による上部構造抵抗力

前節の様に、沓座周辺に設置されているゴム支承部材や制震ダンパー部材が破断するまで津波に抵抗していたと考えられるため、これらの部材がどの程度津波作用力に抵抗していたか推定する。

表-1に現地計測および現地写真より推定したゴム支承形状から、L2地震時に作用すると考えられる水平力を試算した結果を示す。端支点ゴム支承寸法は、A1橋台の支承外形実測寸法420×420×125mmより被覆10mm、上下鋼板30mm、内部鋼板4.5mm×2と仮定し、中間支点ゴム支承寸法は、P1橋脚の支承外形寸法を現地写真より推定した620×620×100mmより被覆10mm、上下鋼板30mm、内部鋼板4.5mm×2と仮定し設定した。せん断弾性係数は、全てのゴムで1.0N/mm²と仮定し、せん断剛性を求め、L2地震時の最大せん断ひずみを250%として変位が77.5mm時の水平反力を求めた。この水平反力は、ゴム支承の鋼製部材の設計力となり、地震時割増を含めた許容応力度が降伏応力であるため、L2地震時の水平力をゴム支承鋼製部材の耐力と仮定した。

表-2に復元設計により試算した上部構造死荷重から、制震ダンパーの抵抗力を死荷重の0.5倍と仮定した場合のダンパー鋼製部材設計力推定結果を示す。ダンパーの基数は、現地において確認済みであり、橋台橋脚毎にダンパー1基あたりの抵抗力を仮定し、

一般に制震ダンパーの鋼製部材設計力が抵抗力の1.3倍であるため、ゴム支承同様に地震時の許容応力度の関係から、ダンパー鋼製部材設計力を耐力と仮定した。

この様に試算した上部構造の抵抗力に、2章で示した摩擦係数 μ と上部工死荷重重量 W の積の抵抗力を加えて、図-12で津波作用力と比較した。津波作用力の1440kNは、2章の推定方法であり μW とゴム支承鋼製部材耐力が下まわって抵抗力が小さい判定となるが、その差は1割以内と小さい。ダンパー鋼製部材耐力は、抵抗力の中で最も大きく津波作用力をわずかに上回っている。以上の様に、気仙大橋についてそれぞれの抵抗機構を別々に評価して抵抗力を試算した結果は、抵抗力に大きな差はなく、津波作用力ともほぼ同じ力となった。

4. まとめ

本調査と検討により得られた知見を以下に示す。

- (1) 新北大橋は、歩道部の床版が損傷した場合、損傷前の桁抵抗力津波作用力比 β が0.92に対して、 β が0.45となり、上部構造が移動しやすい状況となる。
- (2) 気仙大橋は、橋梁および橋梁アプローチ部の盛土構造によって、国道45号上流で津波の流れが乱れて堤防が損傷し、引き波時に上流側の堤内地の水が、この場所を水みちにして地盤まで洗掘したものと推定される。
- (3) 気仙大橋のゴム支承は、ゴム形状の違いにより損傷形態が異なると考えられ、制震ダンパーは設置方向の違いが、損傷形態の違いの1要因と考えられる。
- (4) 気仙大橋の沓座部抵抗機構を別々に評価して抵抗力を試算した結果は、抵抗力に大きな差はなく、津波作用力ともほぼ同じ力となった。

参考文献

- 1) 気象庁：現地調査による津波観測点付近の津波の高さについて、報道発表資料，2011.4.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，pp.52-53，2002.3.
- 3) Rabbat, B.G. and Russel, H.G. : Friction coefficient of steel on concrete or grout, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.111, No.3, pp.505-515, 1985
- 4) 建設省 東北地方建設局 道路部：東北地建の橋梁（Ⅱ），pp.310-311，2000.3.