

津波の影響を受けた橋における支承の抵抗特性 に関する一考察

炭村 透¹・張 広鋒²・中尾 尚史³・星隈 順一⁴

¹正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンスセンター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
²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センター 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
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センター 専門研究員
(〒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センター 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波による橋梁の被害が多数発生した¹⁾。津波の影響を受けた橋梁においては、津波によって上部構造が流出したものもあるが、津波の影響を受けた痕跡はあるものの、支承部に大きな損傷が生じず上部構造が残っている橋梁もある。

津波による上部構造の流出に対する要因としては、主に津波（外力）の特性による影響や、橋梁の構造的な抵抗特性による影響が考えられる。本研究では、後者の橋梁の構造的な抵抗特性の一つとして、支承の抵抗特性に着目することとした。実際に津波によって上部構造が流出した橋梁および津波の影響を大きく受けたものの上部構造が流出していない橋梁の2橋を対象として、設計上の支承単体の耐力を確認した上で、上部構造を含めた簡易な解析により、津波に対する橋梁全体としての抵抗特性に関する検討

を行った。

2. 対象橋梁と津波被害の概要

(1) 対象橋梁の概要

本研究では、国道45号線の小泉大橋（気仙沼市）、矢の浦橋（釜石市）の2橋を検討対象とした。対象橋梁の上部構造断面図を図-1に、側面図を図-2に示す。

小泉大橋は2連の3径間連続非合成鋼鈑桁橋で、矢の浦橋は3径間鋼床版鋼鈑桁橋である。両橋梁とも津波により大きな被害が生じた東北地方太平洋沿岸の河口付近に位置する河川橋である。

両橋梁とも、使用されている支承は密閉ゴム支承板支承（BPB支承）であり、図-3に示すような構造を有する主に鋼製部材で構成された支承装置である²⁾。水平力は上沓と下沓のかみ合わせにより伝達され、上向き力は下沓の橋軸直角方向の両側面にボル

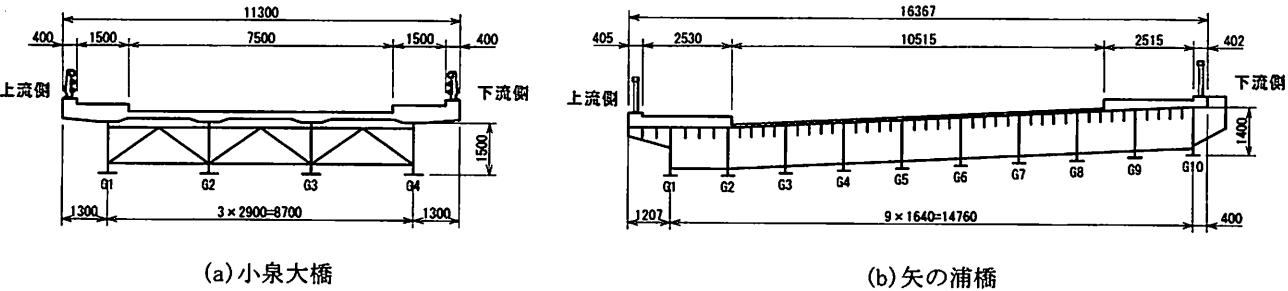
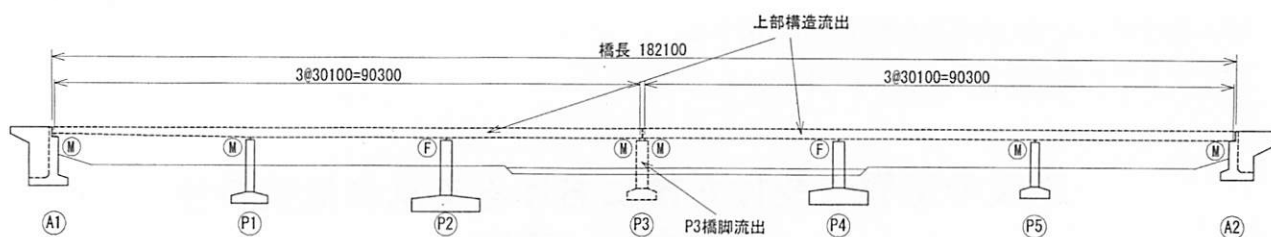
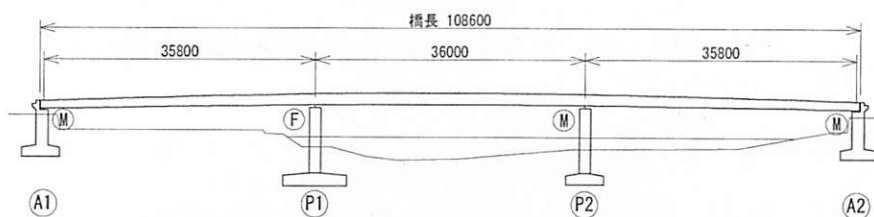


図-1 対象橋梁の上部構造断面図



(a) 小泉大橋



(b) 矢の浦橋

図-2 対象橋梁の側面図

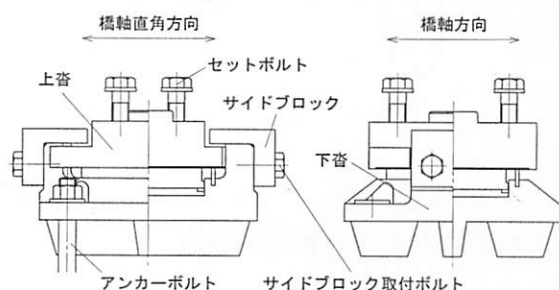


図-3 BPB 支承の構造例

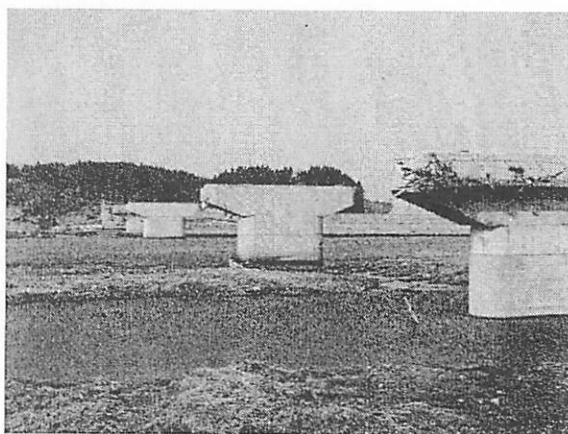
トで固定されたサイドブロックと上沓とのかみ合いにて伝達される。対象橋梁においては、図-3に示す構造の通り、上部構造との定着はセットボルト（六角ボルト）を、下部構造との定着はアンカーボルトが用いられている。

いずれも鋼上部構造を有する3径間の橋梁であり、幅員は小泉大橋が11.3m、矢の浦橋が16.4m、支間長は小泉大橋が30m、矢の浦橋が36mである。主桁本数は、小泉大橋が4本、矢の浦橋が11本である。

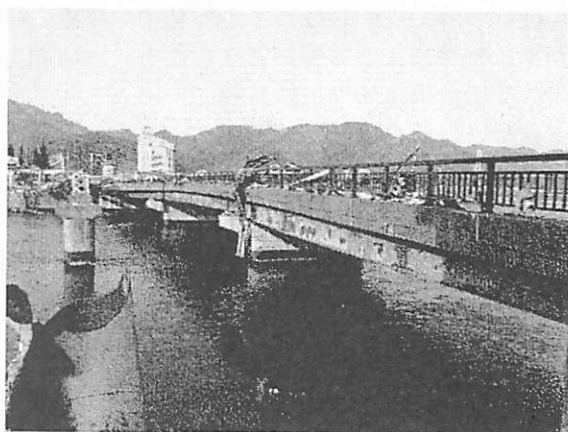
(2) 津波被害の概要

小泉大橋は、写真-1(a)に示すように津波により支承が破損し、上部構造が2連とも上流側に流出した。また、掛け違いのP3橋脚も上部構造同様に流出した。本橋建設時の適用基準は昭和47年の道路橋示方書であるが、被災時には耐震補強対策として、橋脚の補強や、制震ダンパー取付け工事が実施済みであった。

写真-1(b)に示す矢の浦橋も同様に3径間の橋梁であり、比較的死荷重の軽い鋼床版橋ではあるものの、上部構造も流出せず、支承部の損傷も特に見られなかった。高欄などに残った漂流物等の津波の痕



(a) 小泉大橋



(b) 矢の浦橋

写真-1 被災後の対象橋梁

跡や、写真左手にある水管橋が流出していることから、上部構造の高さを超える津波の影響を受けたと推測される。なお、本橋建設時の適用基準は、昭和55年の道路橋示方書である。

3. 津波による支承への影響

(1) アンカーボルトの損傷状況

小泉大橋における支承の損傷状況として、可動支承を有するP1, P5橋脚天端の状況を写真-2に示す。すべての支承がアンカーボルトの破断または抜け出しにより支承全体が上部構造と一緒に流出している。また、写真の右よりが下流側であるが、破断した支承が上流側に移動した痕跡も確認できる。

写真-3に固定支承を有する橋脚天端の状況を示す。固定支承は可動支承と異なる損傷状況であり、全支承が流出することはなく下流側のG3, G4支承はアンカーボルトおよび下沓が残っている。

支承の設計において、アンカーボルトは水平力によるせん断応力度によってサイズが決定されることが多い。したがって、設計水平力が小さい可動支承にはサイズの小さいアンカーボルトが用いられ、設計水平力が大きくなる固定支承は、可動支承に比べて大きなサイズのアンカーボルトが用いられる。小泉大橋においては、P1, P5の可動支承には4本のφ32mmのアンカーボルトが、P2, P5の固定支承には、4本のφ46mmのアンカーボルトが用いられていた。アンカーボルトのせん断耐力は断面積で決まるため、固定支承と可動支承のアンカーボルトの耐力差は2倍以上となる。これらの理由により、可動支承と固定支承で損傷状況に違いが生じたものと考えられる。

(2) 支承本体の損傷状況

写真-4, 5に、P2, P4橋脚上固定支承の詳細を示す。写真-4 (a)に示すP2のG4支承は、下沓がおおむね健全に残っており、上向き力に伴うサイドブロックの損傷により上沓と下沓が分離し、上沓が逸脱したのと考えられる。写真4(b)に示すG3支承は上下沓とも健全で、セットボルトのみが破断している。建設当時の支承設計においては、上部構造から上沓への水平力伝達の基本的な考え方として、セットボルトは水平力に対する負担を考慮せず、上沓上面のボス（せん断キー）のみで水平力に負担させていた。したがって、セットボルトは設計上向き力の下限值である死荷重の0.1倍程度の力に対してのみ設計されている。ボスには破断や変形といった大きな損傷は見受けられないことから、セットボルトは上向き力の影響を強く受けたものと推察される。写真-5(a)に示すP4のG4支承は、下流側のアンカーが抜け出していることから、水平力に伴って発生する偶力の影響も受けていることがうかがえるが、最終的にはサイドブロックの破断により上沓が逸脱している。

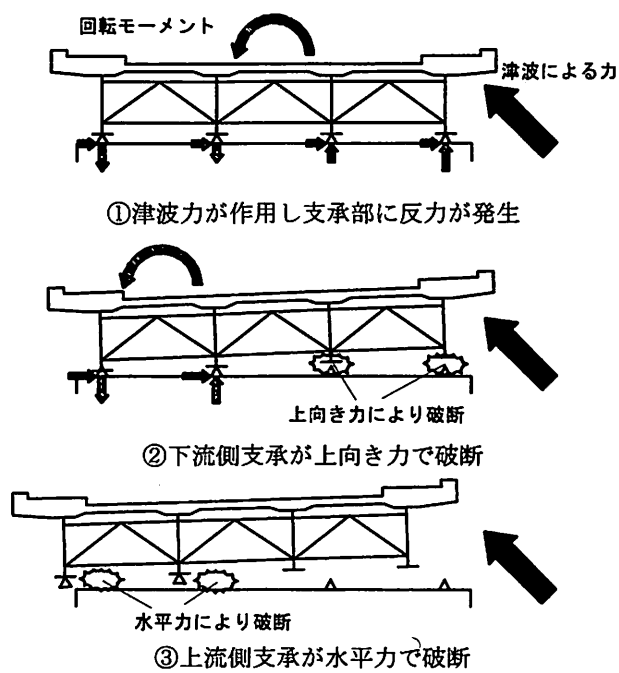


図-4 固定支承損傷過程の推測

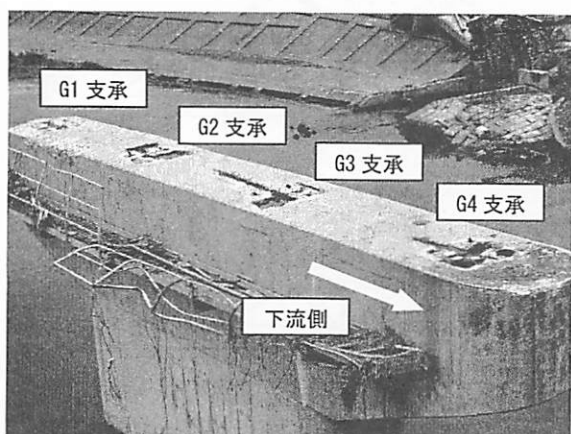
写真-5(b)に示すP4のG3支承も同様に、サイドブロックの損傷による上沓の逸脱である。

これらに対し、写真-4, 5(c)に示す上流側のG2支承は、P2, P4とも可動支承同様にアンカーボルトの損傷により支承全体が流出していることから、水平力の影響を大きく受けているものと考えられる。G1支承も同様の損傷状況である。

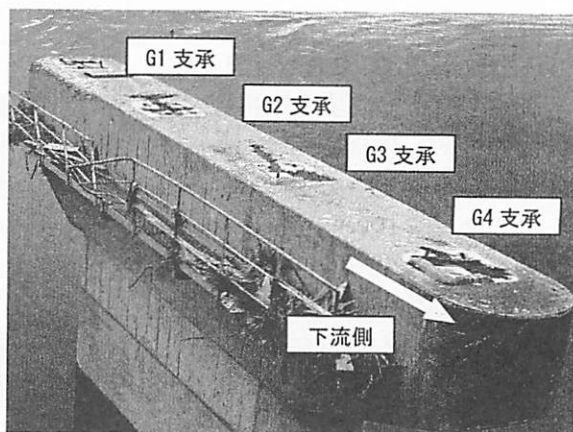
(3) 支承損傷過程の推測

上部構造は、津波によって水平力、上向き力等の様々な方向の力の作用を受けると考えられるが、小泉大橋の固定支承損傷状況からは、図-4に示す次のようなシナリオが推測される。

- ①津波により支承部には水平力、上向き力が発生すると同時に、上部構造に作用する回転モーメントにより、支承部には橋軸直角方向の設置間隔や支承数に起因する鉛直反力の変動が発生する。
- ②上部構造の回転挙動により、最も下流側（津波作用側）に位置する支承に上向き力が集中し、上向き力抵抗装置が破断することにより支承としての機能を喪失する（上向き耐力、水平耐力の両方を失う）。以降、順次下流側から支承が破断していく。
- ③支承が順次破断していくと、水平力に抵抗できる支承数が減少することとなる。残存支承の水平耐力が、津波による水平力を下回った時点で、すべての支承が破断して、橋脚上の支承は完全に機能を失う。

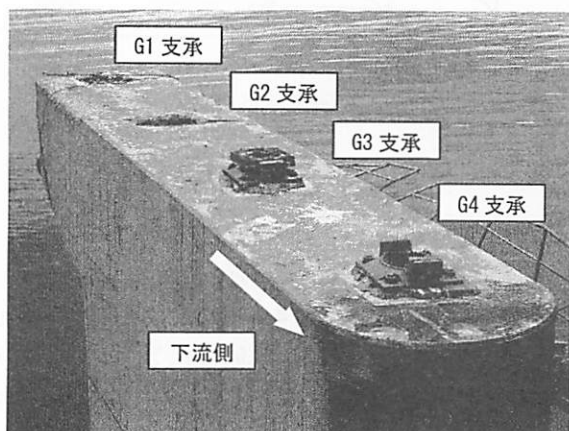


(a)P1 橋脚天端の状況

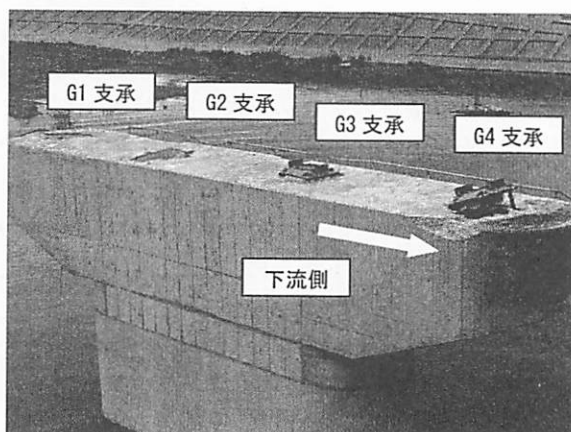


(b)P5 橋脚天端の状況

写真-2 小泉大橋の可動支承損傷状況



(a)P2 橋脚天端の状況



(b)P4 橋脚天端の状況

写真-3 小泉大橋の固定支承損傷状況



(a)P2G4 支承

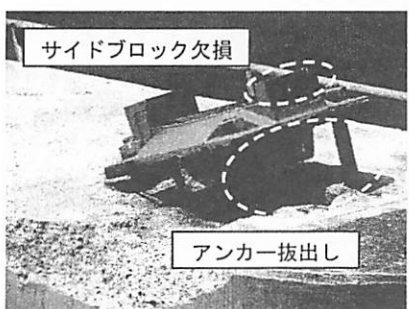


(b)P2G3 支承



(c)P2G2 支承 (G1 も同様)

写真-4 P2 橋脚上支承の詳細



(a)P4G4 支承



(b)P4G3 支承



(c)P4G2 支承 (G1 も同様)

写真-5 P4 橋脚上支承の詳細

上記のシナリオにしたがうと、最も下流側に位置する支承の破断後、残りの支承も各個撃破されるため、最初に支承が破断する時の全体系耐力評価が重要となる。一方、これまでに行われてきた支承の限界耐力の評価に関する研究事例は、水平方向、鉛直方向のいずれかへの荷重作用に限定して実施されている³⁾。津波の橋への影響を考える場合は、両方向に同時に力を受けた場合の耐力を評価する必要があると考えられる。

4. 橋梁全体系としての抵抗特性の比較

(1)BPB支承の上向き耐力の評価

BPB支承は、従来行われてきた設計計算手法⁴⁾に基づく、上向き力単独を作用させた場合、図-5に示すサイドブロック本体（X-X断面またはY-Y断面）およびサイドブロック取付ボルトのいずれかが最弱となることが多い。

サイドブロック本体については、X-X断面またはY-Y断面を支点とした片持ち梁を想定して曲げ応力度の計算を行い、Y-Y断面はせん断応力度との合成応力度にて、X-X断面は上向き力による引張応力度と合計したもので照査している。

サイドブロック取付ボルトは、サイドブロック下端を回転中心として、偶力の釣り合いから引張応力度を算出し、せん断応力度との合成応力度にて照査している。各応力度の算出式を以下に示す。

- ・本体X-X断面（曲げ引張応力度）

$$\sigma = \frac{V/2 \times L_2}{1/6 \times (b - n \times d) \times t_2^2} + \frac{V/2}{b - n \times d} \quad (1)$$

- ・本体Y-Y断面（曲げ、せん断、合成応力度）

$$\sigma = \frac{V/2 \times L_1}{1/6 \times b \times t_1^2} \quad (2a)$$

$$\tau = \frac{V/2}{b \times t_1} \quad (2b)$$

$$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \quad (2c)$$

- ・サイドブロック取付ボルト（引張、せん断、合成応力度）

$$\sigma_t = \frac{V/2 \times L_1 / L_3}{\pi/4 \times d_0^2 \times n} \quad (3a)$$

$$\tau = \frac{V/2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n} \quad (3b)$$

$$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \quad (3c)$$

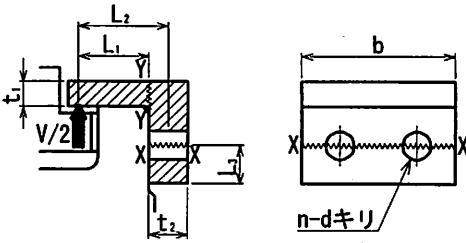


図-5 サイドブロックの応力計算

表-1 使用材料の引張強さ

	部位	材質	引張強さ (N/mm ²)
小泉大橋	サイドブロック	SC450	450
	取付ボルト	SS400	400
矢の浦橋	サイドブロック	SS400	400
	取付ボルト	SS400	400

表-2 各支承の上向き終局耐力一覧

	橋脚位置	終局耐力 (kN)	最弱部位
小泉大橋	A1, P3, A2	145	X-X断面
	P1, P5	317	X-X断面
	P2, P4	317	X-X断面
矢の浦橋	A1, A2	132	X-X断面
	P1 (G1)	232	取付ボルト
	P1 (G2~10)	179	取付ボルト
	P2 (G1)	232	取付ボルト
	P2 (G2~10)	183	取付ボルト

ここに、 t_1, t_2, b ：サイドブロック本体寸法

L_1, L_2, L_3 ：作用距離

d_0 ：サイドブロック取付ボルト谷径

n ：サイドブロック取付ボルト本数

これらの計算式から、各応力度が表-1に示すJISに規定された引張強さ時に相当する上向き力 V を逆算し、当該支承の終局耐力と仮定することとした。終局耐力の一覧を表-2に示す。なお、矢の浦橋については、P1、P2橋脚上のG1のみにG2~10よりも大きな支承が用いられている。したがって、G1支承のみ終局耐力は大きめである。

(2)解析による検討

前述の応力計算から逆算した支承の終局耐力を用い、簡易な上部構造モデルを用いて津波が作用した時における上部構造の挙動について解析的に検討を行った。

解析はTDAP-Ⅲを用いて行い、各橋梁の固定橋脚上の支承線を対象にすることとした。1橋脚上の支承部および上部構造をモデル化することとし、上部

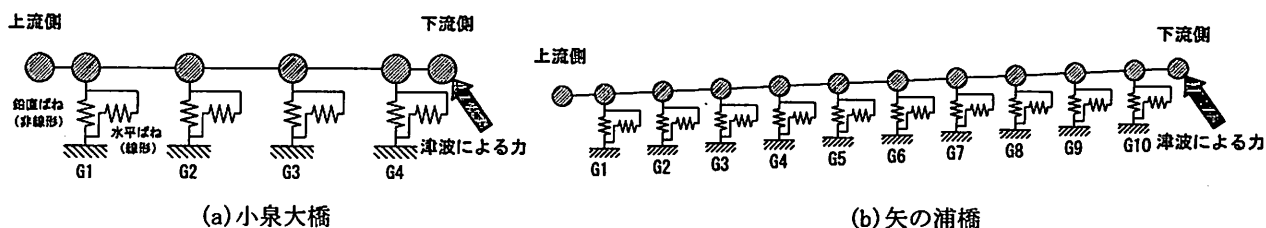


図-6 解析モデル

構造は剛なはり、支承部は水平および鉛直のばねを用いてモデル化した。図-6に対象橋梁の解析モデル図を示す。

支承部ばねの設定としては、水平方向は線形特性を与え、鉛直方向は図-7に示すような非線形特性を与えた。支承の上向き剛性としては、サイドブロックのY-Y断面の曲げ剛性を用いることとした。なお、鋼材は降伏耐力を超えると塑性変形に伴う伸びが生じるが、サイドブロック本体の2個所の断面や取付けボルトの降伏耐力を評価すると、解析モデルが非常に複雑になる。本研究では、支承の詳細な挙動よりも、終局耐力を考慮した上部構造の抵抗特性を検証することを重視しているため、今回は塑性変形の影響を無視し、弾性剛性のままで終局時まで表現することとした。よって、本解析結果は支承の変位量を小さめに評価していることになる。

津波による上部構造への作用力に関しては、実験的検討など様々な研究事例があるが^{例えは5～9)}、本研究では、水平力と上向き力が同程度になる場合を想定して、作用方向を上向きに45°と設定して検討を行った。

解析は変位増分解析で行い、荷重作用位置の鉛直および水平変位が10mmになるまで静的に強制変位を与えた。なお、矢の浦橋は支承線上で終局耐力の異なる支承が混在しており、全体系の耐力は非対称になると考えられるため、上流側から載荷した場合の検討も行うこととした。

(3) 解析の結果

小泉大橋における支承鉛直反力と載荷点の鉛直変位との関係を図-8(a)に示す。図中において、細線は各支承ばねの反力値を、太線はそれらの合計を示している。なお、鉛直反力は上向きを正、下向きを負としている。鉛直変位を増加させていくと、最も載荷点側に位置するG4支承から順次上向き力が増加して終局耐力に達し、破断に至る。支承反力の合計値は、G4支承の破断時で最大となり、約380kNであった。破断時点で、G2～4の3基の支承が抵抗しており、最大反力値は、支承単体の終局耐力(317kN)

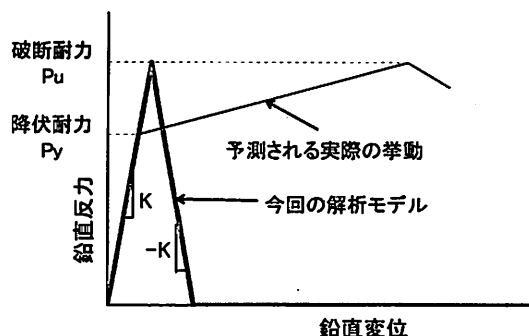


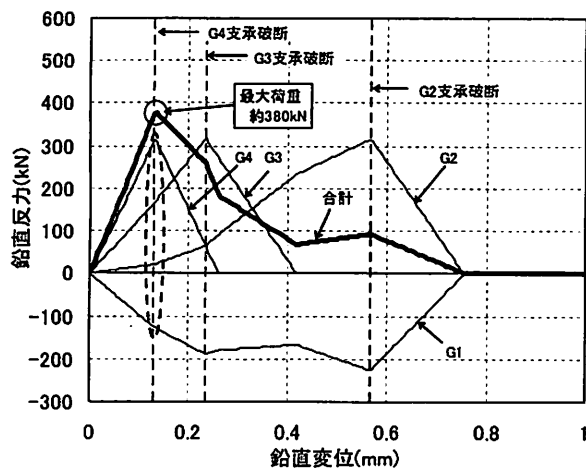
図-7 支承部における鉛直ばねの非線形特性のモデル化

の約1.2倍であった。

同様に、矢の浦橋における支承鉛直反力と載荷点の鉛直変位との関係を図-8(b)に示す。載荷点側に位置するG10支承から順次上向き力が増加して終局耐力に達し、破断に至るのは同じである。合計反力は、G10支承破断時が約460kN、G9支承破断時が約480kNとなったが、これらの反力値は、G2～10支承単体の終局耐力(179kN)の約2.6～2.7倍であり、その倍率は前述の小泉大橋よりもかなり大きい。これは、G10支承破断時には、G5～10の6基の支承が抵抗していることが要因であると考えられる。なお、合計反力値は載荷点から2番目に位置するG9支承破断時に最大となったが、これは図-7に示すように破断後の除荷時に載荷時と同じばね定数を設定しているため、解析上G9支承破断時に先に破断したG10支承が抵抗しているためである。

図-8(c)は矢の浦橋の上流側(G1側)から載荷した結果である。G1支承の耐力は他よりも大きいため、載荷点から2番目に位置するG2支承の方が先に破断している。合計反力は、G2支承破断時が約560kN、G1支承破断時が約580kNであるが、これらの値は、G1支承単体の終局耐力(232kN)の約2.4～2.5倍である。下流側から載荷した時と同様に、G1支承破断時の反力は破断後のG2支承の反力値を含んでいる。

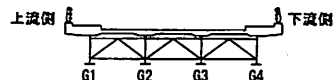
図-9に小泉大橋と矢の浦橋における鉛直反力合計値の比較を示す。表-2に示すように、支承単体の耐力は小泉大橋の方が矢の浦橋より大きいですが、全体系としての耐力は矢の浦橋の方が大きくなる。これは、



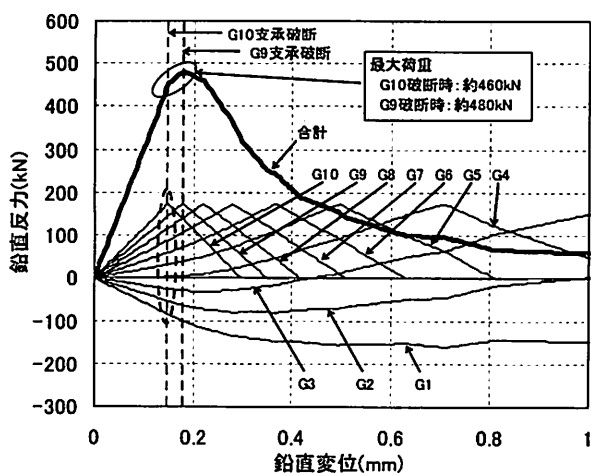
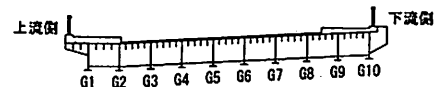
(a) 小泉大橋

図-8における縦軸の鉛直反力は以下の通り
 細線：各支承単体の反力値
 太線：支承反力の合計値

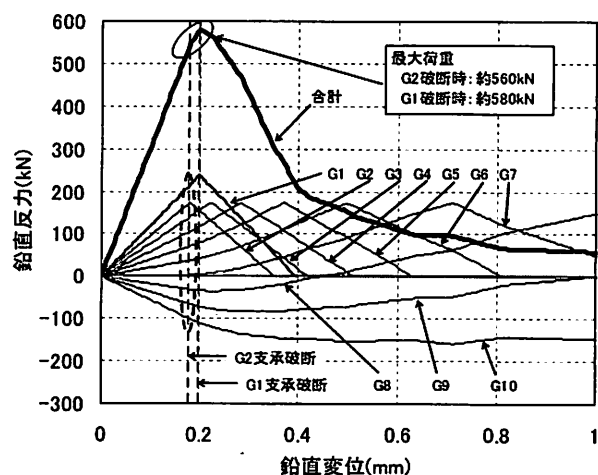
小泉大橋 (図-8(a))



矢の浦橋 (図-8(b)(c))



(b) 矢の浦橋 (下流側から載荷)



(c) 矢の浦橋 (上流側から載荷)

図-8 解析結果

矢の浦橋のように支承の数多くて支承の設置間隔が狭い場合、上部構造の回転挙動に対して多くの支承が上向き力に対して同時に抵抗できるためであると考えられる。

また、矢の浦橋の載荷方向を上流側、下流側とした結果を比較すると、耐力の大きいG1支承が存在する上流側から載荷した方が、最大耐力は大きくなる結果が得られた。したがって、荷重載荷側に位置する支点到上向き耐力の大きな支承を設置することは、上部構造の回転挙動に対する支承の抵抗特性を高める点において有利になると考えられる。

5. まとめ

本研究では、津波に対する橋梁の構造的な抵抗特性について、実際に津波によって上部構造が流出した橋梁および津波の影響を大きく受けたものの上部構造が流出していない橋梁の2橋を対象として、設計上の支承単体の耐力を確認した上で、上部構造を

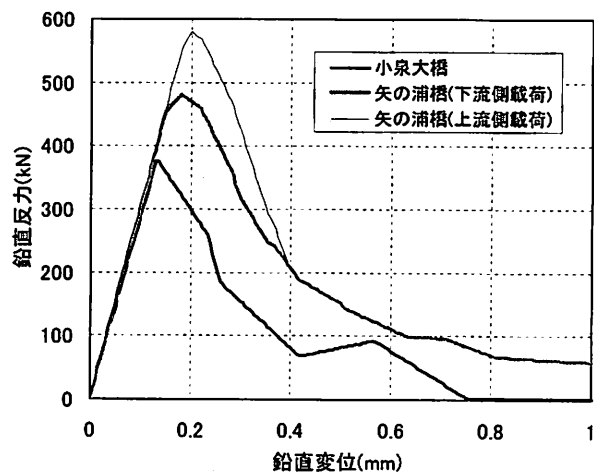


図-9 各解析結果の比較

含めた簡易な解析により、津波に対する橋梁全体としての抵抗特性に関する検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 小泉大橋における固定支承の損傷状況からは、津波によって上部構造が回転するような挙動を

示したことが推測される。

- (2) 橋軸直角方向の支承設置間隔が狭く、かつ支承数が多い方が、津波による上部構造の橋軸方向回りの回転に対する抵抗耐力を高めることができると考えられる。
- (3) 最も津波作用側の主桁を支持している支承の上向き耐力を高めに設定しておくことは、津波に対する抵抗特性を高めた設計を行う際において有効な手段になると考えられる。

参考文献

- 1) 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報, 国総研資料 第646号, 土研資料 第4202号, 2011. 7
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004. 4
- 3) 阿部雅人, 吉田純司, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 宇佐美哲: 金属支承の水平終局挙動, 土木学会論文集, No. 773/I-69, pp. 63-78, 2004. 10
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋支承標準設計(すべり支承編), 1993. 5
- 5) 片岡正次郎, 日下部毅明, 長屋和宏: 津波衝突時の橋桁に作用する波力, 第12回日本地震工学シンポジウム, pp. 154-157, 2006
- 6) 杉本健, 運上茂樹: 津波による橋梁の被災メカニズムに関する実験的研究, 第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 97-100, 2008.
- 7) 庄司学, 森山哲雄, 藤間功司, 嶋原良典, 笠原健治: 単径間橋桁に作用する碎波津波の荷重に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 460-470, 2009. 3
- 8) 幸左賢二 ほか: 津波による道路構造物の被害予測とその軽減策に関する研究, 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, 新道路技術会議, No. 19-2, 2010. 6
- 9) 張広鋒, 薄井稔弘, 星隈順一: 津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に関する実験的研究, 土木学会論文集A1(構造・地震工学) [特] 地震工学論文集, Vol. 66, No. 1, pp. 425-433, 2010. 12