

津波作用力に対する橋梁の支承抵抗力評価

佐々木達生¹・幸左賢二²・神宮司博志³・佐藤崇³

¹正会員 大日本コンサルタント(株) 技術統括部（〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1）
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学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）
4正会員 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒810-0004 福岡市中央区渡辺通1-1-1）

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に伴い、巨大津波が発生した。この津波により建築物ばかりでなく、社会基盤施設である橋梁が完全に流出する等、東北地方の太平洋沿岸部で甚大な被害が発生した。2004年スマトラ島沖地震以降、これまでに橋梁に作用する津波に関して、作用力と抵抗力の解明を目的とした研究が行われており、2012年3月に改定された道路橋示方書V耐震設計編でも、津波の影響を考慮した構造計画を行うことが規定された¹⁾。一方で、津波の影響を受ける橋梁に対する具体的な設計法は未だ確立されておらず、対津波設計法について計画論を含めた議論がなされている。

著者らは、今時津波の影響を受けた東北地方沿岸部の浸水域に位置する合計39橋を対象に、簡易的な流出有無の判定指標として提案する桁抵抗力と津波による作用力の比である β 値を用いた被害分析を実施し、 β 値に上部構造流出指標としての有効性を見いだしているものの、作用力では上部構造の張出しの有無等、断面形状による抗力係数 C_d の評価方法に課題を残す²⁾。更に、抵抗力では、水平方向作用力に対して、摩擦係数 μ （既往実験結果より0.6と仮定³⁾）と上部構造重量 W の積による摩擦力とみなしているものの、橋梁には上部構造と下部構造を連結する支承構造が存在し、これらも津波の作用力に対して抵抗することが考えられる。

本論文では、前述に掲げた課題に対して、作用力評価について上部構造の断面形状の違いによって抗力係数 C_d に与える影響度合を検討した結果に加えて、抵抗力評価について支承抵抗力を算出し、摩擦抵抗力との関係を整理した結果を示している。

2. 津波作用力の検討

(1) 被害状況と整合しない桁形状の特徴

著者らは、文献²⁾に示すように桁移動発生の有無を判断する簡易指標に用いる、摩擦係数と上部構造重量の積で表す桁抵抗力 S と、流速と抗力係数に基づく流体力で表す津波による作用力 F の比、 β 値（ $=S/F$ ）と被害状況の整合性を確認することを目的とした被害分析を実施している。図-1に示すのは、東北地方太平洋沿岸部に位置する合計39橋を対象に、

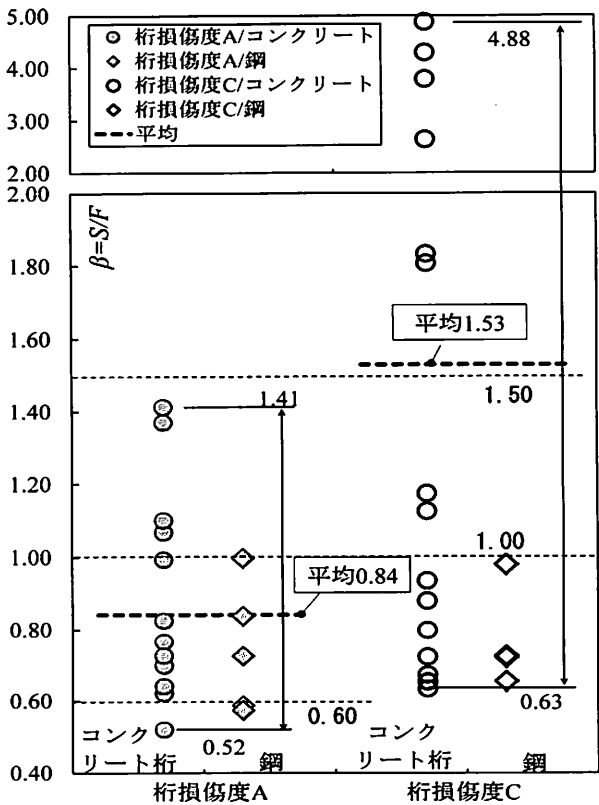


図-1 桁抵抗力作用力比 β 値（流速 $v=6.0[m/s]$ ）

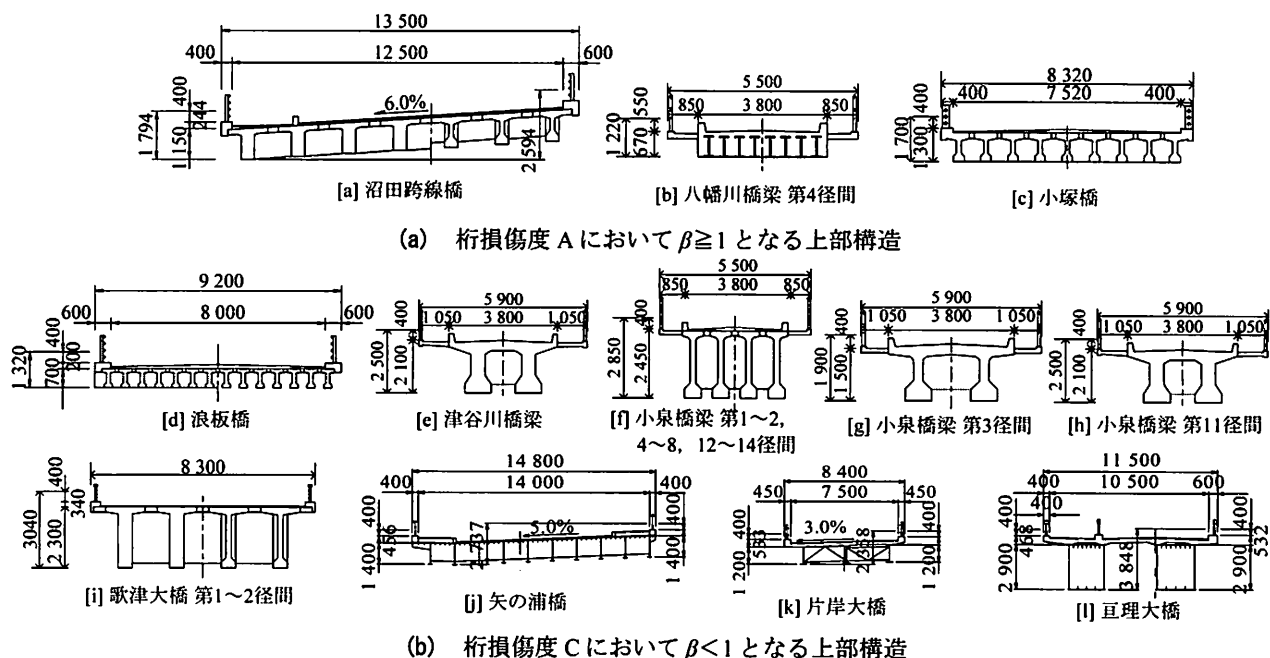


図-2 被害状況と整合しない上部構造断面図

被害状況に応じて桁損傷度毎に分類し、後述する平均流速 ($v = 6.0 \text{ m/s}$) を用いて算出した β 値の分布である。桁損傷度 A では $0.5 \sim 1.4$ の範囲にあり、平均値は 0.86 、桁損傷度 C の β 値は $0.6 \sim 4.9$ の範囲にあり平均値は 1.52 となる。この平均値の両者の差は 1.76 倍と大きく、被害との整合性が良いため、上部構造流出指標としての有効性が見いだせる。しかしながら、桁損傷度 A で β 値が 1.0 以上となるにも関わらず流出被害が発生するなど、被害と整合しない橋梁も存在する。

図-2 (a) は、図-1 に示した桁損傷度 A において $\beta \geq 1$ となる被害状況と整合しない上部構造断面図である。これらは [a] から [b]、[c] と順に、沼田跨線橋 (PCT 桁)、八幡川橋梁第 4 径間 (H 形鋼埋込桁)、小塚橋 (PCT 桁) であり、その上部構造構造形式は 3 橋中の 2 橋が PCT 桁の桁形式である。

同様に、同図 (b) は、図-1 に示した桁損傷度 C において、 $\beta < 1$ となる上部構造であり、これらは [d] から [i] まで順に、浪板橋 (PCT 桁)、津谷川橋梁 (PCT 桁)、小泉橋梁第 1, 2, 4~8, 12~14 径間 (RCT 桁)、小泉橋梁第 3 径間 (PCT 桁)、小泉橋梁第 11 径間 (RCT 桁)、矢の浦橋 (鋼床版鈑桁)、片岸大橋 (鋼鈑桁)、亘理大橋 (鋼箱桁) である。

これらから、 β 値による流出判定において被害状況と整合しない橋梁は桁形式であることがわかり、桁間に空間を有することや、張出し床版を有するという特徴が挙げられる。この断面形状の違いが抗力係数 C_d の評価に与える影響を把握する必要がある。

以上より、次節では参考文献⁵⁾に基づき桁形状に応じた抗力係数の変化に着目した検討を行う。

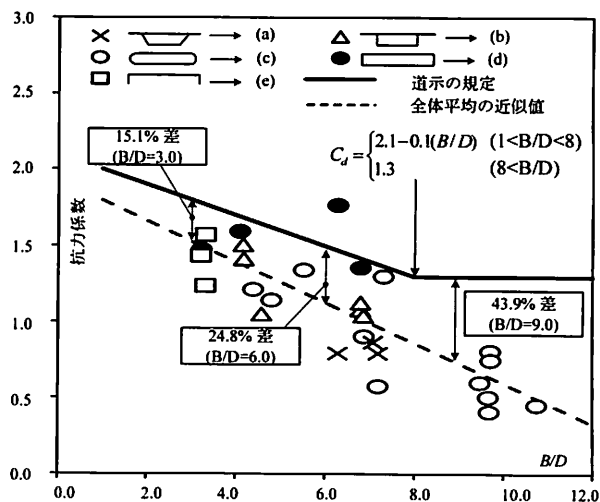


図-3 抗力係数 C_d の全体平均

(2) 抗力係数の分析

図-3 に参考文献⁵⁾に基づく抗力係数を示す。異なる桁形状の抗力係数は、(独)土木研究所が実施した風洞実験から得られており、断面形状は本州四国連絡橋に使用されている上部構造断面に基づいている。

同図から抗力係数 C_d は、British Standard を踏襲した式 (1) で表され、橋の総幅 B と橋の総高 D の比、 B/D をパラメータとして、 $B/D \leq 8.0$ の範囲で、 $B/D=1.0$ で最大値の 2.0 、 $B/D=8.0$ で最小値の 1.3 と B/D の増加に伴って減少しており、 $B/D > 8.0$ の範囲では $C_d = 1.3$ の一定値をとる。これに対し、データ全体の平均値に近似させると式 (2) の通り表される。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (1)$$

$$C_d = 1.929 - 0.133(B/D) \quad (2)$$

式 (2) に基づいて C_d を算出した場合、式 (1) で算出したそれに対し、 $B/D=3.0, 6.0, 9.0$ の時の変化率は、それぞれ 15.1%, 24.8%, 43.9% となる。変動係数は 35% と求められ、比較的大きな偏差が生じる。これは式 (1) で表される抗力係数 C_d が、耐風設計上、安全側の値を彩るように実測値を包括して定められているためである。

次に、図-4 に風洞実験で用いた桁模型形状を、張出しを有する形式と張出しを有しない形式に分類し、それぞれを平均した C_d を示した。この断面形状の分類は分類は、前述の通り上部構造の断面形状の違いによって β 値と被害程度との相関性に違いが生じているため、上部構造の断面形状の違いによる抗力係数の変化を把握することを目的としている。

参考文献⁹⁾に基づく、図中 (b) の形状は対象橋梁の張出し有りの形状に類似していると考えられる。図中 (c), (d) および (e) は張出し無しの形状に類似し、これら2つの形状の平均値を用いて C_d の近似式を求めると、式 (3), (4) の通りとなる。

$$C_d = 1.795 - 0.107(B/D) \quad (3)$$

$$C_d = 1.960 - 0.134(B/D) \quad (4)$$

ここで、式 (3) は張出し有り形式、式 (4) は張出し無しの形式の近似式である。これら2つの断面形状の C_d の差は、 $B/D=3.0, 6.0, 9.0$, それぞれで 5.3%, 0.04%, 11.1% となり有義な差は生じないことがわかる。さらに全体のデータ平均値に基づく近似式 (2) に対しても有義な差は生じない。

このことから、既往の風洞実験結果からは断面形状による抗力係数の違いは生じないことがわかる。

図-5、図-6 はそれぞれ桁損傷度 A、桁損傷度 C に分けて、全体の平均値の近似式 (2) による抗力係数 (図-3 の全体平均値) を用いて、 β 値を修正した結果を示す。

まず、図-5 に示すように桁損傷度 A におけるコンクリート桁の β 値は 21.6% 増加し、 β 値の平均値は 0.88 から 1.07 へと変化する。同様に、鋼桁の β 値は 20.0% 増加し、 β 値の平均値は 0.75 から 0.90 まで変化する。図中 (a), (b), (c) は β 値が 1.0 よりも大きくなり、被害状況と整合しない点は抗力係数 C_d の修正前と変わらない。

次に、図-6 に示す桁損傷度 C ではコンクリート桁の β 値は 42.4% 増加し、 β 値の平均値は 1.72 から 2.45 へと変化する。同様に鋼桁の β 値は 20.0% 増加し、 β 値

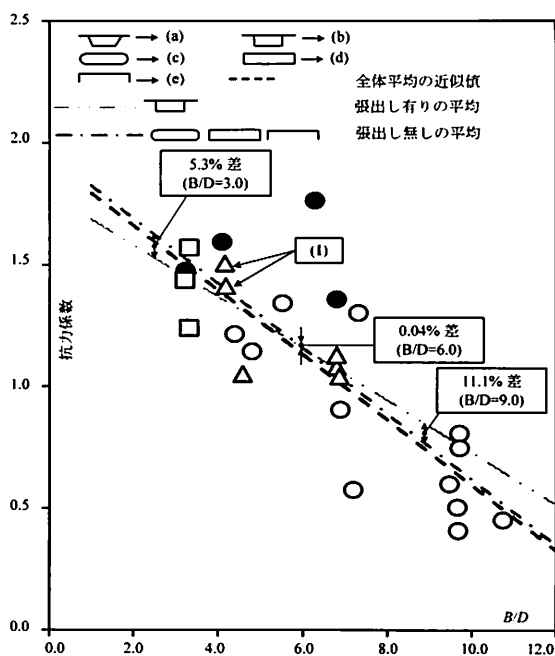


図-4 上部構造の断面形状毎の平均的な抗力係数 C_d

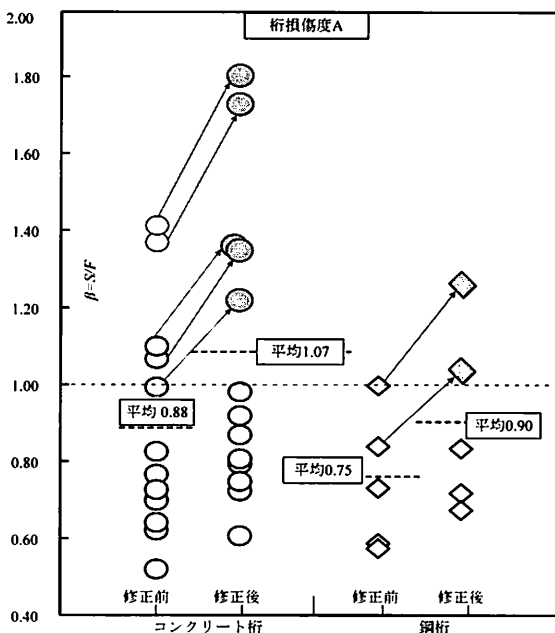


図-5 抗力係数変更後の β 値 (桁損傷度 A)

の平均値は 0.75 から 0.90 まで変化する。図中 (d), (e), (f) は β 値が 1.0 よりも大きくなり、被害状況との整合性は若干の改善をみる。

これらの結果より、抗力係数 C_d の全体平均値を用いて β 値を変更すると、桁損傷度 A、C とともに前述の C_d の変化率でもって β 値は増加し、桁損傷度 A の説明性は低くなる一方で、桁損傷度 C の説明性は高くなる。

被害状況と整合性の観点で2つの図を確認すると、相関性が低いのはコンクリート桁、鋼桁ともに桁形式の断面形状をもつ橋梁であることは前述の通りで

変わらない。本検討結果より張出しの有無の影響はほとんど見られず、従って、これらの形式に共通して言えるのは桁間に空間を有している事である。

今後、桁間空気の評価を、鉛直方向の波力評価と含めて検討を行う必要がある。

(3) 流速による影響の検討

桁に作用する流速は地域特性、地形が密接に影響すると考えられる。本章では映像分析により得られた流速を用いて作用力を補正し、補正した β 値と被害の関係を示す。

今時津波では多数の映像が撮影されており、地域特性や地形の影響を受ける津波流速を得るには、これらの映像の利用が有効である。

図-7 は、著者らが入手した上述の 6 地域の映像資料から計測した流速を示す²⁾。図中 (a), (b), (c), (d), (e), (f) は、それぞれ志津川、大槌町、陸前高田市、新北上川、名取川河口部、歌津地区である。地域全体の平均流速 5.7 [m/s] は、図-1 の 6.0 [m/s] とほぼ対応する。

図-8 に示すのは、映像資料から計測した地域毎の流速の中で、該当橋梁が存在する名取川河口を除いた 5 地域を対象に地域毎の詳細な津波流速を用いて再算出した β 値の結果である。ここで、 β 値の再算出に際して用いた C_d は、式 (1) に基づいている。

a) 志津川地区

図-7 (a) に示す地域平均流速は 5.8 [m/s] となり、補正前の平均流速 (6.0 m/s) とほぼ変化量が小さい。図-8 (a) の β 値は桁損傷度 A, C のそれぞれの平均は 0.74, 3.51 となり、それぞれ補正前の β 値 0.69, 3.28 から 7% の上昇とほぼ変化はないが、桁損傷度間では明確な差が生じている。

この結果から、従来より桁損傷度に対する β 値の対応性は極めて良いが、補正による変化はない。

b) 陸前高田地区

図-7 (c) の地域平均流速は 7.0 [m/s] となり、補

正前の平均流速 (6.0 m/s) の 1.2 倍となった。

この平均流速 (7.0 m/s) を用いて β 値を補正すると、図-8 (c) に示すように β 値は補正前に比べて 70% 程度に低下するが、桁損傷度 A, C のそれぞれの平均は 0.93, 2.55 と明確な差が生じている。

補正に用いた流速が速いため、前述の $\beta \geq 1.0$ にも関わらず桁損傷度 A であった沼田跨線橋の β 値は 1.01, 1.04 へと、1.0 近傍まで低下する。この結果より、 β 値の対応性は極めて良い結果となる。

c) 歌津地区

図-7 (f) に示す地域平均流速は 3.9 [m/s] となり、補正前の平均流速 (6.0 m/s) の 65% に減少する。この流速は地域中最も小さく、 β 値は図-8 (f) に示すよ

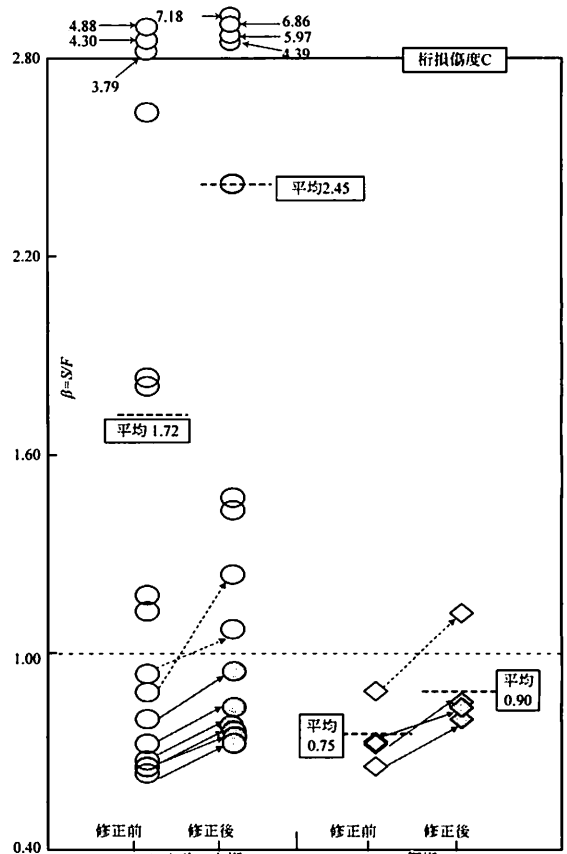


図-6 抗力係数変更後の β 値 (桁損傷度 C)

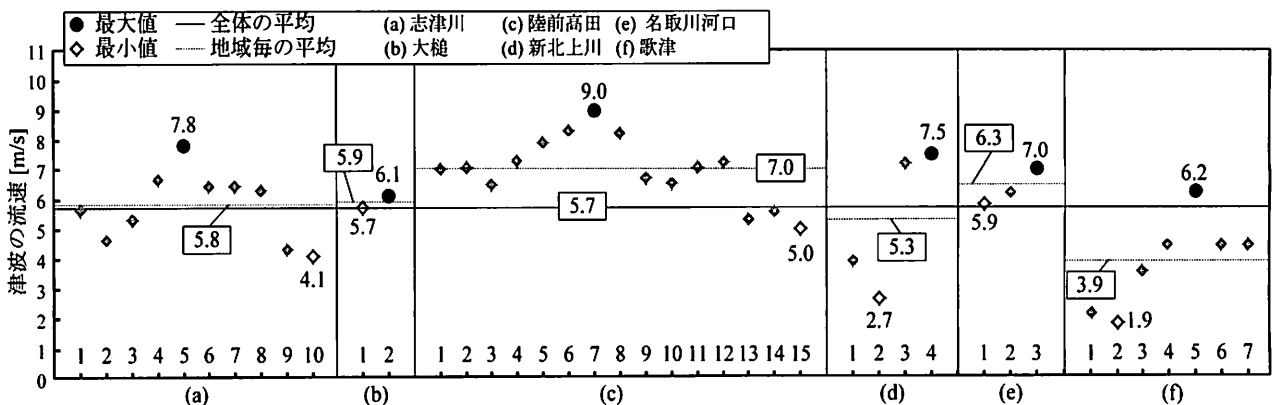


図-7 補正に用いる映像分析から算出した流速(最大値と最小値, 平均値)

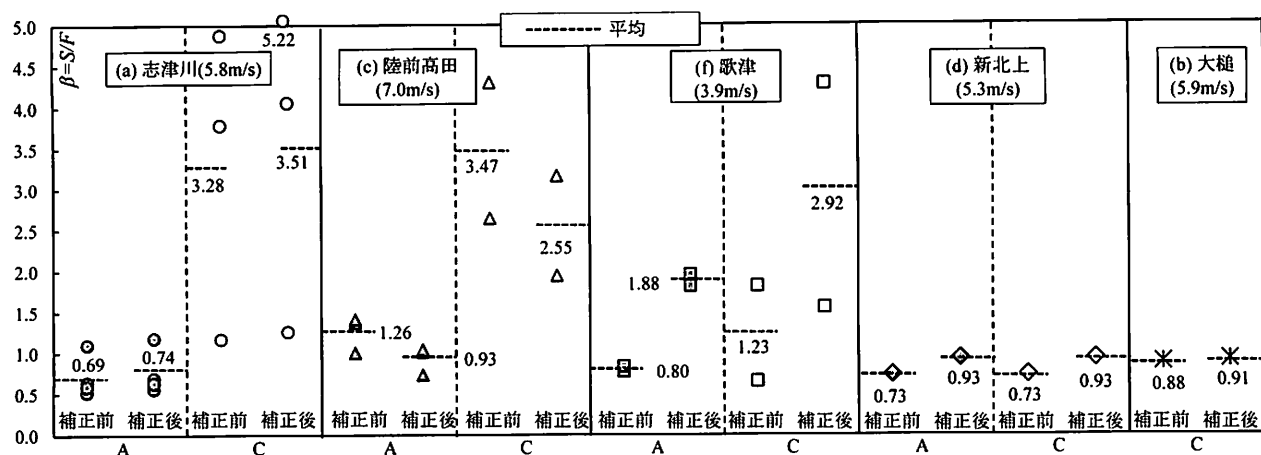


図-8 地域毎の平均流速を用いた補正後 β 値

ように、桁損傷度A、Cのそれぞれの平均は1.88、2.92となり、補正前の β 値0.80、1.23に対して2.4倍まで上昇する。桁損傷度間の明確な差は生じているものの、桁損傷度Aは $\beta=1.0$ を大きく上回る。

このため、補正した流速では水平力による移動は発生しない結果となる。一方、損傷状況を検証すると、落橋防止装置が損傷していないことから、上揚力による影響も考えられる。

d) 新北上地区

図-7 (d)に示す地域平均流速は 5.3 [m/s] となり、補正前の平均流速 (6.0 m/s) とほぼ同じである。しかしながら、地域内の 4 点の流速は最小で 2.7 [m/s]、最大で 7.5 [m/s] と開きが大きく、 β 値は図-8 (d)に示すように、桁損傷度 A で 0.93、桁損傷度 C で 0.93 であり、1.0 近傍となる。

新北上大橋は、同一形式であるにもかかわらず、A、C の損傷度に差異が生じていることから、 β 値は 1.0 近傍であったと推察される。

e) 大槌地区

図-7 (b)に示す地域平均流速は 5.9 [m/s] となり、補正前の平均流速 (6.0 m/s) とほぼ同値となる。 β 値は図-8 (b)に示すように補正後で 0.91 となり、補正前の 0.88 に比べて 3% の上昇と極めて変化量が少ない。

以上の 5 地域についてまとめると、陸前高田地区と歌津地区では計測流速との差異が大きく、 β 値に大きな変化が見られた。これらの結果より、桁抵抗力作用力比 β 値において流出被害に影響を与える作用力側の要素は、評価に用いる流速であると言える。

3. 支承抵抗力の検討

水平方向の抵抗力は前述の通り、摩擦係数 μ と上部構造重量 W の積によって計算された摩擦力とみなし、式(5)で算出した S_x を用いて評価している。

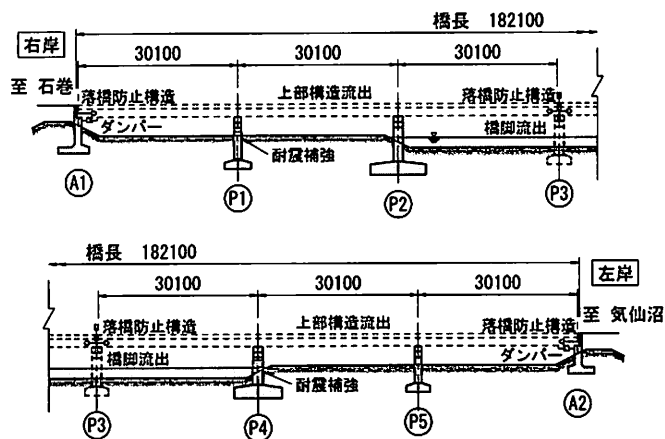


図-9 小泉大橋側面図 (流出概況)

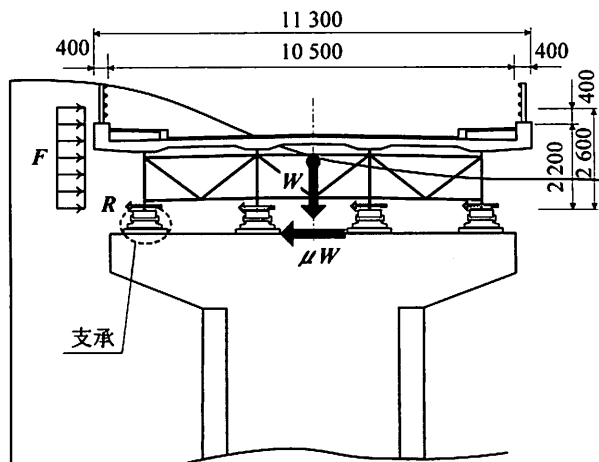


図-10 小泉大橋 P1 橋脚正面図 (支承の状況)

$$S_x = \mu \cdot W \quad (5)$$

これは、津波襲来前の地震作用による支承の損傷程度の判定が困難であり、これらが抵抗力として有効に機能することが不明として無視したものであるが、このように支承抵抗力を無視することが前章で述べた不整合の要因の可能性がある。事実、支承抵抗を考慮し、地震動による損傷履歴を引き継ぎつつ、

津波作用の被害を再現した検討では、被災状況と矛盾しない結果を得ている⁶⁾。

図-9は、一般国道45号小泉大橋の側面図で流出状況の概況を示しており、全ての上部構造とP3橋脚が流出している。図-10は同橋梁の断面図を示し、津波作用力を受けるとまずは支承が抵抗すると考えられる。支承が損傷した場合は上部構造と下部構造間の摩擦抵抗力に置き換わる。

本章では、津波作用を受ける橋梁の抵抗力の評価において、支承と摩擦の抵抗力値を比較した。

(1) 津波による支承の損傷状況

まず、今時津波によって発生した支承周りの損傷状況を整理した。図-11に示すのは鋼製支承を有する小泉大橋を代表例とした支承部損傷状況である。支承部の損傷形態としては、大きく分けて以下の4つのタイプに分類される。

- [1] 下部構造と支承を繋ぐアンカーボルトが、水平作用力を受けてせん断で破断、または鉛直作用力を受けて引張で破断する。
- [2] 下部構造と支承をつなぐアンカーボルトの抜け出しと同時に上沓と下沓の境界が、水平で作用力下沓ストッパーが変形、または鉛直作用力で浮上がり防止装置が変形して分離する。

[3] 水平作用力で下沓ストッパーが変形、または鉛直作用力で浮上がり防止装置が変形して上沓と下沓の境界が分離する。

[4] 水平作用力で上沓突起が変形、または鉛直作用力でセットボルトが破断してソールプレートと上沓境界が分離する。

橋台の支承は、A1、A2橋台あわせて8支承あるが、[3]のタイプが6支承、[4]のタイプが1支承、[1]のタイプが1支承となり、アンカーボルトが破断せずに支承部が一部でも残ったのは、7支承であった。これに対して、橋脚の支承は流出したP3橋脚を除くP1、P2、P4、P5橋脚あわせて16支承あるが、[1]のタイプが12支承で最も多く、橋台支承の損傷傾向と異なる。残る橋脚支承は、[3]のタイプが2支承、[2]のタイプが1支承、[4]のタイプが1支承となっており、これら4支承は橋軸方向に固定支承となるP2、P4橋脚の下流側2支点となっている。

今回は水平方向の作用力に対する抵抗力に着目し、これらの4つの損傷タイプ毎に応じた支承を構成する部材毎の抵抗力を算出する。

(2) 支承の抵抗メカニズムと抵抗力

前節の小泉大橋を対象とした損傷状況に応じて、図-12に小泉大橋に用いられるBP-B支承の水平方向

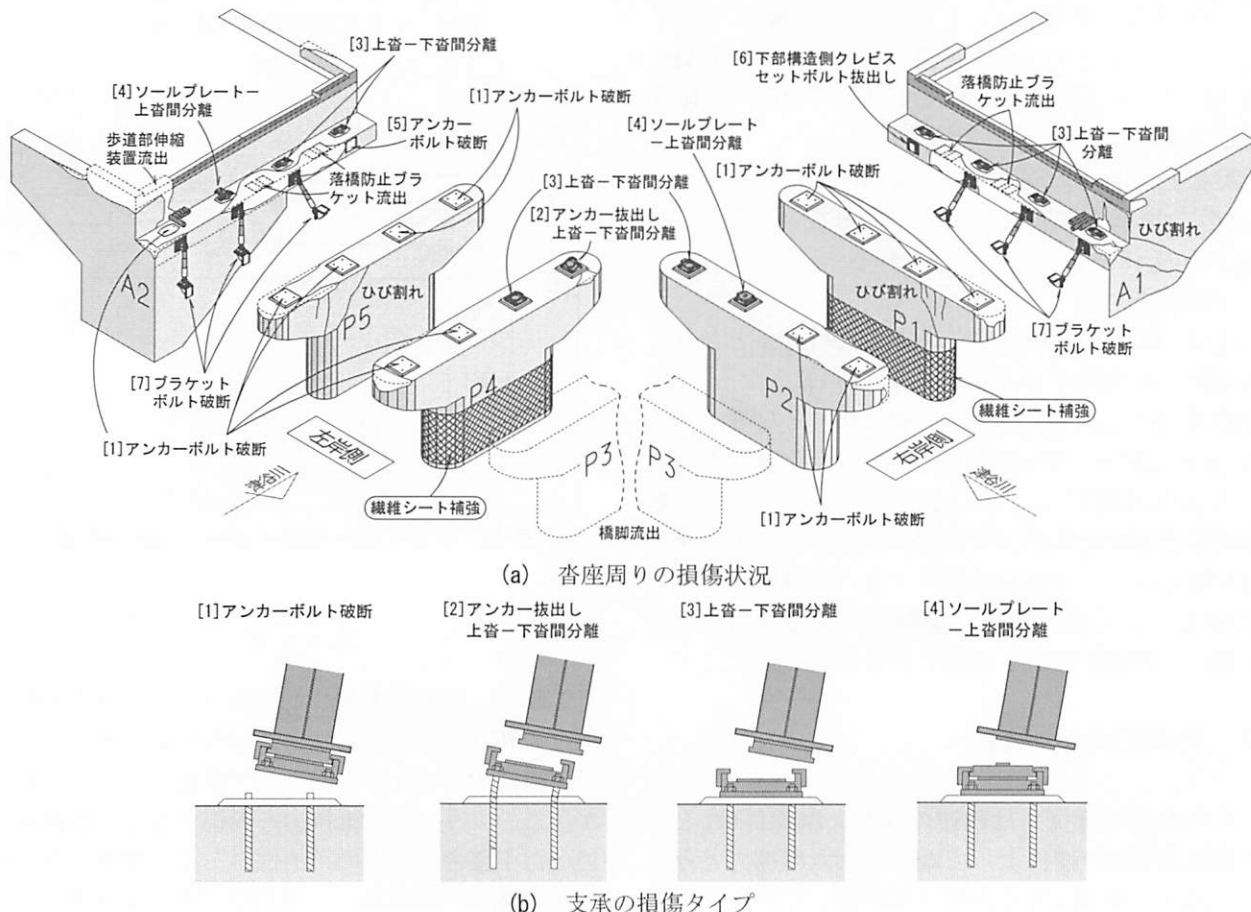


図-11 支承部損傷状況（代表例：小泉大橋、鋼製支承）

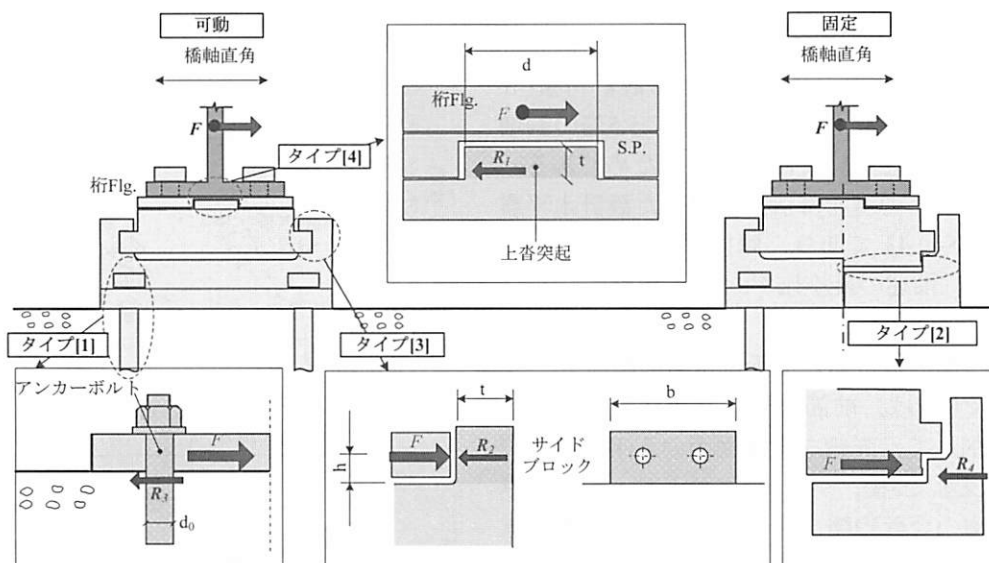


図-12 支承抵抗力の算出における抵抗メカニズム

表-1 使用材料の強度諸元

損傷タイプ	部位	項目	計算式	式No.
タイプ[1]	アンカーボルト	せん断応力度	$\tau = \frac{F}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(6)
タイプ[2]	上査 下査側突起	支圧 応力度	$\sigma_b = \frac{F}{d \times (t-2)}$	(7)
タイプ[3]	下査 ストッパ	曲げ引張 応力度	$\sigma = \frac{F/2 \times h}{1/6 \times t \times b^2}$	(8)
		せん断 応力度	$\tau = \frac{F/2}{t \times b}$	(9)
		合成 応力度	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2$	(10)
タイプ[4]	上査ソール 側突起	せん断 応力度	$\tau = \frac{F}{\pi/4 \times d^2}$	(11)
		支圧 応力度	$\sigma_b = \frac{F}{d \times (t-2)}$	(12)

作用力に対する4つの抵抗メカニズムを示した。併せて、表-1に図-12に対応した各損傷タイプ部位別の抵抗力算出式を示す。同表は、これらの損傷タイプに応じたBP-B支承を構成する部材抵抗力を、従来行われてきた設計計算手法⁷⁾に基づいて、部位毎の計算式を示した表である。式(6)から式(12)に基づき、表-2に示した強度諸元⁸⁾を用いて算出し、部材抵抗力を比較して最小抵抗力を求めた。

本検討では、部材に発生する応力度が降伏点を超過するとともにひずみが増加する鋼材の応力度ひずみ特性を考慮し、降伏点に達した以降は抵抗力を喪失すると考え、降伏点を基準として抵抗力を算出した。せん断応力度はVon Misesの降伏条件を適用している。ここで、表-1、図-12に示すタイプ[2]は図-11の損傷[2]とは対応しない。損傷[2]は表-1に示すタイプ[1]とタイプ[3]の複合損傷であり、図-12に示すタイプ[2]は固定支承固有の水平支持機構である。小泉大橋においてはP2、P4橋脚が該当する。支承抵抗力の算出結果を図-13に示し、併せて摩擦抵抗力と比較した結果を示す。

表-2 使用材料の強度諸元

材料		引張強さ (N/mm ²)	降伏点 f _y (N/mm ²)	せん断 τ _y (N/mm ²)
圧延鋼材	SS400, SM400	400	235	135
	SM490	490	315	181
	SM490Y	490	355	204
	SM570	570	450	259
鍛鋼	SC450	450	225	129
炭素鋼	S35CN	510	305	176
	S45CN	570	345	199

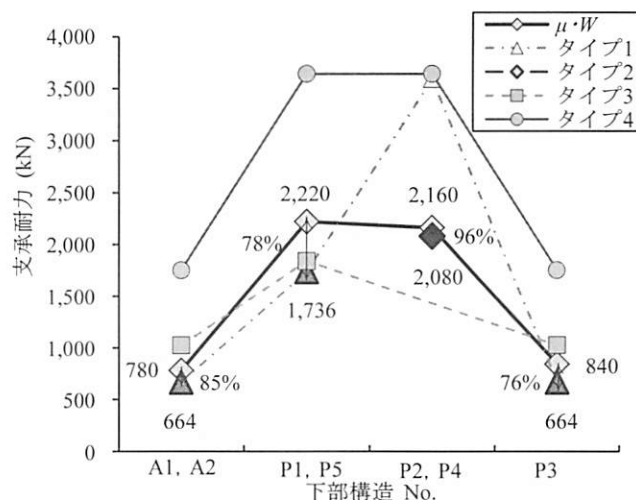


図-13 小泉大橋の支承抵抗力と摩擦抵抗力

同図から支承を構成する部材の最小抵抗力は、A1 (A2)橋台、P1(P5)橋脚、P3橋脚に使用される可動支承の最小値はタイプ[1]のアンカーボルトのせん断抵抗力で、それぞれ664[kN]、1,736[kN]、664[kN]となり、摩擦抵抗力に対してそれぞれ85%、78%、76%となる。一方、固定支承であるP2(P4)橋脚の最小値はタイプ4の上査の下査側突起の抵抗力で2,080[kN]、摩擦抵抗力に対して96%と非常に近似する。

これは、竣工当時の支承設計は1.5倍とした設計水平震度と死荷重反力の積で表される設計荷重(Ⅱ種地盤で $k_h=0.25$)を用いており、さらに1.5倍の割増をした許容応力度を用いて設計されたためである。すなわち、許容応力度を降伏点換算した設計水平震度は $1.7 \times 0.25 = 0.43$ であり、摩擦係数 $\mu=0.6$ に対して72%の値が、前述の最小比率0.8倍に現れている。

(3) 上部構造摩擦抵抗力と支承抵抗力の関係

図-14に示すのは、前節で述べた手法を用いて、小泉大橋に加えて、詳細な支承図面の入手が可能であった鋼製支承で5橋、ゴム支承(ゴムパッド型のみを対象)で6橋の合計12橋を対象として算出した支承抵抗力と、摩擦抵抗力を比を示す。ここで、今回対象としたゴム支承はゴムパッド型支承であるため、主な水平抵抗は桁間に設置されたアンカーボルトのせん断抵抗力であり、表-1の式(6)で求められる。

この結果から、支承抵抗力と摩擦抵抗力の関係は概ね整合しており、最小で0.8倍の比率となる。これは前節の傾向と一致する。一方、摩擦抵抗力に比して最大で2.6倍の支承抵抗力を持つ橋梁は川原川橋であり、この橋梁のみが12橋の中で、唯一、平成8年道路橋示方書が適用され、L2地震動による水平荷重に対して水平支持機能を喪失しない性能を有することから支承抵抗力が大きい。なお β 値はこの比率に応じて変化する。

以上より、津波の水平方向の桁抵抗力作用力比 β 値に用いる抵抗力の評価においては、平成8年より以前に建設された橋梁の場合は式(5)で求める摩擦抵抗力の使用が有効であることが言える。ただし、使用される支承の設計年次によって大きく変化する。

4. まとめ

津波作用力で上部構造の断面形状の違いによって抗力係数 C_d に与える影響度合と、支承抵抗力の評価を検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) β 値と被害状況の整合性を確認する目的で実施した被害分析の結果、両者の整合性は良い結果が得られた。次いで、道路橋示方書に規定される抗力係数 C_d の根拠となる既往の風洞実験結果を用い、 C_d を張出しの有無で分類した近似線で比較した。その結果、両者の C_d に大きな差は生じなく、 C_d の平均値は35%程度の変動率で減少するものの、特に被害状況の説明性に大きな変化は見られない。
- (2) 映像分析結果で得た流速に基づき再算出した β 値と被害程度との関係より、平均流速を用いた評価

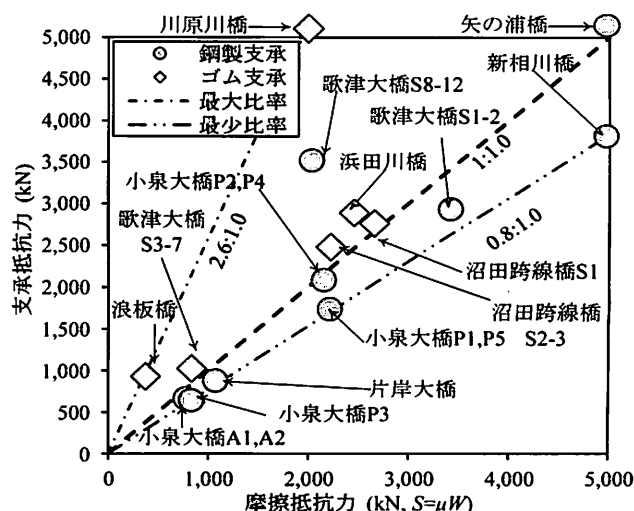


図-14 摩擦抵抗力と支承抵抗力の比較

に対して、概ね変化は小さいが、陸前高田市や歌津地区ではそれぞれ0.7倍に減少、2.4倍に上昇と大きな変化が見られ、流出被害に影響を与える作用力の評価に精度の高い流速が必要であると言える。

- (3) 支承抵抗力と摩擦抵抗力を比較した結果から、両者は概ね整合する結果となる。ただし、場合によっては、支承抵抗力は摩擦抵抗力に比して最大で2.6倍となり、支承の設計年次に応じた抵抗力評価が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.6-9，2012.3.
- 2) 佐々木達生，幸左賢二，鄭玉龍：桁抵抗力津波作用力比に基づく橋梁の被害分析，構造工学論文集，Vol.59A，pp.417-427，2013.3.
- 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) 庄司学，森山哲雄，藤間功司，鳴原良典，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，第55巻，pp.460-470，2009.4.
- 5) 本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋耐風設計基準，1976.3.
- 6) 片岡正次郎，金子正洋，松岡一成，長屋和宏，運上茂樹：上部構造と橋脚が流出した道路橋の地震・津波被害再現解析，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.69, No.4, pp(地震工学論文集第32巻). I_932-I_941, 2013.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋支承標準設計(すべり支承編)，1993.5.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，pp.131-148，2012.3.