

論文 コンクリート橋台に作用する津波波力に関する実験的検討

濱井 翔太郎*1・幸左 賢二*2・佐藤 崇*3・佐々木 達生*4

要旨: コンクリート橋台に対する津波の影響を把握することを目的に、津波による橋台の被害分析と橋台を含む橋梁全体系模型を用いた水理実験を実施した。被害分析の結果、橋台においては津波に対して転倒等の重大な被害は確認されなかった。また、水理実験より得られた橋台に作用する水平作用力は、橋台位置における津波高相当の静水圧を被圧面積で積分することによって算出されることが明らかとなった。さらに、水理実験より得られた水平作用力を用いて橋台の転倒に対する試算を行った結果、実験より得られた水平作用力は、橋台が転倒する水平作用力に対し非常に小さいことが明らかとなった。

キーワード: 津波, 橋台, 波力, 波圧

1. はじめに

津波が構造物に作用した際に発生する作用力特性の研究は、港湾構造物を対象とした水理実験^{1),2)}や、陸上に位置する建築構造物を対象とした水理実験³⁾が行われている。一方、橋桁を対象とした水理実験は、近年数多く行われているものの、橋台等の橋梁の下部構造へ作用する津波の作用力に関する研究は非常に少ない。

橋台へ津波が作用する場合には、橋台と同様の直壁構造物である港湾構造物の波圧の実験式の適用が考えられる。ただし、橋梁のような桁下に空間がある場合には、3次元的な流れとなり2次元構造物を対象とした津波作用力特性とは異なる可能性が考えられる。本研究では、まず東北地方太平洋沖地震で発生した津波によって被災した25橋に対し、橋台およびその周辺の津波による被害の分析を実施した。そして、津波が橋台へ及ぼす影響を把握することを目的に、段波状の津波を模擬した孤立波を橋梁全体系の模型に造波させ、津波の作用力特性を分析し橋台の被害状況との関係を考察した。

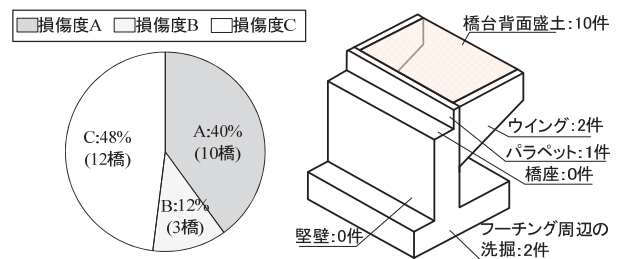
2. 橋台および橋台周辺の津波被害分析

本章では、津波が橋台周辺部に及ぼす影響を明らかにするために、東北地方太平洋沖地震で発生した津波による橋台の被害を分析した。

2.1 コンクリート橋台の被害分析

調査対象区間は、東北地方の沿岸部であり、北から南に向かって岩手県上閉伊郡大槌町、釜石市、陸前高田市、宮城県気仙沼市小泉地区、南三陸町歌津地区、志津川地区、石巻市河南町、亶理町、福島県相馬郡新地町の9地区25橋⁴⁾である。なお、調査対象橋梁は道路橋に加えて鉄道橋も含む。図-1は、25橋のうち橋台の損傷ランクごとの割合と損傷ランクAに判定された橋台の損傷箇所

について示す。橋台の損傷は既往の文献⁵⁾に従ってランクAからランクCまでの3種類に分類した。ランクAの損傷は、部材の重大な損傷や基礎の洗掘、橋台背面盛土の有効幅員50%以上が流出し通行不能な場合である。ランクBの損傷は、通行には大きな影響を与えないものの修復に時間がかかる部材の損傷や橋台背面盛土の有効幅員50%未満が流出し車両の通行に支障が生じる場合とした。最後にランクCの損傷は、部材の軽微な損傷や橋台背面盛土の流出が確認されるものの車両の通行に支障が生じない場合、そして損傷が確認されない場合である。同図(a)によれば、全25橋のうち、40%にあたる10橋がランクA、16%にあたる3橋がランクB、44%にあたる12橋がランクCと判定された。このうち、ランクAの被害の内訳に着目すると、盛土の被害が100%であり、橋台本体の被害が40%である。同図(b)によれば、橋台の損傷ランクAに判定された10橋の橋台の損傷箇所は、橋台背面盛土の流出が10件、ウイングの損傷が2件、パラベットの損傷が1件、フーチングの洗掘が2件である。このことから、損傷ランクAに判定された橋台の被害の多くは橋台背面盛土の流出であることがわかる。次に、上述した損傷ランクAの内、構造部材が損傷し



(a) 橋台の損傷ランク (b) 損傷ランクAの損傷部位
図-1 橋台の被害概要

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科 教授 Ph.D. (正会員)

*3(株)長大 福岡構造技術部 (正会員)

*4 大日本コンサルタント(株) 技術統括部 (正会員)

た橋梁の損傷状況について概説する。図-2は、橋長40.8m、全幅員8.32mのPC橋T桁である小塚橋の損傷状況である。なお、小塚橋では、橋桁の流出が確認されている。同図(b)は小塚橋の被害状況である。小塚橋のA2橋台では、パラペット本体のコンクリートの剥離が確認されるとともにパラペットの付け根に亀裂が発生している。これらは、橋桁の流出に際して橋台に桁が衝突したことによって発生したと考えられる。

以上のように、津波による橋台の被害においては、一部構造部材の損傷はみられるものの、橋台の転倒等の支持機能に支障をきたす被害が確認されず、主要な被害は橋台背面の盛土の流出被害であることがわかる。この要因については、構造的要因も考えられるが、流出した橋梁上部構造や直壁構造物に比べ津波作用力が小さかった可能性が考えられる。

2.2 気仙大橋の津波による被害状況

本節では、映像資料が数多く残されていた陸前高田市に位置する気仙大橋に着目して、橋台や橋台周辺の津波被害について示す。本論文で対象とした気仙大橋は図-3に示す3径間連続と2径間連続の合計5径間で橋長181.5mの鋼連続鉄桁であり、気仙川の河口から約0.5kmに位置する。図-4に気仙大橋のA1橋台の津波被害の概要を示す。同図(a)はA1橋台のウイング位置での側面図である。同図によれば、A1橋台の高さは11mで幅8mであり背面には堅壁が設置されている。同図(b)は津波の被害状況を示す。同図によれば、上流側のウイングの欠損や桁の流出の際にダンパーの変形や欠損、橋座のコンクリートの剥離等が確認される。本橋台の側面は直壁で被圧面積は大きいものの、下流側の側面には被害が確認されていないことが特徴的である。図-5に気仙大橋のA1橋台の周辺部の津波による被害状況を示す。同図によれば、橋台の上流側において、河川堤防が決壊するとともに、河川堤防と道路盛土に沿って洗掘が確認されている。これは、橋台と道路盛土を越流した津波の流速が速くなることによって橋台の上流側において被害が集中したものであると考えられる。このように、橋台周辺部においては、越流する波や橋台の上流側に回り込む波が存在することから三次元的な流れであったと考えられる。

そこで本実験では、津波作用力を把握することを目的に、図-6に示すような橋梁の橋台周辺部をモデル化して、橋台の下流側側面に衝突する波、橋台間を通過して上流側へ回り込む波、通過する波による橋台への作用力の分析を実施することとした。なお、本実験では橋台側面の被圧面積がより大きくなる盛土等が流出した状態を考え、最も津波の影響を受けやすいよう橋台モデルを作成した。

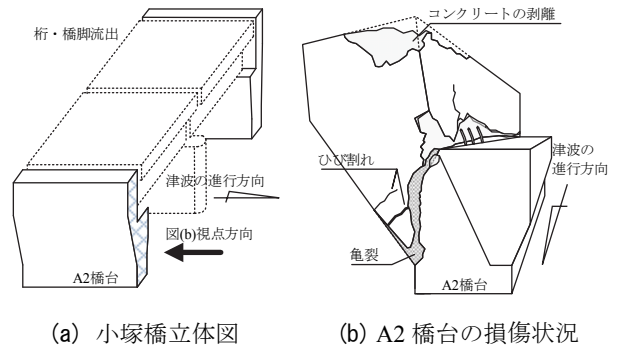


図-2 橋台の損傷事例

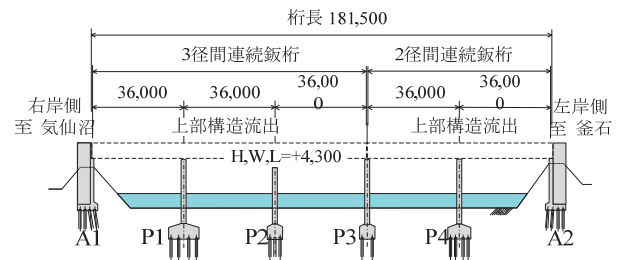


図-3 気仙大橋の側面図

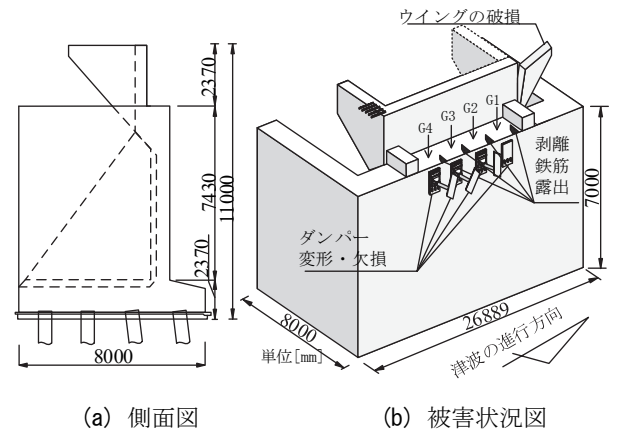


図-4 気仙大橋 A1 橋台の津波被害概要

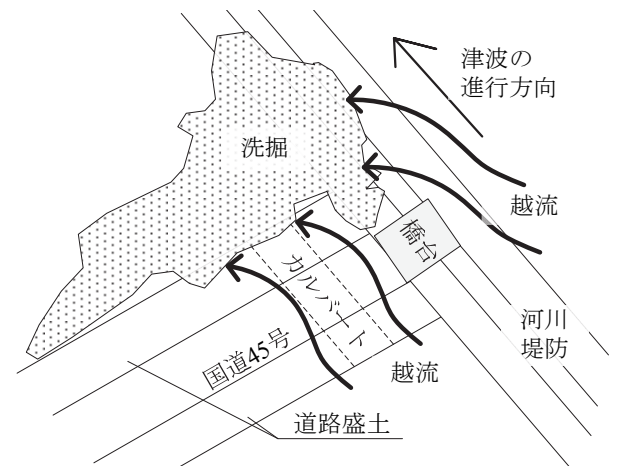


図-5 気仙大橋 A1 橋台周辺の津波被害

3. 実験概要

3.1 実験装置

図-7に実験装置の全体図を示す。使用する長水路は、長さ41m、幅80cmの水路である。造波は、スライド式造波板を使用し、これを水路長さ方向に前後させることによって孤立波性状の津波を造波させた。図-8に橋台周辺の平面図を示す。対象とした橋台模型は橋台幅190mm、高さ232mmの亚克力で作成し、造波版から見て左右に2つの橋台を設置した。橋台厚は、著者らが行った橋桁を対象とした津波実験⁶⁾で用いた橋桁模型(桁高34mm、桁幅190mm、橋長400mm)を水路幅中央に設置した際に、水路幅800mmに橋台と橋桁が収まるよう片側213mmとした。模型スケールは1/50を想定しており、実橋では橋長20m、橋台高11.6m程度となる単径間の橋を想定している。

使用した計測器は、波高計、流速計、分力計、圧力計である。これら計測機器は全てパソコンで制御することで計測開始時間が同期されており、計測サンプリング周期は1/1000秒である。橋台模型には津波作用力を測定する2分力計を左右橋台模型下面に設置し、橋台下流側および上流側には高さ100mm、1/500の勾配をもつ亚克力で作成した海底床を設置した。図-9に橋台に設置した圧力計の設置状況を示す。以降、本論文では橋台上流側の側面を水路側面から見て橋台前面、橋台下流側の側面を水路側面から見て橋台背面と定義する。図中(a)は橋台前面に作用する波圧に着目した計測パターン1における圧力計の設置位置、図中(b)は橋台前面および背面に作用する波圧に着目した計測パターン2における圧力計の設置位置である。計測回数は各ケース3回の同一条件での造波を行い、再現性の確認を行っている。計測回数は各ケース3回の同一条件での造波を行い、再現性の確認を行っている。なお、全ての計測データにおいて3回の造波で平均値との誤差が5%以内であったため、再現性は良好であると判断し、3回の計測結果の平均値を用いて評価した。

3.2 実験パラメータ

本実験で対象とした津波は、段波を想定した砕波を生じない孤立波とした。図-10に表記の定義を示す。本実験においては、静水面から孤立波の頂点までを入射波高 a_h とする。また、表-1に示すように入射波高 a_h をパラメータとし、入射津波が橋桁の $Z/a_h = 0.5$ の位置に衝突するように静水深を若干変化させている。入射波高 a_h は、事前に構造物を撤去した際の造波試験によりH4波高位置が構造物の影響が無い水位波形であることを確認しており、H4波高計位置での波高とした。また、橋台の天端を越流するA1~A6と、越流しないA7からA9の2ケースに分類した。

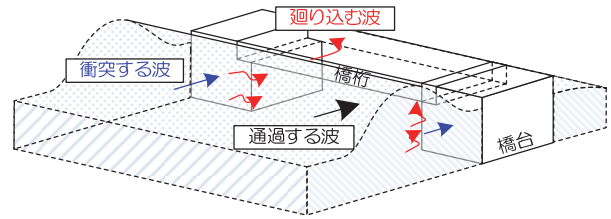


図-6 実験状況模式図

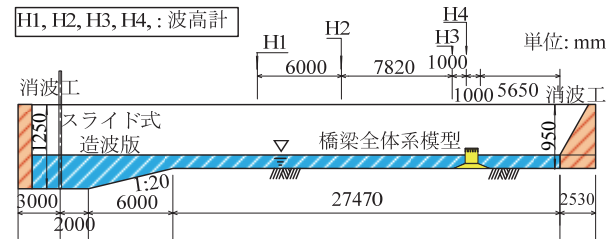


図-7 実験装置概略図

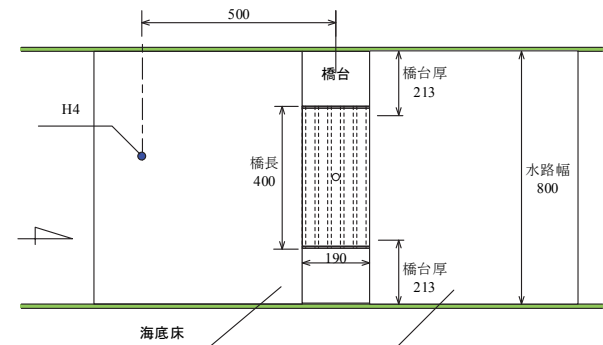


図-8 橋台周辺の計測機器設置位置

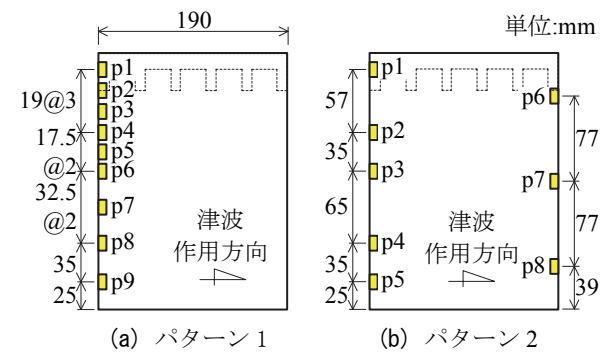


図-9 圧力計設置位置

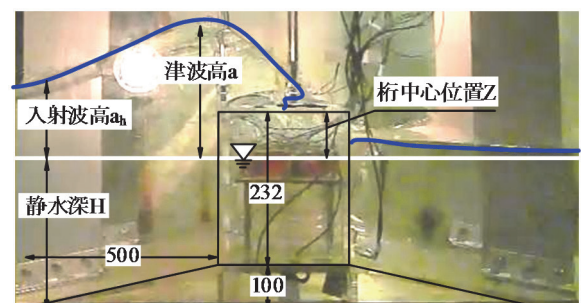


図-10 表記の定義

4. 実験結果

4.1 代表ケースにおける作用力特性

図-11 に、A3 を代表ケースとして分力計で計測された橋台底面に作用する水平作用力 F_x と、橋台の前背面に設置した波圧計の積分値 F_{xp} の時刻歴図を示す。また、同図に橋台の前で計測した波圧の積分値 F_{xpf} と、橋台間(桁下空間)から津波が流れ込み橋台背面に作用する波圧を計測し積分した F_{xpb} の時刻歴波形を併せて示す。同図の時刻歴波形では、下流側から上流側への作用方向を正值として算出している。同図によれば、分力計の最大水平作用力 $F_{x(max)}$ は 45.0N(14.105s) であるのに対し、橋台前背面に設置した波圧の積分値の最大水平作用力 $F_{xp(max)}$ は 45.3N(14.142s) と整合性が高い。分力計の最大水平作用力時に着目すると、 F_{xpf} は 53.6N であるのに対して、 F_{xpb} は -9.8N と、橋台に作用する作用力は橋台の前面への作用力が支配的であることが分かる。また、他のケースにおいても F_{xpf} に対する F_{xpb} の値は、最も波高が小さいケースで 3 割程度であり、 F_{xpb} が正の作用力となることはなかった。

4.2 代表ケースにおける波圧特性

図-12 に示すのは、A3 ケースにおける図中に示す着目時刻の橋台前面のハイスピードカメラで撮影した映像から得られた津波高を用いて算出した静水圧分布と、同時刻において橋台前面で計測された高さ方向 z の波圧分布をプロットしたものである。同図より、橋台前面で計測された波圧は橋台前面波高の静水圧相当に近似しており、静水圧分布を基準とした評価が可能であることが分かる。本実験での津波波圧は、既往の直壁に対する津波波圧と同様の評価方法で整理することとした。

4.3 無次元化波圧分布

まず、波圧分布は静水圧分布に従うと仮定し、橋台前面の波圧 p を水の密度 $\rho(1000\text{kg/m}^3)$ と重力加速度 $g(9.8\text{m/s}^2)$ および入射波高とした H4 波高 a_h で無次元化することで、静水圧との比として波圧を評価した。また、静水面位置で波圧が最大となることから、静水面位置での静水圧と波圧の比(波圧指数)を式(1)に示すように β と定義した。

$$p = \beta \cdot \rho g a_h \quad (1)$$

一方、橋台前面の津波高 a は、入射波高 a_h と水深係数 α を用いて、式(2)に示すように定義した。

$$a = \alpha \cdot a_h \quad (2)$$

この関係式は既往の波圧公式と同様であり、本実験結果における α と β を算出する。圧力計位置 z および波圧 p をそれぞれ a_h 、 $\rho g a_h$ で無次元化した無次元波圧分布を図-13 に示す。同図には既往の直壁構造物における、長波の条件とした合田式¹⁾、谷本らの提案式²⁾、および朝倉らの提案式³⁾を併せて示す。図中のプロットは、3 回の

表-1 実験ケース一覧

Case	桁中心位置Z[mm]	入射波高 a_h [mm]	静水深H[mm]
A1	315	50	290
A2	315	75	278
A3	315	100	265
A4	315	125	253
A5	315	150	240
A6	315	160	235
A7	195	50	170
A8	207.5	75	170
A9	220	100	170

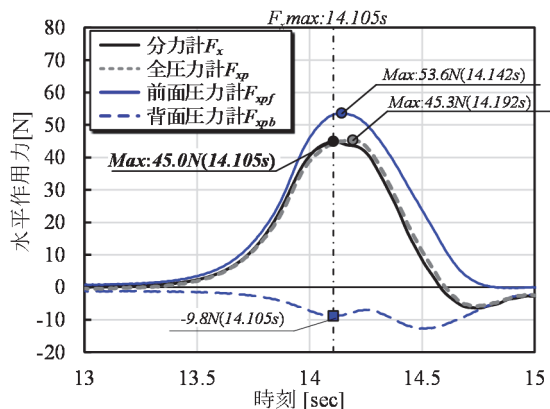


図-11 橋台に作用する水平作用力の時刻歴波形

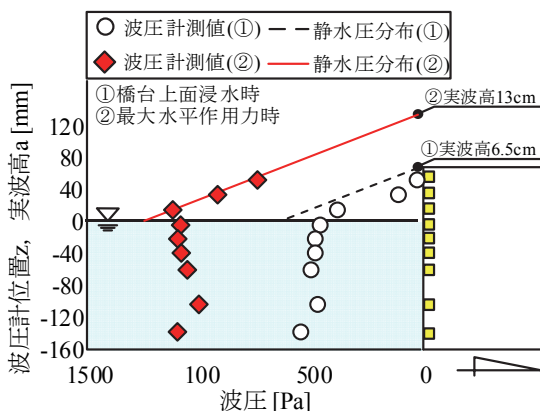


図-12 計測された波圧と静水圧の関係

造波の平均値をプロットしており、図中の直線は静水面以上のプロット点の近似直線であり、横軸と縦軸が近似直線と交わる点がそれぞれ β と α である。なお、近似直線はケース毎に傾きを -1 に固定し最小二乗法で直線近似し、越流が生じる場合と生じない場合に分けてそれぞれの最大値を示している。

同図より、越流が生じるケースにおける近似直線の最大値は $\alpha = \beta = 1.3$ (A1)、越流が生じないケースにおける近似直線の最大値は $\alpha = \beta = 1.6$ (A8) である。越流が生じるケースの水深係数が、越流が生じないケースに対して小さくなるのは、入射波と構造物に当たった反射波の重複により波高が高くなり橋台上面に到達すると、水平方向に流れるためであると考えられる。また、既往の実験式の水深係数 $\alpha = 3.0$ に対して本実験結果では約 1/2 程度波圧が減少している。これについては、4.4 で考察を行う。

4.4 既往の実験式との比較

図-13 に示す既往の実験式は 2 次元直壁構造物である。本実験の対象構造物を橋台と橋桁を一体と考えた場合、直壁に開口を有していると捉えることが出来る。ここでは、既往の直壁構造物対象とした実験結果に対する本実験結果を比較することで、開口部が水深係数に及ぼす影響について考察を行う。既往の実験結果は、合田らが実施している実験データ²⁾を用いて比較することとした。合田らは、直立堤と混成堤のそれぞれに表-2 に示す異なる波形状の津波を造波させ、波圧の違いについて検討している。なお、本実験では孤立波形状の津波を造波させたのに対して、合田らの実験では周期波を造波させている。このように造波された波の特性が異なるものの、静水深および波高が本実験とほぼ同様のオーダーであるため、津波特性はほぼ同様であると仮定し、図-14 に示すように、構造高を考慮した越流量を表す指標として、構造高に対する津波高の比を越流率 R として定義した。

図-15 は、合田らの実験のうち小型模型を用いた越流が生じるケースに着目し、水深係数 α と上述した越流率 R の関係をプロットした図である。同様に、本実験の A1~A6 のケースについてプロットすると、両実験結果は越流率 R が大きくなるにつれて、水深係数 α が低減していることがわかる。また、本実験の水深係数は合田らの実験の水深係数から約 35% 減少しているものの、その減少量は越流率に関わらず同じである。この要因としては、津波特性の違いも考えられるものの、直立堤に対して橋台の水路幅方向の被圧面積は約 50% であり、橋台下流側で堰き止められる流れが橋台間の空間に流れることで、鉛直方向の水位上昇が減少したと考えられる。以上より、橋台間が閉塞した状態を合田の実験と仮定した場合、本実験での水深係数が減少した要因は主として橋台間の開口部により鉛直方向の水位上昇が減少したためであると考えられる。なお、本実験では橋台にとって最も津波の影響を受けやすい形状を模擬しているものの、橋台背面の流れ状況は橋台間の間隔や、構造物の高さにより変化する可能性が考えられるため、さらなるパラメータ実験の蓄積が必要である。

5. 津波作用力に対する橋台の安定性に関する検討

本章では、前述の被害分析で津波による橋台の転倒が確認されなかったことから、一般的な橋台を例に本実験より得られた波圧が作用することを想定し、津波による橋台への水平作用力が橋台の安定性に及ぼす影響を検討した。試算した橋台は、図-16 に示すように津波作用力方向基礎幅が 12.5m、作用力直角方向基礎幅 8m の控え壁橋台であり、基礎形式は直接基礎とした。また、図-

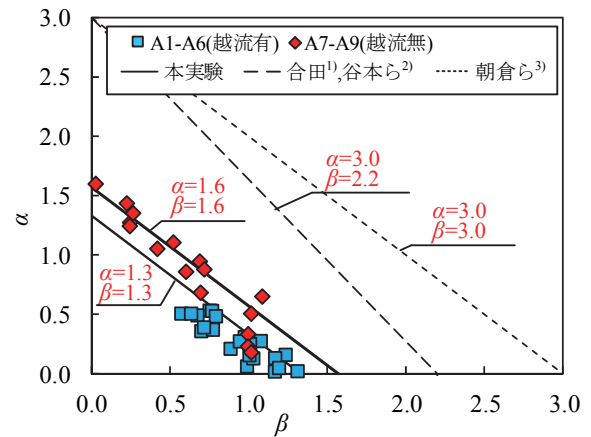


図-13 既往実験の無次元波圧分布の比較

表-2 合田らの実験ケース

対象構造物	構造高[mm]	静水深[mm]	津波高[mm]
直立壁	500	350, 450	67~416
	950	350, 450	
混成堤	500	350, 450	
	950	350, 450	

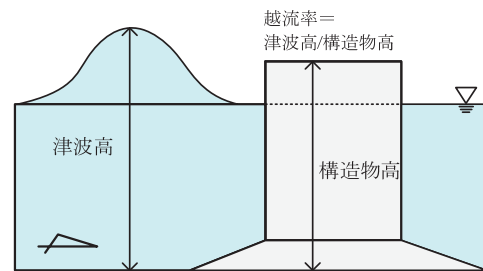


図-14 越流率の定義

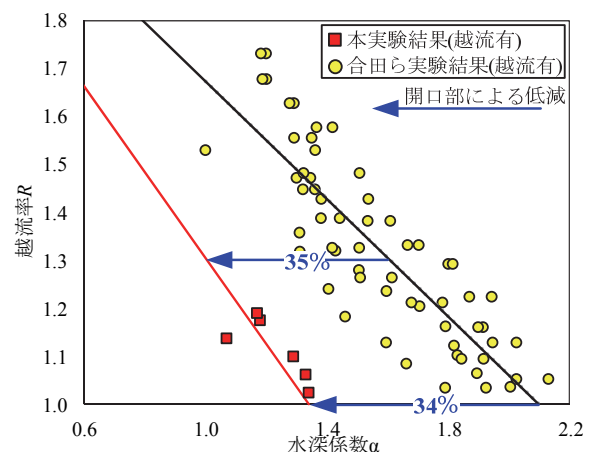


図-15 開口による水深係数の低減率

17 に示すように、初期水位は 2.8m、津波の波高は 5m とした。構造物位置における津波高は本実験から得られた水深係数 1.6 を用いて静水圧相当の圧力が作用することを仮定し、構造物の転倒に対する試算には式(3)を用いた。

$$e = M_B / V \leq e_a \quad (3)$$

ここで、 e : 基礎中心からの偏心量(m), e_a : 基礎中心から

の許容偏心量(地震時= $B/3.00$)(m), B : 作用力方向基礎幅(m), M_B : 基礎中心に作用するモーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$), V : 基礎中心に作用する鉛直力(kN)である。なお, 基礎中心に作用する鉛直力は後趾上の橋台背面盛土も含んでいる。

式(3)を用いて前述の条件で試算を行った結果, 橋台の底面から高さ3.4mの位置に水平作用力3360kNが作用する。また, 基礎中心に作用する鉛直力は構造物と橋台背面土合わせて15740Nである。基礎中心からの許容偏心量 $ea=4.2$ に対して基礎中心からの偏心量 $e=0.7$ となる。また, 式(3)において前述の水深と波高の条件で $e=4.2$ となるのは, 港湾構造物に対する波圧式の水深係数 $\alpha=3.0$ よりも大きい $\alpha=4.0$ で橋台への津波作用力が27500kNとなる場合である。実験結果を用いて試算した橋台への津波作用力は, 橋台が転倒する津波作用力に対して, 12%と非常に小さい。これらのことから, 橋台は津波の作用力に対して安定しており, 津波によって橋台の転倒等の重大な被害が発生しなかったと考えられる。

6. まとめ

本研究では東北地方太平洋沖地震で発生した津波によるコンクリート橋台の被害を分析し, 津波が橋台へ与える影響について把握するために水理実験を実施した。本研究より得られた知見を以下に示す。

- (1) 東北地方太平洋沖地震によって発生した津波による橋台の被害分析を実施した。調査橋梁 25 橋のうち 40%がランク A に判定されるものの橋台の転倒等の重大な被害は確認されず, 主要な被害は橋台背面の盛土の流出被害であった。
- (2) 津波が橋台に与える影響について分析するために水理実験を実施した結果, 橋台に作用する水平作用力は橋台前面から作用する力が支配的であり, 橋台前面で計測された波圧は, 橋台前面で計測された波高の静水圧相当であることが明らかとなった。
- (3) 本実験の無次元波圧分布を既往の港湾構造物の実験式と比較すると, 水深係数 α および波圧指数 β ともに1.5程度であり, 既往の波圧式と比較して約1/2程度小さい結果が得られた。この要因の一つとして, 本実験の橋台形状においては直壁構造物と異なり橋台間が開口していることにより, 橋台前面で堰き止められる流れが開口部へと流入することで, 橋台前面の波高が既往の波圧式に対して減少し, その結果 α および β が減少した可能性が考えられる。
- (4) これらの実験結果を用いて橋台の安定計算のうち転倒に対する試算を行った。この結果, 実験結果を用いて算出した津波作用力3360kNは, 橋台が転倒する津波作用力27500kNに対して, 12%と非常に小さい。このため, 東北地方太平洋沖地震で発生した津波に

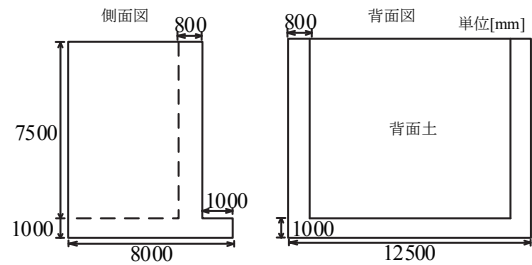


図-16 試算に用いた橋台の形状

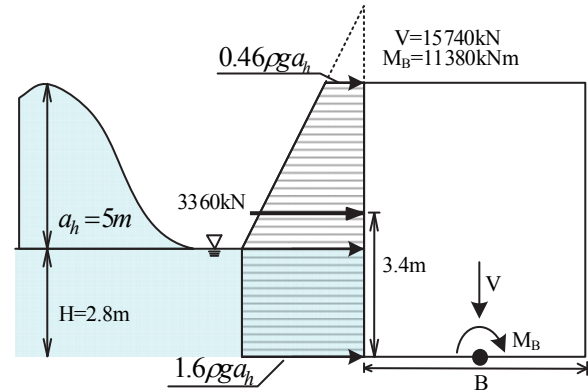


図-17 津波波力と自重の関係

による橋台の転倒等の被害が発生しなかったと考えられる。

参考文献

- 1) 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究報告書, Vol. 12, No. 3, pp. 31-69, 1973
- 2) 池野正明, 松山昌史, 田中寛好: ソリトン分裂津波の大陸棚上での変形とその防波堤設計波圧に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第45巻(1), pp. 366-370, 1998
- 3) 朝倉良介, 岩瀬浩二, 池谷毅, 高尾誠, 金戸俊道, 藤井直樹, 大森政則: 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 911-915, 2000
- 4) 公益社団法人土木学会地震工学委員会: 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書, 2015
- 5) (社)日本道路協会: 道路震災対策便覧 平成18年度改訂版, 2007.3
- 6) 佐々木達生, 幸左賢二, 佐藤崇, 濱井翔太郎: 孤立波によって橋桁に生じる鉛直作用力と波圧特性の評価, 土木学会論文集 A1, Vol. 71, No. 4, pp. 246-256, 2015
- 7) 合田良実, 福森利夫: 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究, 港湾技術研究報告書, Vol. 11, No. 2, pp. 3-45, 1972