

礫床河川において洪水中に発生した橋脚の 沈下原因の究明および対策工の研究

CAUSE OF SUBSIDENCE OF A BRIDGE PIER DURING A FLOOD IN A
GRAVEL-BED RIVER AND ITS PROTECTION WORK

石野和男¹・榎田真也²・前野詩朗³・玉井信行⁴
Kazuo ISHINO, Shinya UMEDA, Shiro MAENO and Nobuyuki TAMAI

- ¹正会員 工博 大成建設(株)技術センター 主事 (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
²正会員 博(工) 金沢大学理工研究域環境デザイン学系 講師 (〒920-1192金沢市角間町)
³正会員 工博 岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 教授 (〒700-8530岡山市津島中)
⁴フェロー会員 工博 金沢学院大学大学院 教授 (〒920-1392 金沢市末町10)

In the Sakawa River, one of the piers of Jumonji Bridge subsided by about 2.7m during the heavy flood caused by the typhoon 9th in 2007. To clarify causes of this type of pier destruction and propose effective protection works are very important because many bridge piers are constructed on gravel-bed in Japan. There upon, the numerical study on the flood flow and seepage flow around the pier foundation was conducted to identify cause of the subsidence and to suggest its protection work. The results showed that the pier was subject to strong current leading to deep scour and that the suction of sediment from the pier base probably occurred due to the strong seepage flows exceeding threshold of the velocity for rubble foundations. The scour protection work for the pier foundations with shallow depth of embedment was suggested as an effective countermeasure against the pier subsidence in a gravel-bed river.

Key Words : *Pier subsidence, gravel-bed river, local scour, seepage flow, suction of sediment
scour protection work, numerical simulation of flood*

1. はじめに

2007年9月の台風9号災害では、今までに観測例が少なく研究例が見られない洪水中の橋脚の沈下現象が、神奈川県西部の酒匂川に架かる十文字橋の橋脚で発生した。本研究は礫床河川における橋脚の沈下原因を探り、その対策工を立案することを目的としている。本研究では、平面2次元流の数値解析を行い、河道内に発生する速度場、水面形状を再現した。それを元に橋脚周辺では2次元計算を行って細部の流れ場を分析した。さらに、水面形状等に起因して礫層内に発生する浸透流速の計算を行った。洪水時の流れは変動成分を含むので、適切な設定により変動流速を求め、変動成分に基づく礫層内の速度の増加分を解析した。これらを明石海峡大橋基礎を念頭に置いた大規模実験結果から得られた移動限界流速と比較し、橋脚基礎の下部地盤における土砂の吸い出し現象を考察した。また、砂の移動限界深さと橋脚の根入れの比較による沈下の原因究明を行い対策工を提案した。

2. 十文字橋上下流の河相と被災要因

十文字橋は、酒匂川の10.7 km地点に位置し、約500m下流に下ると十文字床止を経て川音川が左岸側から合流している。左支川川音川が合流した後は、2.6km地点で右支川狩川が合流するまでの約7.5kmの区間はほぼ直線的な河道である。狩川が合流する付近で小さく左に湾曲し、相模湾に流れ込んでいる。十文字橋は大きな湾曲の終端付近に位置し、十文字橋から狩川が合流するまでの区間はほぼ直線的な河道で典型的な単列砂礫州が形成されている。砂礫州が形成され、維持されている河道では、上流から移動してくる砂礫が砂礫州の区間に供給され、直線部分では砂州が徐々に下流へ移動することが知られている。砂州の形状を定める支配的な流量は年に一度の洪水規模であることから、これより大きな規模の出水では砂州の移動が生じると考えられる。2007年9月の台風9号による出水は10年に一度の規模と推定されているから、砂州が移動、変形したと考えるのが妥当である。

礫床河川ではこうした土砂の移動により、巨礫の間に空洞が生じ、浸透水の水みちが出来るそれが発達し、多孔媒体内の流れとは比較にならない大きな流速が生じ、構造物基礎の沈下・倒壊・流出、引いては構造物本体の破壊を引き起こすことが懸念されることになる。

3. 現地調査結果

図-1 に十文字橋平面図・側面図¹⁾を示す。図-1 に示す橋梁の形状および平面図のP3～P6の橋脚周辺の護床工は、被災前の状況を示す。なお、河床面は被災後に測量した値である。このように、被災したP5橋脚の基礎は、砂礫上に設置された直接基礎である。

図-2 に被災した十文字橋P4, P5橋脚の被災状況側面図¹⁾を示す。図-2 中の赤い実線は被災後の測量値を、赤い破線は神奈川県等が推定した最大洗掘深の推定値を示す。また、P5橋脚が約2.69m沈下し、下流に1.22m移動した。

図-3 に被災後に調査したP4橋脚の基礎の設置状況平面図¹⁾を示す。図-3 中の赤い部分は洗掘により基礎下が空洞になった部分を、グレー部分は基礎が砂礫面に接地している部分を示す。このように、P4橋脚の上流左岸側の全基礎平面積の約1/4部分は空洞になったが、沈下等の変状はみられなかった。

P4橋脚基礎の根固めブロックは下流左岸側のブロックを除いて流失した。また、P5橋脚基礎の根固めブロック

は総て流失した。

図-3 中の、グレーの基礎が砂礫面に接地している部分が洗掘を受けなかった要因は、下流左岸側のブロックが流失せずに洗掘を防いだことが挙げられる。沈下したP5橋脚の中央部に被災後に実施されたボーリング地質調査結果によると、沈下した橋脚のコンクリート部の下に0.6mの層厚の礫混じり細砂が見られる。この層は、「非常に不均質で乱れた細砂からなる。含水量が多く、非常に緩い」と表現されている。「含水量が多く、非常に緩い」ことから、基礎下の砂礫層の細粒分が吸い出されて、基礎が沈下したことが推察された。

4. 河道内の流れ解析

十文字橋周辺の酒匂川10.2km～11.4km区間における流況の再現計算を行い、河道内の流れの特性を考察した。

(1) 解析方法

非定常2次元の浅水方程式を有限体積法により数値解析した。基礎式は一般曲線座標表示の連続式および鉛直積分した運動方程式であり、水深平均流速(u, v)と流量フラックス(M, N)を反変成分に変換して解析した。差分化の際には、移流項は1次精度の風上差分、移流項以外は2次精度の中心差分、時間積分は2次精度のAdams-Bashforth法を用いた。変数配置はスタガード格子系であり、長田らのモデル²⁾を利用した。橋脚による水位のせ

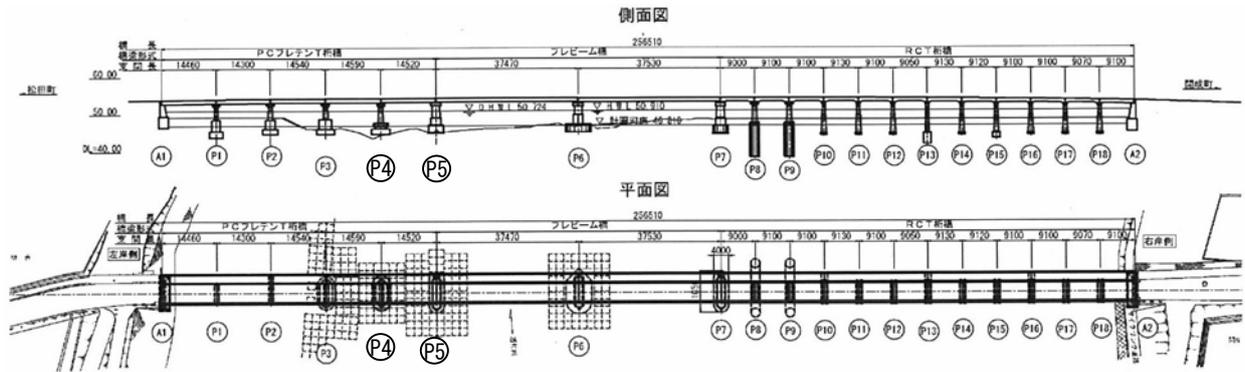


図-1 十文字橋平面図・側面図¹⁾

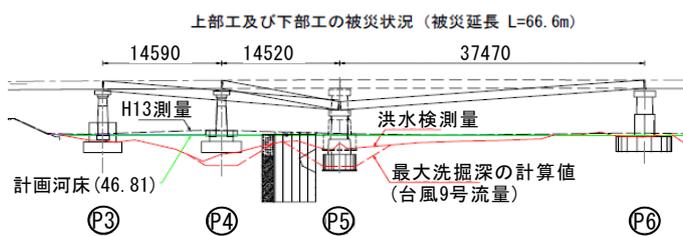


図-2 被災した十文字橋P4, P5橋脚の被災状況側面図¹⁾

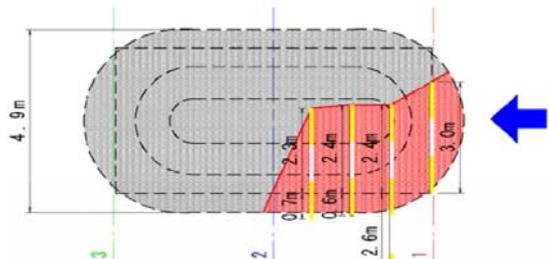


図-3 被災後に調査したP4橋脚の基礎の設置状況平面図¹⁾

きあげ効果を考慮するために、橋脚に作用する流体力 (f_x, f_y) を Morison 式で与え、流況解析を行った。抗力係数 C_D は 1.0 とし、橋脚の (x, y) 方向幅 (B_x, B_y) および橋脚周辺の格子セル面積 A を与えて計算した。

(2) 河道状況と解析条件

解析区間は酒匂川 10.2km ~ 11.4km 区間の約 1.2km とした。同区間周辺の空中写真を写真-1 に示す。河床は平均約 1/200 の急勾配で、河道には単列砂礫州が形成されている。十文字橋付近において河幅 $B \approx 270\text{m}$ 、最大水位時の平均水深 $h \approx 3.7\text{m}$ 、河床材料の平均粒径 5cm として、河幅水深比 ($B/h \approx 70$) と水深粒径比 ($h/d \approx 80$) を求め、中規模河床形態の領域区分図³⁾に入力すると、河床形態は単列の交互砂州と推定できる。これは写真-1 に見られる砂州の状況と整合する。構造物は、上流から順に新十文字橋 (10.9km)、十文字橋 (10.7km)、小田急鉄道橋 (10.5km) および床固工 (10.35km) があり、松田水位観測所が床固工の直下流にある。川音川合流点の上流にある松田水位観測所までを解析範囲とした。

解析格子は、縦断方向約 100m 間隔の河道の横断測量図 (平成 17 年度測量) と平面図を基に作成した。各測量断面の中間の断面を内挿して縦断方向の格子間隔を約 50m にした。格子点数は縦断方向 29 点 × 横断方向 100 点である。Manning の粗度係数は一様に $0.03\text{s/m}^{1/3}$ を与えた。

境界条件として与えた上流境界の流量と下流境界の水位を図-4 に示す。横軸の時刻は 2007 年 9 月 6 日午後 21:30 を基準時刻ゼロとした。水位は松田水位観測所の記録を利用した。流量は等流を仮定して算定したものである。その際、水位観測所付近の横断面図および水位記録を用い、河床の縦断勾配を 1/200 として計算した。最大流量は $2674\text{m}^3/\text{s}$ となり、松田地点の計画高水流量の $2800\text{m}^3/\text{s}$ に近い値を得た。十文字橋地点の計画高水位は 51.123m、出水時の最高水位は 50.73m であったので、今回の出水時の最大流量は $2800\text{m}^3/\text{s}$ 近くと推定された。

(3) 解析結果および考察

図-5 は水位および流速ベクトルの時間変化を示す。高水敷の上まで水位が到達した状態の川幅一杯の大出水流れが再現された。低水路は約 3 ~ 6m/s の流速域が支配的

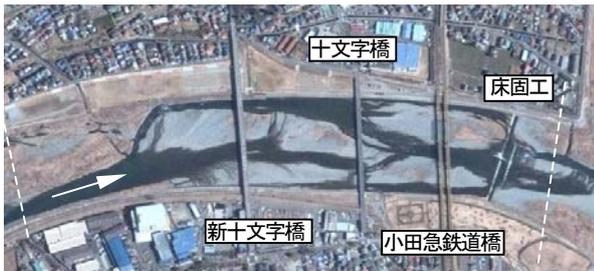


写真-1 酒匂川の十文字橋周辺の空中写真

であるが、十文字橋より上流の左岸側と十文字橋の下流の右岸に広がる高水敷において流速は 1 ~ 2m/s 以下に抑えられている。流速 8m/s を超える範囲が所々にあるが、これらの箇所では水深が 1 ~ 2m 以下で比較的浅いことが分かっている。各橋梁断面における流速は 6m/s 以下である。十文字橋の右岸寄りにある短い径間で設置された橋脚付近では流速が 3m/s 以下に低減しているのに対して、径間の比較的長い P6 橋脚付近で流速が 5 ~ 6m/s 程度と大きく、被災橋脚は出水時も流心部付近にあったことが計算結果からも推定される。P5 周辺の流速は最大で 4 ~ 5m/s 程度で、P4 周辺では 3 ~ 4m/s 程度である。

5. 橋脚周辺の流れ解析

4. で示した河道内の流れ解析結果を、Delft3D に入力して橋脚周辺の流れの解析を行った。なお、本解析結果を用いて 6. において橋脚底部周辺の流れ解析を実施する。

(1) 入力条件

a) 地形形状

地形形状は、被災前後の十文字橋梁調査結果¹⁾ に示されている深淺測量結果と $\Delta x = 1.0\text{m}$ 、 $\Delta y = 0.5 \sim 1.0\text{m}$ の

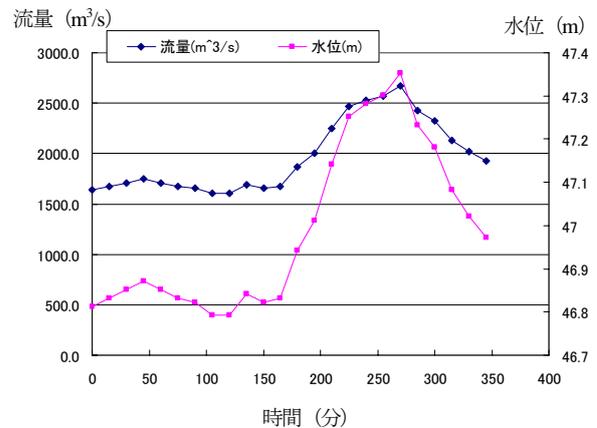


図-4 解析区間の上流端の流量と下流端の水位ハイドログラフ

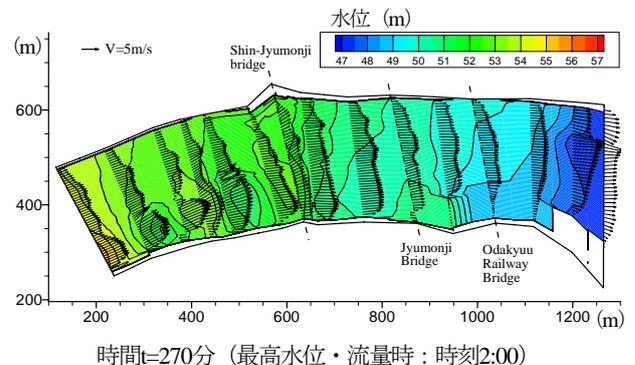


図-5 水位・流速ベクトルの時間変化

メッシュ幅を用いて作成した。平面メッシュ図を図-6に示す。

b) 上・下流側境界条件

4.河道内の流れ解析で求めた時系列流速を上流側境界条件とし、時系列水位を下流側境界条件として入力した。

(2) 解析結果および考察

a) 平面流速分布

図-7に、最高水位時である9月7日午前2時における平面流速分布（左側が上流）を示す。

図-7において、上流側境界条件と同様に、図の下側（河川中央）から上側（左岸）に向けて流速が弱まる状況が解析されている。また、最高流速は橋脚の上流側側面が発生し、それに次ぐ流速が各橋脚間で発生している状況が解析された。

b) 橋脚周りの水位分布

図-8に、最高水位時である9月7日午前2時におけるP5の橋脚周りの水位分布（左側が上流）を示す。赤いライン部分が橋脚周りの水位である。図-8に示すように、最高水位は橋脚の上流側で発生し、最低水位は橋脚の下流側で発生している状況が解析された。

6. 橋脚底部周辺の流れ

洪水時に沈下した橋脚P5の橋脚底部周辺の流れ場についてFLOW3Dを用いて再現計算を行った。乱流モデルとしてはLESモデルを用い、多孔質抵抗はダルシー則と非ダルシー則の両者の影響を考慮した式を用いた。

(1) 解析条件

P5周辺の現況の河床高、5.で得られたP5上流側のピーク時付近の水位、流速を参照して計算条件を設定した。

- ・解析領域：36m×14m×15m
- ・メッシュ数：222×100×121
- ・格子間隔： $\Delta x=0.1\sim 0.4m$, $\Delta y=0.1\sim 0.3m=\Delta z$
- ・地盤条件
粒径：0.05m, 間隙率：0.45, 水中安息角：40°

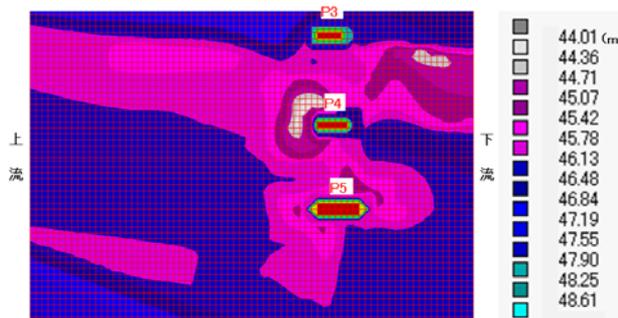


図-6 平面メッシュ図

なお、洗掘初期の状況から橋脚が沈下することは考えにくいので、ある程度橋脚前面が洗掘を受けた状況下で橋脚が沈下したのではないかと考えて、図-9の点線で示される橋脚の上流側があらかじめ洗掘されていると仮定して解析を行った。

- ・初期水深：地盤の上から4.70m
- ・境界条件：
上流端；一定流速3.1(m/s), 下流端；自由流出

(2) 解析結果および考察

図-10は、橋脚中心の縦断流速分布を示している。図より、橋脚前面でせき上げられている様子がわかる。また、橋脚前面で下降流が発生し、橋脚前面の洗掘孔内で時計回りの渦を形成していることがわかる。一方、橋脚下流側では渦による上昇流と逆流が発生している。

図-11は、橋脚下面直下5cmの位置における平面流速分布を示している。図より、橋脚前面から橋脚下部へ浸透した流れは、橋脚側面および橋脚下流側へと流出する様子がわかる。このことより、礫床河川に設置される橋脚の基礎が浅い場合には基礎下部にも浸透流が発生するため、橋脚の安定性を検討する際には、浸透による橋脚下部の土砂の抜け出しの影響も考慮する必要があることがわかる。図-12は橋脚上流側、中央、側面、下流側に

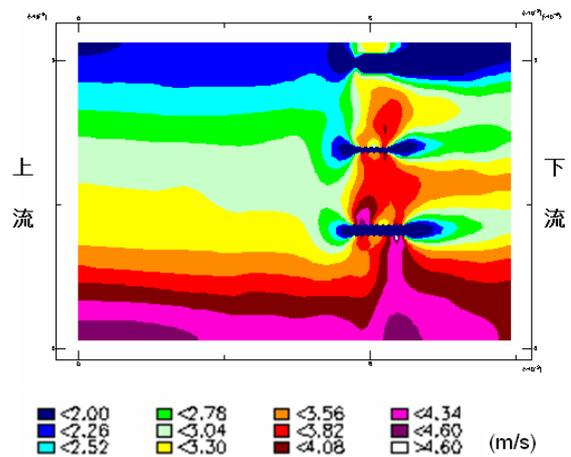


図-7 最高水位時9/7の2 : 00における流速分布

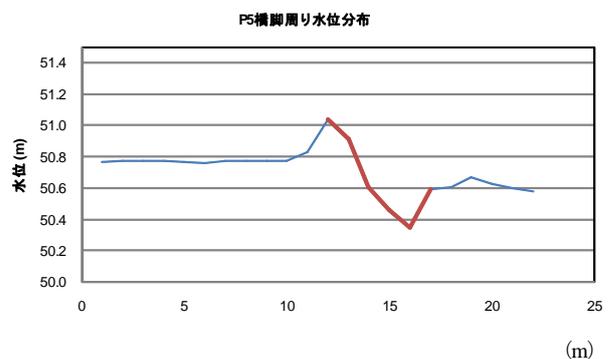


図-8 最高水位時9/7の2 : 00におけるP5の橋脚周りの水位分布

おける橋脚下面直下の浸透流速の大きさ（見かけの流速）を示したものである。図より、橋脚上流側の浸透流速が13cm/s程度と最も大きく、側面付近で6cm/s程度と橋脚上流側の半分程度となり、橋脚下流端付近では更に浸透流速は小さくなり3cm/s程度となる。間隙率を考慮して実流速に換算すると、それぞれ30cm/s、12cm/s、

6cm/s程度となる。また、図-12(b)は、洗掘が起きていない状況の浸透流速を示している。この図より、洗掘が起きていない場合よりも洗掘孔がある場合の方が浸透流速が大きくなることわかる。このことから、洗掘の進行と同時に橋脚下部の土砂の抜け出しによる橋脚の沈下の危険性も増すことがわかる。なお、実際の洪水時には、橋脚前面において大きく水位が変動するため、上記で得られる浸透流速に変動成分を割り増して橋脚の安定性を検討する必要がある。

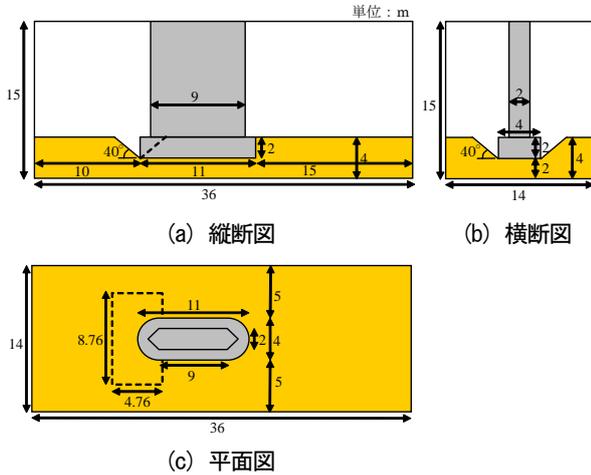


図-9 縦断面図

7. 被災原因の推定

(1) 既往の洗掘に関する文献を用いた洗掘深の推定

ここでは、A.J.Raudkivi⁴⁾と現地諸元を用いた洗掘深を計算して、被災状況との比較を行い、被災原因を推定する。

ここで、5Pは2段橋脚で、上段の幅： $b=2.0\text{m}$ 、下段の幅： $b=4.0\text{m}$ である。これらの値を用いて、5Pの推定洗掘深 Y_{se} を求めると $Y_{se}=2.05\text{m}\sim 3.04\text{m}$ と計算された。一方、5P実測洗掘・沈下深さは、 $Y_{sep}=2.3\sim 4.3\text{m}$ である。したがって、5P付近で実測された河床高さから判定

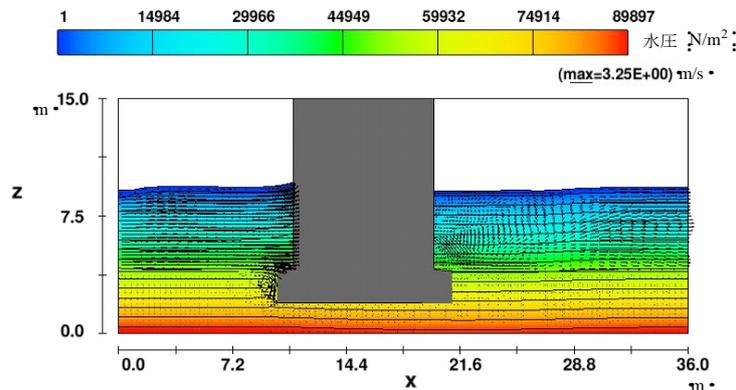


図-10 縦断速分布（橋脚の中心 $y=7.05\text{m}$ ）

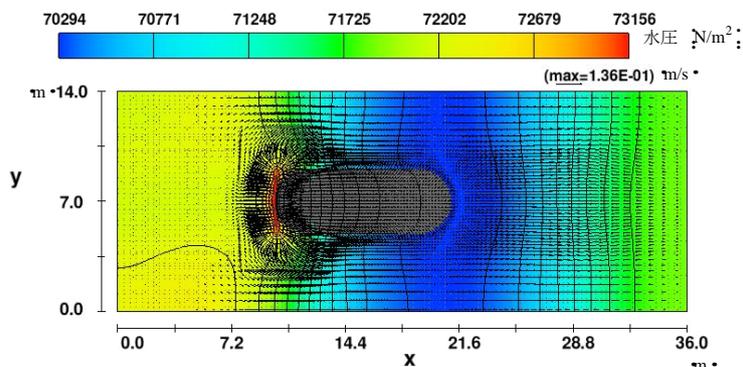


図-11 z断面流速分布図($z=1.95\text{m}$, 下の橋脚下面から鉛直下向きに 5.0cm の平面)

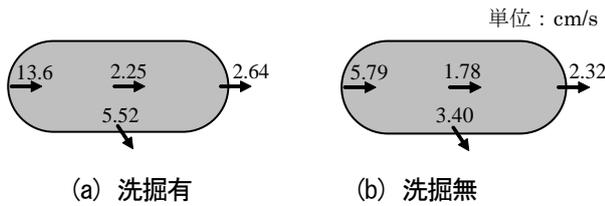


図-12 橋脚底面流速

される洗掘深は推定洗掘深より大きい。大きな洗掘を受けても横方向に倒壊せず、鉛直方向に沈下したとするには、「基盤からの吸出し」など追加の考察が必要であると考えられる。次に、6Pは2段橋脚で、上段の幅： $b=1.2\text{m}$ 、下段の幅： $b=4.9\text{m}$ である。これらの値を用いて、6Pの推定洗掘深 Y_{se} を求めると、 $Y_{se}=1.04\text{m}\sim 3.87\text{m}$ と計算された。一方、6P実測洗掘深は、 $Y_{sep}=2.3\sim 3.3\text{m}$ である。したがって、計算された洗掘深は、実測洗掘深を包含し、洗掘の可能性が高い。

(2) 橋脚底部周辺の浸透流速と砂の移動限界流速の比較による被災原因の推定

6.において、解析結果として示された橋脚底面流速は、

(a) 洗掘ありにおいて、断面平均浸透流速 $2.25\sim 13.6\text{cm/s}$ 、間隙内浸透流速 $5\sim 30\text{cm/s}$

(b) 洗掘無しにおいて、断面平均浸透流速 $1.78\sim 5.79\text{cm/s}$ 、間隙内浸透流速 $4\sim 13\text{cm/s}$ である。

また、被災を免れた右岸側橋脚側面に堆積した粗砂と、右岸側橋脚後方に堆積した細砂の粒度試験結果として以下の値が示された。

粗砂の $D_{10}=0.9\text{mm}$ 、 $D_{50}=2.5\text{mm}$ 、 $D_{\max}=19\text{mm}$

細砂の $D_{10}=0.089\text{mm}$ 、 $D_{50}=0.21\text{mm}$ 、 $D_{\max}=9.5\text{mm}$

一方、石野ら⁵⁾は砂礫下での砂の移動限界流速の関係を求めている。さらに、石野ら⁶⁾は明石海峡橋脚周辺の捨石内での現地浸透流速の時系列変動状況を計測し、現地の浸透流速の変動幅は20%と求めている。したがって、(a)洗掘ありの場合において浸透流速が変動する効果を考えると、間隙内浸透流速の最大値は、 $6\sim 36\text{cm/s}$ となる。一方、十文字橋で採取した砂の最大粒径は、 19mm である。これに対する移動限界流速は、石野ら⁵⁾から、 30cm/s と読み取れる。この値と、上記の間隙内浸透流速との比較から、十文字橋の橋脚下の礫間に存在した砂は、浸透流により流出した可能性が示された。

8. 礫床河川の橋脚倒壊に対する対策工

古い時代に礫床河川に建設された橋脚は、根入れが不足しているとともに、橋脚下の砂礫内の砂が浸透流速に

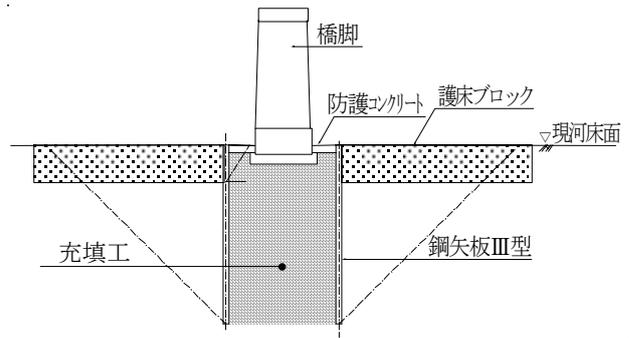


図-13 矢板等による根入れ深さの増強と洗掘防止工の施工状況

より吸い出される可能性が高い特徴を持つ。このような状況に対応するための対策工を図-13に示す。

この対策工は以下の内容で構成される。

- 1) 不足している根入れを補填するための鋼矢板、
- 2) 鋼矢板内に囲まれた砂礫内の砂の吸出しを防止する充填工、
- 3) 鋼矢板と橋脚の隙間を充填する防護コンクリート
- 4) 鋼矢板周辺に発生する洗掘から鋼矢板を防護する護床ブロック

9. 結論

礫床河川においては洪水中に橋脚が沈下し、災害を受ける事例に対して、現象に即した条件設定を行い、橋脚付近の巨視的・微視的流れの解析と底部の浸透流解析を組み合わせることで災害の原因究明を行い対策工の研究を行ない、合理的な結果を得た。本研究が、関連する橋梁の被害軽減に役立つことを期待する。

謝辞：十文字橋・酒匂川に関する資料は、神奈川県、松田町から提供していただいた。なお、本研究は、河川整備基金の補助をいただいた。ここに、関係者各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 神奈川県，松田町，開成町：十文字橋災害復旧の概要，2007.
- 2) 長田信寿他：移動一般座標系による開水路非定常流の数値解析，土木学会論文集，No. 533/II-34，pp.267-272，1996.
- 3) 土木学会編，水理公式集，p.255，1985.
- 4) A.J.Raudkivi：Scour at bridge piers, Balkema, Rotterdam, 1991.
- 5) 石野和男他：急潮流下における橋脚周辺の捨石洗掘防止工の設計法，土木学会論文集，No.521/2-32，pp123-133，1995.
- 6) 石野和男他：急潮流下における海洋構造物周辺の捨石洗掘防止工，土木学会論文集，No.462/5-18，pp33-42，1993.

(2009. 9. 30受付)