天竜川上流における橋梁の局所洗堀について

大前秀明[1]・加藤　博[2]

[1]天竜川上流河川事務所　調査課（〒399-4114 長野県駒ヶ根市上穂南7-10）
[2]天竜川上流河川事務所　調査課（〒399-4114 長野県駒ヶ根市上穂南7-10）

本論文は、平成18年7月に被災した殿島橋について検討を行い、天竜川上流河川事務所管内における河川を横過する橋梁について局所洗堀による危険度の判定を行ったものである。

キーワード：安全、安心

１．はじめに

河川法制定(昭和39年)以前に建設された橋梁の多くは直接基礎が多く(図1参照)，橋脚周りの洗掘や河床低下の影響を受けやすい．橋梁の倒壊による堰上げや流れの変化により堤防が被災し，浸水により甚大な被害が発生した場合，地域社会に与える影響は大きい．

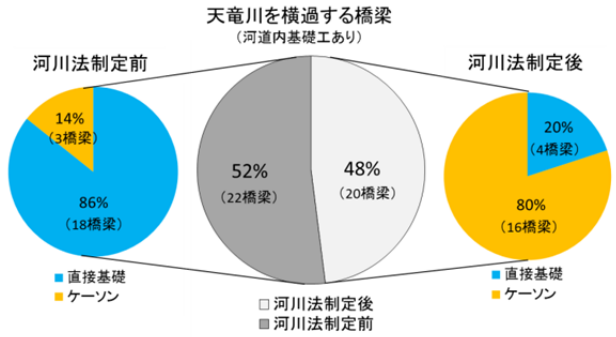

図-1　天竜川上流における橋梁割合

河川内における橋脚の被災は，河川特性上生じる「河床低下(河床変動)」によるものと，橋脚の上流側で発生する局所的な洗堀「局所洗堀」に分けられ，天竜川上流河川事務所管内(以下，管内)では，平成11年に十沢橋、平成18年に殿島橋，平成22年に天竜橋が被災している．

本報告では「河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(財団法人 国土技術研究センター)」(以下，手引き(案))を用いた検討を行い，手引き(案)の適用性を確認する目的で，平成18年7月に被災した殿島橋について局所洗堀の検討を行った．検討結果を基に，管内の辰野町～飯田市において河川を横過する51橋の内，河道内に橋脚がある42橋梁について局所洗堀の概略検討を行った．検討結果は，橋梁管理者へ提供しており，橋梁管理者が橋梁の改築及び洗堀防止対策などのハード対策の検討資料として活用できるほか，橋梁の受け持ち水位観測所における設定水位毎の想定洗堀深を算出していることから，水位を監視して適切な通行規制に利用するタイムラインにも利用できると考える．河川管理者においては，河川法24条の更新時における許可条件について検討を進める必要がある．

２．殿島橋の被災

手引き(案)による検討を行うにあたり，平成18年7月豪雨で倒壊した殿島橋(写真-1，2，3)について，土研式 $Z=(Z/D)\cdot D\cdot K_{\alpha}\cdot K_{d}$ (以下，土研式)を用いた局所洗堀深の検討を行った．

写真-1　被災前

写真-2　被災後

写真-3　被災後

(1) P1，P2橋脚における最大洗堀深の計算

殿島橋において倒壊した橋脚は右岸側のP1，P2であり，共に下部工の構造は同じである．局所洗堀の検討については，P1とP2共に水深，流速，河床材料は同じであり，P1橋脚において局所洗堀の検討を行った．最大局所洗堀深の検討には土研式を採用し，算定は手引き(案)の洗堀計算手順(図2)のとおりである．また、当該橋梁は最高水位-0.5mで倒壊したことから，「最高水位」と「最高水位-0.5m」で実施した．

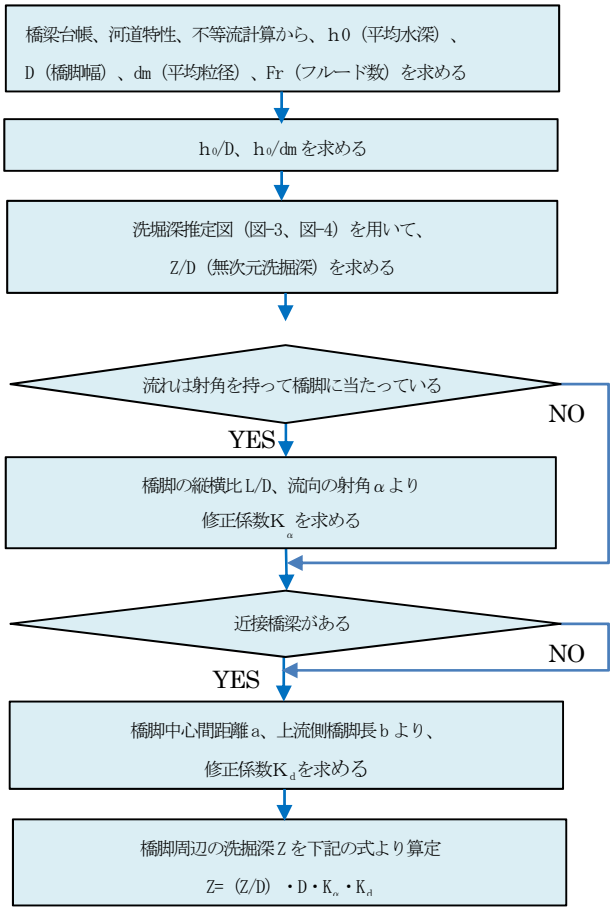

図-2　洗堀計算手順

a) 平均水深（h_o）

平均水深h_0は，橋梁前面(上流側)の堰上げを考慮しない水深である．

h_0 ：水深－橋脚フーチング底面高さ

h_0(最高水位)＝3.2m

h_0(最高水位-50cm)＝2.7m

b) 橋脚幅（D）

局所洗堀は，橋脚前面(上流側)に衝突した流れが橋脚等に衝突して下方に潜り込み，河床に衝突して河床砂礫を巻き上げる現象である．洗堀に影響する下方への流れは，橋脚からフーチング底面までの流れとなって最大洗堀深が発生するため橋脚幅D=1.2mで洗堀深を計算する．

c) 平均粒径（dm）

当該橋梁付近の平均粒径dm＝9.6mmとする．

d) 平均流速（V）

流速は「最高水位」と橋梁が被災したと予想されている「最高水位-0.5m」で検討する．

V(最高水位)＝3.367m/sec

V(最高水位-0.5m)＝3.106m/sec

e) フルード数（Fr）

特性長さは局所洗堀に影響を与えるフーチング前面（上流側）の長さであり，平均水深(h_0)とする．流速はベクトルが直角方向に変化するが同じとした．

$$Fr = V / \sqrt{gh_0}$$

V：平均流速(m/sec)

g：重力加速度(9.8m/sec^2)

h_0：橋梁下部工の影響を受けない水深(m)

表-1　フルード数 Fr

	V	g	h_0	Fr
F_r（最高水位）	3.367	9.8	3.2	0.601
F_r（最高水位－0.5m）	3.106	9.8	2.7	0.604

f) h_o/D，h_o/dm

表-2　h_0/D，h_0/dm

	h_0/D	h_0/dm
最高水位	2.7	33.3
最高水位-0.5m	2.3	28.1

g) 無次元洗堀深（Z/D）

手引き(案)のグラフ(図-3、図-4)により無次元洗堀深Z/Dを算出する．

表-3　無次元洗堀深 Z/D

	h_0/D	h_0/dm	Fr	Z/D
最高水位	2.7	33.3	0.6	1.4
最高水位-0.5m	2.3	28.1	0.6	1.9

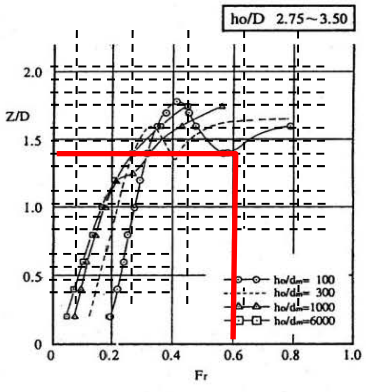

図-3　Fr～Z/Dとh_0/Dの関係

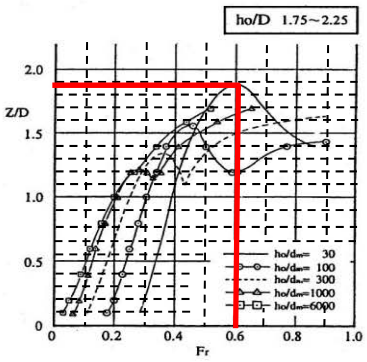

図-4　Fr～Z/Dとh_0/Dの関係

h）流れの向きによる修正係数（K_α）

流れに対して射角を持たないためK_α＝1とする．

i）近接橋脚による修正係数（K_d）

近接した橋脚が無くK_d＝1とする．

j）最大洗堀深（Z）

手引き(案)の土研式を用いて「最高水位」と「最高水位-0.5m」で最大洗堀深を算出したところ，最大洗堀深は，最高水位-0.5mで発生している．

表-5　最大洗堀深 Z

	Z/D	D	K_α	K_d	$Z=(Z/D)\cdot D\cdot K_\alpha K_d$
最高水位	1.4	1.2	1	1	1.68
最高水位-0.5m	1.9	1.2	1	1	2.28

(2) P2橋脚の重心

当該橋梁は上流側に歩道がある構造となっていることから，橋軸直角方向の重心が上流側に編心している可能性が高い．重心については，図-5のとおり橋脚の下流側を支点とした力のつり合いから求める．重心位置の反力をW，支点から重心までの距離をLとして計算した結果，重心は図-6のとおり，フーチング橋軸直角方向の中心から上流へ0.25mにある．上流側に歩道を設置したことで，重心が0.25m上流に編心し，局所洗堀に対して不利な構造であることが解る．

$W=\sum_{n=1}^{13} Wn=3,587\,(kN)$

$W\cdot L=\sum_{n=1}^{13} Wn\cdot Ln=10,396\,(kN\cdot m)$

$L=10,396/3,587=2.90\,(m)$

フーチング中心から重心まで＝2.90-0.55-2.10
＝0.25(m)

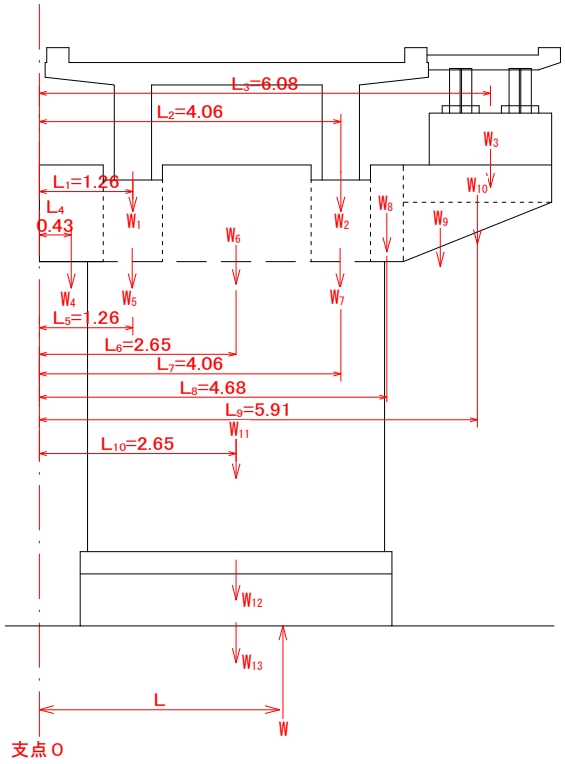

図-5　P2橋脚での力の吊り合い

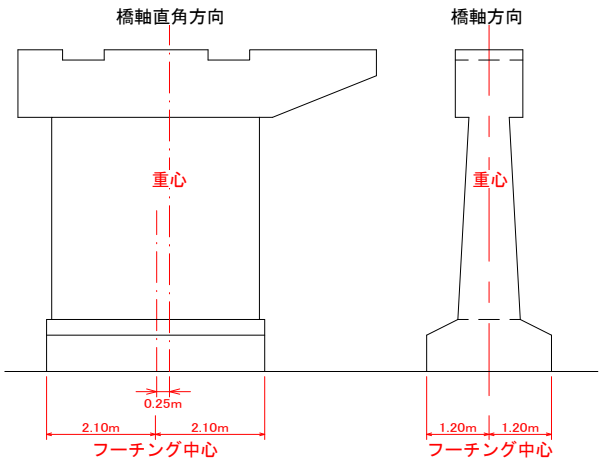

図-6　P2橋脚の重心

(3) P2橋脚の洗堀範囲

手引き(案)では，河川縦断方向の洗堀範囲について明確な記述は無い．橋脚周辺の洗堀範囲については最大洗堀深(Z)/tanθ により求めることができるため，平均粒径9㎜での水中安息角θ＝34°～38°での最大洗堀深(Z)／tanθから洗堀範囲を算定すると，図-7のとおりフーチング底面の上流側から2.8m～3.2mの位置まで洗堀が広がると想像できる．倒壊の仕組みは，洗堀範囲が重心から下流へ広がることで，構造物（上部工＋下部工）の上流側への転倒モーメントが発生して転倒する．洗堀範囲が2.8m～3.2mに広がっていた場合，支点がフーチングの橋軸直角方向（流れ方向）の中心2.1mより下流と

なり，転倒側と反対に働く「転倒を抑制するモーメント」が必要となる．P1橋脚において転倒を抑制した力は，流水による力(流水圧P)と浮力(w’)，上部工の接続部(支承)で働く摩擦力(F_N)があると考えられる．

また、最大洗堀深は，最高水位から0.5m下回って発生しており，橋脚倒壊は水位上昇時ではなく，下降時に発生している．殿島橋の受け持ち観測所である沢渡水位観測所におけるハイドログラフ(図-8)のとおり，「水位上昇は速く，同じ水位での継続時間は短くなり，洗堀が広がる前に最高水位に到達した」，「水位低下はゆっくりで，同じ水位での継続時間が長く，洗堀範囲が下流まで広がり倒壊が発生した」と考えられる．

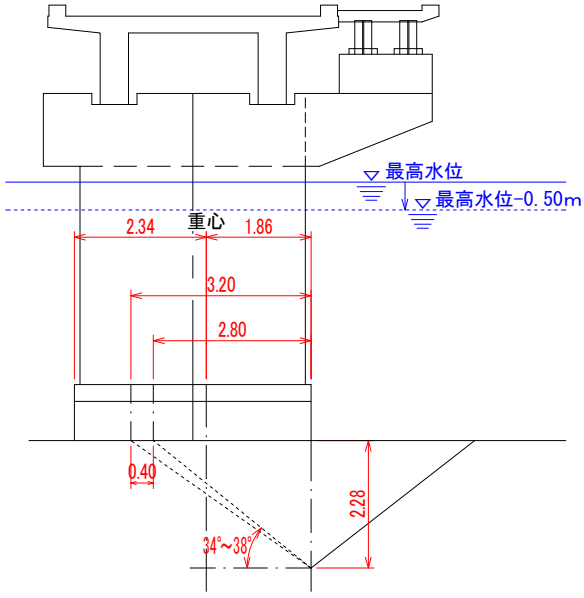

図-7　洗堀範囲から想定した洗堀範囲

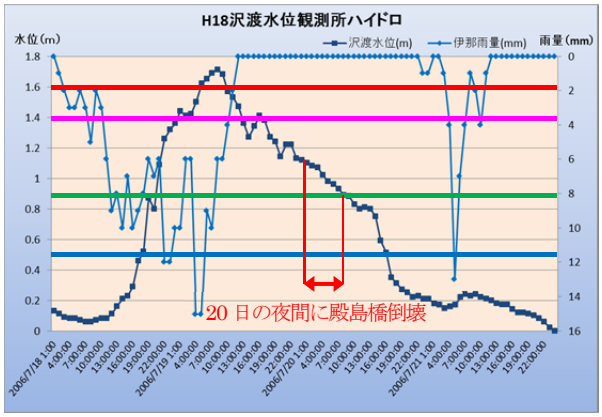

図-8　被災時の沢渡水位観測所水位状況

a) 転倒モーメント (M)

転倒モーメントは，橋脚と上部工の死加重による力Wと洗堀端から重心までの距離Xで発生するモーメントであり，M=W･X (kN･m)で表すことができる．(図-9参照)

b) 流水によるモーメント（流水圧 M_P）

流水によるモーメント(M_P)は，流水圧と支点から作用点までの距離により算出する．流水による力(流水圧P)は道路橋示方書･同解説の流水圧により算出した．力の作用点は水深(2.7m)の半分である．

$P=K\cdot V^2\cdot A$(kN)

$=0.4\times3.106^2\times3.322=12.819=12.8$(kN)

K：0.4(道路橋示方書･同解説より)

V：流速(m/sec)

A：水面下の橋脚鉛直投影面積

$M_P=P\cdot h_0/2=12.8\times2.7/2=17.3$(kN･m)

P：流耐力 12.8(kN)

h_0：水深 2.7m

c) 浮力 によるモーメント(M_W)

浮力は転倒モーメントと反対に働き，洗堀を支点としたモーメントとなる．浮力の作用点は重心と同じである．

$W'=\rho\cdot V\cdot g=1.0\times34.084\times9.8=334.023$(kN)

ρ：水の密度1.0

V：水面下(2.7m)の下部工体積

g：重力加速度(m/s^2)

$M_{W'}=W'\cdot X=337\times0.73=246.0$(kN･m)

W’：浮力(kN)

X：重心から最大洗堀端までの距離(m)

d) 最大抵抗摩擦力によるモーメント（M_F）

最大静止摩擦力は転倒側と反対方向に働く力であり，作用点までの距離はフーチング底面から上部工の接合部(支承)までの距離である，上部工接合部において，まさに動き出す瞬間に最大静止摩擦力 $F=\mu\cdot P$ が発生する．摩擦力は転倒過程でベクトルが変化するが，最大制止摩擦力が作用する瞬間は限りなく水平方向に働く．殿島橋の支承は線支承であり，鉛直方向の変位制限は鉄筋，水平方向は鉄板の摩擦力が受け持つ．

$F_N=\mu\cdot N=0.5\times752=376$(kN)

μ：鉄の摩擦係数0.5

N：上部工(径間落とし込み部)の死加重

$M_F=F_N\cdot H=376\times6.2=2331.2$(kN･m)

F_N：最大抵抗摩擦力(kN)

H：基礎地盤から上部工接合部までの高さ(m)

e) 洗堀範囲の算出(Z)

P1橋脚での力の吊り合い(図-9)により，洗堀範囲を検討した．転倒モーメントは，橋脚の重心よりも下流側に洗堀が広がることで徐々に大きくなり，転倒を抑制するモーメントを上回った瞬間に転倒すると想像できる．転倒モーメントの支点をフーチング底面の洗堀範囲端部に設定し，洗堀を0.01m単位で伸ばして転倒モーメントが上回る位置を算出した．表-5のとおり，洗堀範囲は橋脚重心から下流側に約0.73mであることが判明した．

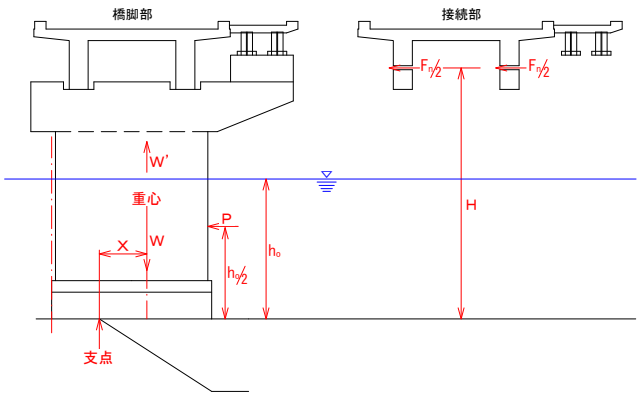

図-9　P2における力の吊り合い

表-4　洗堀範囲の算出

橋梁名	フーチング底面の重心位置からの洗堀長さ	上部工＋下部工の死加重によるモーメント	最大抵抗摩擦力に係るモーメント M_1	流体力によるモーメント	浮力によるモーメント	モーメントのつり合い
(旧)殿島橋	0	0	-2331	-17	0	-2349
(旧)殿島橋	0.01	36	-2331	-17	-3	-2316
(旧)殿島橋	0.02	72	-2331	-17	-7	-2284
⇩	⇩	⇩	⇩	⇩	⇩	⇩
(旧)殿島橋	0.71	2547	-2331	-17	-240	-41
(旧)殿島橋	0.72	2583	-2331	-17	-243	-9
(旧)殿島橋	0.73	2619	-2331	-17	-246	24
(旧)殿島橋	0.74	2654	-2331	-17	-250	56

洗堀が0.73mとなり、「転倒モーメント」が「転倒を抑制するモーメント」を上回った。

(4) 殿島橋倒壊のまとめ

最大局所洗堀深は2.28mとなり，最大洗掘範囲は橋軸直角方向の重心位置より下流に0.73m広がっていた．図-10のとおり，写真からのスケールアップした下部工天端の沈下量は2.89m，橋軸直角方向の傾きは図-11のとおり10°であった．計算で導いた最大洗堀深2.28mにおける沈下量は2.71mであり，実際の洗堀深に近い値となった．以上のことから，天竜川上流においても手引き(案)による概略検討は可能であると判断した．

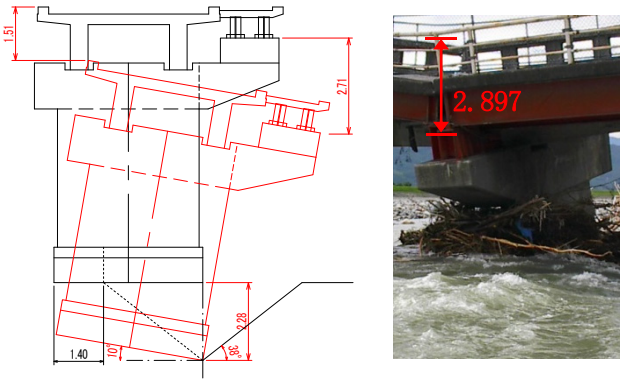

図-10　計算による洗堀深と写真との重ね合わせ

図-11　P2 橋脚の傾き

3．天竜川を横過する橋梁について

殿島橋において手引き(案)により算出した最大局所洗堀深は実際に発生した洗堀深と近い値となった．辰野町～飯田市の天竜川を横過する橋梁の内，河道内に橋脚がある42橋について概略の検討を行った．通行止め等に活用できるように，図-12のとおり，受け持ち水位観測所の通報水位における各橋梁の水位により洗堀深を算出した．また，洗堀深による評価においては，基礎形式を考慮したが，滑動，周面摩擦については考慮していない．

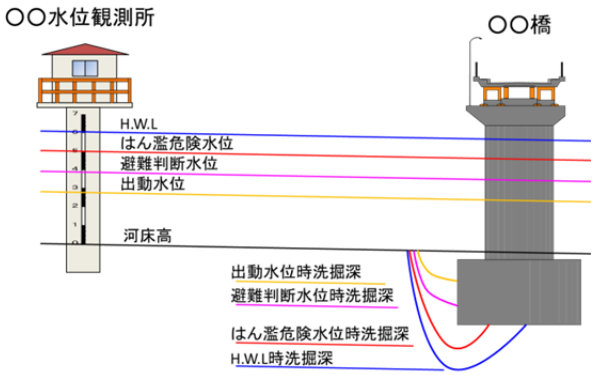

図-12　水位観測所水位と局所洗堀

(1) 全橋梁の洗堀深の算出

殿島橋と同様に土研式により全橋梁の最大局所洗堀深を算出した結果，1橋が局所洗堀で転倒する可能性があることが判明いている．（表-7参照）

(2) 基礎型式による安定

道路橋示方書9.4支持層選定と根入れ深さにおいて，「直接基礎，ケーソン基礎及び深礎基礎は，良質な支持層に支持されなければならない．良好な支持層とは長期的に安定して存在し基礎を確実に支持できる地層を指す．ここで長期的に安定して存在するという観点からは，斜面の影響により不安定とならないこと，洗堀の影響を受けないこと‥‥」とある．各基礎の安定照査項目は表-6に示すとおりであり，洗堀に関して，構造上の安定を判定する指標とした．

表-6　基礎形式による安定照査項目

照査項目 / 基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
直 接 基 礎	○	(○)	○	○	－
ケーソン基礎 （井筒基礎含む）	○	－	－	○	○

a) 直接基礎

直接基礎は，良好な地盤に直接基礎を設置する工法であり，「支持層位置が浅く」，「安定性は基礎底面の鉛直支持力に依存している」ことから，洗堀が進んだ場合、転倒の危険性が高い基礎構造と言える．今回の検討において，安全側に判定するために，基礎底面まで洗堀が進んだ場合に「OUT」の判定をした．

b) ケーソン（井筒基礎）

一般的なケーソン（井筒基礎）において，基礎の周面抵抗よりも基礎底面支持の割合が大きい．道路橋示方書11.2加重分担の(1)において「鉛直荷重は、基礎低面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させることを原則とする」とあり，ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性があることから，基礎を含む下部構造の自重や下部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直加重は，全て基礎低面のみで支持することを原則としている．周面地盤が良質な場合は，ケーソンによる乱れが少ないため，基礎周面の鉛直せん断力を考慮した設計になっているが，河川内において周辺地盤が良質とは考えにくく，洗堀を考慮した設計であれば、基礎周面のせん断力に頼った設計は行っていないと考えられる．今回の概略検討におけるケーソン基礎の設計は，基礎周面の鉛直せん断力を考慮していないとした．鉛直荷重が基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみに支配されていると判断したことから，低面部まで洗堀が及んだ段階で「OUT」の判定をした．

ただし，基礎部分の構造計算において，基礎周面の鉛直せん断力を考慮した計算がなされていた場合は，洗堀量を考慮した鉛直反力計算が必要となり，再検討の必要がある．

(3) 下部工の重心による評価

橋梁下部工における橋軸直角方向の重心が局所洗堀における評価において重要となる．例えば，上流側のみ歩道を設置している橋梁においては重心が上流側に編心している可能性が高く，局所洗堀に対して不利になる．今回の検討では洗堀深のみの評価を行っており，洗堀範囲については検討していない．局所洗堀による倒壊の可能性がある橋梁については，橋脚の洗堀範囲について詳細に検討し，転倒に対する安定計算を行う必要がある．

(4) 検討結果

各橋梁の基準観測所の水位に達した時の当該橋梁地点での水位における局所洗堀深を算出した．検討結果は，表-7に示すとおりであり，局所洗堀による倒壊の可能性が疑われる橋梁は対象橋梁42橋の内１橋である．本検討は手引き（案）に基づく概略検討であり，「OUT」となった橋梁については洗堀範囲等の詳細検討が必要であると考える．

表-7　検討結果

番号	橋梁名	完成年度	基礎形状	水位別の局部洗掘による被災の可能性　安全○　危険×						
				水防団待機水位	はん濫注意水位	水防団出動水位	避難判断水位	危険水位	HWL	洗掘対策済み
1	A橋	S38	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
2	B橋	H20	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
3	C橋	H7	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
4	D橋	S63	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
5	E橋	S49	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
6	F橋	H9	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
7	G橋	H9	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
8	H橋	H5	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
9	I橋	H14	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
10	J橋	S38	直接基礎	×	×	×	×	×	×	×
11	K橋	S29	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
12	L橋	S60	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
13	M橋	H6	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
14	N橋	H22	逆T直接	○	○	○	○	○	○	対策不要
15	O橋	S37	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
16	P橋	S61	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
17	Q橋	S28	井筒	○	○	○	○	○	×	○
18	R橋	S51	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
19	S橋	S8	井筒	○	○	×	×	×	×	○
20	T橋	S35	井筒	○	○	○	○	○	×	○
21	U橋	S50	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
22	V橋	S47	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
23	W橋	H5	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
24	X橋	H3	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
25	Y橋	H21	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
26	Z橋	S39	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
27	AA橋	H11	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
28	AB橋	S63	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
29	AC橋	H2	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
30	AD橋	S33	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
31	AE橋	S54	直接基礎	○	○	○	○	○	○	対策不要
32	AF橋	S41	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
33	AG橋	S48	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
34	AH橋	H21	逆T直接、ｹｰｿﾝｶﾗ	○	○	○	○	○	○	対策不要
35	AI橋	S63	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
36	AJ橋	S32	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
37	AK橋	S48	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
38	AL橋	S35	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
39	AM橋	H10	オープンケーソン	○	○	○	○	○	○	対策不要
40	AN橋	S41	井筒	○	○	○	○	○	○	対策不要
41	AO橋	S42	ケーソン	○	○	○	○	○	○	対策不要
42	AP橋	S54	ケーソン	○	○	○	○	○	○	対策不要

4．まとめ

天竜川上流河川事務所においては過去において4橋梁が被災しており，再度災害防止が重要な課題であった．今回の検討において河道内に橋脚がある全ての橋梁について検討を行い，局所洗堀により倒壊の恐れがある橋梁を抽出した．今後，河川管理者として河川法26条の許可時における許可条件について検討を進めるほか，橋梁管理者と協力して通行止めのタイムラインの作成を進める．