

第3編 橋梁等に対する水災害への対策

はじめに

これまで、「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長；幸左賢二）」や「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会（委員長；伊津野和行）」では、津波によって橋梁等の構造物に生じる作用力やその影響を、対津波設計の構築を目標として、実験や数値解析に基づく推定や設計の方法論について議論を行ってきた。

近年では洪水により多くの橋梁が上部構造の流出や背面土の流出等の被害を受けており、橋梁構造物の洪水対策は喫緊の課題となっている。また洪水の場合は、流体力以外に流木等の漂流物による衝突力に対しても対策を講じる必要があると考えられる。

本 WG では、橋梁構造物に対する津波及び洪水による水災害への対策について、実験及び解析により検討した結果について述べる。また、漂流物の対策についても併せて述べる。本章の構成は以下の通りである。

第1章 漂流物への対策

1.1 河積の阻害防止対策（小川委員，浅井委員）

第2章 洪水・津波に対する構造物の対策

2.1 橋梁の対策（田崎委員，中尾）

2.2 盛土・背面土の対策（宮森委員）

2.3 木除杭による対策（竹田委員長）

表-1 WG3 参加委員

委員名	所属
浅井 光輝	九州大学
小川 宗正	株式会社建設技術研究所
竹田 周平	福井工業大学
田崎 賢治	大日本コンサルタント株式会社
○中尾 尚史	土木研究所
宮森 保紀	北見工業大学

○；WG 主査

（中尾尚史）

第1章 漂流物への対策

異常出水時など桁下まで水位上昇した場合、流木などの漂流物が桁に衝突することが想定される。主桁断面によっては下フランジ等が漂流物のたまり場となる。更に上流側より漂流物が流れてくることにより帯重なり、河積の阻害、橋梁構造自体に悪影響を及ぼす要因となる（写真-1.1.1）。



写真-1.1.1 漂流物の衝突例

1.1 河積の阻害防止対策

1.1.1 構造的工夫

斜張橋に作用する風荷重の影響や津波の影響を考慮した外力自体を低減させるためにフェアリングを設置する対策案が検討されている^{1.1.1)}。



図-1.1.1 フェアリングによる低減対策案

図-1.1.1 右側のように主桁側面を傾斜させた構造とすると漂流物が流れてきた場合も桁との衝突を緩和し、漂流物を下流側へ流下されやすいと想定される（図-1.1.2）

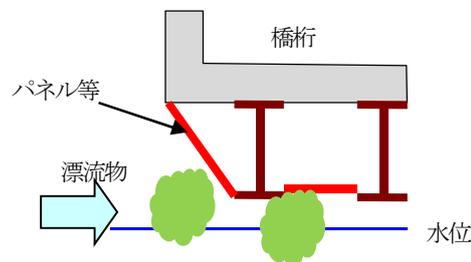


図-1.1.2 漂流物の衝突イメージ

新設橋の場合は、主桁や断面形状を設計段階でフェアリングを考慮した計画が可能であるが、既設橋の場合、断面形状の改良は難しい。そこで、既設橋についても設置することが比較的容易な常設足場^{1.1.2)}を採用する対策案も考えられる。常設足場の側面形状については点検性を踏まえて作業空間が広がるようにパネルを鉛直方向の設置とすることが多いが斜方向の設置も可能である。また、開閉式（点検時に傾斜）も可能であるが、対洪水設計では止水性が確保されていることが望ましいため、常時傾斜設置とすることが望ましい。軽量で、高強度、高耐食性を有するアルミ合金製が材料として用いられている製品もある。恒久的な維持管理用足場として作業荷重、衝撃、風荷重、地震時荷重など十分な強度を有する構造であるが、フェアリングとしての機能を付与するためには洪水による流体力を踏まえた条件で設計する必要がある。

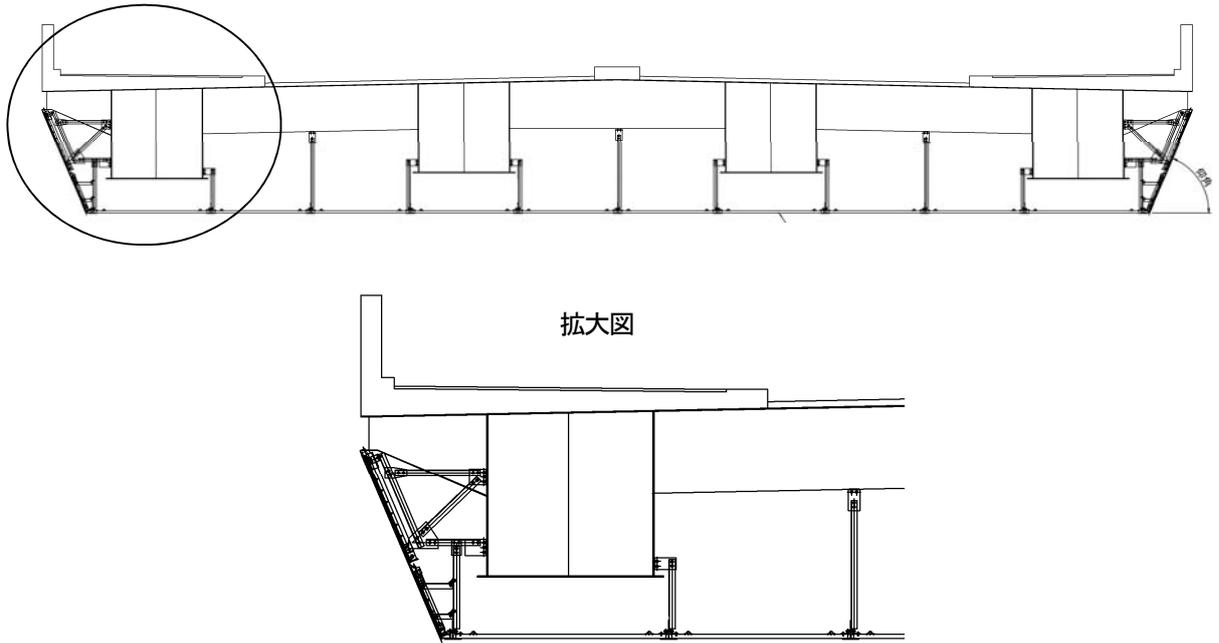


図-1.1.3 常設足場の傾斜設置例

【参考文献】

- 1.1.1) 公益社団法人土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会：橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, pp.165, 2017
- 1.1.2) 日軽エンジニアリング株式会社 (常設作業足場 cusa)

(小川 宗正)

1.1.2 解析による検討

ここでは、上部構造を個別要素法(DEM)で表現し、流体はラグランジュ表記により N-S 方程式を解く粒子法(SPH)で解くカップリング技術(図-1.1.4 参照)の現状とその検証例題を示す。

(1) 力積法によるクラスターDEM

DEM は、粒子間の接触・摩擦現象を解く手法として発展してきた。基本は粒子間をバネとダッシュポットでつなぎ、接触力を与える方法である。橋梁上部構造などを剛体として扱いこれを DEM で解くには、「球形要素を複数繋ぎ合わせたクラスターとして、いびつな形を表現するクラスターDEM」を使う。この DEM による剛体解析においては、バネ・ダッシュポットなどの解析パラメータの決定方法がしばしば問題視される。そこで、ここでは接触現象を力積により直接表現する力積法とクラスターDEM を組み合わせた方法で剛体接触を解く方針とした。

このクラスターDEM で剛体を解くには、並進方向についてはニュートンの運動方程式、回転についてはオイラー方程式を粒子で離散化して解く。

$$M \frac{d\mathbf{V}}{dt} = M\mathbf{g} + \mathbf{F}_F + \frac{\mathbf{J}}{\Delta t} \quad (1.1.1)$$

$$\frac{d\mathbf{L}}{dt} = \mathbf{T}_F + \mathbf{r} \times \frac{\mathbf{J}}{\Delta t} \quad (1.1.2)$$

ここで、 M は剛体と質量、 \mathbf{V} は剛体重心の並進速度、 \mathbf{g} は重力加速度であり、 $\mathbf{L} = \mathbf{I}\boldsymbol{\omega}$ は角運動量である。ここでは流体から受ける合力を \mathbf{T}_F 、合モーメントを \mathbf{T}_F と表記した。DEM と SPH 法により、流体剛体連成解析を解くには流体からの力に加えて、剛体間の接触力あるいは摩擦力のモデル化方法が問題となる。この力積 \mathbf{J} の評価方法として、特にコンピュータグラフィックス分野で発展してきた力積法を使うことにした。

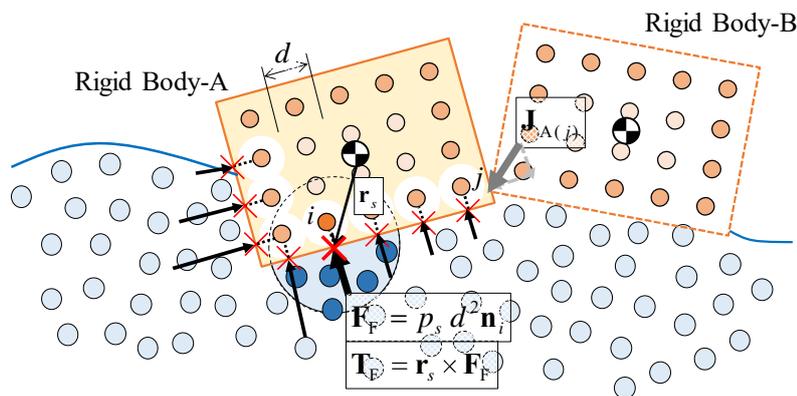


図-1.1.4 クラスターDEMによる流体剛体連成解析

(2) 2点間の力積法とエネルギー保存型力積法

この2点間接触問題を扱うには、衝突現象と連続的に接触を続ける状態とを分けて考える。本書では前者を Colliding Contact (衝突)、後者を Resting Contact (接触) と呼ぶ。両者とも、各物体は貫入を許すべきではないため、剛体 A-B 間の相対位置に関して、次の条件を満足しなければならない。

$$C_p(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) := (\mathbf{x}_{i_A} - \mathbf{x}_{j_B}) \cdot \mathbf{n}_{j_B} > 0 \quad (1.1.3)$$

ここで \mathbf{n}_{j_B} は剛体 B 上での接触候補点 j_B での外向き法線ベクトルである。剛体 A をマスター剛体、剛体

B をスレーブ剛体と呼ぶことにし、マスター剛体 A の点 i_A がスレーブ剛体 B の点 j_B と接触するかを検討している。これは物体間の貫入を許さないための位置に関する拘束条件であり、逆に $C_p < 0$ を貫入条件と呼び、粒子ペアが剛体 A-B 間で貫入条件を満たしたときには衝突あるいは接触が起きている。

接触状態では、継続して $C_p = 0$ を満たす。これを剛体の重心位置ベクトル $\mathbf{X}_A, \mathbf{X}_B$ と剛体からの相対位置ベクトル $\mathbf{r}_{i_A}, \mathbf{r}_{j_B}$ を使って次のように表現できる。

$$C_p(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) = \{(\mathbf{X}_A + \mathbf{r}_{i_A}) - (\mathbf{X}_B + \mathbf{r}_{j_B})\} \cdot \mathbf{n}_{j_B} = 0 \quad (1.1.4)$$

ここで、継続的に接触している状態であれば、拘束条件を時間で微分してもゼロとなるので

$$C_v(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) = \frac{dC_p}{dt} = \{(\mathbf{V}_A + \boldsymbol{\omega}_A \times \mathbf{r}_{i_A}) - (\mathbf{V}_B + \boldsymbol{\omega}_B \times \mathbf{r}_{j_B})\} \cdot \mathbf{n}_{j_B} = 0 \quad (1.1.5)$$

となる。衝突時には $C_v(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) > 0$ を満たす。力積法あるいは拘束法による剛体接触解析では以上に示した位置あるいは速度に関する拘束条件を満足する状態を探す。その中でも力積法は、衝突前後での相対速度の法線方向成分が反発係数により表現できることを使い、その速度を与えるために必要な力積を与える方法である。なお、2つの剛体が点接触した場合の力積は次式により与えられる。

$$\mathbf{J} = \frac{(1+e)\{n_{j_B} \cdot (\mathbf{V}_A - \mathbf{V}_B) + (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) \cdot \boldsymbol{\omega}_A - (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B}) \cdot \boldsymbol{\omega}_B\}}{\frac{1}{M_A} + \frac{1}{M_B} + (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) \cdot \mathbf{I}_A^{-1} (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) + (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B}) \cdot \mathbf{I}_B^{-1} (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B})} \mathbf{n}_{j_B} \quad (1.1.6)$$

複数剛体が同時に接触する、あるいは面-面接触を考えると上記の2点間の力積法では対処が困難となり(数値解が安定しない)、力積法を一般化したエネルギー保存型力積法を新たに開発した。この詳細は文献 1.1.4)を参照していただきたい。以下には、この手法を使った剛体間接触解析例、および流体剛体連成解析例を紹介する。

(3) ドミノによる実験との比較検証

文献 1.1.3)に掲載されていたドミノの実験結果を再現し、エネルギー保存型力積法の精度検証を行った例を紹介する。この詳細な比較結果は文献 1.1.4)にて確認していただきたい。ここではその一部を紹介する。

ドミノの実験は、幅 $w=21.9\text{mm}$ 、高さ $L=43.2\text{mm}$ 、厚さ $h=7.7\text{mm}$ のドミノを使い、ドミノの設置間隔を3種類に変えた実験であった。この文献ではドミノの反発係数および摩擦係数が与えられていたため、その値をそのまま与えた数値実験を行った(図-1.1.5)。図-1.1.6には、 $d/h=1$ の計算結果と実験結果を示しているが、各ドミノの衝突時間、衝突の様子が高精度に再現されており、また従来のクラスターDEM で問題となっていたパラメータの調節がなく、計算できることを確認した。

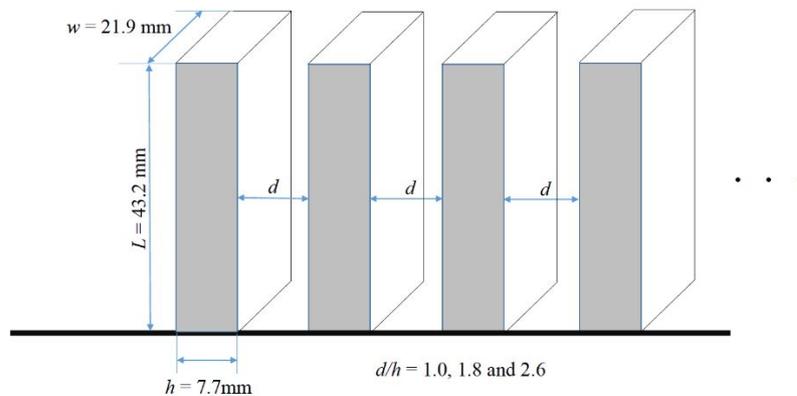


図-1.1.5 ドミノの設定

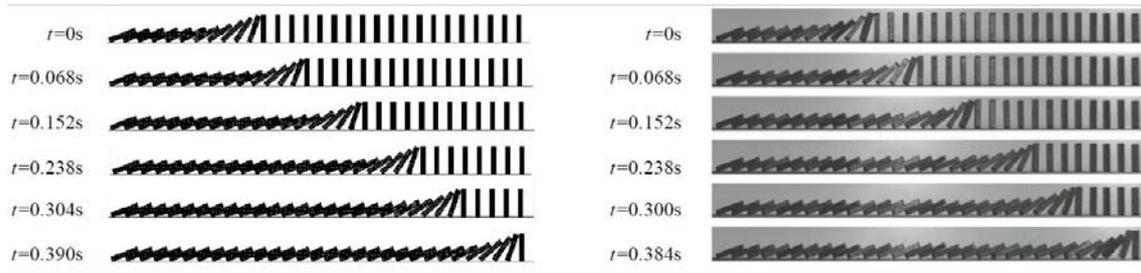


図-1.1.6 d/h=1 時の数値解析結果(左)と実験結果(右)

(4) 橋梁流失実験による検証例

ドミノの実験により検証されたエネルギー保存型力積法を使い、これを粒子法による流体解析と連成した流体剛体連成解析を実施した。この実験は、立命館大学が所有する水路で実験し、橋梁を模擬した直方体のブロックを、橋脚を模擬した支柱の上に設置し、ダムブレイクにより橋梁流失を模擬した実験を行った(図-1.1.7 参照)。この流出過程を Nobby Tech 社の VENUS 3-D によるリアルタイム物体計測装置を使った 3 次元位置計測を行った。この際、同社が開発した水耐性マーカー煌を直方体ブロックの上に配置し、マーカーの一を計測し、並進方向の運動だけでなく、回転運動までを 3 次元計測した。

図-1.1.8 に解析より得られた流体の圧力分布と、剛体模型(黒色表示)の流失過程を図化した。また、図-1.1.9 には水平方向変位、図-1.1.10 には鉛直変位、そして図-1.1.11 には回転変位を実験計測結果と比較した。3 次元位置計測の精度もまだ乱れており、不十分な点もあるが、3 次元変位のすべての成分が実験結果と同様な結果が得られている。なお、今回は剛体間の接触をエネルギー保存型力積法(impulse-base)と従来のバネ・ダッシュポットで表現した方法(penalty)の両者の結果を示しているが、両者とも精度よい結果が得られている。ここで紹介したエネルギー保存型力積法は特に次に示す例題のような多体接触問題において特に利点がある方法である。

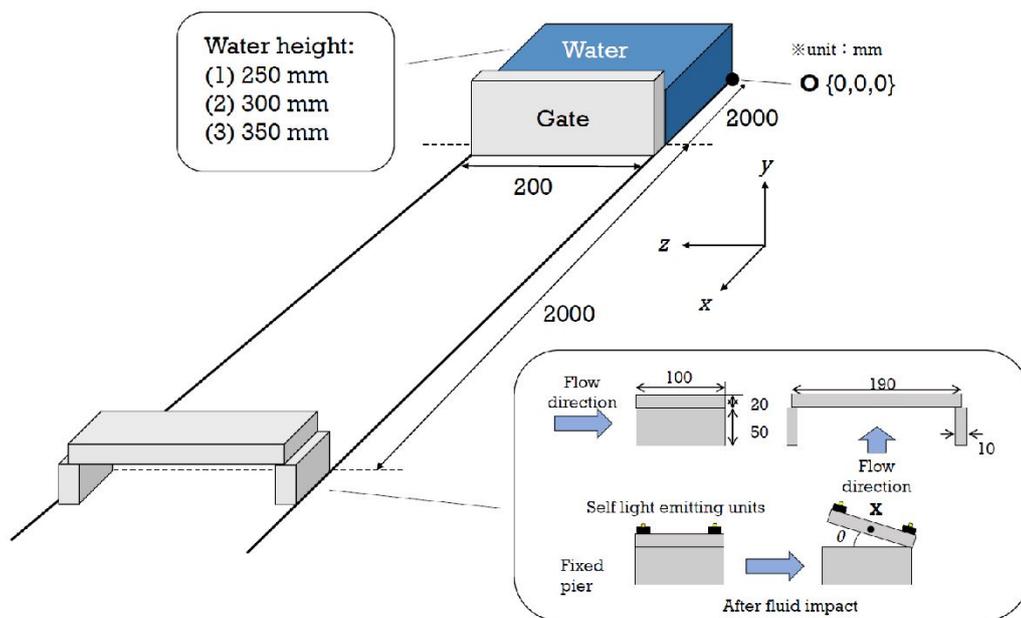


図-1.1.7 橋梁流失の模型実験

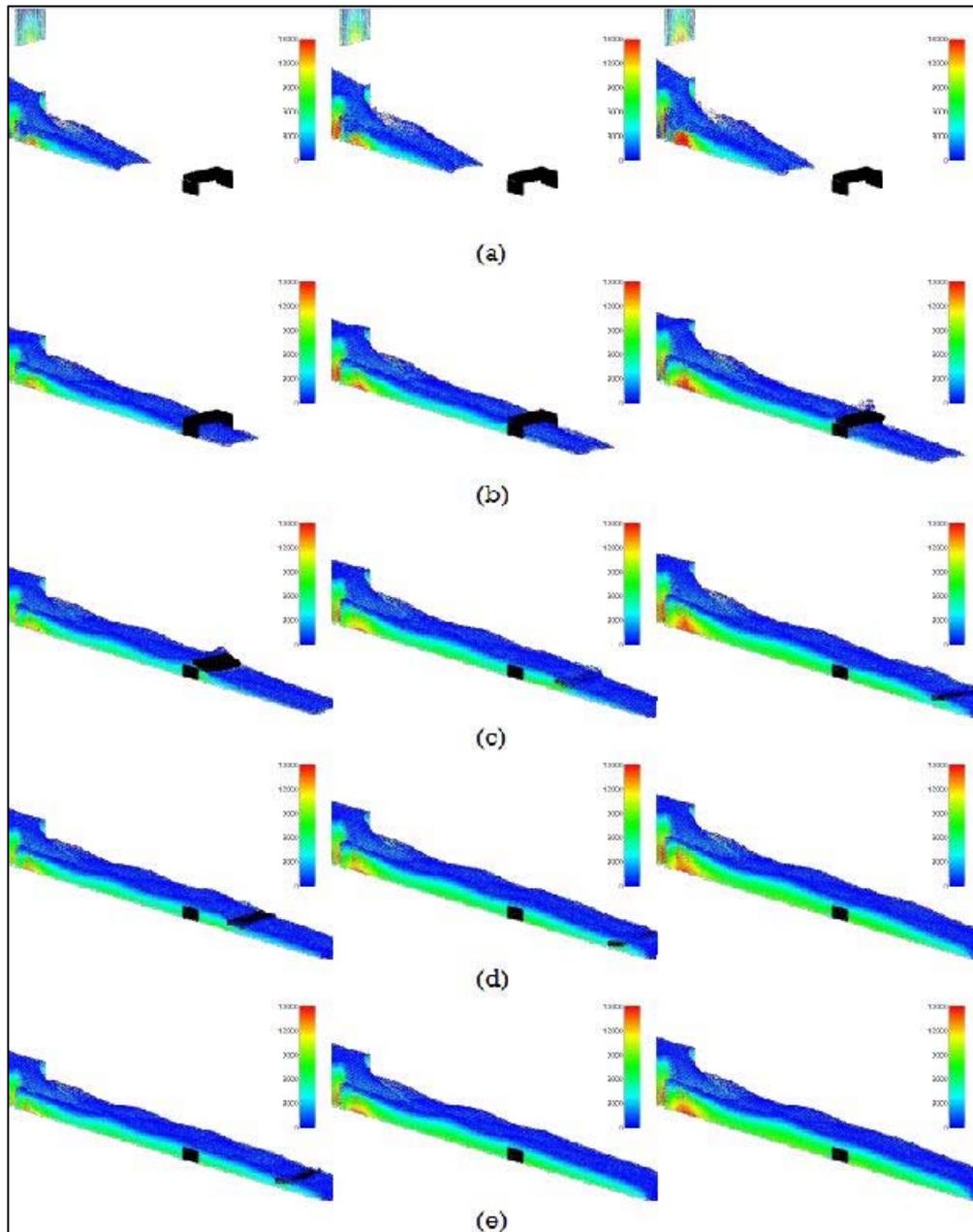


図-1.1.8 橋梁流失の解析結果

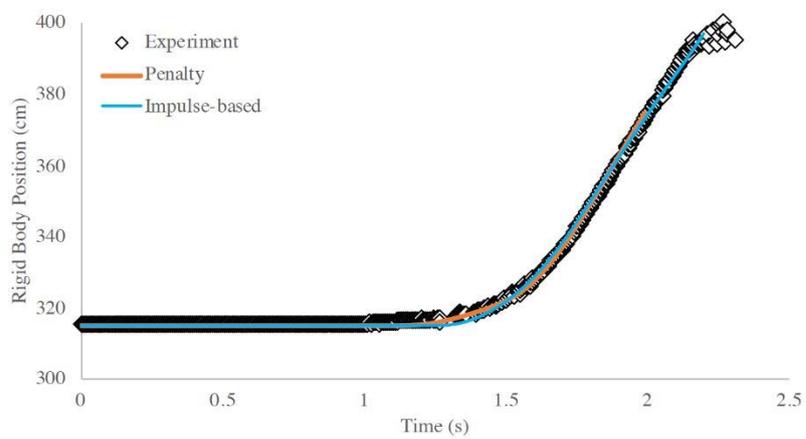


図-1.1.9 流速方向(水平方向)の重心の位置計測結果と解析結果

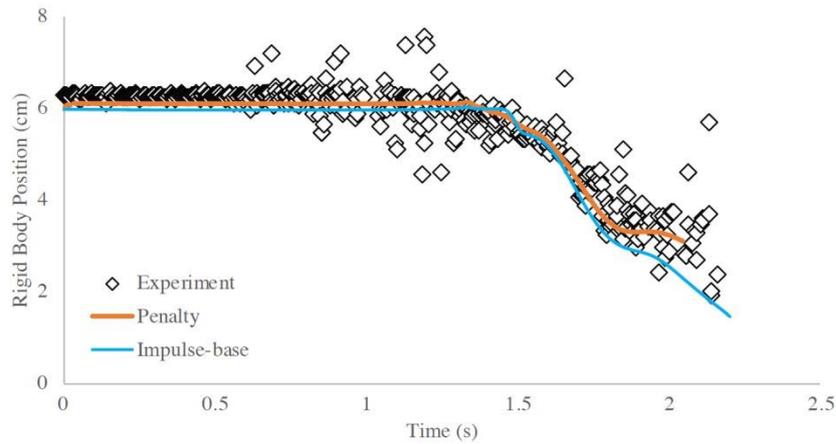


図-1.1.10 鉛直方向の重心の位置計測結果と解析結果

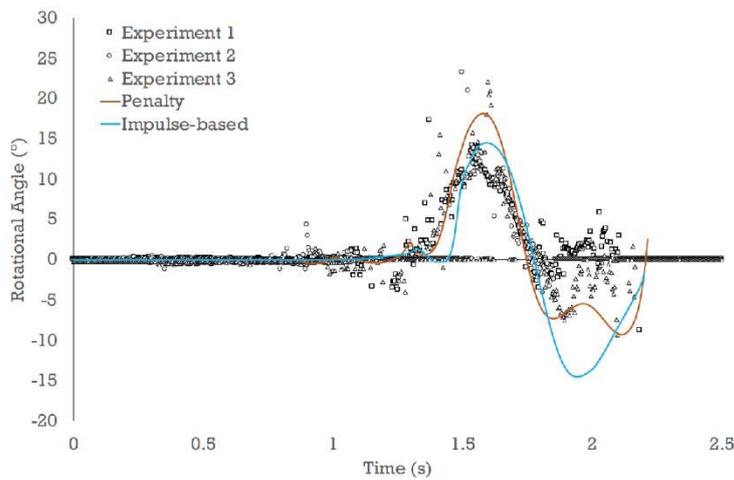


図-1.1.11 回転角の位置計測結果と解析結果

(5) 複雑な流体剛体連成解析例

先に示した例題では、直方体の単一ブロックのみを使った流失実験であったが、今後、流木などの複数のブロック間の接触を含む、流体剛体の連成解析が必要と考える。ここで紹介したエネルギー保存型力積法の最大の特徴は複雑な形状の複数の剛体の接触摩擦が、比較的大きな時間増分のまま安定した解けることである。これにより、SPH法による流体解析と同じ時間増分で接触摩擦現象の解析が可能となる。最後に、この解析手法の利点を示すために実施した計算例を紹介する。

図-1.1.12に示すうさぎの模型はスタンフォードバニーと呼ばれる模型であり、複雑な形状の3次元モデリングのための標準模型として3D-CADデータが公開されているものである。この模型データを使い、27個のバニー模型を半球のボールの上に落下させながら、同時に水を流しながら、ボールからバニー模型をボールの外へと押し出した例題である。うさぎの耳など、複雑な形状の剛体が同時に多数の点で接触する複雑な例題であるが、流体と連成しながら安定した解析が可能であることを示した。今後、橋梁にトラップされる流木と河川の流れを同時に解くなど、より現実的な例題を解き、また同様な実験と比較検証を行う計画である。

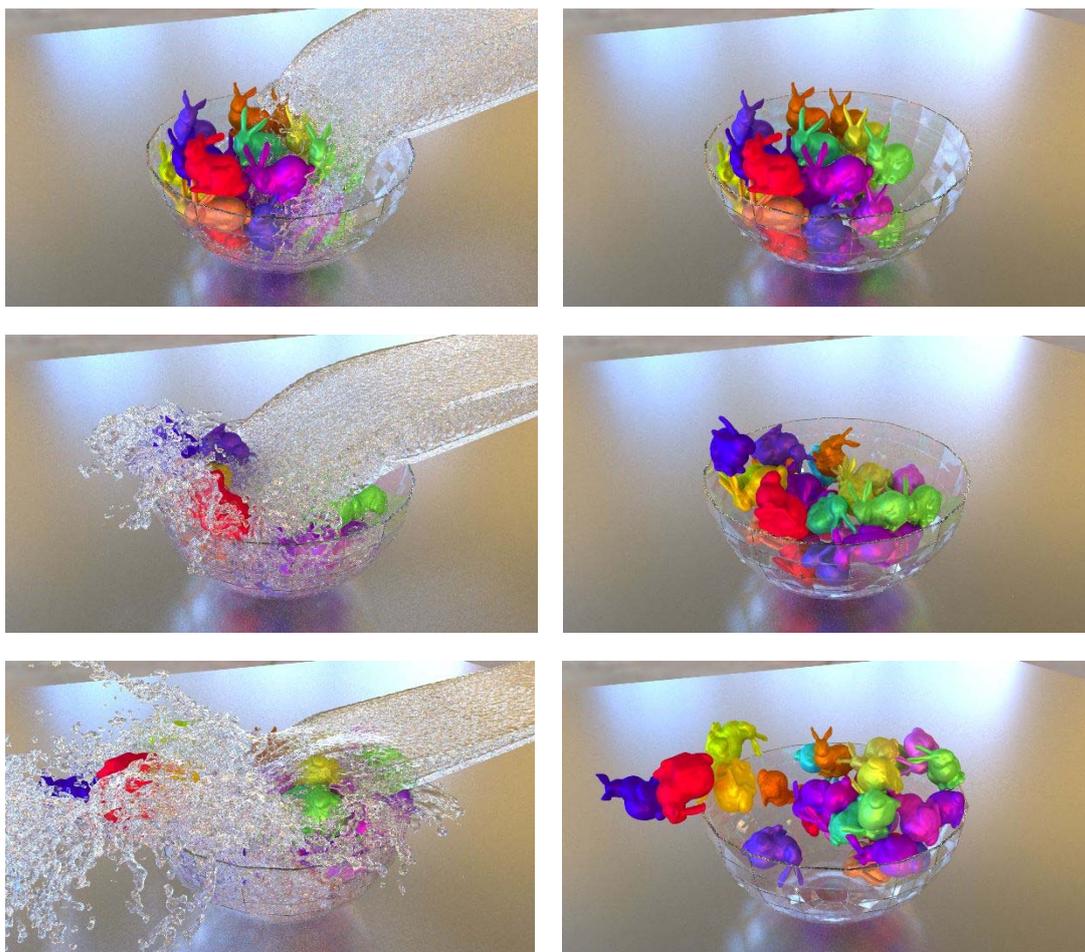


図-1. 1. 12 SPH 法とクラスターDEM による流体剛体解析例
 (剛体接触はエネルギー保存型力積法を使用)

【参考文献】

- 1.1.3) Lu G, Third JR, Müller CR (2014) Effect of particle shape on domino wave propagation: a perspective from 3d, anisotropic discrete element simulations. Granul Matter 16(1):107–114
- 1.1.4) Li Yi, Mitsuteru Asai, Bodhinanda Chandra, Masaharu Isshiki, Energy-tracking impulse method for particle-discretized rigid-body simulations with frictional contact, Computational Particle Mechanics, 2020, <https://doi.org/10.1007/s40571-020-00326-5>

(浅井 光輝)

第2章 洪水・津波に対する構造物の対策

2.1 橋梁の対策

2.1.1 対策の分類

津波及び橋梁の対策として様々な検討が行われている。主な津波及び洪水対策の考え方は表-2.1.1に示すように、津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方、構造物の抵抗力を高める考え方、ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方に分けられる。

表-2.1.1 津波及び洪水対策の考え方

考え方	具体的な方法
津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方	フェアリングの設置
	空気穴の確保
構造物の抵抗力を高める考え方	最弱部の補強
	落橋防止装置等の設置
ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方	損傷制御部材を用いた損傷誘導

(1) 津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方

1) フェアリングの設置

フェアリングは上部構造側面に半円形等の整流板を取り付けることで、津波及び洪水による作用力を軽減させる装置である。例えば、写真-2.1.1は高知県に架橋されている沈下橋である。この橋は洪水時には水中に潜る仕組みである。また、橋桁側面が半円形になっていることで、洪水による力を軽減できている。さらに欄干を設けないことで、流木等が引っかからないようになっている。このような考え方は、津波および洪水対策においても一定の効果があると考えられる。



写真-2.1.1 沈下橋（高知県，三里沈下橋）

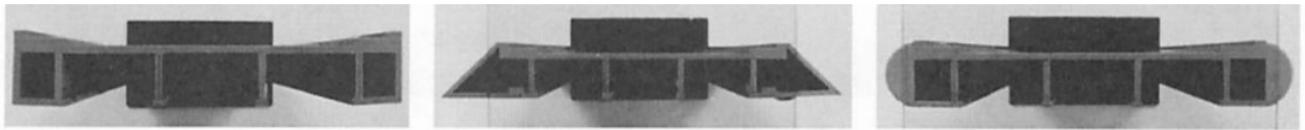
この考え方を導入する場合、作用力軽減に適したフェアリングの形状が課題となる。この形状の検討について、様々な研究機関で検討が行われている（表-2.1.2）。以下に主な研究事例を示す。

表-2.1.2 主に検討されている研究機関とフェアリングの形状

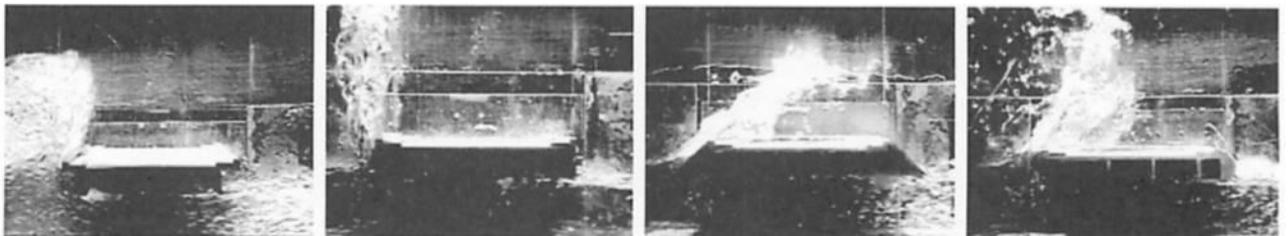
研究機関	フェアリング形状	主な文献	研究機関	フェアリング形状	主な文献
立命館大学	半円フェアリング 三角フェアリング 垂直フェアリング その他	2.1.1)- 2.1.4)	長大 八戸工業大学	三角フェアリング	2.1.10)
土木研究所	半円フェアリング 三角フェアリング	2.1.5)- 2.1.7)	三菱重工業	三角フェアリング 垂直フェアリング	2.1.11)
IHI	三角(斜め)フェアリング	2.1.8) 2.1.9)	JFE テクノ リサーチ	半円フェアリング	2.1.12)

①研究事例（立命館大学）^{2.1.2}

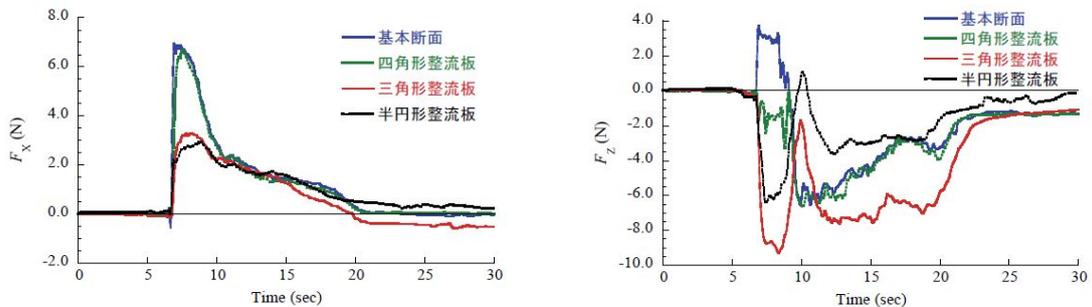
4 主桁断面に図-2.1.1に示すような、四角形整流板、三角形整流板、半円形整流板を取り付けることによる作用力軽減効果を検討している。その結果、三角形や半円形の整流板では、水平及び鉛直方向の力を軽減することを確認している。



(a) 実験で検討した整流板の形状



(b) 津波作用時の模型周辺の流況



抗力の時刻歴

揚力の時刻歴

(c) 実験結果

図-2.1.1 整流板を用いた場合の検討結果

②研究事例（土木研究所）^{2.1.5}

フェアリングを設置したことによる支点反力の軽減効果について、水路実験（1/20 スケール）により検討を行っている。図-2.1.2 に示す三角形および半円形のフェアリングを設置した結果、上部構造の断面形状に関わらず、フェアリングを設置することにより、段波状の津波が作用した時に支承部に発生する衝撃的な水平反力および鉛直反力を軽減できる効果があることを示している。

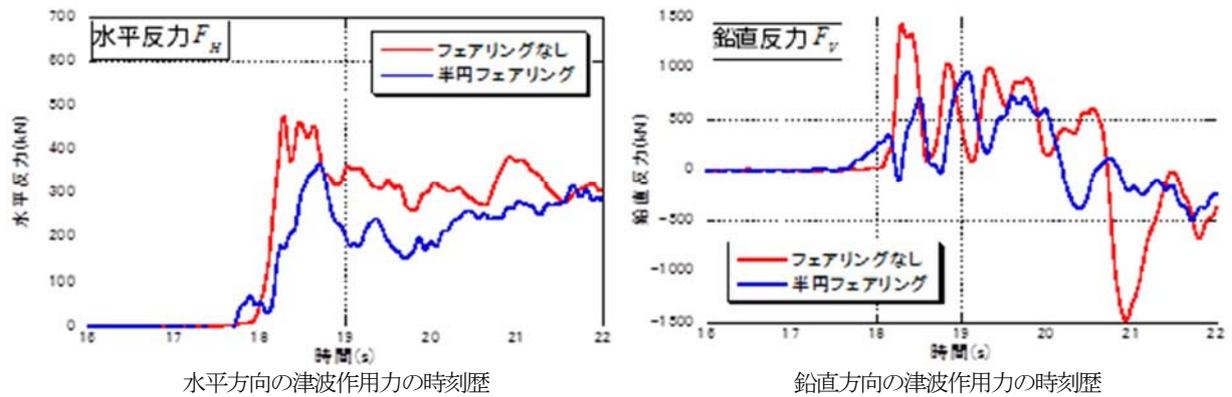
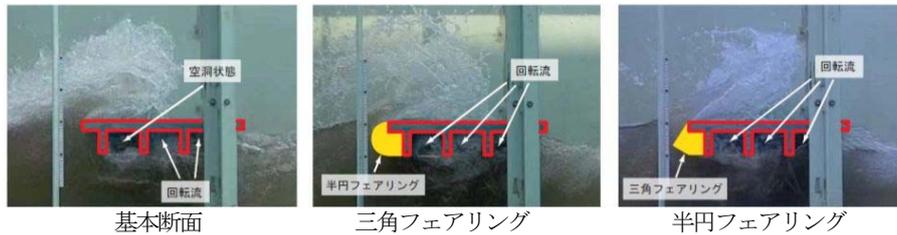
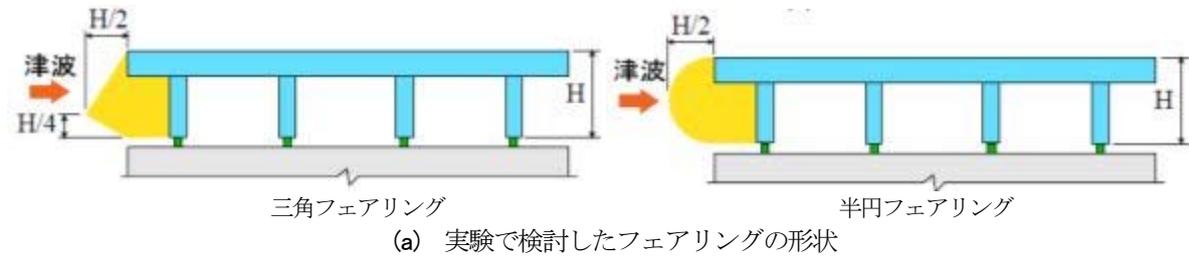
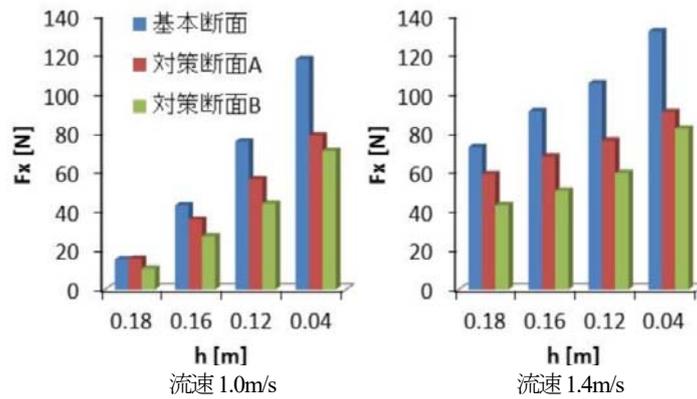


図-2.1.2 フェアリングを用いた場合の検討結果

③研究事例（IHI）^{2.1.7}

曳航台車を用いた水槽実験により、橋桁に作用する水平方向の定常的な流水荷重を評価している。高欄を撤去（流水荷重で意図的に破壊）して投影面積を減らすことや、フェアリングの整流効果によって、荷重を軽減することが可能であることを示している（図-2.1.3）。





(c) 実験結果(水平力と桁下高の関係)

図-2.1.3 水平方向の定常的な流水荷重に対する対策結果

2) 空気穴の確保

津波が作用すると、桁間に空気溜りが生じることで、浮力が生じることが確認されている^{2.1.14}。そのため、この部分に空気溜りが生じにくくなるような工夫が必要である。

写真-2.1.2 は、高潮に伴う高波への対策として橋側で実施されている米国での対策の事例である。高潮による海水面の上昇により橋桁が浸水したとしても、桁間に空気溜りが生じないようにするために、床版に空気孔(直径 100mm, 10m 間隔程度)が設けられている。なお、津波と高波は、現象としては異なるものであるが、橋への影響という観点では共通する事項もあり参考となる^{2.1.15}。

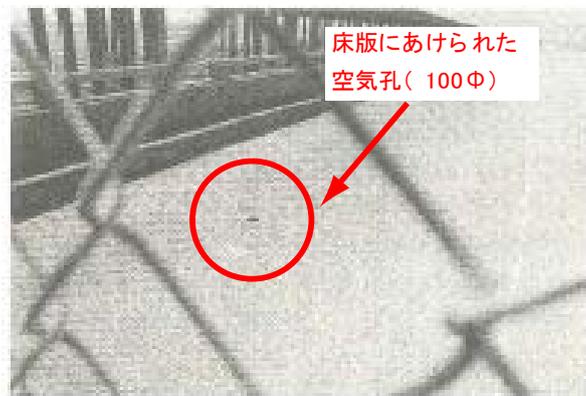


写真-2.1.2 床版に設けられた空気孔^{2.1.15}

以下に主な研究事例を示す。

①研究事例(立命館大学)^{2.1.1}

図-2.1.4 に示すように、オープングレーチング床版を利用することにより、揚力を軽減することを目的として数値解析的に検討を行っている。その結果、グレーチングとフェアリングを設置することにより、フェアリングの設置率に応じて揚力を軽減することができること、フェアリングの設置率が小さい場合には、グレーチングによる揚力軽減効果が見込めない場合もあることを示している。

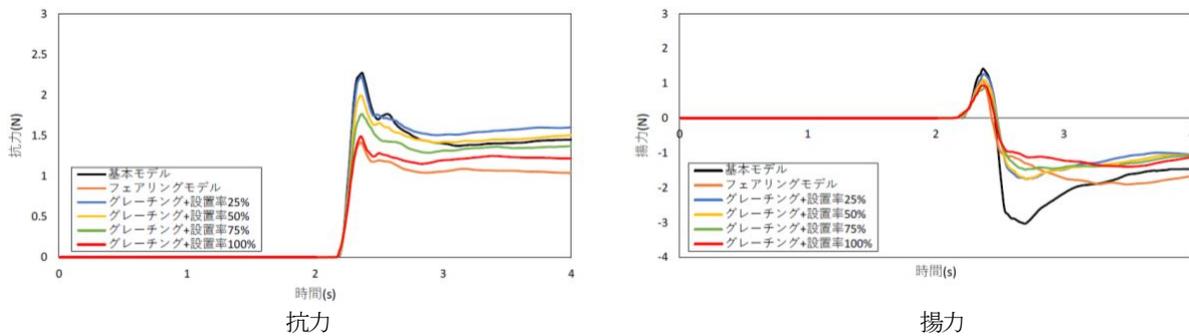
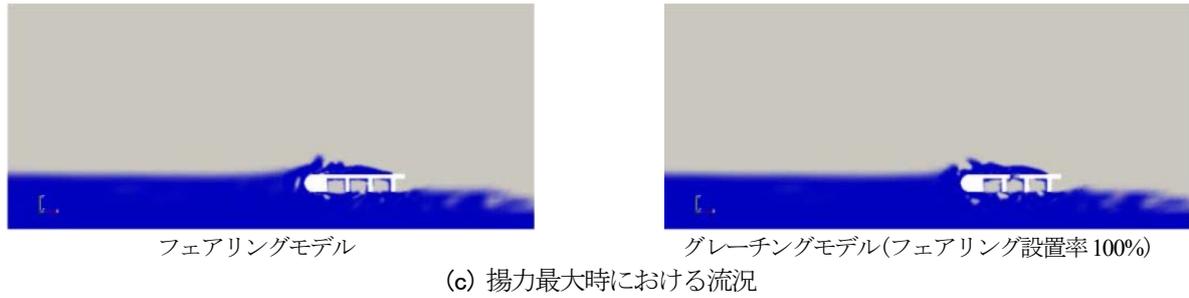
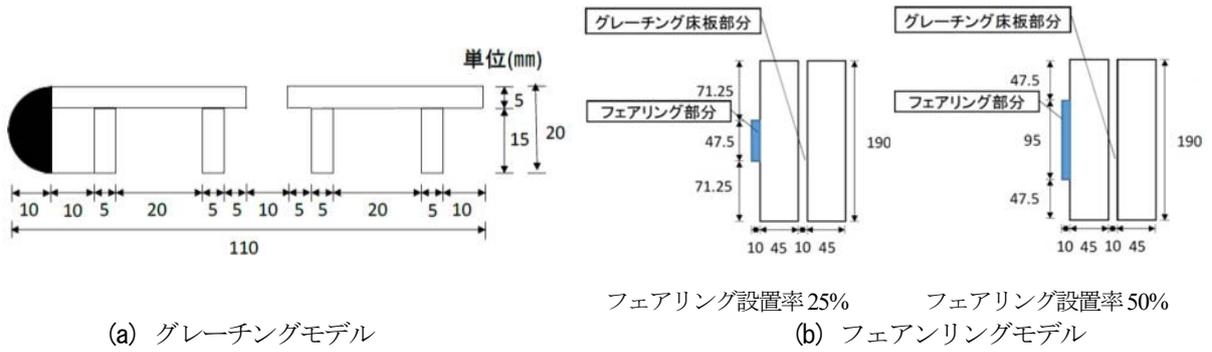
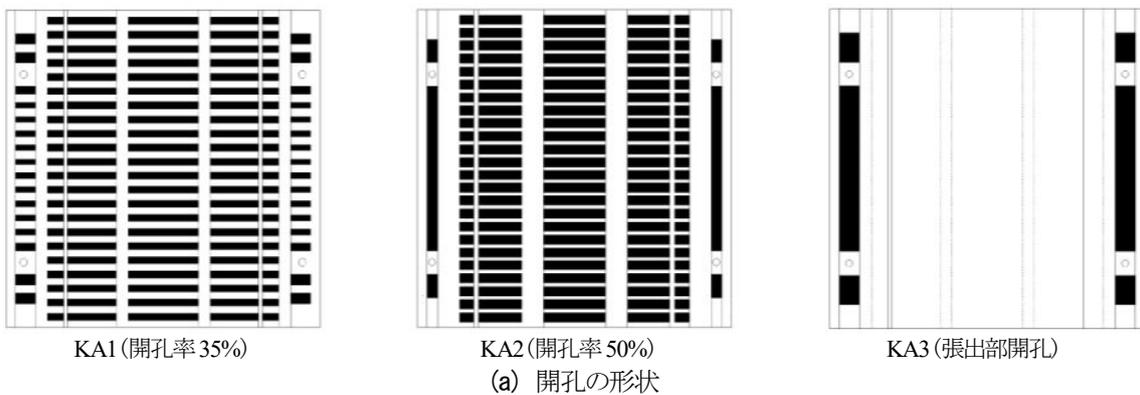
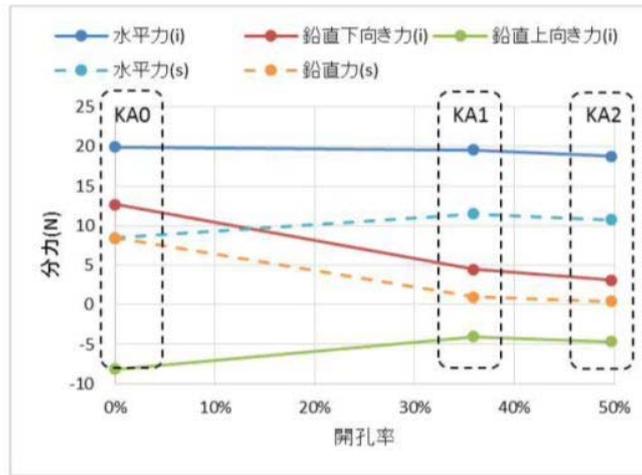


図-2.1.4 グレーチングを用いた場合の検討結果

②研究事例 (長大) 2.1.16

鉛直力の軽減を目的として、床版に開孔を設けた場合の水路実験を行っている。その結果、床版の前面に一定以上の開孔を設けることで、鉛直力を軽減できることを示している。また、張出部に開孔を設けることで、水平力を増加させずに衝撃時の鉛直力等を軽減できることも示している (図-2.1.5)。





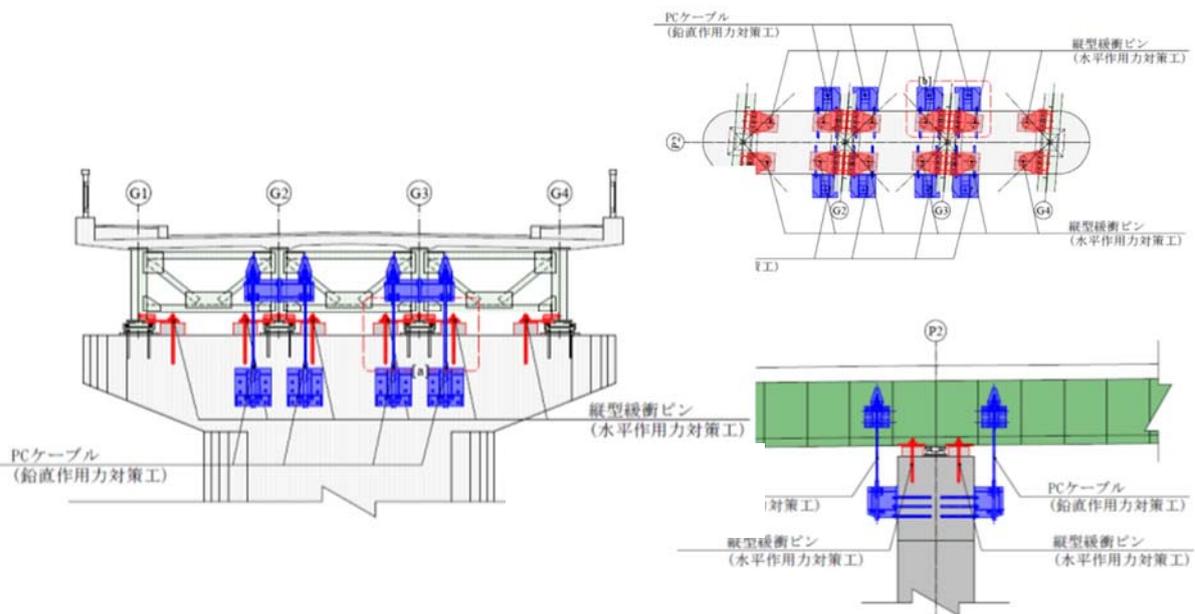
(b) 実験結果

図-2.1.5 開孔を設けた場合検討結果

(2) 構造物の抵抗力を高める考え方

1) 最弱部の補強

構造物の抵抗力を高める考え方としては、例えば、支承部を補強する方法が考えられる。図-2.1.6 に提案されている補強例を示す。



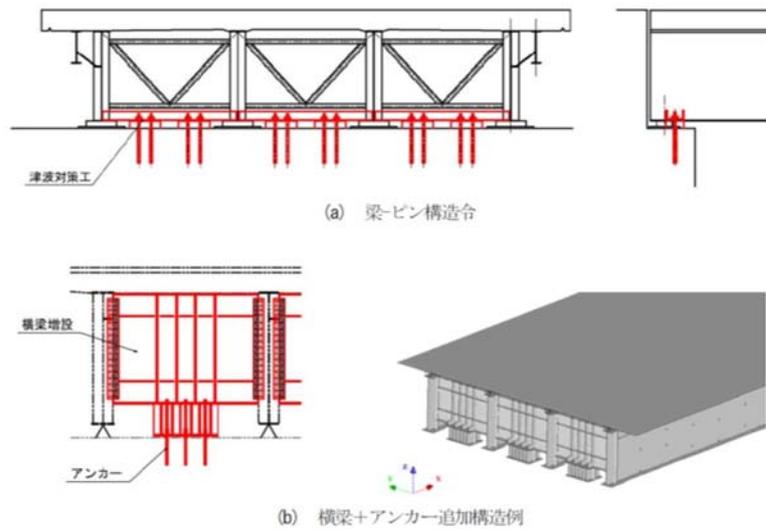


図-2.1.6 支承部の補強例^{2.1.17)}

2) 落橋防止ケーブル等設置による方法

落橋防止ケーブル等を用いることで補強する方法が考えられる。図-2.1.7 および図-2.1.8 は提案されている例を示す。設置する場合は、①～⑤について配慮が必要である^{2.1.17)}。

- ①対策構造の取付け部（取り付けられる側の部位）を含めて耐力照査を行う必要があること
- ②維持管理に配慮した対策構造（対策構造の設置により常時の維持管理上悪影響を及ぼさないこと、橋梁点検に支障がないこと）
- ③常時及び地震時の挙動に悪影響を与えないこと
- ④既に耐震補強のために色々な装置や添架物等が取り付けられている等の制約があることにも配慮すること
- ⑤既設部位への削孔箇所数は最低限となるように配慮すること

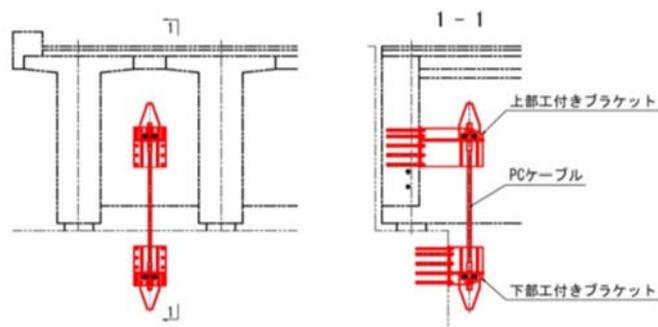
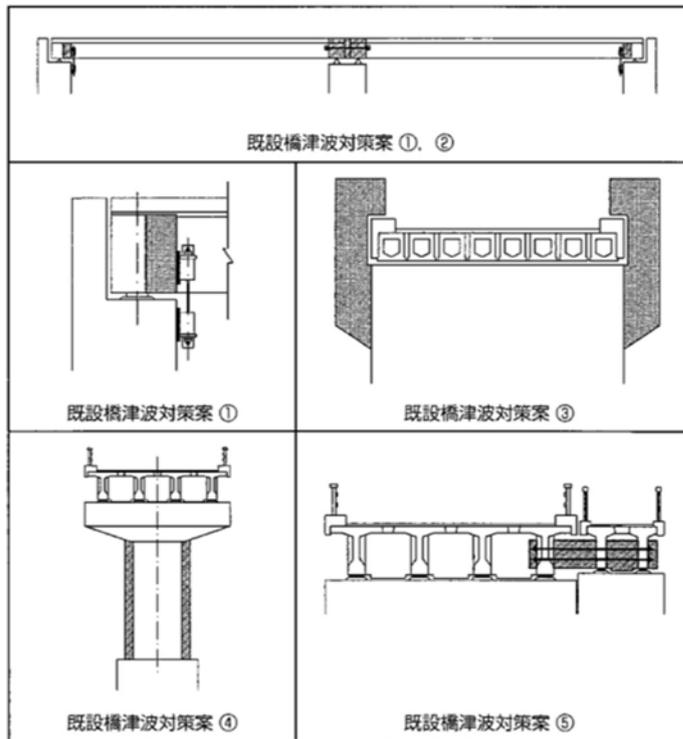


図-2.1.7 落橋防止ケーブルによる補強例^{2.1.17)}



- 対策案① 鉛直方向の連結装置を設置
- 対策案② 橋脚上の主桁を連結化
- 対策案③ 浮上がり防止補強体を下部構造に構築
- 対策案④ 橋脚の補強
- 対策案⑤ 本橋と側道橋の連結化

図-7 既設橋の津波対策案

図-2.1.8 PC 橋の補強例^{2.1.18)}

(3) ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方

津波が橋に作用する場合、想定される津波に対しては、前述したように上部構造にフェアリングを取り付けて、上部構造に作用する力を軽減させる方法があるが、津波は想定に限界のある事象であり、仮に整流装置を設置しても、設計を超過する津波の作用により、橋が機能喪失に至る可能性がある。このような致命的な被害を想定した場合、下部構造が自立した状態に留めることが、橋の早期機能回復の観点では有効である。例えば、写真-2.1.3 に示すような橋は流れ橋と呼ばれており、洪水時には上部構造をあえて流して、下部構造の損傷を防ぐ橋である。



写真-2.1.3 洪水により流出した流れ橋（台風 19 号による被害 2019 年）^{2.1.19)}

研究事例（土木研究所）

そのような考え方を実現するための 1 つの方法として、図-2.1.9 に示すような、下部構造が損傷する前に支承部に損傷を制御して、上部構造を流出させる考え方がある。下部構造が残存していれば、図に示

すように仮橋等による応急復旧は可能になると考えられる^{2.1.20}。図に示すようなBP-B 支承(支承板支承)に取付けられているサイドブロック(上揚力止め)を損傷制御する部品に改良した損傷制御型支承を提案している。また、提案した損傷制御型支承が設計通りの破壊モード及び破壊耐力になっているか検証実験を行っており、提案する損傷制御型支承は、設計思想通りの破壊モードを示し、かつ、数値解析により推定した耐力とよく一致する耐荷力特性が得られている。

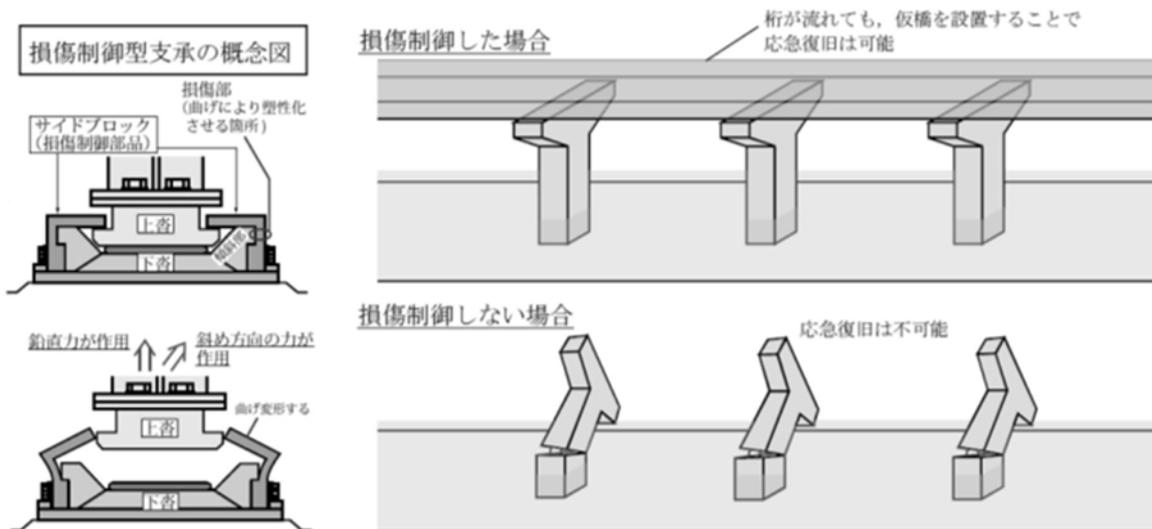


図-2.1.9 津波に対する損傷制御の概念^{2.1.20}

【参考文献】

- 2.1.1) 川崎 肇, 伊津野 和行: 部分的フェアリングによる橋梁の対津波補強に関する研究, 日本地震工学会論文集, 19 巻 5 号 p.5_184-5_191, 2019.
- 2.1.2) 川崎佑磨・伊津野和行・生島直輝・山中拓也・四井早紀: 津波による流体力軽減に有効な整流板形状に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 70, No. 1, pp. 129-136, 2014 年 3 月.
- 2.1.3) 中尾尚史, 糸永航, 野阪克義, 伊津野和行, 小林紘士: 4 主桁橋に作用する津波外力の発生メカニズムの解明と津波外力低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), vol.69, No.3, pp.572-585, 2013.
- 2.1.4) 糸永航, 中尾尚史, 伊津野和行, 小林紘士: 鉸桁橋に対する津波の作用力に関する実験的研究, 地震工学研究発表会, Vol: 31, pp.5-090, 2011.
- 2.1.5) 中尾尚史, 張広鋒, 炭村透, 星隈順一: フェアリングを設置した橋梁上部構造の津波の作用による挙動メカニズム, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4(地震工学論文集第 33 巻), pp.I_110-I_120, 2014.
- 2.1.6) 薄井稔弘, 運上茂樹, 杉本健: 津波に対する道路橋の被害軽減に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol: 56A, pp.464-473, 2010.
- 2.1.7) 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), vol.66, pp.425-433, 2010.
- 2.1.8) 山内邦博, 市東素明, 幸左賢二: 橋桁に作用する定常的な流水荷重に関する検討, 構造工学論文集 A, 61A, p. 365-374, 2015.

- 2.1.9) 山内邦博, 上島秀作, 幸左賢二: 橋桁に作用する津波波力評価及び波力低減手法に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, 1-475 (949-950), 2012.
- 2.1.10) 山内由也, 長谷川明, 虻川高宏: 既設橋梁のスリット付きフェアリングによる耐津波効果に関する水理実験, 東北支部技術研究発表会講演概要集, Vol.52, I-26, 2015.
- 2.1.11) 虻川高宏, 長谷川明, 中村悠人: フェアリング設置による津波減災効果～気仙大橋における事例～, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.68, I-104, 2013.
- 2.1.12) 藤田豊, 四條利久磨, 鈴木俊光: 橋梁に作用する津波波力低減対策に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.70, II-171, 2015.
- 2.1.13) 長谷川潤, 小野芳美, 北浜正法: 津波対策型橋梁の CEL 法および SPH 法による強度検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, 1-605 (1209-1210), 2012.
- 2.1.14) 中尾尚史, 張広鋒, 星隈順一: 津波により上部構造の高さまで水位が上昇した時に橋に作用する浮力に関する研究, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.151-154, 2012.
- 2.1.15) 星隈順一: 津波が来ても流出しにくい橋を目指して～橋に及ぼす津波の影響を軽減する技術の開発～, 平成 26 年度土木講演会講演集 (土木研究所資料 No.4292 号), pp.25-36, 2014.
<https://www.pwri.go.jp/jpn/about/pr/event/2014/1016/pdf/kouen-program.pdf>
- 2.1.16) 虻川高宏, 長谷川明: 気仙大橋における津波に対する開孔床版の効果, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.71, 1-0271, 2016.
- 2.1.17) 土木学会地震工学委員会橋梁の対津波設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, 2017.
- 2.1.18) 西垣義彦, 中山良直, 諸橋明: PC 橋の津波対策に向けた検討, 橋梁と基礎, Vol.47, No.8, pp.77-80, 2013.
- 2.1.19) 京都新聞
https://www.kyoto-np.co.jp/articles/gallery/35909?img=https://kyoto-np.ismcdn.jp/mwimgs/8/b/150m/img_8bcc711f1e589f6eca56566709703c571214731.jpg
- 2.1.20) 大住道生, 中尾尚史, 西弘明: 橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案, 日本地震工学会論文集, Vol.19, No.5, pp.5_203-5_213, 2019.

(中尾 尚史)

2.1.2 橋梁に作用する力を軽減する方法

(1) 検討の目的

おおよその河川は一般的には河川計画を持っており、河川計画は対象河川の流域面積と、超過確率年による降雨強度を経験的に想定して、治水を目的としている。一方で、近年は台風や集中豪雨等の気象擾乱の激甚化に伴い、河川計画における計画高水流量に逼迫する流下が確認される。中でも、平成 30 年台風 21 号に代表される大型台風の我が国への上陸や、好ましくはないものの、例年の被災イベントとなった集中豪雨など、これまでも豪雨の影響による河川の水位の上昇に伴って、橋梁の上部構造が流出する被害が増加している傾向にある。

例えば写真-2.1.4 に示すように、増水した河川において、水位が低下した後の橋梁周りの状況は、橋げたや橋脚に流木等の堆積していることが確認される。これは、よく見られる光景であるが、このことを踏まえると、洪水時に橋梁が流出する要因は以下のように考えることができる。

継続降雨に伴い河川の流量が増加することで水位が上昇するが、

- ①計画高水位(H.W.L)以上に水位が上昇することで、洪水流が上部構造に直接作用して流出する。
- ②その際に流木等々の漂流物が橋桁に堆積し、上部構造に対して被圧面積が増大して抗力が増加する。
- ③堤防を越流する洪水流によって橋台周辺の堤防が連続していないところが洗掘、落橋。

本稿では①や②に着目して側面にフェアリング等を設けることで、洪水流の流下をスムーズにするとともに、堆積しやすい漂流物を流れやすいような構造的工夫の可能性を模索することを目的とした検討結果を報告する。



写真-2.1.4 洪水後の流木等の堆積状況

2) 洪水特性の検討パラメータ設定

想定するモデルは、規模的に中小河川であり、そこに架設される橋梁を任意に選出した。

想定河道の断面、ならびに河川諸元をそれぞれ図-2.1.10、表-2.1.3 に示す。図-2.1.10 に示すとおり、河川幅は180m、計画高水位に対する水深は4.5mであり、築堤河道の高水敷を有する複断面である。後述の数値解析モデル（数値波動水槽）では、分析の簡便さを狙い、単位幅1mを奥行きに設定しており、流路部断面（水深4.5m）を切出している。

また、洪水流における橋梁への影響を検証する目的であるため、数値波動水槽での流量は計画高水流量を初期値として、水位を増加させることとする。

なお、図-2.1.10 に示す断面に、河床勾配1/107として計画高水流量800m³/secを流した場合の流速は、等流計算にて2.2m/secと求められる。

表-2.1.3 河川諸元

計画高水流量		800 m ³ /sec
流域面積	山地	96.2 km ²
	平地	1.5 km ²
	計	97.7 km ²
流路	延長	16.0 km
	標高差	0.28 km
洪水到達時間	時間	2.6 hr
	算定法	Rziha
計画日雨量	雨量	234 mm
	確率	1/25
	算定法	トーマス
計画時間雨量	60分間	66 mm
	平均	37 mm
	確率	1/25
	算定法	鶴見式
流出率	流域平均	0.8
非流量		8.2 m ³ /sec/km ²
流量算定法		Rational式

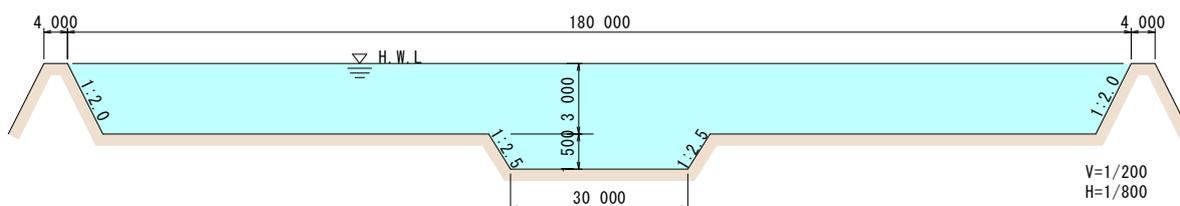


図-2.1.10 河川標準断面(河床勾配は1/107)

対象とする橋梁モデルを図-2.1.11、図-2.1.12、図-2.1.13 に示し、橋梁モデルの諸元を表-2.1.4 に示す。支間30.1mを有する3径間連続鋼I桁橋2連のうち1連を対象とする。支承形式は固定可動支承で、中間橋脚1基を固定としその他の下部構造の支承条件は可動である。橋脚はすべての橋脚が張出し式橋脚であり、基礎構造形式は鋼管杭である。

表-2.1.4 橋梁モデル諸元

上部構造	形式	3径間連続鋼I桁×2連
	橋長	182.1m
	支間長	3@30.1m+3@30.1m
	幅員	全幅員11.30m
	斜角	85°
下部構造	支承条件	固定, 可動
	橋台	逆T式橋台
	橋脚	張出し式橋脚
基礎	杭基礎(鋼管杭φ600)	
耐震設計条件	重要度の区分	B種の橋
	地域区分	B1地域
	地盤種別	II種地盤
	設計水平震度	kh=0.25 (レベル1地震)

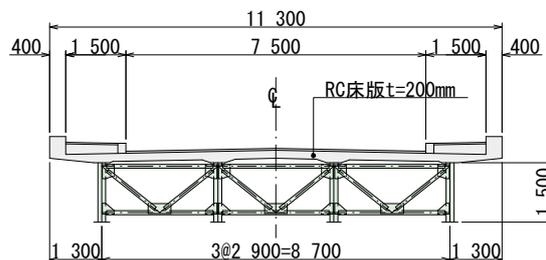


図-2.1.11 上部構造断面図

表-2.1.5 使用材料

	上部構造	下部構造
コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295	SD295
鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM520	鋼管杭 SKK400

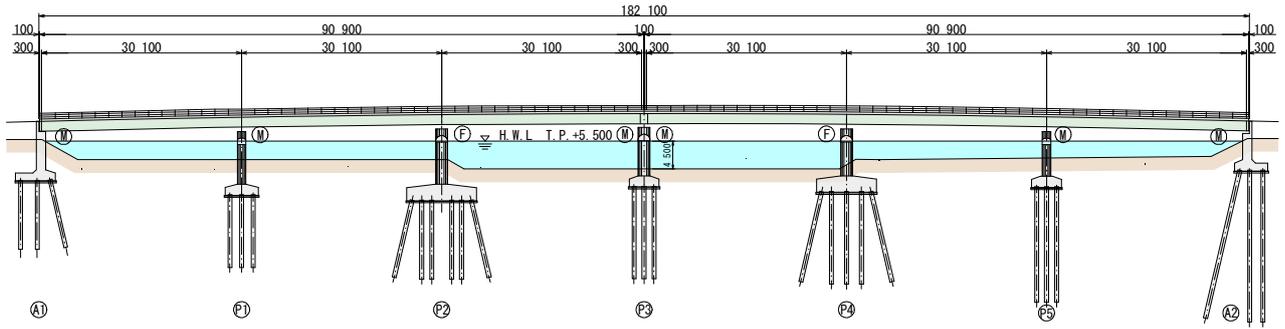
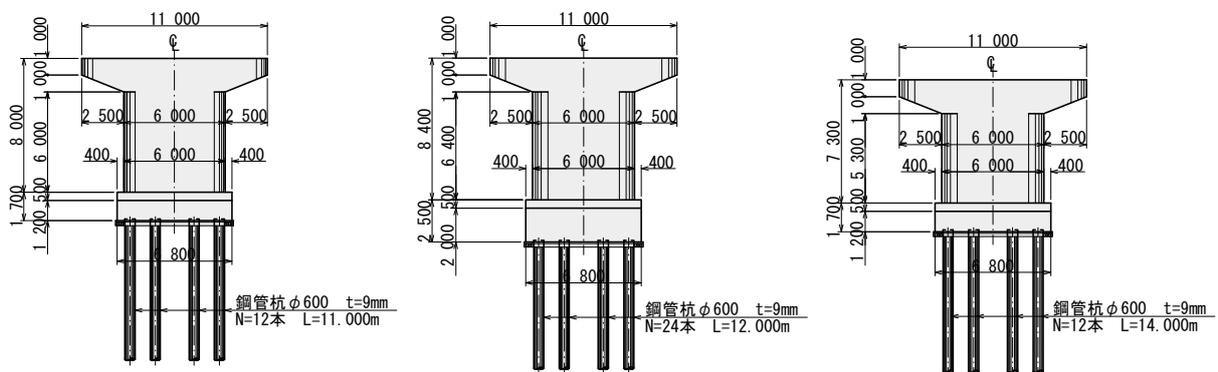


図-2.1.12 対象橋梁の概要図



(a) P1(P5)橋脚/支承条件；可動
※P5 橋脚は柱高が 6.8m,
杭長が 17.5m

(b) P2(P4)橋脚/支承条件；固定
※P4 橋脚は柱高が 7.1m,
杭長が 14.0m

(c) P3 橋脚
支承条件；可動，可動

図-2.1.13 下部構造(橋脚)の概要図

表-2.1.6 上部構造反力

		単位 (kN)								
		A1橋台 (Mov)	P1橋脚 (Mov)	P2橋脚 (Fix)	P3橋脚		P4橋脚 (Fix)	P5橋脚 (Mov)	A2橋台 (Mov)	
					左側(Mov)	右側(Mov)				
鉛直力	① 死荷重	1296.70	3659.83	3588.63	1320.43	1320.43	3588.63	3659.83	1296.70	
	② 雪荷重									
	③ 活荷重	1056.89	1985.73	1974.01	1073.80	1073.80	1974.01	1985.73	1056.89	
	常時－死荷重時	1300	3700	3600	1400	1400	3600	3700	1300	
	常時－活荷重載荷時	2400	5700	5600	2400	2400	5600	5700	2400	
水平力	レベル1地震時									
	④ 設計震度－橋軸方向	0.15	0.15	0.25	0.15	0.15	0.25	0.15	0.15	
	⑤ 設計震度－直角方向	0.22	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.23	
	⑥ 上部工分担重量－橋軸方向	1300	3700	10000	1400	1400	10000	3700	1300	
	⑦ 上部工分担重量－直角方向	1300	3700	3600	1400	1400	3600	3700	1300	
		橋軸方向水平力	200	560	2500	210	210	2500	560	200
		直角方向水平力	290	930	900	350	350	900	930	300

3) 流体数値シミュレーション方法の構築

2004年スマトラ島沖地震津波や2011年東北地方太平洋沖地震津波など、近年の津波イベントにより発生した橋梁被害を契機として、橋梁に対する津波作用を対象とした水理実験や数値解析に関する様々な研究が実施されてきた^{2.1.21), 2.1.22)}。

数値モデルにより流体挙動を予測評価するための基礎方程式は、ナビエ-ストークス(N-S)方程式を用いるのが一般的である。これは、流体の運動が圧力差を起動力として流れが発生し、粘性がそれを押さえる方向に働くことを表した式である。これに加えて流体に特徴的な作用として移流がある。これは、流体が連続体であるため、流速勾配が流れによって運搬されていく現象を表す。外力は、津波などの自然現象では重力のみとなる。流体解析では、このN-S方程式を用いることは前提で、この方程式を適切に解くための様々な方法が提案されている。ここでは詳述を避けるが、現状ではオイラー的手法やラグランジュ的手法に基づく汎用解析コードが利用可能であり、代表的にCADMAS-SURF^{2.1.23)}やOpenFOAM^{2.1.24)}はオイラー的手法、粒子法コードはラグランジュ的手法に分類される。

ところで、洪水による橋梁の上部構造の流出現象は、前述のように流木等の漂流物が橋脚や上部構造に衝突、さらには堆積することで河川の流下を阻害し、上部構造に作用する見かけ上の被圧が増加することが想定できる。この現象を解明するには、水理実験的な検討が理想ではあるものの、実験の労力とコストが多く必要とされる。一方、数値解析的な検討は、その数が少なく、研究成果の蓄積も少ないのが現状である。

数値シミュレーションで再現する場合は、洪水流に随伴する流木等の漂流物の漂流現象を解く必要が生じる。ここで、流木等の漂流物を剛体として取り扱うことを考えれば、CADMAS-SURFやOpenFOAMに代表される格子法の適用は、漂流物移動に伴うメッシュの大変形による計算の収束異常が頻繁に生じるなど、解が不安定となりやすいデメリットが生じる。このため、粒子法コードが適切と考えられる。一方で、漂流物が橋梁に衝突する現象や、漂流物同士が衝突する現象を解くには、剛体の扱いに優れ衝撃力や摩擦力を適切に評価することができる個別要素法(DEM)が挙げられる。ただし、個別要素法は流体の扱いは得意ではない。従って、前述の上部構造の流出現象の想定を紐解く解析的手法の一つとして、漂流物の衝突や摩擦による引っかかりの再現には個別要素法を用い、流体場に対しては粒子法を用いて、両者の相互作用を考慮しながら同時に解析することが考えられる。

本研究は、有限体積法、粒子法的手法を用いて流体の3次元的な挙動を検討し、流木などの漂流物の輸送、衝突、堆積の挙動を個別要素法で評価する流体・構造連成の解析手法を提案することを目的としており、上部構造の流出現象を個別要素法と粒子法のカップリングで再現することにより、対策方法を解析的に模索することを最終的な目標としているが、この手法は現段階ではアイデアの域を出ておらず、検証に今しばらく時間を要する。

従って、本報告書ではその前段検討として流体现象に着目し、OpenFOAMを用いて橋梁の上部構造側面にフェアリングを設けた場合、河道形状を変更した場合に対する洪水流によって生じる橋梁への影響と橋梁周辺の流れ場の状況を流木等の堆積のしやすさの観点で検証した。

4) 波力を低減する対策方法の検討

図-2.1.14 に、検証に用いた解析モデルを示す。検証に用いた数値波動水槽は、分析の簡便化のために奥行 1m の単位幅として、造波境界における造波条件は、上流側の水位を計画高水位 T.P.+9.00m、造波境界付近の河床高を T.P.+3.0m として、水深 6.0m(T.P.+5.50m)、流速 $V=2.2\text{m/sec}$ を定常的な流れとして与えた上に(表-2.1.7 に流路モデルの諸元を示す)、想定洪水流の伝搬速度 $C(=\omega/\kappa)=4.65\text{m/sec}$ を周期 $T=3\text{sec}$ 、波長 $L=14\text{m}$ として与えた。この物理量は、橋梁位置において計画高水流量に相当する流れを再現するべく試行錯誤的に求めている。

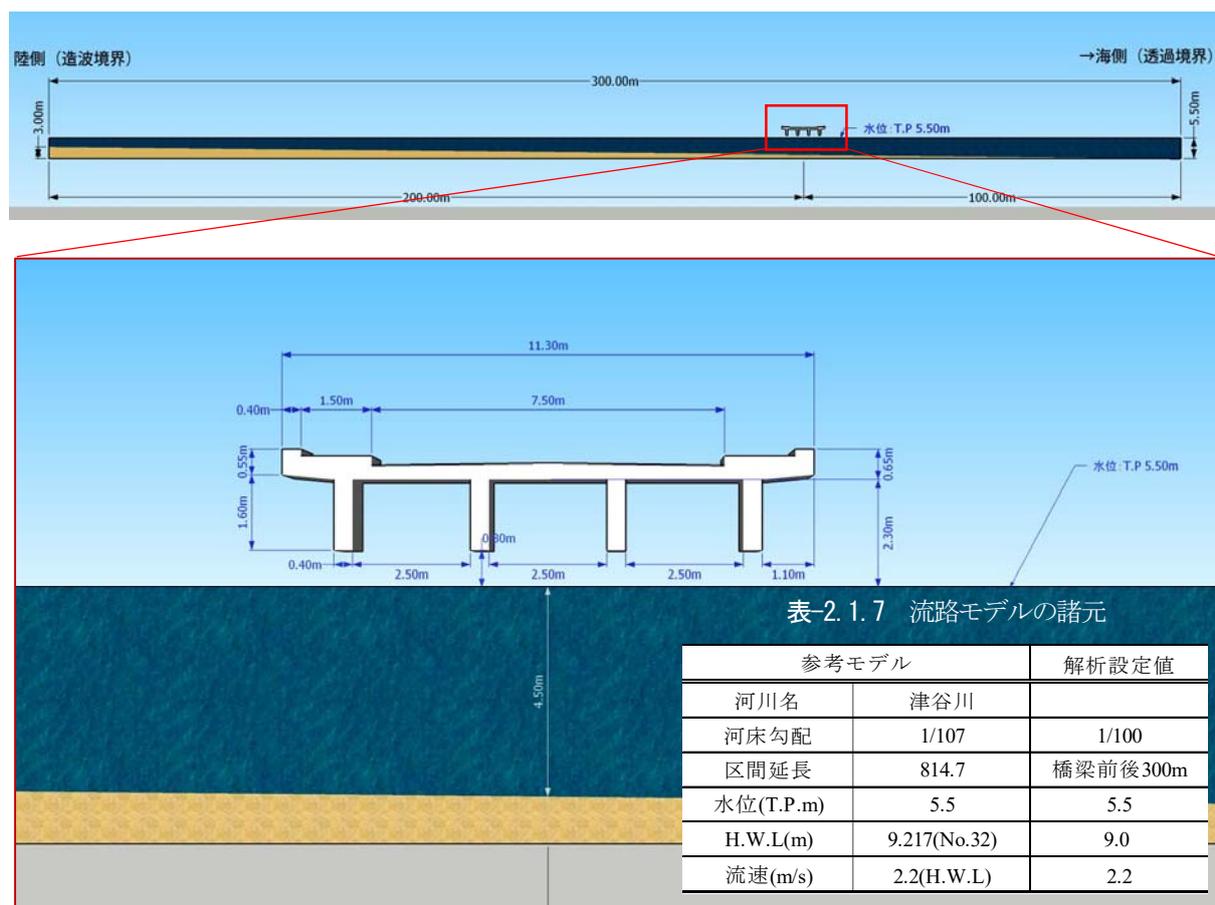


図-2.1.14 解析モデル

表-2.1.8 流体解析の計算条件

項目	内容	概要
解析種類	非定常・非圧縮・等温	
解析コード	OpenFOAM ⇒ interFOAM	空気・液体の二相流ソルバー
自由表面モデル	VOF 法	(Volume of Fluid Method)
物理モデル	層流モデル	Laminar
アルゴリズム	PIMPLE 法	非定常流は PISO 法
時間離散化	Euler1 次精度陰解法	
空間離散化	2 次精度の中心差分	
並列計算	72CPU	領域分割法 (階層的に分割)
計算時間間隔	最小時間 0.001 秒	0.00001 秒～0.02 秒自動調整
設計波諸元	$H_{max}=9.0\text{m}$, $V=2.2\text{m/sec}$	造波境界一定
水位	T.P.+5.50m	H_{max} に到達可能な水位条件
計算時間	150 秒	揚圧力が計測可能な時間領域

また、流体解析の計算条件を表-2.1.8 に示すが、本検証においては水槽モデルによる挙動の確認という位置付けを踏まえ、層流モデルを用いることとした。水槽モデルの両側壁は、slip 境界として摩擦無し、河床底面は no-slip 協会としてエネルギー損失を考慮している。

先ず、橋梁に作用する流体力の減少を目的として、橋梁側面にフェアリングを設置したモデルの検証を行った。対津波・対洪水のフェアリングモデルは参考文献(2.1.21)、並びに参考資料(2.1.22)を参考に、図-2.1.15 に示すように3 ケースを考慮し、現況の状態を含めた4 ケースを検討した。

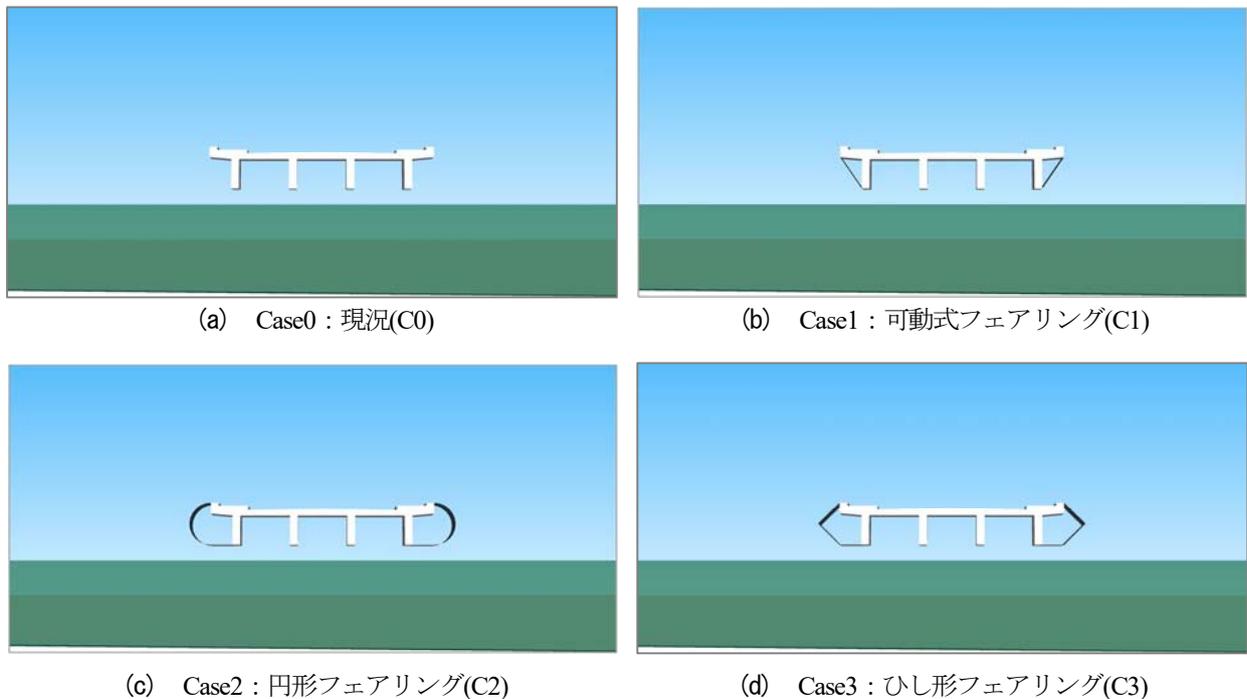


図-2.1.15 対津波・対洪水のフェアリングモデル

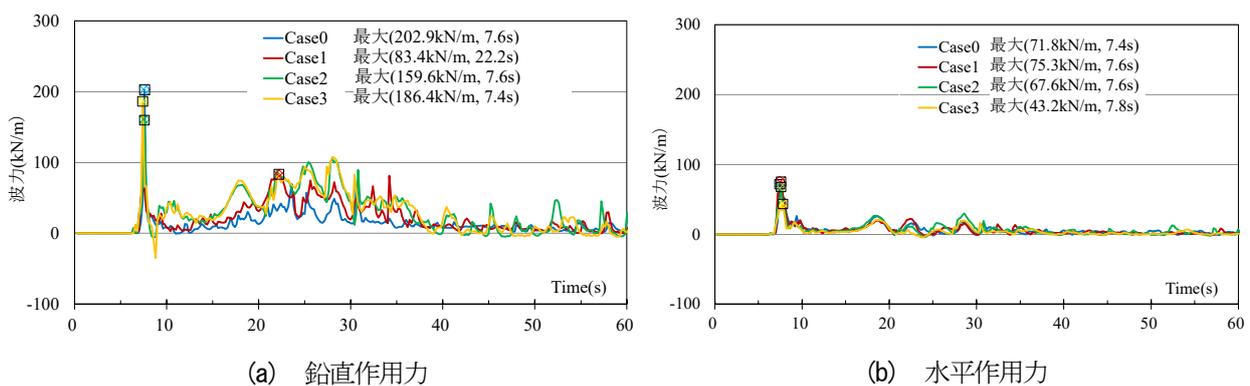


図-2.1.16 ケース毎の作用力（時刻歴）の比較

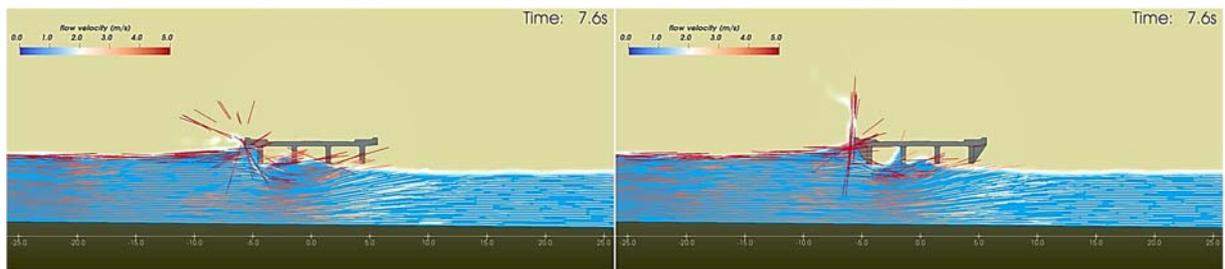
表-2.1.9 ケース毎の作用力の比較

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C1	Case1	83.4	22.2	75.3	7.6
C2	Case2	159.6	7.6	67.6	7.6
C3	Case3	186.4	7.4	43.2	7.8

流体解析を用いた検討ケースの解析結果として、**図-2.1.16** に洪水流を受ける上部構造に作用する鉛直力と水平力の時刻歴図を示す。また、**表-2.1.9** はケース毎の作用力の比較結果を示す。

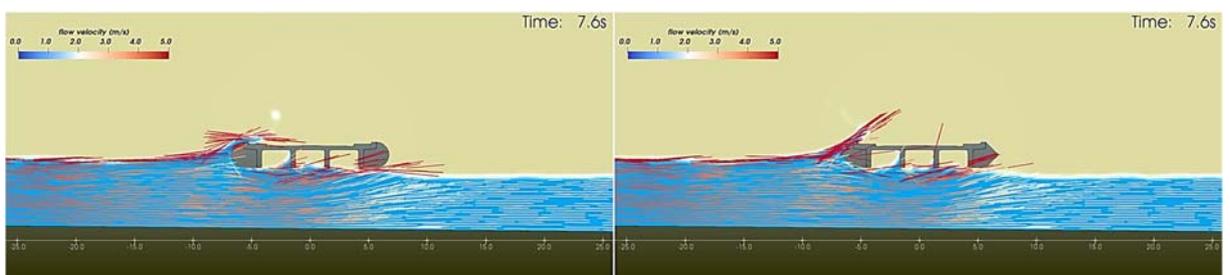
鉛直作用力については、3つの提案モデルは現況モデルよりも小さい結果が得られている。特に **Case1** では **Case0** の鉛直作用力を4割程度にまで抑えられることが確認できる。また、**Case1** における最大鉛直作用力の発生時刻は他のケースに比して遅いことがわかる。

一方、水平作用力については、それぞれのケースにそれほど大きいな差異はないが、**Case3** の水平作用力が相対的に小さくなる傾向がある、このことから、フェアリングの形状による水平作用力の分散効果は、ひし形が最も高いといえる。



(a) Case0 : 現況(C0)

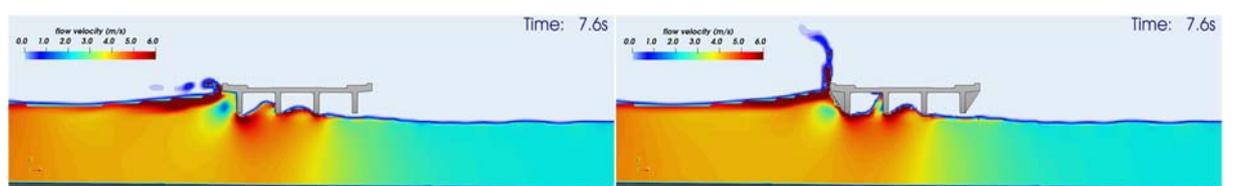
(b) Case1 : 可動式フェアリング(C1)



(c) Case2 : 円形フェアリング(C2)

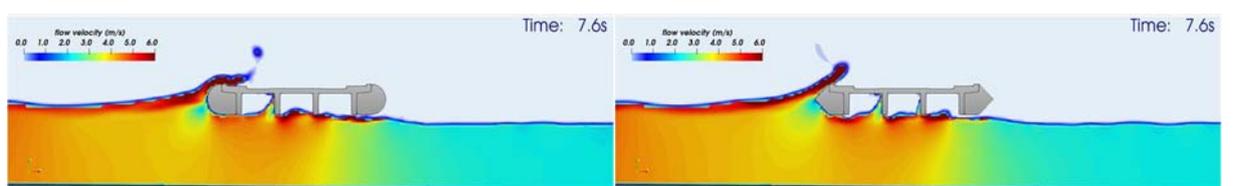
(d) Case3 : ひし形フェアリング(C3)

図-2.1.17 洪水流衝突時の流れの状態



(a) Case0 : 現況(C0)

(b) Case1 : 可動式フェアリング(C1)



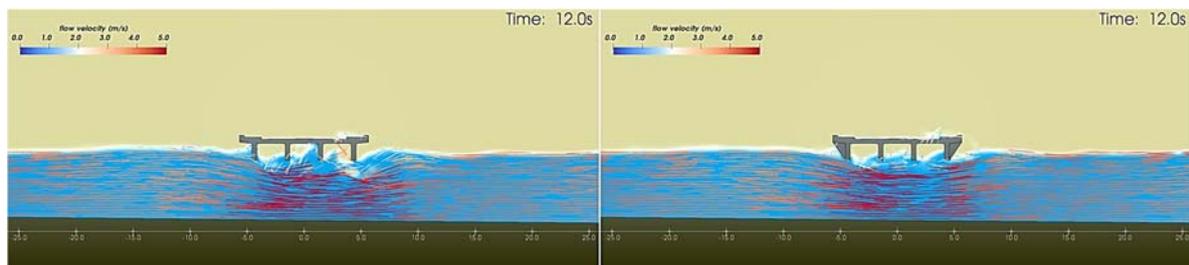
(c) Case2 : 円形フェアリング(C2)

(d) Case3 : ひし形フェアリング(C3)

図-2.1.18 洪水流衝突時の流速分布

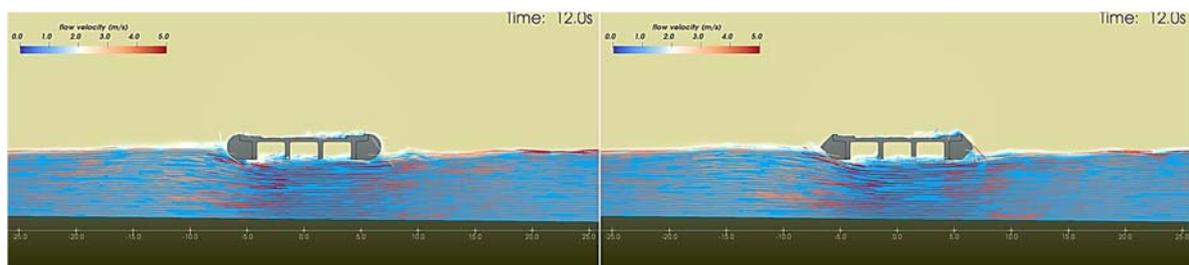
図-2.1.17 に洪水流衝突時の流れの状態をベクトルで示す。同図(b)では上揚力を押さえる効果が確認できる。また、同図(d)では、ひし形のフェアリングが洪水流を引き裂くような流れが確認できることから、水平作用力の分散効果が大きいことが確認できる。図-2.1.18 に同じタイミングにおける流速分布を示す。洪水流が桁下面を通過するときの流速は、Case0 と Case1 は、他の2つのケースよりも相対的に速い流れであることが確認できる。

続いて、図-2.1.19 に洪水流通過時の流れの状態をベクトルで示す。この時点ではCase0 と Case1 が他のケースに対して桁下の流速が速いことが定性的に確認できる。図-2.1.20 に示す流速分布からもこの傾向が確認できる。一方で、Case2 と Case3 では、桁下の通過流速の変化は少なく、一様に近い流速分布を呈している。



(a) Case0 : 現況(C0)

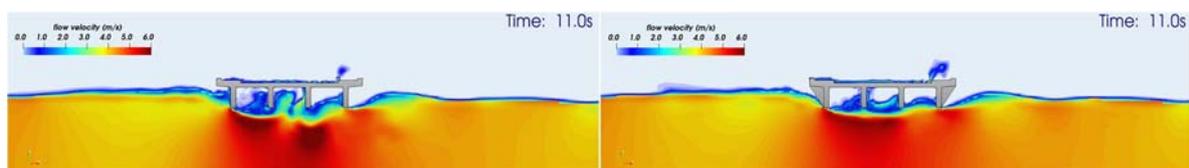
(b) Case1 : 可動式フェアリング(C1)



(c) Case2 : 円形フェアリング(C2)

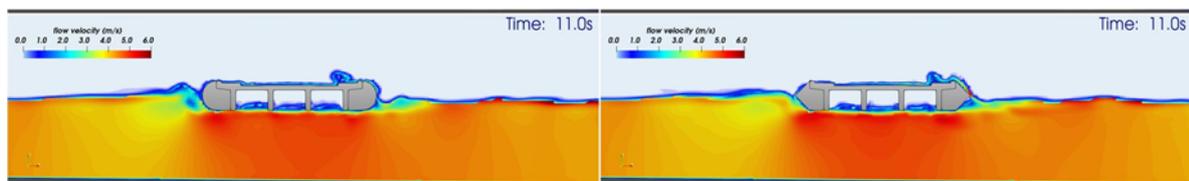
(d) Case3 : ひし形フェアリング(C3)

図-2.1.19 洪水流通過時の流れの状態



(a) Case0 : 現況(C0)

(b) Case1 : 可動式フェアリング(C1)



(c) Case2 : 円形フェアリング(C2)

(d) Case3 : ひし形フェアリング(C3)

図-2.1.20 洪水流通過時の流速分布

上部構造の側面に取り付けたフェアリングが、鉛直・水平作用力を減少させる要因について、上部構造周辺の流速分布と波圧分布に基づき考察する。

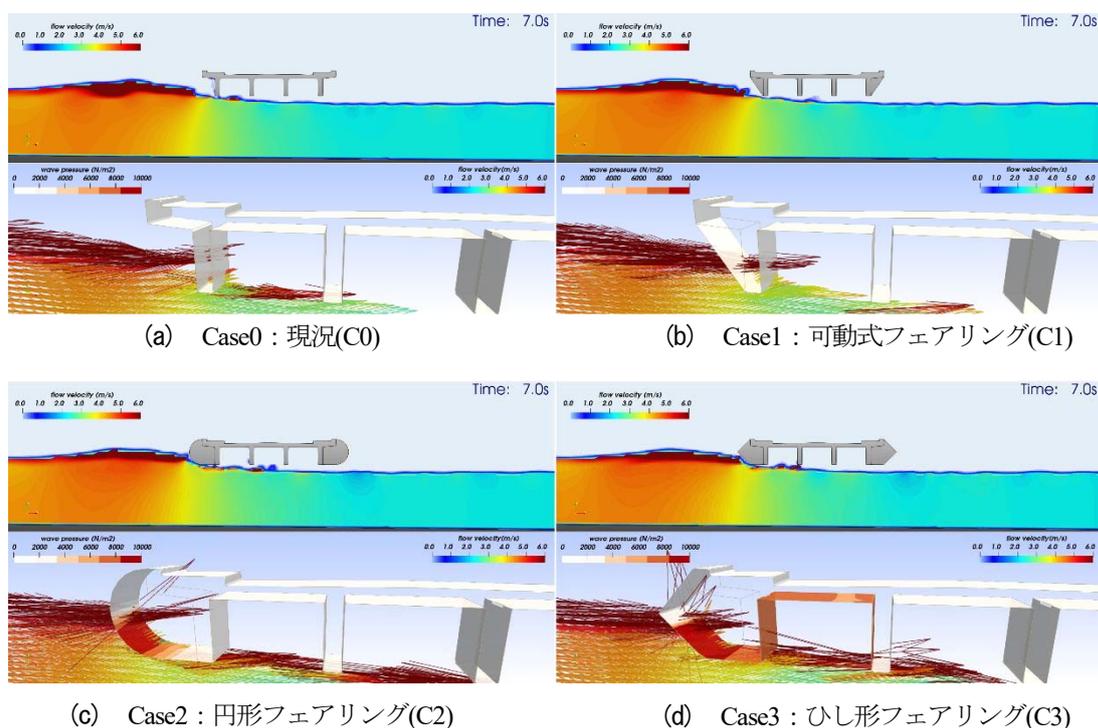


図-2.1.21 洪水流到達直前の流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

図-2.1.21 に示すのは、各ケース毎の洪水流が上部構造に到達する直前の流速分布、波圧分布、流速ベクトルである。いずれのケースも流速分布・ベクトルに有義な差は無く、洪水流は概ね水平方向のベクトルを持ち、その流速は水面付近で6m/secである。Case2とCase3では桁側面のフェアリングが上流側にせり出すためか、洪水流が衝突を初めており、フェアリング側面に波圧が生じているのが確認できる。

次いで、図-2.1.22、図-2.1.23に衝突時の流速分布、波圧分布、流速ベクトルを示す。それぞれ7.4sec、7.6secのタイミングであり、7.4secではCase0が、7.6secではCase1、2が水平作用力が最大となるタイミングである。ここで、Case3が最大水平作用力となるタイミングは7.8secであるものの、7.6secとほぼ同様の状況であるため、ここでは割愛する。

いずれのケースも流速6m/secの流速を持った水面付近の洪水流が桁側面に衝突していることが確認できる。この時点で最大水平作用力を呈するCase0は、同図(a)より、張出し床版と桁側面に囲まれた空間において、水平方向では桁側面に直行する流れが衝突しており、さらに衝突によって上向きに変換された流れは張出し床版下面に流れを遮られる。Case1では同図(b)に示すように斜めに設置されたフェアリングによって、水面付近の流速の速い一帯の流れはフェアリングに遮られつつも真上に跳ね上がっており、流れは下向きに変換される。Case1ではフェアリングの角度が緩いためか水平力の分散効果は薄いものの、Case2やCase3では、水平向きの流速ベクトルは緩やかに上下に分散される。このことから、水平作用力は、洪水流の水平向きのベクトルが、上下斜め方向に分散されることにより減少される。

一方、鉛直作用力は被圧面積の大小に相関があるようである。すなわち、水平方向に作用する洪水流に対して、発生圧力の鉛直方向分力が最も小さいCase1が最小であり、鉛直投影面が大きいものの、洪水流を緩衝する効果のあるフェアリングを有するCase2、3が次いで鉛直作用力が大きく、桁側面に衝突して鉛直の流れに変換される洪水流が張出し床版で直接受けるCase1が最大となる。

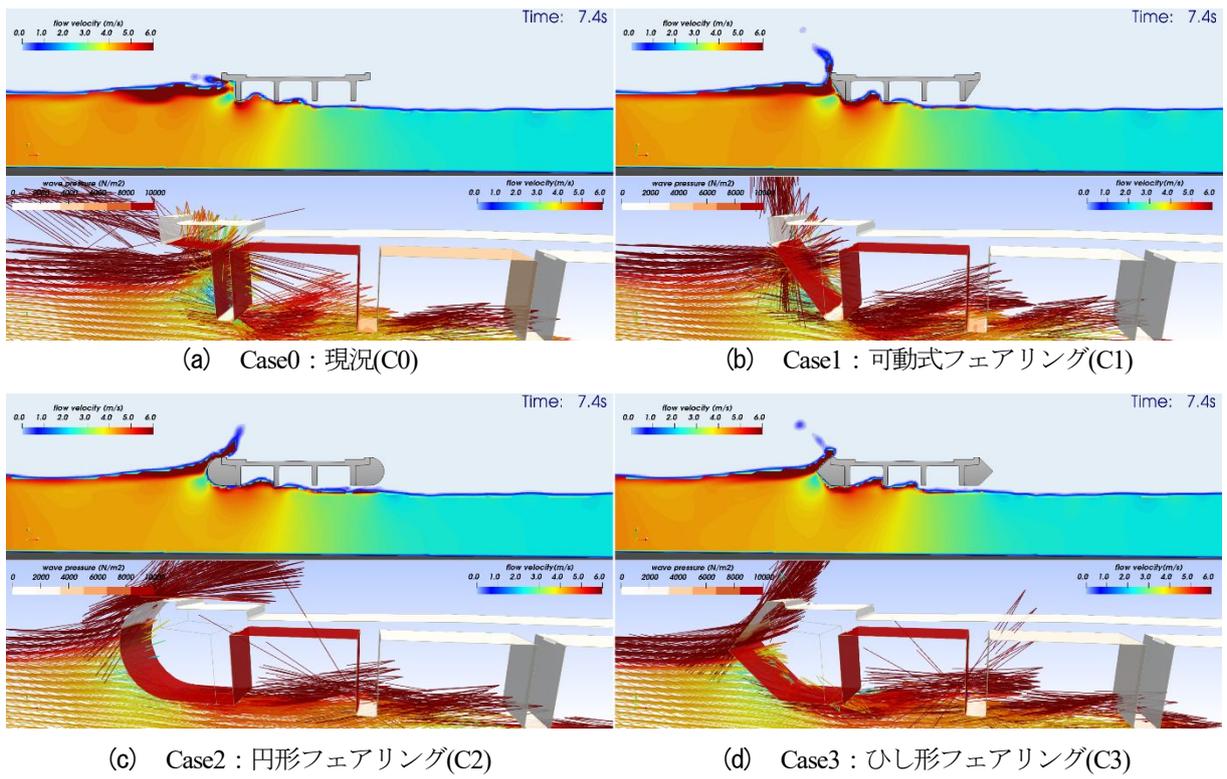


図-2.1.22 洪水衝突時7.4secの流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

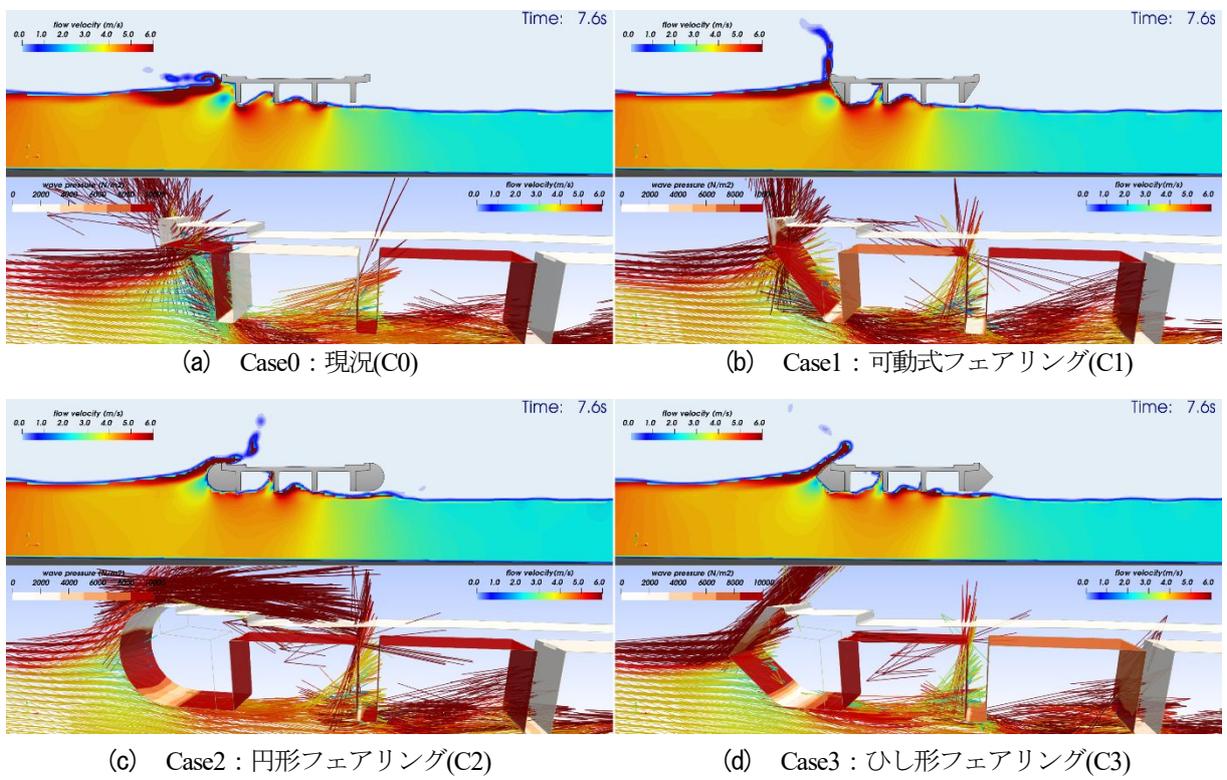


図-2.1.23 洪水衝突時7.6secの流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

橋梁の周辺を流下する流木が桁下面に押し流されやすいかどうかの判定は、洪水流に対して上部構造の上流側と中央の流速で検討する必要がある。ここでは、分析の簡便さから支間中央に着目して主桁下面から河床までの流速分布を確認する。確認する位置は、図-2.1.24 に示すように桁周囲の6箇所である。図-2.1.25、図-2.1.26 に、桁下面より鉛直方向1m範囲の最大流速（それぞれ、水平Uxと鉛直Uzの流速）を示す。

同図より、上流側P1位置の桁下面1m範囲の最大流速は、Case1の水平流速Uxがケース中で最大であることが確認できる。また、中央P4位置については、Case1が相対的に大きい流速を示す。

一方、下流側P6位置では、Case0の水平方向の流速が最大となっている。また、橋桁とフェアリングの形状は、桁下面の流速に大きき影響を与えていることが確認できる。なお、鉛直方向の最大流速は、いずれのケースにおいても差は小さい。

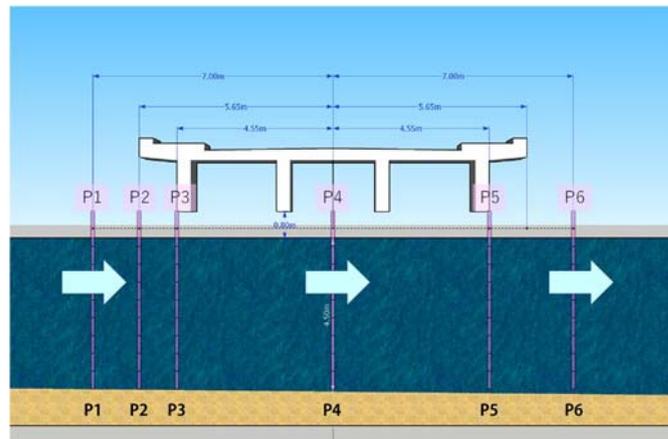


図-2.1.24 主桁下面から河床の流速分布確認位置(桁周囲の6箇所)

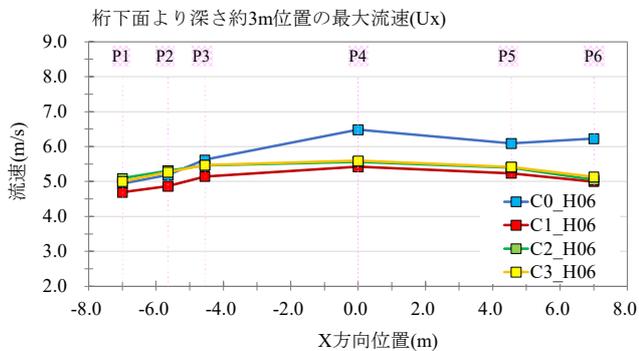


図-2.1.25 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

表-2.1.10 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

水平下流向き	桁下面より深さ約3m位置の最大流速(Ux)					
	P1Ux	P2Ux	P3Ux	P4Ux	P5Ux	P6Ux
H06						
C0	4.94	5.19	5.62	6.49	6.09	6.23
C1	4.69	4.87	5.15	5.42	5.24	5.00
C2	5.09	5.31	5.46	5.56	5.40	5.05
C3	5.01	5.27	5.47	5.60	5.42	5.13

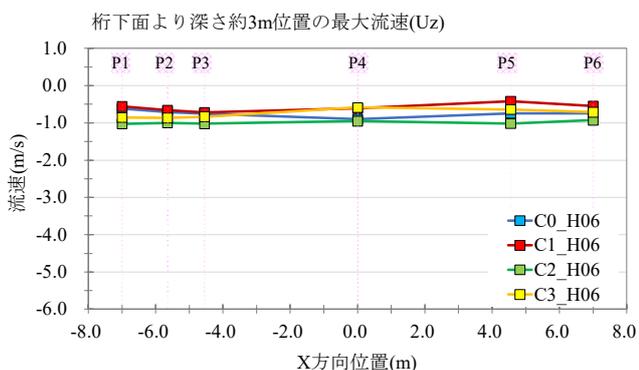


図-2.1.26 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

表-2.1.11 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

鉛直下向き	桁下面より深さ約3m位置の最大流速(Uz)					
	P1Uz	P2Uz	P3Uz	P4Uz	P5Uz	P6Uz
H06						
C0	-0.62	-0.71	-0.76	-0.90	-0.75	-0.74
C1	-0.56	-0.66	-0.72	-0.61	-0.42	-0.55
C2	-1.03	-1.00	-1.02	-0.95	-1.02	-0.93
C3	-0.86	-0.87	-0.83	-0.59	-0.65	-0.71

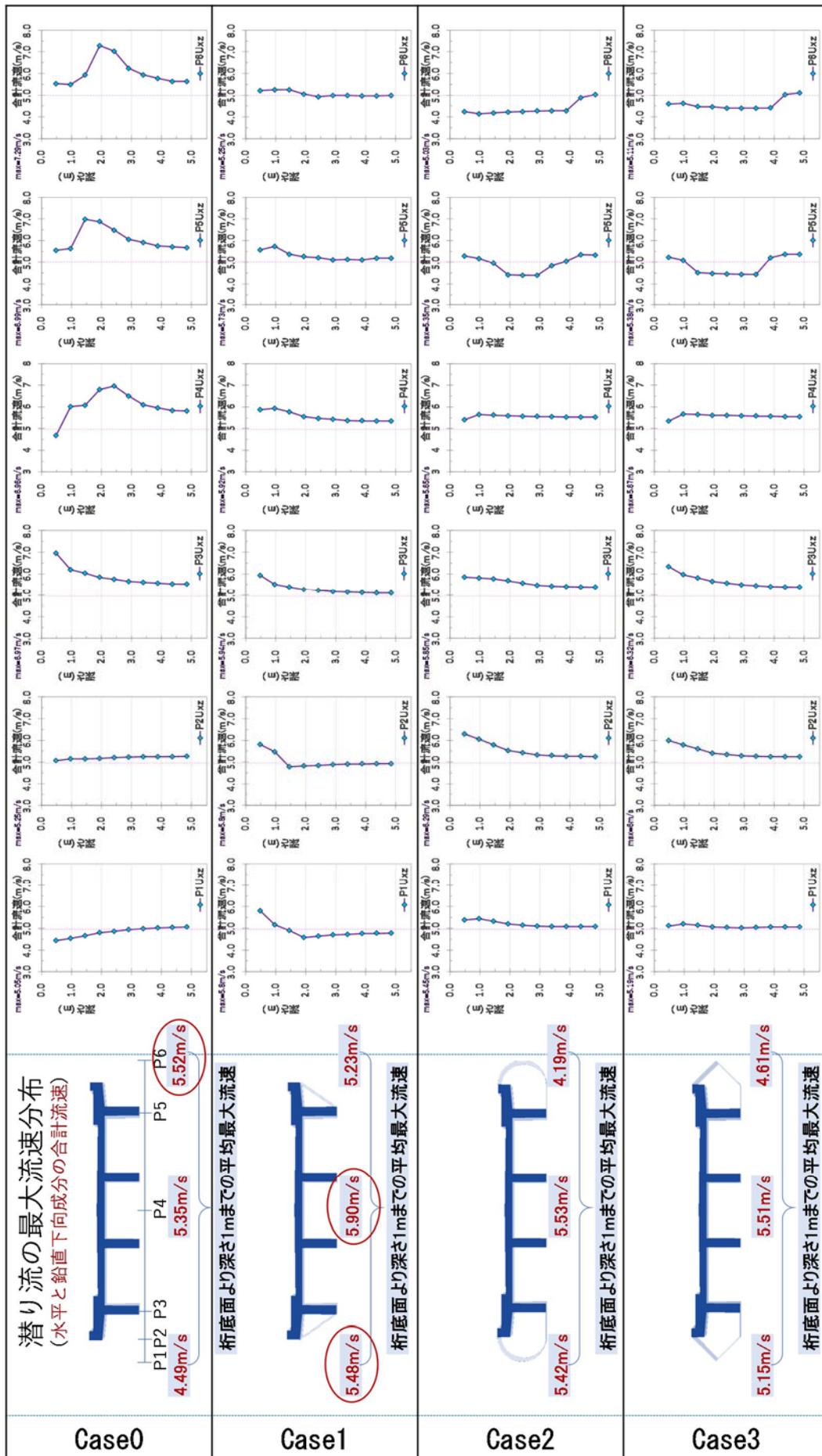


図-2.1.27 桁下面より深さ1mまでの最大流速(UxとUyの合成流速)

5) 河床形状の変更による流況の変化の確認

次に、河道における河床形状を変更したケースについて検証を行った (Case4)。河床形状の変更は、図-2.1.28に示すように、橋梁の前後に勾配調整区間を設け、河床を1m掘り込んだ形状を想定した。

これは、橋梁の上流側に平均河床より河床勾配が急な部分を設けることで、射流を人工的に発生させることにより、人工的に水平方向と鉛直下方向の流速を高め、流木等の漂流物が桁下を通過しやすくすることが狙いである。

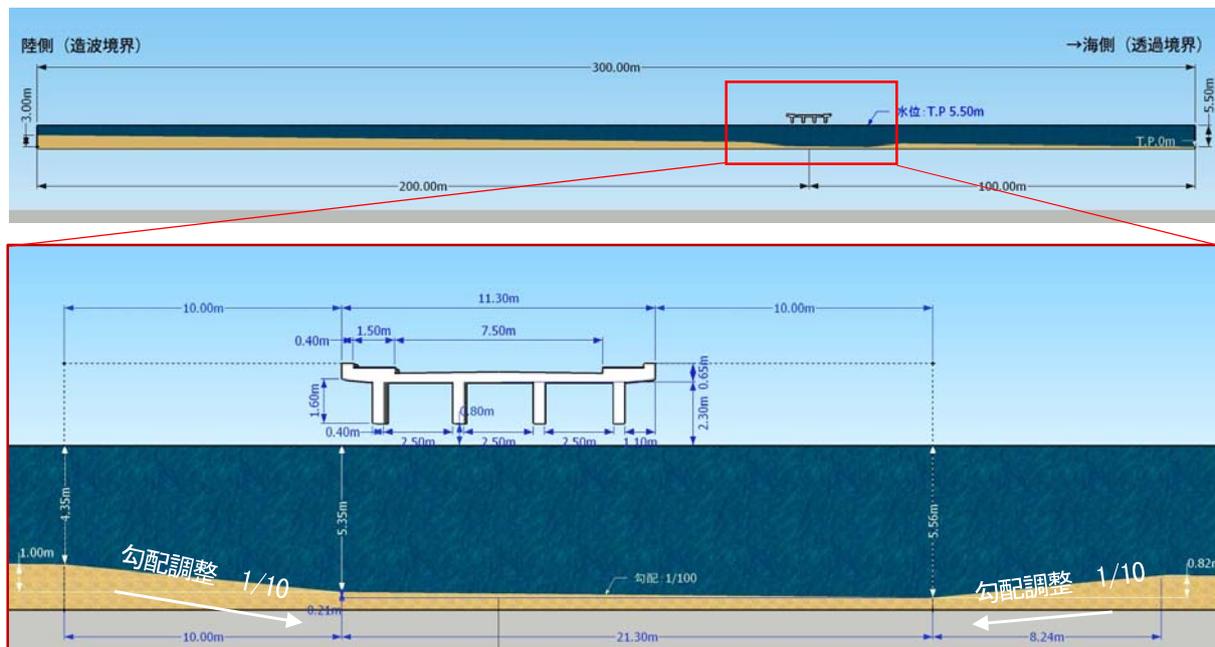


図-2.1.28 河床形状の変更モデル (Case4)

まず、前述の4ケースと同様に、上部構造に作用する波力を図-2.1.29と表-2.1.12に整理した。

河床に1m程度の掘込みを設置する場合、上部構造への作用力は、Case0に比して低減できることが確認できる。特に鉛直作用力に関しては、Case0の1/2以下となる。

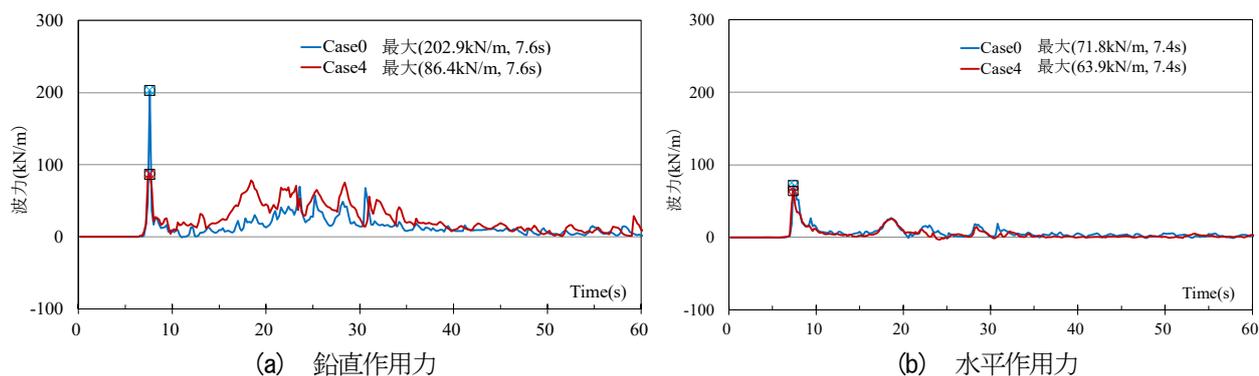


図-2.1.29 ケース毎の作用力 (時刻歴) の比較

表-2.1.12 ケース毎の作用力の比較

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0-dep0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C0-dep1	Case4	86.4	7.6	63.9	7.4

図-2.1.30 に洪水流衝突時と先頭流通過後の流れの状態をベクトルで示す。同図(a)では上部構造の上流側に水塊が衝突している状況が確認できる一方で、同図(c)では状況が異なり衝突する水塊中に空気を含んでいることが確認できる。同図(d)では、流路を変更したこと(河床勾配の急変部)により急変部直前では流速が上昇した後、急変部通過後に流速が減少する状況が確認できる。図-2.1.31 に同じタイミングにおける流速分布を示すが、Case4 では衝突時の流速が Case0 に比して低くなる傾向である(同図(d))。これは、Case0 では上部構造の手前で概ね水位が一定であることに対して、Case4 では急変部通過後に水深が増加するため、流下断面積の増加につながり、流速が減少するものと考えられる。

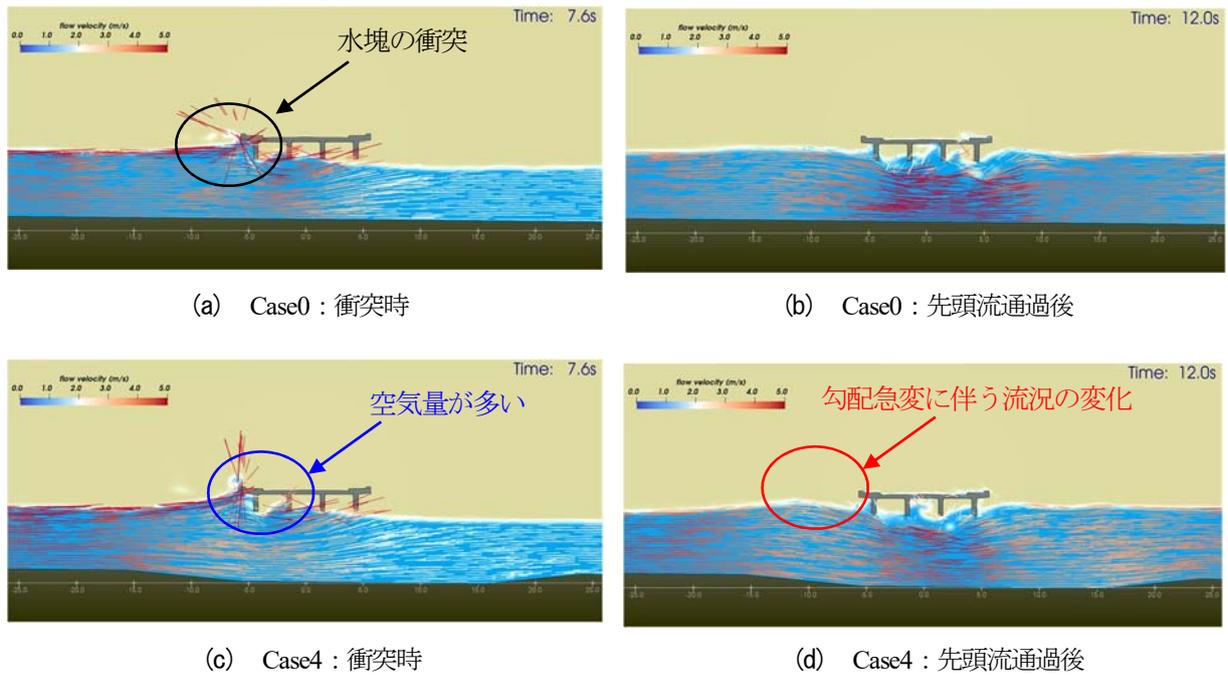


図-2.1.30 洪水流衝突時, 先頭流通過後の流れの状態

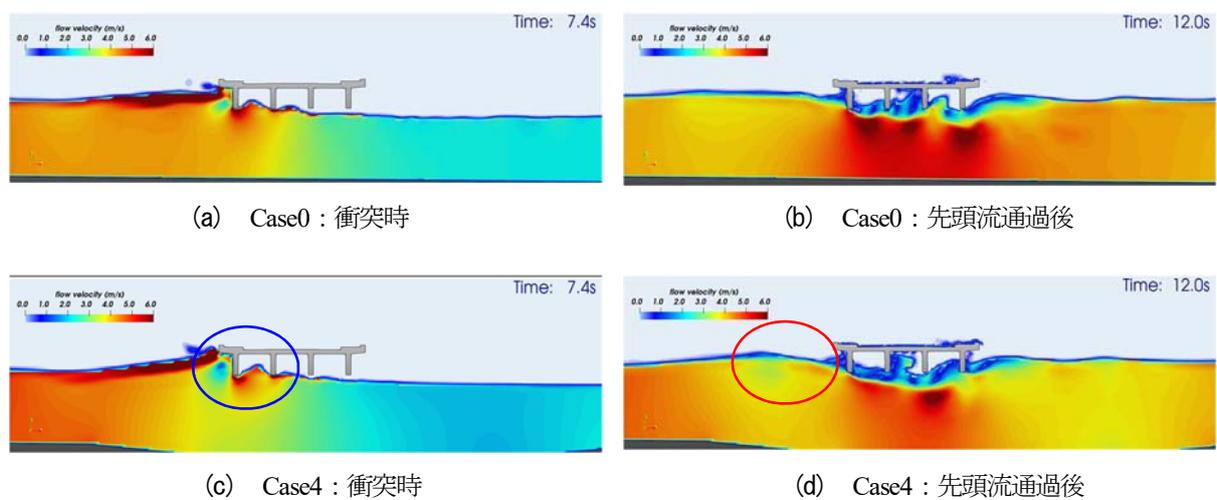


図-2.1.31 洪水流衝突時, 先頭流通過後の流速分布

図-2.1.32, 図-2.1.33に, 桁下面より鉛直方向1m範囲の最大流速(それぞれ, 水平Uxと鉛直Uzの流速)を示す. 同図より, 桁下面1m範囲の最大水平流速は, Case4が若干低い傾向にある. これは前述の通りである. 一方, 鉛直方向の最大流速は, 桁中央(P4)位置においてCase4が速い傾向である. これは, 下向きの鉛直流であり, Case0では河床が概ねフラットであることから流速ベクトルが水平向きが支配的であるが, Case4では河床が下がり水深が増加するため鉛直下向きのベクトルが増加したと考えられる.

以上より, 河床に平均河床より河床勾配が急な部分を設けた場合, 急変部直前では射流となり, 通過後に常流に遷移する. 常流に遷移する位置と上部構造の上流端の位置が一致する場合は, 流速の減少効果により, 水平作用力が減少すると考えられる.

なお, 鉛直作用力が減少する理由は, 河床を掘り下げたことによる全体的な水位低下によって, 桁前面と後面の水頭差が減少したことも考えられるが, ここでは検証が不十分のため, 明らかにできていない.

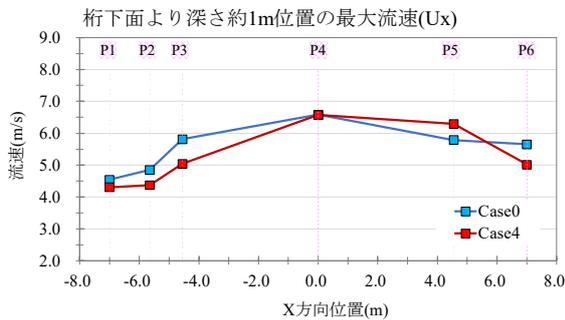


図-2.1.32 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

表-2.1.13 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

水平下流向き	桁下面より深さ約1m位置の最大流速(Ux)					
	P1Ux	P2Ux	P3Ux	P4Ux	P5Ux	P6Ux
H02	4.54	4.85	5.82	6.58	5.79	5.65
dep0-C0	4.54	4.85	5.82	6.58	5.79	5.65
dep1-C1	4.31	4.38	5.04	6.57	6.29	5.02

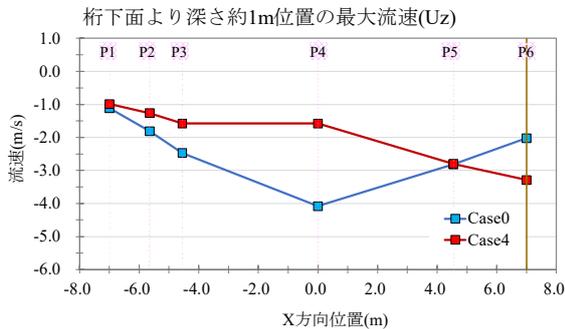


図-2.1.33 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

表-2.1.14 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

鉛直下向き	桁下面より深さ約1m位置の最大流速(Uz)					
	P1Uz	P2Uz	P3Uz	P4Uz	P5Uz	P6Uz
H02	-1.11	-1.81	-2.47	4.08	-2.82	-2.02
dep0-C0	-1.11	-1.81	-2.47	4.08	-2.82	-2.02
dep1-C1	-0.99	-1.26	-1.58	-1.58	-2.80	-3.29

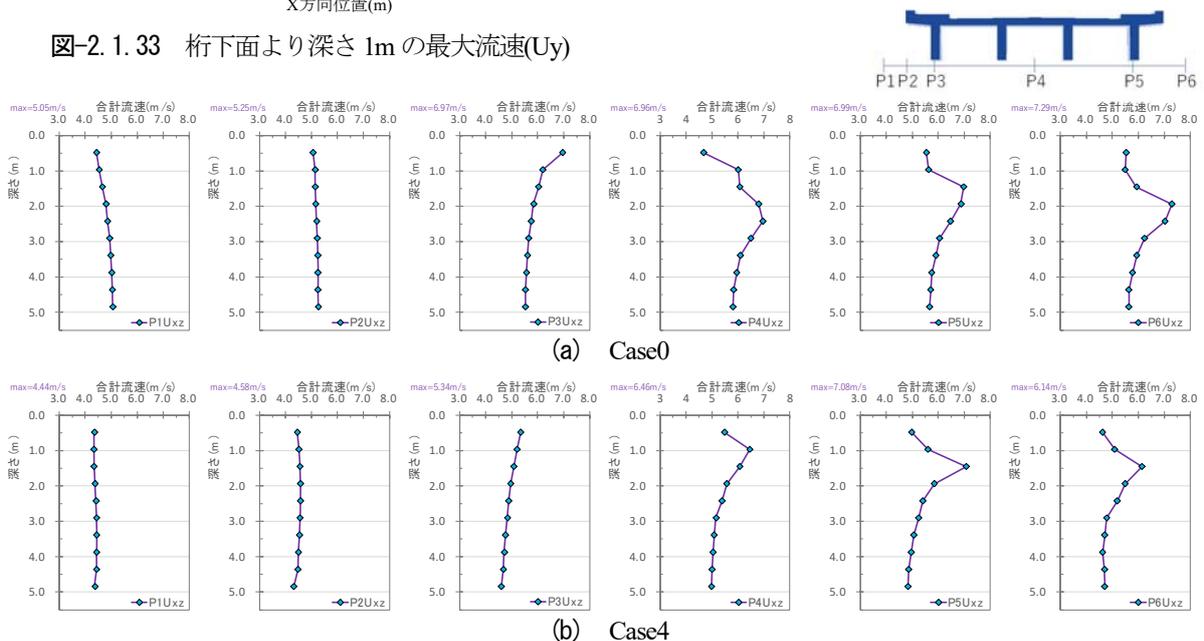


図-2.1.34 桁下面より深さ1mまでの最大流速(UxとUyの合成流速)

6) Case1 と Case4 の併用効果の検証

作用力の低減効果が見られたフェアリング設置案について、Case1 を代表例として、河床形状の変更による流況変化効果の併用案（これを Case5 とする）について検証を行う。モデル図を図-2.1.35 に示すが、フェアリング諸元は前述の Case1 と同様であり、河床形状の変更諸元は Case4 と同様である。

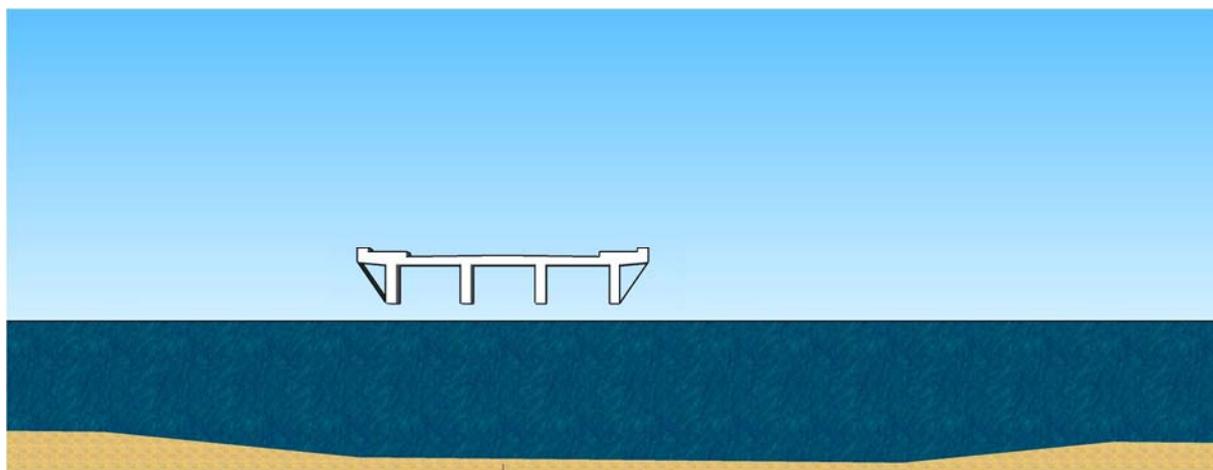


図-2.1.35 Case1 と Case4 の併用案

上部構造に作用する波力を図-2.1.36 と表-2.1.15 に整理した。

Case1 と Case4 を併用した Case5 では、Case1 に比して低減効果は得られず、鉛直作用力は 83.4kN/m に対して 112.7kN/m と、約 1.35 倍となることが確認できる。また、水平作用力では Case1 に対して 2%の増加となり、Case0 に対する Case4 の減少傾向とは異なる。

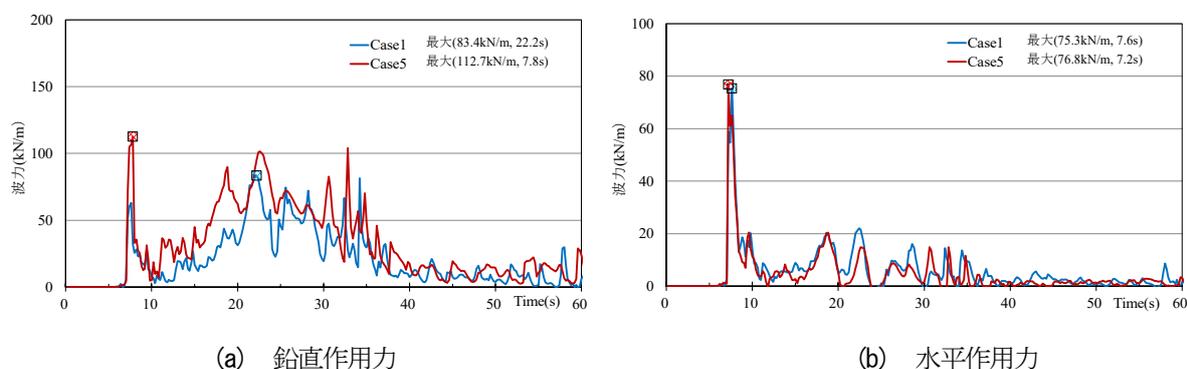


図-2.1.36 ケース毎の作用力（時刻歴）の比較

表-2.1.15 ケース毎の作用力の比較

(Case0, Case4 を参考として併記する)

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0-dep0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C0-dep1	Case4	86.4	7.6	63.9	7.4
C1-dep0	Case1	83.4	22.2	75.3	7.6
C1-dep1	Case5	112.7	7.8	76.8	7.2

この傾向に違いについて、洪水流が上部構造に衝突する際の流れの状況に基づいて考察する。

図-2.1.37 に洪水流衝突時の流速分布と波圧分布を示す。また、同図(a), (b), (c), (d)はそれぞれ Case0, Case4, Case1, Case5 を示す。

同図(a)では、上部構造の上流側に水塊が水平方向に真っすぐに衝突している状況を確認できる。また、現況断面で河床を変更した Case4 では、上向きの流れが発生するとともに、桁前面に空気を閉じ込める空間ができることから、洪水流が衝突することに対して、桁側面に存在する空気層が緩衝材の役割を果たすことで水圧を緩和していると考えられる。この桁前面の空気塊を巻き込む理由は、桁前面に設置した河道掘り下げの影響により、桁に到達する直前での水面付近に鉛直上向き成分の流れが生じ、空気が巻き込みやすくなったと考えられる。

これに対して、Case1 ではフェアリングを設置することで、そもそも洪水流の衝突による衝撃を分散する構造であるが、Case4 で見られた空気塊を閉じ込める空間が斜断面のためか、その効果は見られず、このため Case1 に対する水平作用力の減少効果が得られなかったと考えられる。

このことは、つまりは河床の変更による流れに変化を生じさせて桁に衝突する洪水流の状況を制御することで、水平作用力の減少の効果を期待するのは、非常に困難であることを示唆する。

また、河床変更時の勾配や、変更位置と桁位置などをパラメトリックに検証して、水平作用力の減少効果との相関性を検証する必要があると考えられる。

一方で、鉛直作用力に着目すると、Case5 は鉛直上向きベクトルが生じていることから、Case1 に対して Case5 の鉛直作用力が増加する現象は素直な結果であると考えられる。

Case4 が Case0 に対して鉛直作用力が減少する理由は、今後、流速とベクトル、圧力分布や水頭差による静水圧との関係を明らかにして分析を実施する予定である。

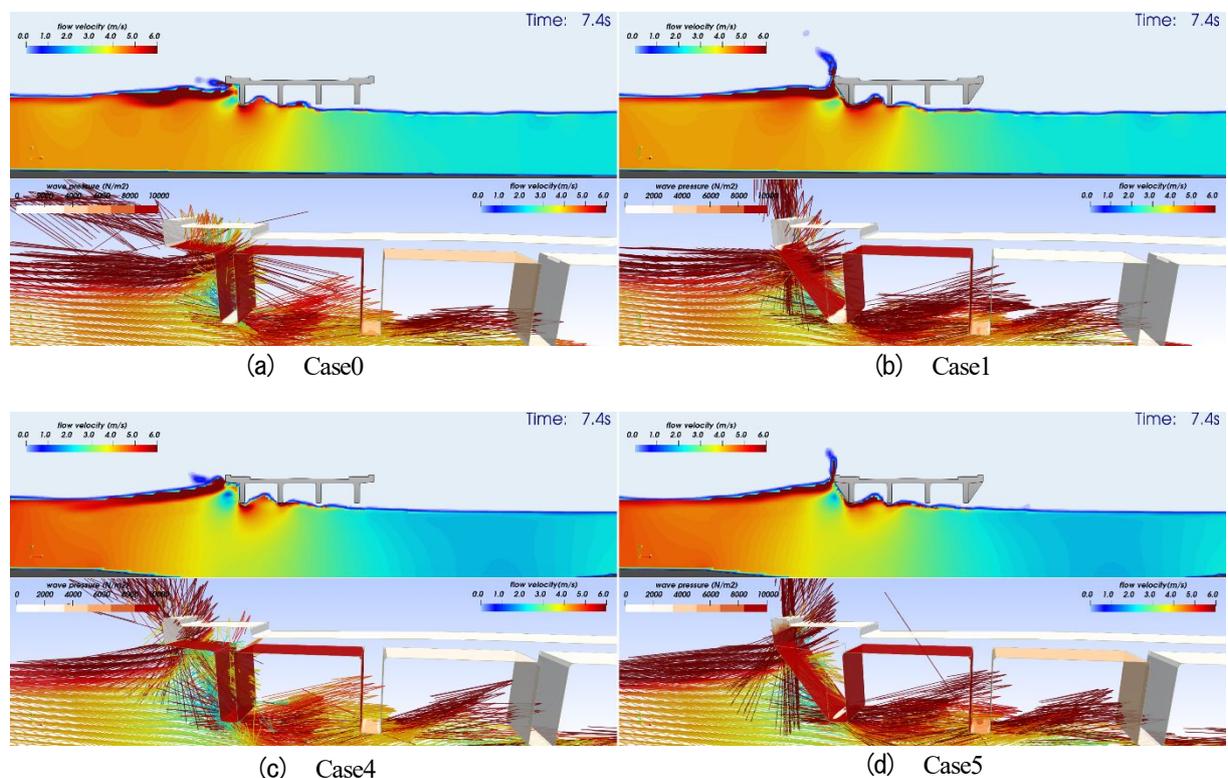


図-2.1.37 洪水流衝突時、先頭流通過後の流れの状態

7) まとめ

洪水時の流木対策の事前検討として、現況の桁橋と3つの形状パターンのフェアリングを設置した場合についてモデル化し、数値流体解析による洪水流による作用力と流れ場の確認を実施した。

表-2.1.16 流体解析結果のまとめ

	鉛直作用力比	水平作用力比	最大流速比
Case0	1.000	1.000	1.000
Case1	0.411	1.049	1.230
Case2	0.787	0.942	1.100
Case3	0.919	0.602	1.150
Case4	0.426	0.890	0.944
Case1+4	0.555	1.070	—

表-2.1.16 で示すように、桁に対する作用力が小さい方が対津波・対洪水の被害低減効果が大きい、一方、桁下面の最大流速(桁下への潜り流)は、速い方が流木を流す対策として有効であると考えられる。従って、Case1 が、対津波・対洪水・対流木の効果が大きいと推定する。

河床に掘込みを設置する場合は、水路水深が深くなるため、河床急変部では流速が増加し、桁前面側での桁下面の流速が遅くなる挙動も見られる。従って、流木等をスムーズに流すためには、増加した流速を桁の後面まで継続させる工夫が必要である。

なお、桁に作用する作用力比を比較すると、地形調整後は、調整前より作用力の低減効果が大きいと考えられる。

今後は、掘込み深さ、勾配と範囲をパラメータとした時の水理変化および流木に与える影響を検証することに加え、流木などの漂流物の輸送、衝突、堆積の挙動を個別要素法で評価する流体・構造連成の解析手法を提案することを検討課題として掲げる。

8) 橋梁の耐荷力評価

前述の検証で得た計画高水流量を上回る洪水発生時における、上部構造に水位が達した際の単位幅当りの作用力を参照し、想定した橋梁モデルの耐荷性能を照査する。

橋梁に対する洪水流の影響を想定した状況であることから、照査は橋軸直角方向に対してのみ行うこととし、水平作用力に対しては、上下部接続部としての支承部、下部構造としての橋脚と基礎構造を対象とする。このため、水平作用力は単位幅当りの作用力を支間長に相当する分布幅を乗じて支点当りの作用力に換算する。また、鉛直作用力に対しては、上部構造の死荷重が下向きに作用している状況に洪水流による上揚力が発生すると考え、支点当りの鉛直作用力から上部構造の死荷重反力を差し引いた値を上揚力とし、これに抵抗する部材は支承部のみを考慮する。この時、死荷重反力が支点当りの鉛直作用力よりも大きい場合は、支承部には上揚力は生じないと考えた。

支承部の耐荷力の算出は、参考文献 2.1.25)に基づき、材料強度を表-2.1.17 に示す通りとして、参考文献 2.1.26), 2.1.27)を参考に図-2.1.38, 図-2.1.39 に示すように想定する抵抗メカニズムと計算式から引張強度に相当する耐荷力を算出した。算出結果は、表-2.1.18 に示す通りである。

表-2.1.17 支承部を構成する材料の強度

材料	引張強さ (N/mm ²)	降伏点 f _y (N/mm ²)	せん断 τ _v (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

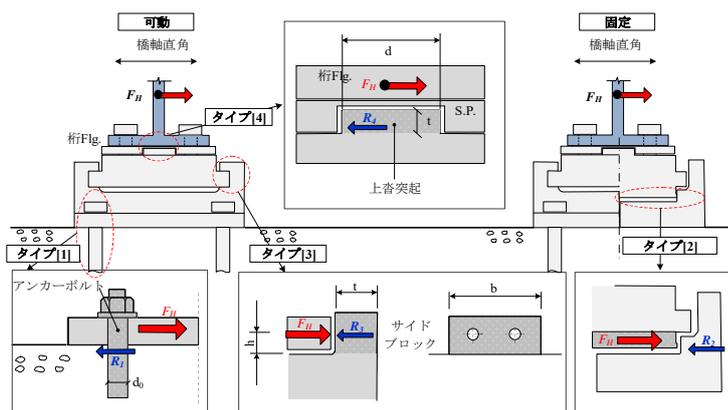


図-2.1.38 支承部の水平方向の耐荷力算出で想定する抵抗メカニズムと計算式

メカニズム	部位	項目	計算式	No.
タイプ[1]	アンカーボルト	せん断応力度	$\tau = \frac{F_H}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(1)
タイプ[2]	上巻 下巻側突起	支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_H}{d \times (t-2)}$	(2)
タイプ[3]	下巻 ストッパー	曲げ引張 応力度	$\sigma = \frac{F_H/2 \times h}{1/6 \times t \times b^2}$	(3)
		せん断 応力度	$\tau = \frac{F_H/2}{t \times b}$	(4)
		合成 応力度	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(5)
タイプ[4]	上巻ソール 側突起	せん断 応力度	$\tau = \frac{F_H}{\pi/4 \times d^2}$	(6)
		支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_H}{d \times (t-2)}$	(7)

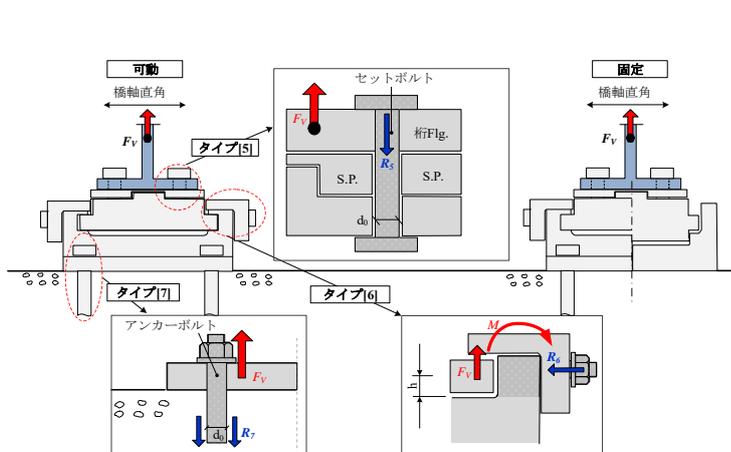


図-2.1.39 支承部の鉛直方向の耐荷力算出で想定する抵抗メカニズムと計算式

メカニズム	部位	項目	計算式	No.		
タイプ[5]	セットボルト	引張 応力度	$\sigma_t = \frac{F_V}{\pi/4 \times d_s^2 \times n}$	(8)		
タイプ[6]	浮上止め 構造	支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_V}{2 \times (B-t_s)}$	(9)		
		y-y 曲げ引張	$\sigma = \frac{F_V/2 \times L_1}{1/6 \times B \times t_s^2}$	(10)		
		y-y せん断	$\tau = \frac{F_V/2}{B \times t_s}$	(11)		
		y-y 合成	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(12)		
		x-x' 曲げ引張 応力度	$\sigma = \frac{F_V/2 \times L_2}{1/6 \times (B-n \times d) \times t_s^2} + \frac{F_V/2}{(B-n \times d) \times t_s}$	(13)		
		ボルト 引張	$\sigma_t = \frac{F_V/2 \times L_1/L_2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(14)		
		ボルト せん断	$\tau = \frac{F_V/2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(15)		
		ボルト 合成	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(16)		
		タイプ[7]	アンカーボルト	付着 応力度	$\tau_0 = \frac{F_V}{\pi \times d_0 \times L \times n}$	(17)

表-2.1.18 抵抗メカニズムにより算出した支承部の耐荷力

		引張強度								
位置	方向	上沓ストッパー	上沓突起	下沓ストッパー	浮止	下沓アンカー	桁取付ボルト	決定値	支点当り	
A1, A2, P3, M	橋軸	591	780	2945				283	1132	
	直角		780	513				283	1132	
	鉛直				145		811	77	308	
P1, P5 M	橋軸	1139	1620	4841				740	2960	
	直角		1620	891				740	2960	
	鉛直				316		541	202	808	
P2, P4 F	橋軸	-	1042	-				1042	4168	
	直角	-	1042	-				1042	4168	
	鉛直	-	-	-	316		541	316	1264	

表-2.1.19 水平作用力と耐荷力の関係

水平作用力に対する耐荷性能の照査		P1	P2	P3		
作用力	構造諸元	支間長(端部は1/2)(m)	30.1	30.1	15.05	
		斜角[°]	85	85	85	
	作用力 [kN]	Case0	71.8[kN/m]	2,153	2,153	1,076
		Case1	75.3[kN/m]	2,258	2,258	1,129
		Case2	67.6[kN/m]	2,027	2,027	1,014
		Case3	43.2[kN/m]	1,295	1,295	648
		Case4	63.9[kN/m]	1,916	1,916	958
		Case5	76.8[kN/m]	2,303	2,303	1,151
耐荷力	支承部	耐荷力[kN] (1支承線当り)	2,960	4,168	1,132	
	下部構造 (橋脚)	地震時保有水平耐力[kN] (終局水平耐力)	4,084	9,405	2,230	
	基礎構造	降伏耐力[kN]	8,860	18,606	7,442	

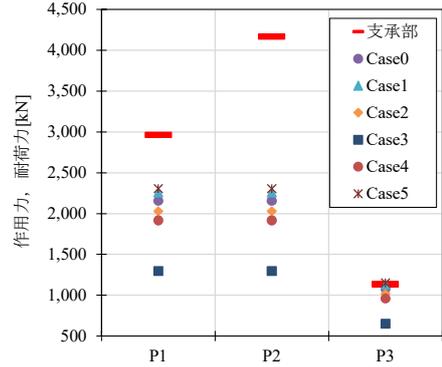


図-2.1.40 水平作用力と耐荷力の関係

表-2.1.20 鉛直作用力と耐荷力の関係

鉛直作用力に対する耐荷性能の照査		P1	P2	P3			
作用力	構造諸元	支間長(端部は1/2)(m)	30.1	30.1	15.05		
		斜角[°]	85	85	85		
	洪水流による作用力 [kN]	死荷重反力[kN]	3,700	3,600	1,400		
		Case0	202.9[kN/m]	6,084	6,084	3,042	
		Case1	83.4[kN/m]	2,501	2,501	1,250	
		Case2	159.6[kN/m]	4,786	4,786	2,393	
		Case3	186.4[kN/m]	5,589	5,589	2,795	
		Case4	86.4[kN/m]	2,591	2,591	1,295	
		Case5	112.7[kN/m]	3,379	3,379	1,690	
		支承に作用する上揚力 [kN]	Case0	202.9[kN/m]	2,384	2,384	0
			Case1	83.4[kN/m]	0	0	0
			Case2	159.6[kN/m]	1,086	1,186	993
	Case3		186.4[kN/m]	1,889	1,989	1,395	
		Case4	86.4[kN/m]	0	0	0	
		Case5	112.7[kN/m]	0	0	290	
		耐荷力	支承部	耐荷力[kN] (1支承線当り)	808	1,264	308

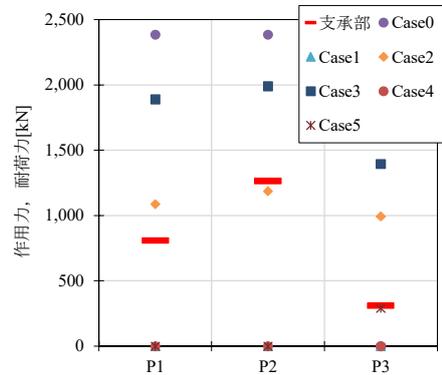


図-2.1.41 鉛直作用力と耐荷力の関係

作用力と耐荷力の関係を、水平方向と鉛直方向をそれぞれ、表-2.1.19 と図-2.1.40、表-2.1.20 と図-2.1.41 に示す。

水平方向では、支承部-橋脚-基礎構造において耐荷力が最小となるのは支承部である。今回実施した検証ケースでは、いずれケースも作用力は耐荷力を下回る結果である。一方で、鉛直方向では、鉛直作用力の低減効果が最も期待できる可動式フェアリング設置ケースや河床を変動したケースでは上部構造の死荷重による下向きの鉛直力を上回る上揚力は発生しないものの、現況のケースや円形、ひし形フェアリングを設置したケースでは作用力が耐荷力を上回る。

このことから、洪水流に対して流出を防止する性能を要求する場合は、支承部の鉛直方向の耐荷力を増加する必要がある、対策方法は参考文献(2.1.21)、(2.1.22)に示される方法が効果的である。

【参考文献】

- 2.1.21) 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, (公社)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, 2015.
- 2.1.22) 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, (公社)土木学会地震工学委員橋梁の対津波設計に関する研究小委員会, 2017.
- 2.1.23) 沿岸技術ライブラリーNo.39 : CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発, 財団法人沿岸技術開発センター, 2010.
- 2.1.24) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM User Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 参照 2019-09-10.
- 2.1.25) (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.
- 2.1.26) (社)日本道路協会 : 道路橋支承標準設計(すべり支承編), 1993.5.
- 2.1.27) 炭村透, 張広鋒, 中尾尚史, 星隈順一 : 津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4 (地震工学論文集第32 卷), pp. I_102- I_110, 2013.

(田崎賢治・佐々木達生)

2.2 盛土・背面土の対策

(1) 被害発生メカニズム

洪水時には橋梁の取り付け道路の盛土や橋台の背面土が流出する被害も、各地でこれまでに多く発生している。ここでは主に過去に北海道で発生した被害を例として、被害発生メカニズムについてまとめる。

2003年に北海道日高地方を襲った洪水では、沙流川水系やそれ以外の流域において、氾濫流により橋台背面の道路盛土が被害を受ける事例が多数発生した^{2.2.1), 2.2.2)}。これは図-2.2.1の模式図のように橋台背面の盛土が氾濫原において氾濫流に対し水制のような存在となり、下流への流れを阻害したため発生したものと考えられる。谷底平野で山地部や段丘面により氾濫流が横断方向に広がるスペースが限定される場合や、架設年次が古い橋梁で取付け道路が河道に入り込んでいる場合に被害が発生しやすい。

2016年8月中旬には、観測史上初めて1週間に3つの台風が北海道に上陸し、8月下旬には前線と台風の接近で、北海道の東部の広範囲で歴史的な降雨となり2016年北海道豪雨災害が発生した^{2.2.3)}。土木研究所寒地土木研究所による管理者への聞き取り調査では、128箇所の橋梁で工事が必要な被害が生じた。このうち、橋台背面盛土の流失を伴うものは74橋あった^{2.2.4), 2.2.5)}。被害を受けた橋梁の多くは河川の上流部に位置しており、1)洪水が直接あるいは橋梁上流の河岸洗掘が進行して到達したもの、2)上流で溢し道路が洗掘され橋台背面に達したもの、3)橋梁付近の流木による河道閉塞で溢水してその氾濫流が道路上を流下したもの、に類型化される。これらの被災事例では、背面盛土の流失に伴う道路陥没に気づかずに橋台内へ車ごと落下し、増水した河川に流されて死者2名と行方不明者1名の人的被害が発生した。また、河川の氾濫流や河岸侵食などの河川からの直接の作用以外にも、道路や側溝からの大量の雨水により橋台背面盛土や基礎周辺の土砂が流失した事例があった。

石狩川の最上流部の高原大橋は、1973年に竣工された橋長124.5mの4径間単純合成鉄桁橋である。図-2.2.2(a)～(d)に本橋の被災状況を示す。図-2.2.2(a), (b)は左岸側のA-2橋台背面土の流失状況で、橋台周辺の護岸も洗掘を受け法面も崩壊している。図-2.2.2(c)は洗掘により沈下したP-2橋脚の状況である。P-2を含め橋脚は3基とも傾斜し、それに伴い主桁には傾斜、横構は座屈が発生した。図-2.2.2(d)は右岸側のP-1橋脚とA-1橋台で、右岸側の護岸も崩壊したが橋台背面には特に被害は無かった。本橋の被害発生メカニズムを図-2.2.3に示す。被災前には図-2.2.3の写真で示されるように河川は橋梁の上流で湾曲し、左岸橋台の上流側は植生があった。河道流はA-1とP-3の間を流下していた。8月下旬の3連続台風の影響により、河川の流量が急増するとともに流況が変化し、上流の湾曲部で浸食作用が発生して川幅が広がるとともに、狭窄部となったA-2橋台の上流側に流れが衝突し、かなりの浸食が発生し背面

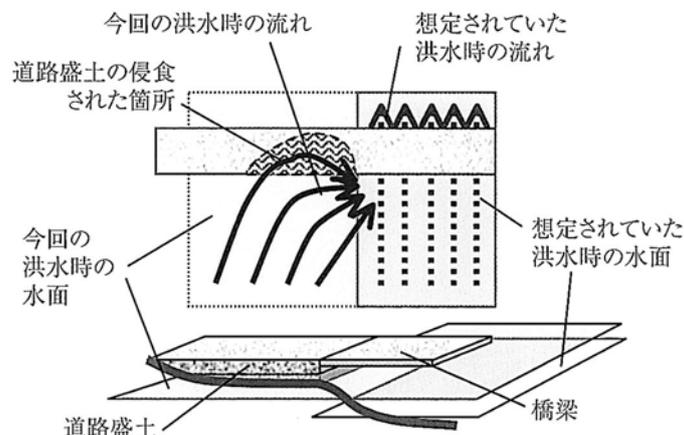


図-2.2.1 道路盛土の浸食被災模式図^{2.2.2)}



(a) A-2 橋台背面盛土の流失



(b) A-2 橋台護岸の被害



(c) P-2 橋脚の沈下



(d) P-1 橋脚と A-1 橋台

図-2.2.2 高原大橋の被災状況

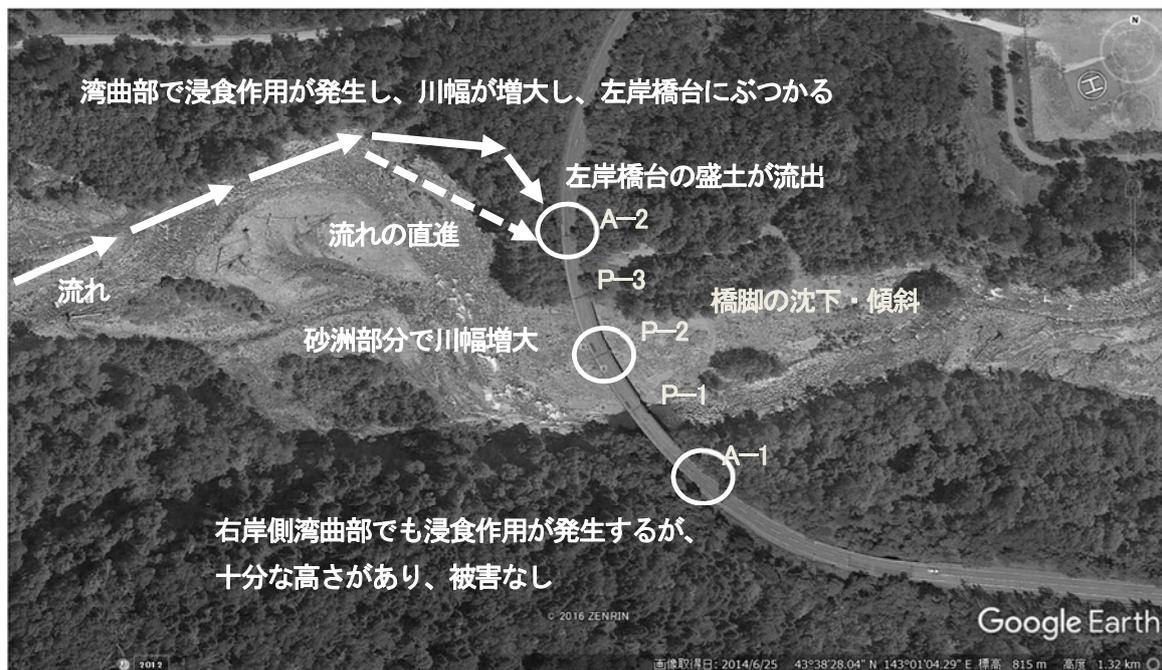


図-2.2.3 高原大橋の被災メカニズム (Google Earth 2014/6/25 に加筆)

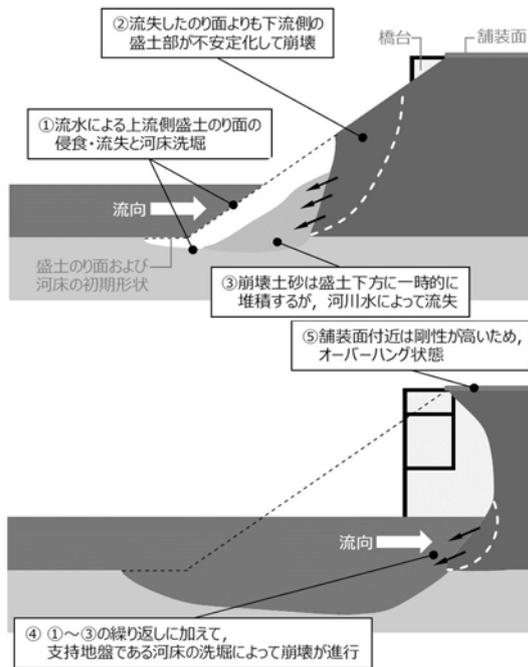


図-2.2.4 盛土の浸食・流失メカニズム^{22.8)}

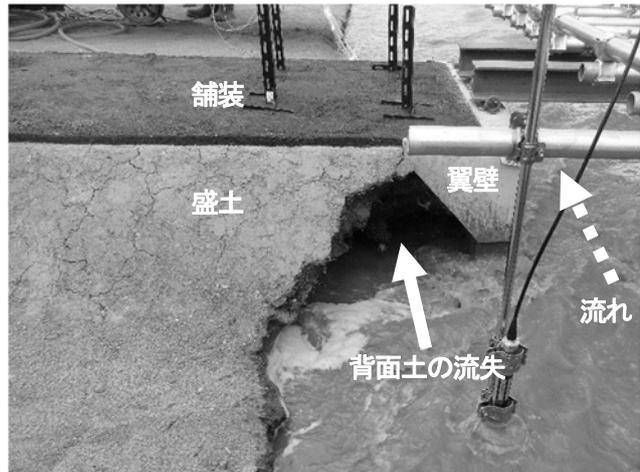


図-2.2.5 屋外開水路実験の状況 (左岸側橋台)

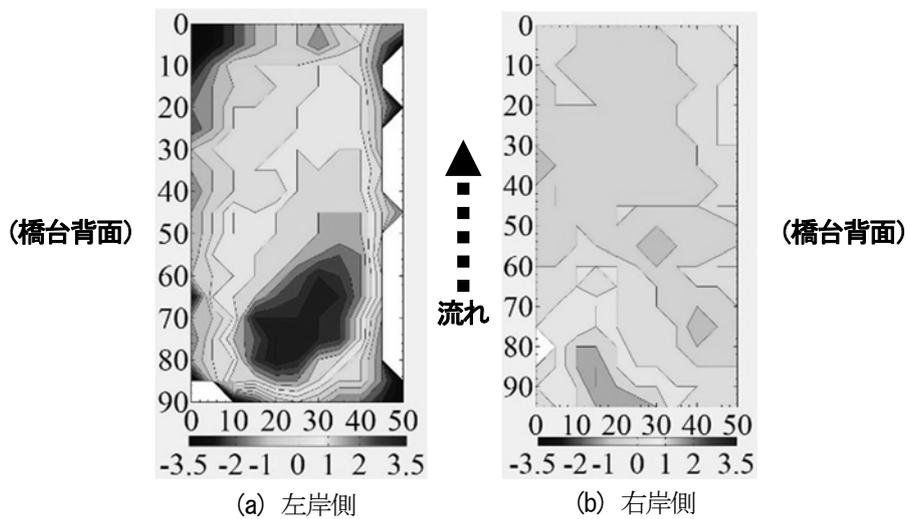


図-2.2.6 橋台底面の洗掘深^{22.12)}に加筆 (cm)

土が流失した。

石狩川水系辺別川の九線橋は背面盛土の浸食および橋台の沈下・傾斜が生じたが、この被災メカニズムについては、井上ら^{22.6)}の数値実験や西村ら^{22.7)}による実験水路において橋梁模型を用いた実験が行われている。また、川尻ら^{22.8)~22.12)}は橋台の翼壁の形式にも着目しながら、洪水時における橋台背面盛土の流出や橋台周辺の洗掘状況を再現するため、橋台と盛土の模型を用いて屋内開水路や屋外の実験水路で再現実験を実施した。一連の実験結果から盛土の浸食は橋台との構造物境界部で進行し、橋台内盛土の浸食と流失が顕著であった。さらに盛土が流失した上部の舗装面でオーバーハング状態となった(図-2.2.4, 図-2.2.5)。また、橋台模型の底面では図-2.2.6のように河道側かつ上流側から洗掘が進行し、直接基礎の場合、これに伴い橋台が傾斜することを確認した。翼壁の形式としては、図-2.2.5のような翼壁の寸法が小さいパラレルタイプの橋台で背面土の流失がより起こりやすかった。



図-2.2.7 川上橋の被災状況（右岸側）^{22,3)}

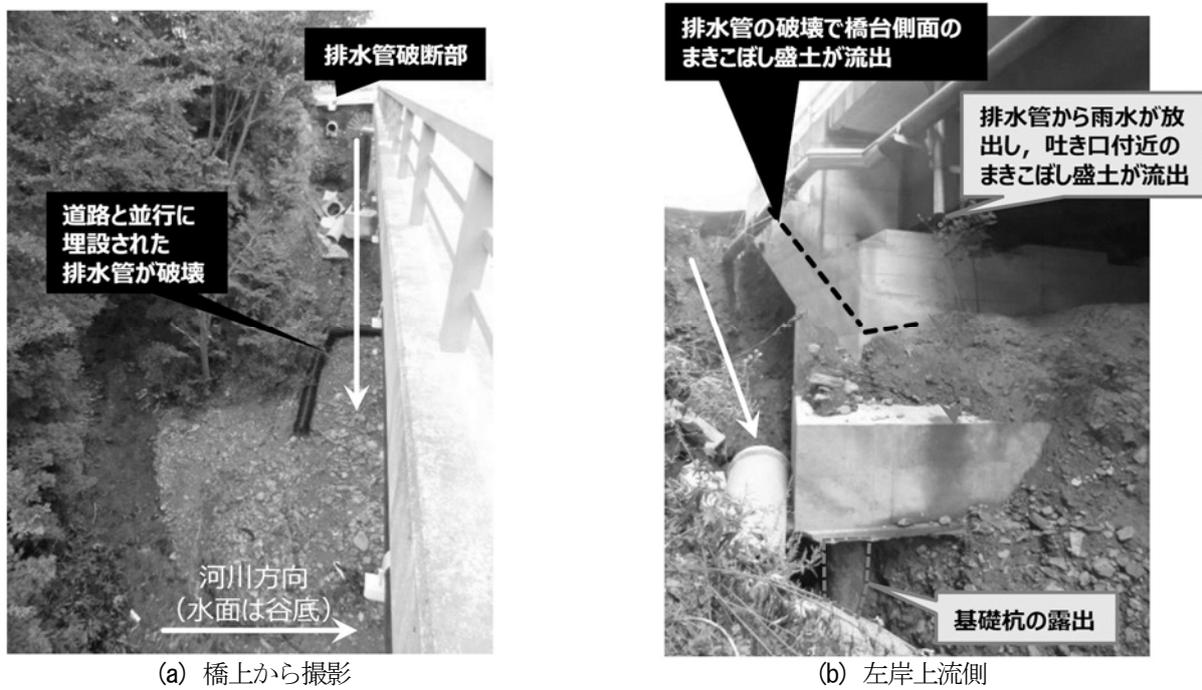


図-2.2.8 白花橋の被災状況^{22,3)}

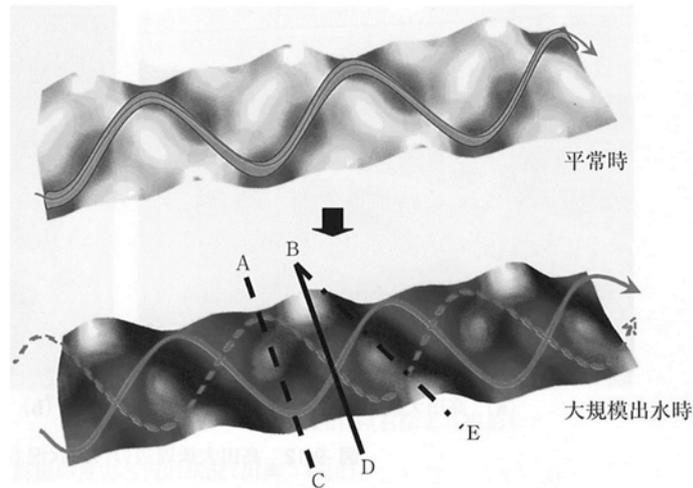


図-2.2.9 大規模砂州が形成されている谷底平野での架橋地点²²²⁾

一方、山間部の谷地形に架かる橋梁で発生した橋台背面土の被災事例もある。図-2.2.7 は常呂川水系無加川の支川である22号沢川に架かる川上橋における2016年北海道豪雨での被災状況を示す。本橋では、橋梁が周辺の土地よりも低い谷地形に架けられ、道路勾配により雨水が橋梁に集まり橋台背面に流入したと考えられる。周辺は畑地で前後の取り付け道路は橋に向けて下っており、降雨時の雨水は橋梁に向けて集まりやすく、雨水が沢に流れ込む際に橋台背面土も流出させたものと推測される。本橋では橋梁本体には特別な損傷は見受けられなかった。また、図-2.2.8(a), (b)に無加川の支川である25号沢川に架かる白花橋の被災状況を示す。本橋での被害は、橋台側面やフーチング上の盛土の流出およびそれによる基礎杭の露出である。25号沢川も谷底にあり氾濫流や河岸侵食により土砂が流出したとは考えにくい。図-2.2.8(a)では、道路と平行に側溝と排水管が設置されており、それらが破断している。これにより、側溝と排水管からそのまま多量の雨水が流れ、橋台側面の土砂が流出した。図-2.2.8(b)のように、橋梁には橋面の雨水を処理する排水管が取り付けられている。白花橋の被害は、この橋梁に取り付けてある排水管からの雨水も関係している。過去の点検でも排水管からの雨水により盛土が流出していることが報告されていた。今回の豪雨災害では、排水管からさらに多量の水が放出され、側溝からの雨水と合わせてさらに盛土を流出させた。その結果、側溝からの雨水の流入と排水管からの排水の複合により、基礎杭が露出する被害となった。

(2) 対策工法の検討

橋梁の取り付け道路の盛土部や橋台背面が被害を受ける場合、橋梁そのものは目立った被害を受けない場合も多く、橋梁構造そのものへの対策のみならず、架橋地点を含む橋梁計画そのものを検討することや、土構造の対策などが考えられる。

谷底平野で大規模砂州が形成された地形での氾濫流は、図-2.2.9のように河道法線と谷軸に対して河道法線と線対称の2つの流れが8の字状になる²²²⁾。このような場合、河道以外の部分に道路盛土を施工すると、人工的に狭窄部を形成したこととなるため、氾濫流が直接盛土や橋台背面に衝突することとなって盛土の浸食が生じる。図-2.2.9では、点Aと点Cを結ぶ場合や、点Bと点Eを結ぶような場合は、大規模出水時に2つの流れと交差するため、十分な橋長を確保する必要がある。点Bと点Dを結ぶ場合は氾濫流と河道流が合流する箇所になる。この場合でも、この箇所が人工的な狭窄部となることには変わりはなく、流下断面となる桁下空間は十分確保する必要があるし、流れのエネルギーが収束する箇所である

ため、洗掘防止等の対策が必要となる。

前項で被災状況を紹介した高原大橋は、水衝部となった左岸橋台の背面盛土が流失したが、復旧に際しては図-2.2.10のように橋長を約46m延伸してA-2橋台を左岸側に後退させた^{22.13)}。

地盤工学的な対策工法としては、ジオシンセティック材料を活用することが提案されている。青木ら^{22.4), 22.5)}は、橋台背面盛土の被災要因を浸透破壊、浸食・洗掘破壊、間隙空気によるものに分類し、それぞれに対して遮水シート、護岸、透気防水シートなどを個別要因に対応する工法として有効であると指摘している。さらに恒久的な復旧を想定した対策工案としてこれらを組み合わせた検討を行い、図-2.2.11のように落石ネットの箱型根固め工と透気防水シートまたは連続箱型鋼製枠と透気防水シートによる対策工案を提案している。また、川尻ら^{22.13)}はジオシンセティック材料を活用した具体的な工法としてギャビオン（ふとんかご）を壁面材とし、背面盛土に亀甲金網を補強材として水平方向に敷設したギャビオン補強土壁^{22.14)}を提案している。

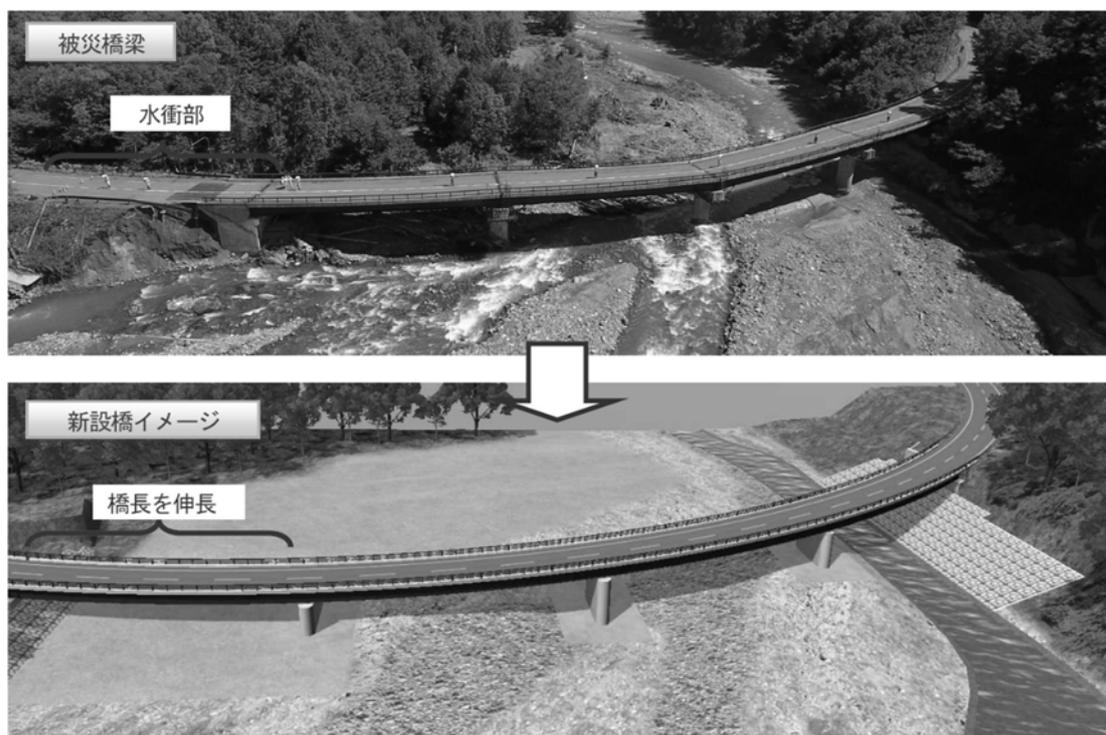


図-2.2.10 橋長による川幅確保^{22.13)}

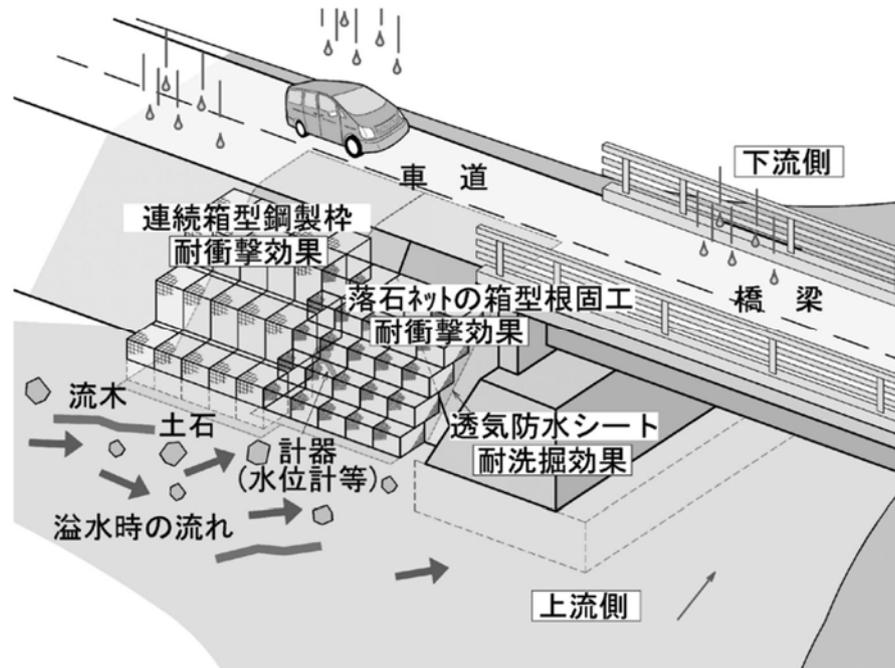


図-2.2.11 透気防水シート+連続箱型鋼製枠（図左側）および落石ネットを利用した箱型根固め工（仮称 図右側）の模式図^{22.5)}

最後に橋梁における対策としては、道路橋示方書 IV 下部構造編^{22.15)}では、橋台背面アプローチ部について良質な材料を用いるとともに降雨に対する排水性を考慮した設計を行い(7.9 節)、降雨に対する排水性を確保できるよう施工しなければならない(15.6 節)とされており、参考資料では排水工の例として、図-2.2.12 のように表面排水工、裏込排水工、地下排水工を示している。また、道路土工-盛土工指針^{22.16)}や道路土工要綱^{22.17)}には、排水工について詳細が示されている。

インテグラルアバット橋やポータルラーメン橋については上部工と橋台が一体となっているため、橋台背面に空隙や沈下が生じやすい。このため岩崎ら^{22.18)}は橋台背面の排水対策工法に関する国内外の調査・分析に加え、橋台背面への浸入水について2次元定常浸透解析を行い、従来工法である水抜き孔および裏面透水性材の設置が排水対策として有効であることを明らかにしている。また、踏掛版については、付け根が損傷した場合に橋台背面の浸入水が増加する懸念があるため、踏掛版上面への防水シートの設置等の予防措置や、堅壁と踏掛版を剛結するなどの構造的な対策が有効であると指摘している。一般の橋梁においてもこれらの対策は有効であると考えられるが、さらなる研究の余地がある。例えば、2016年北海道豪雨災害において図-2.2.13 のような山間部の橋梁で橋台背面土の流失が発生した。本橋は踏掛版を有する橋梁で、踏掛版下側の土砂が小規模に流失しているが、路面の損傷範囲はおおむね路側帯の範囲にとどまっている。踏掛版の有無による橋台背面土の流失への影響を明らかにできれば、豪雨災害時の通過車両の転落など人命につながる被害を抑止できる可能性がある。

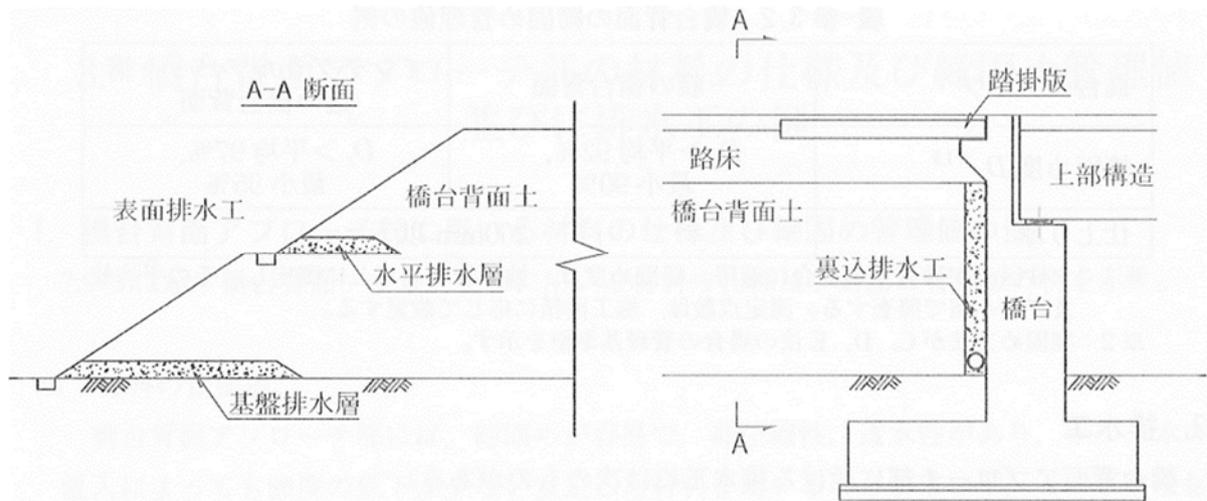


図-2.2.12 橋台背面アプローチ部の排水工の構造例^{2.2.15)}



(a) 左岸側から全景

(b) 踏掛版と橋台背面土の流失

図-2.2.13 秋田開拓橋の被災状況

【参考文献】

- 2.2.1) 渡邊康玄，鈴木優一，小川長宏：2003 年台風 10 号による沙流川水系の橋梁被害と流木の挙動，自然災害科学，J.JSND，23-1，pp.107-116，2004.
- 2.2.2) 玉井信行，石野和男，榎田真也，前野詩朗，渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害 —その原因と対策—，技報堂出版，2015.
- 2.2.3) 土木学会 2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団：2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団報告書，http://committees.jsce.or.jp/report/system/files/2016年8月北海道豪雨土木学会調査団報告書_20170501.pdf，2017.
- 2.2.4) 青木卓也，山梨高裕，橋本聖，林宏親：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討，平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 74 号，F-10，2017.
- 2.2.5) 青木卓也，山梨高裕，橋本聖：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討，寒地土木研究所月報，No.781，pp.12-16，2018.
- 2.2.6) 井上卓也，サムナー圭希，加藤一夫，六浦和明，矢部浩規，清水康行：2016 年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析，河川技術論文集，第 23 巻，pp.37-42，2017.

- 2.2.7) 西村雄喬, 武内慶了, 諏訪義雄: 大規模な河岸侵食に伴い生じる橋台被災の基本的機構把握に向けた実験的検討, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.149-154, 2018.
- 2.2.8) 川尻峻三, 御厩敷公平, 川口貴之, 倉知禎直, 原田道幸: 河川増水による橋台背面盛土の侵食に対するジオシンセティックス材料による対策工の提案, ジオシンセティックス論文集, 第 33 巻, pp.159-166, 2018.
- 2.2.9) 川尻峻三, 川口貴之, 渡邊康玄, 宮森保紀, 川俣さくら, 御厩敷公平, 金子大輝, 高橋大樹: 橋台背面盛土の地盤工学的な性状把握と水理模型実験による侵食過程の観察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.4, pp. I_1273- I_1254, 2018.
- 2.2.10) 御厩敷公平, 川尻峻三, 高村寿希, 松田朋也, 鎌田啓市, 渡邊康玄, 宮森保紀: 屋外開水路による橋台背面盛土の侵食実験, 第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集, 0923, 2019.
- 2.2.11) 鎌田啓市, 高橋大樹, 宮森保紀, 渡邊康玄, 川口貴之, 川尻峻三, 三上修一: 河川増水時における橋台の洗掘が構造安定に及ぼす基礎的検討, 平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 74 号, A-33, 2017.
- 2.2.12) 鈴木光, 宮森保紀, 川尻峻三, 渡邊康玄, 齊藤剛彦, 山崎智之: 屋外開水路実験における橋台洗掘の再現と数値解析, 令和元年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 76 号, A-09, 2020.
- 2.2.13) 遠藤拓雄, 多田和広, 吉田展之: 台風の影響により被災した高原大橋の本復旧完了について—早期供用に向けた工程管理について—, 第 62 回 (2018 年度) 北海道開発技術研究発表会発表論文集, 防 1, 2018.
- 2.2.14) 川俣さくら, 川口貴之, 中村大, 倉知禎直, 林啓二, 川尻峻三, 山下聡: 透水性断熱材を用いたギャビオン補強土壁の積雪寒冷環境における性能評価, ジオシンセティックス論文集, 第 31 巻, pp.119-126, 2016.
- 2.2.15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2017.
- 2.2.16) 日本道路協会: 道路土工—盛土工指針 (平成 22 年度版), 2010.
- 2.2.17) 日本道路協会: 道路土工要綱 (平成 21 年度版), 2009.
- 2.2.18) 岩崎信正, 竹原和夫, 津田佳明, 新平信幸, 栗田章光: PRB 橋台背面の排水対策工法とその効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.62-69, 2015.

(宮森 保紀)

2.3 木除杭の対策

2.3.1 木除杭の概要

近年では、橋梁に作用する津波等の流体力の解明や、この流体力から橋梁被害を軽減するための技術開発が盛んに行われるようになった。しかしながら、漂流物とこの流体物がともに作用する場合の特性や被害のメカニズムを解明する研究は未だ十分と言えない状況にある。特に支間長が短い橋梁では、流木や瓦礫により狭窄化が進行するとともに、これらが滞留することで被害を拡大化する可能性が高いことが指摘される。そのような中、伝統的な橋梁に設置されている木除杭^{2.3.1)}への注目が高まりつつある。この木除杭は、代表的なものとして、京都市の渡月橋や宇治橋、また伊勢神宮内宮の宇治橋がある。しかしながらこの木除杭に関して未だ設計手法が確立されていないこと、またこの木除杭の構造とその効果に関するメカニズムは明らかになっていない。

従って、著者ら^{2.3.2)}の研究をより発展させ、洪水のみならず、津波にも機能する可能性がある木除杭に関するメカニズムの解明、またこの効果を明らかにすることを目的に実施された実験の報告を行う。実験では国内の代表的な木除杭を有する3つの橋梁をモデルに、木除杭を設置したことによる効果や、木除杭と橋梁のクリアランスの影響を解明することに着目した。

2.3.2 実験の概要

本実験では縮尺を1/50とし橋脚と木除杭の配置を設定した。また漂流物は円形の木材とし、橋脚の上流側である3mと10mの二つの位置から、人力で丁寧に水面付近に投入した。漂流物の通過を確認する方法は目視により行い、通過の有無を確認した。ここでは、漂流物の種類が通過率に与える影響、木除杭の有無や橋脚との間隔による影響、また漂流物の流下する条件の違い(1本単独の流下か群としての流下か)による影響を把握し、木除杭の効果を明らかにすることを目的とする。また、3mと10mの二つの位置から実験を行った理由としては、流下中の木材が回転したことによる角度の変化や、流下距離の差における漂流物の通過率の違いを確認するためである。

対象となる実験水路は、斜流の影響がなく安定した流速である実在する用水路とし、この河床勾配は基本勾配が $i=1/750$ である。図-2.3.1に実験水路の断面図を示すが、実験水路の河床幅は $W=1.19\text{m}$ 、ブロック積み護岸の勾配1:0.3である。

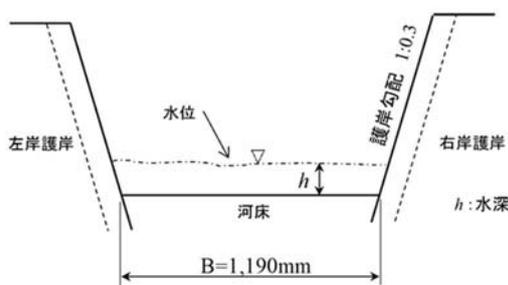


図-2.3.1 実験水路の断面図

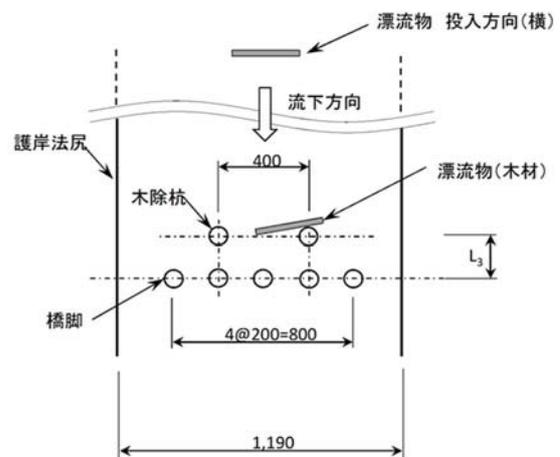


図-2.3.2 橋脚及び木除杭の配置

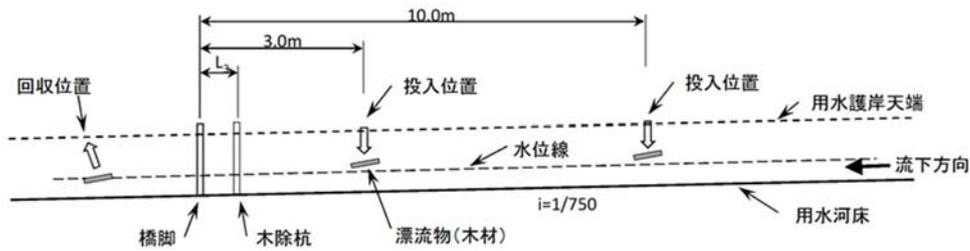


図-2.3.3 水路実験の概要（縦方向）

表-2.3.1 実験ケース

実験	漂流物の投入位置	橋脚と木除杭の間隔 (mm)				漂流物の流下本数 (本)
		0	200	300	400	
1	3m	○	○	○	○	50×4=200
2	10m	○	○	○	○	50×4=200
3	3m	○	○	○	○	31×10=310
4	10m	○	○	○	○	31×10=310

$$f_{wn} = \frac{V_{wout}}{V_w} \quad (2.3.1)$$

2.3.2 実験の実施方法

図-2.3.2 に橋脚及び木除杭の配置を、図-2.3.3 に実験水路の概要（縦断方向）を示す。図に示す橋脚の位置を基準とし、この位置から上流側の所定の位置（図中の3mと10m）から漂流物を投入させ、自然流下により橋脚部及び木除杭部を通過する本数を記録した。漂流物を投入するにあたり、図-2.3.2 に示す様に流下方向に対して90度（垂直方向）で投入する方法とした。橋脚及び木除杭のモデルについて、既往研究^{23.2)}を参考に、橋脚及び木除杭は鋼製パイプ（φ25）を、またこれらの部材を連結するための二次部材は塩化ビニールのパイプ（φ24）を用いた。橋脚の間隔については、想定している伝統的な橋梁である3橋（京都宇治橋、京都渡月橋、伊勢宇治橋）の支間長が約10.0mであり、縮尺として1/50程度となるように200mmと設定した。この実験では構造部を通過した本数に着目し、投入した総数に対して通過した比率に基づく評価方法とし、通過率 f_{wn} を式(2.3.1)で求めることとした。ここに、 V_{wout} は橋脚部を通過して流下した漂流物（木材）の本数、 V_w は漂流物（木材）の投入本数である。

漂流物の特性は、形状は円形（桐）のφ9で比重は最大で0.437～最小で0.264、平均比重で0.342である。漂流物の長さについては、橋脚と同間隔の200mmと設定した。表-2.3.1に実験ケースの一覧を示す。ここに示す実験1と実験2は1本単独で流下したケース、実験3と実験4は群として流下させたケースである。また、1本のみ流下させたケースの総投入本数は400本、また群として投入したケースの総投入本数は620本、合計1,020本である。但しこの1,020本は、流下条件から外れたものは含めていない。また、橋脚と木除杭の間隔における0mmは木除杭を設置していない。

2.3.3 実験の結果^{2.3.3)}

(2) 群の流下による通過率と考察

ここでは、群の流下による通過率の結果について述べる。図-2.3.4 及び図-2.3.5、また表-2.3.2 及び表-2.3.3 に投入距離が 3m と 10m の結果の一覧を示す。通過率の平均値について、投入距離が 3m の場合では、木除杭なしのケースで 54.8%、200 mm のケースで 52.6%、300 mm のケースで 64.5%、400 mm のケースで 63.5%となった。また投入距離が 10m の場合では、木除杭がなしのケースで 56.1%、200 mm のケースで 57.7%、300 mm のケースで 76.1%、400mm のケースで 71.6%である結果を得た。

この結果より、300 mm と 400 mm のケースではそれ以外のケースよりも通過率が大幅に向上している結果を踏まえると、木除杭を設置しかつ橋脚間隔の 1.5 倍以上である 300mm 以上の配置が効果的であることが言える。また、群として投入した木材がすべて通過した回数は、投入距離が 3m の場合で木除杭なしでは 2 回、200mm にケースは 1 回、300 mm のケースで 3 回、400mm のケースで 4 回、また投入距離が 10m の場合では、木除杭がなしのケースで 1 回、200 mm のケースで 4 回、300 mm のケース 5 回、400 mm の場合で 3 回と、木除杭を設置することにより、群として流下した漂流物が橋梁で留まることなく全部通過する率が大幅に向上することが明らかとなった。

以上から、木除杭を設置することにより、橋脚部の閉塞率を改善する効果が期待される。

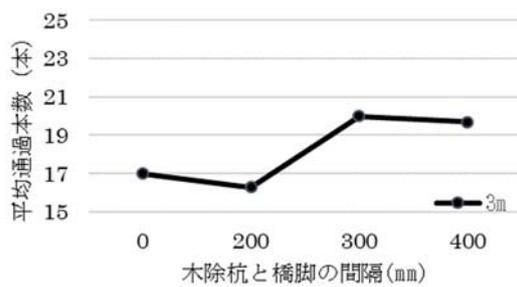


図-2.3.4 投入距離 3m の平均通過率と平均通過本数

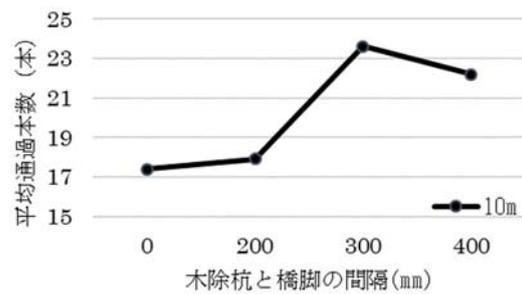


図-2.3.5 投入距離 10m の平均通過率と平均通過本数

表-2.3.2 投入距離 3m の結果一覧表

木除杭と橋脚の間隔 (mm)	0	200	300	400
平均通過本数 (本)	17.0	16.3	20.0	19.7
平均通過率 (%)	54.8	52.6	64.5	63.5

通過時間単位：s

表-2.3.3 投入距離 10m の結果一覧表

木除杭と橋脚の間隔 (mm)	0	200	300	400
平均通過本数 (本)	17.4	17.9	23.6	22.2
平均通過率 (%)	56.1	57.7	76.1	71.6

通過時間単位：s

2.3.4 まとめ

実在する用水路にて、木除杭を有する伝統的な橋梁である3橋をモデルとし、1/50程度の縮尺にて漂流物を流下する実験を実施した。漂流物は流木を想定とし、流木投入位置を変化させた条件、また木除杭と橋脚との間隔を変化させた条件により通過率を測定した。

この結果、木除杭を設置することで全体的に通過率が高くなること、群で一斉に流下させた場合、橋脚と木除杭の間隔が広いほど通過率が高くなること、特に橋脚間隔（本実験では200mm）からの距離が橋脚間隔の1.5倍（300mm）から通過率がより向上すること、また流木の投入距離が離れる場合(10.0m)で通過率が向上することが明らかになった。

【参考文献】

- 2.3.1) 原田紹臣，里深好文；橋梁における歴史的な流木対策に関する研究，歴史都市防災論文集 Vol.10, pp.115-122, 2016年7月.
- 2.3.2) 石橋孝則他6名；橋脚における木除杭の効果に関する実験的検討，平成28年度卒業研究概要集，福井工業大学建築生活環境学科，2017年3月.
- 2.3.3) 竹田周平；橋梁に設置された木除杭の性能に関する実験，第15回日本地震工学シンポジウム，pp.1-9, 2018年12月.

(竹田 周平)