

超過洪水時の橋梁流失に対するCFD解析と橋梁の耐洪水設計

大林組 正会員 桐山遥奈
 広島大学大学院 学生会員 吉田啓悟
 広島大学大学院 正会員 有尾 一郎

1. はじめに

近年、洪水による橋梁の流出および崩壊が多く発生し、橋梁の流出により交通網の遮断、集落の孤立や被災後の橋の架け替えなど多くの問題が生じている¹⁾。現状では橋梁設計²⁾において超過洪水を想定せずに、橋が設計され、流出・崩壊する原因の一つと考えられる。そこで、本研究では、流体荷重を考慮した橋梁の耐洪水設計を考える。耐洪水設計を行うにあたり、まず、洪水時に作用する最大流体力や、橋梁の流出に至る要因を調査・分析する必要があると考え、西日本豪雨により流出した三篠川第一橋梁を対象に、崩壊要因の検証および数値流体解析(CFD)により洪水時の最大流体力を算出した。これらを踏まえ橋脚、橋桁の耐洪水設計を試みた。

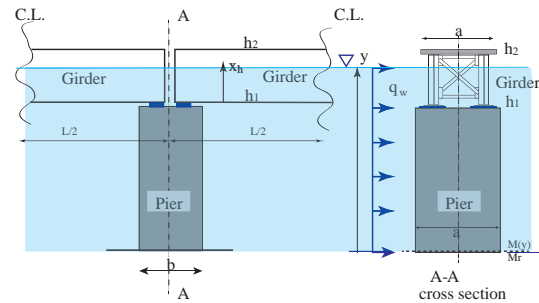


Fig. 1 Analytical bridge model

Table 1 Bridge collapse load

破壊形態	橋桁部の抗力 (kN)
ボルトのせん断破壊	616.9
ボルトの引き抜き破壊	1188.3
橋脚の転倒	190.6

2. 橋梁崩壊メカニズムの推定

橋梁の崩壊には、(1) 支承部のせん断破壊、(2) 引抜き破壊、(3) 橋脚の転倒による破壊、(4) 河床の洗堀により生じる破壊が考えられる。本研究対象では洗堀の発生は確認されなかったため、(1),(2),(3)の3つの破壊形態について釣合い式を立て、流体力(破壊荷重)を次のように導出した。

(1) 支承部のせん断破壊

支承部のせん断破壊荷重 Q_b を求める式を以下に示す。

$$Q_b = 0.7A\sigma_y n = P_t n \quad (1)$$

ここに、 A はボルト部の断面積を、 σ_y は母材の降伏応力を、 n は1径間当たりのボルトの数、 P_t はボルト1本あたりの耐力をそれぞれ示す。

(2) 引抜き破壊

支承部の引抜き荷重 F_2 を次式に示す。

$$F_2 \frac{x_h}{2} - \frac{a'}{2} W_2 - P_t n a' = 0 \quad (2)$$

ここに各変数は Fig. 1 に示す。

(3) 橋脚の転倒による破壊

橋脚の転倒を以下に示す。

$$-(W_1 + W_2) \frac{a}{2} + F_1 \frac{h_1}{2} + F_2 (h_1 + \frac{x_h}{2}) = 0 \quad (3)$$

$$q_w \{ h_1 b \frac{h_1}{2} + x_h L (h_1 + \frac{x_h}{2}) \} \geq \frac{a}{2} \sum_{i=1}^2 W_i \dots (4)$$

ここに、 q_w は単位面積当たりの流体力を、 L は支間を示す。計算結果を Table 1 に示し、橋脚による転倒が最も耐力が小さいことがわかった。

3. 数値流体解析(CFD)

洪水時の流体力を算出するため、三篠川第一橋梁のモデルを作成し、CFD解析を行った。さらに、橋脚の

Table 2 Analytical results

三篠川橋梁の 設計変更	CFD による 結果 (kN)	破壊荷重 (kN)	破壊荷重/ CFD 結果
変更前の橋桁 a:3.0 4.3m	231.9	190.6	0.83 ≤ 1
h:4.4 3.4m	233.0(1.00)	318.0(1.67)	1.36
b:1.6 2.0m	321.0(1.38)	228.2(1.20)	0.71 ≤ 1
	221.4(0.95)	200.4(1.05)	0.91 ≤ 1

Table 3 Analytical term

	I 型鋼	Box 型鋼
FL. 幅 B (mm)	410	500
下 FL. b (mm)	400	300
Web 板厚 t (mm)	10	10
FL. 厚さ s (mm)	10	10
支間長 L (mm)	12810	12810
σ_A (N/mm ²)	140	140
I_z	$\frac{BH^3 - h^3(B-t)}{12}$	$\frac{\frac{B+b+t}{\sin\alpha} H^3 - \frac{B+b-t}{\sin\alpha} h^3}{24}$
I_y	$\frac{2sB^3 + h \cdot t^3}{12}$	$\frac{s(B^3 + b^3) + h(b^3 - (b-t)^3)}{12}$

奥行幅 a , 橋脚幅 b , 橋脚高さ h を設計変更しそれぞれ解析を行った。解析結果と耐力を Table 2 に示す。表中の () に示す値は変更前の三篠川橋梁の耐力, CFD 結果を 1 としたときの比を示す。破壊荷重/CFD 結果が相対比を示し, 1 以上のとき安全側であることを示す。結果より, a は抗力についてはほぼ変化がなかったが, 耐力が増加したため安全性を満たす結果となった。 h を変更した場合は, 耐力は向上したが, 抗力も増加してしまったため橋桁に対する安全性は低下した。 b は耐力が向上し, 抗力も少し減少したが安全性を満たすには不十分なことが明らかとなった。

4. 橋桁の改良

橋桁の耐洪水を考えるにあたり流体力の作用力を減らすため, 橋桁の高さを低くし作用面を小さくできないかを考える。また, 現段階では考慮されていない流体荷重を考え橋桁の設計を行う。三篠川橋梁の橋桁断面を I 形鋼桁と、耐洪水橋桁モデルを箱形鋼桁として解析を行った。

まず, 橋桁高さを求めるには, σ が作用応力, σ_a が許容応力とすると

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot \frac{H}{2}, \quad \sigma \leq \sigma_a \tag{5}$$

を満たすように設計すれば良い。曲げモーメント $M(x)$ は, $0 \leq x \leq L$ のとき, $M = qL^2/8$ となる。三篠川橋梁の断面二次モーメントは Table 3 に示す。I 型鋼の断面積を A_I , 鉄鋼の単位体積重量を $\gamma_s = 7.85(t/m^3)$

とすると橋桁の重さは

$$2A_I L \gamma_s = 2\{HB - (H - 2s)(B - t)\}L\gamma_s = 92.6(t) < 95(t) \dots\dots\dots (6)$$

となる。本橋梁を通行する電車荷重は 40t(=400kN) と仮定し等分布荷重 q は

$$q = \frac{40+95}{2} \cdot \frac{10000}{12810} = 52.7(N/mm) \tag{7}$$

となる。式 (5),(6),(7) より, $H=1237.97(mm) \geq 1243(mm)$ が得られた。次に式 (5) および Table 3 を用いて本橋梁が流体荷重に耐えうるかを検討した。このとき流体荷重 $q_w = 15.4(N/mm^2)$ とし計算すると, 作用応力 σ は, $\sigma = 563.3 > 140(N/mm^2)$ となり, 許容応力を超えてしまい流体荷重には耐えられないとわかる。そこで, 水平方向の断面二次モーメントがより大きい箱型断面を採用することとした。また, 流体力を抑えるため, 箱型側面を斜めにするを考える。箱形断面の橋桁設計を考え, その主桁断面二次モーメントを Table 3 に示す。式 (5) および Table 3 より作用応力を求めると, $\sigma = 105.1 < 140(N/mm^2)$ となり許容応力を満たす結果となった。

5. 結語

被災橋事例を通して橋の耐洪水は次の通りとなった。

1. 直接基礎橋脚 (石積) の鉸桁橋では超過洪水の流体力に対して橋脚基部・支承が脆弱である。
2. 直接橋脚の転倒を防ぐ設計対策として, 橋脚の流下方向に橋脚幅 a が最も効果的であった。
3. 流体荷重を考慮し設計を行う場合, 橋桁主桁の形としては I 桁より箱桁の方が優れている。
4. 主桁部の側面を斜めにすることで抗力を減少させられる。

参考文献

- 1) I. Ario, T. Yamashita, R. Tsubaki, S. Kawamura, Investigation of Bridge Collapse Phenomena due to Heavy Rain Floods: Structural, Hydraulic, and Hydrological Analysis, Journal of Bridge Engineering(ASCE), 27(9)(2022).
- 2) 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋・鋼部材編), 日本道路協会 (平成 29), 2017.
- 3) 豪雨による河川橋梁災害-その原因と対策-, 玉井信行・石野和男・榎田真也・前野詩朗・渡邊康玄, 技報堂出版 (2015)