球磨川における被災橋梁の復旧状況調査とモバイルブリッジの実用性の検討

球磨川における被災橋梁の復旧状況調査とモバイルブリッジの実用性の検討

豊田　祐樹 a)・上別府　尚弘 b)・森田　千尋 c)

Investigation of Recovery Status of Damaged Bridges on the Kuma River and Examination of Practicality of Mobile Bridges

Yuki TOYOTA, Naohiro KAMIBEPPU, Chihiro MORITA

Abstract

In recent years, due to many natural disasters, it has become difficult to evacuate due to damage to lifelines such as bridges, and countermeasures have been discussed. Therefore, we conducted an intermittent survey of the damage to bridges over the Kuma River, which was damaged by heavy rain in July 2020, and investigated the damage, the recovery period and period of use of the temporary bridge. As a result of the survey, it was found that the installation of the emergency assembly bridge takes two months at the earliest, and the fastest time for complete restoration is about two and a half years.

In addition, a mobile bridge, which was one of the emergency bridges, would be analyzed for the purpose of quick rescue operations in case of disaster. As a result of the analysis, it was found that the use of reinforcement materials suppresses the deflection of the mobile bridge. In addition, it is possible to run emergency vehicles even with the load setting of the 3rd class forest road bridge. Since it can be transported by truck by adjusting the weight of the member, it can be said that the practicality of the mobile bridge is high.

Keywords: Emergency bridge, Disasters, Scissors structure, Mobile bridge, Reinforcing material

1.　はじめに

近年、国内外で自然災害が多数発生しており、人的・物的被害ともに大きな問題となっている。一例として、平成 30 年豪雨では西日本を中心に全国各地で豪雨災害が発生し、岡山県倉敷市真備町では高梁川支流の小田川水系が氾濫し、真備町全域が水没する大災害 [1] となった（図 1）。近年の自然災害は、被害状況も多様化し、求められる内容も多岐にわたっている。今後も自然災害の発生自体を抑制することは困難を極めることが予想されるため、災害復旧に向けた対応の必要性が重要視されている。被害の中でも、ライフラインの要である橋梁の破損等によって被災者の避難や復旧・支援活動が制限されるといった問題が存在する。橋梁等のライフラインの被害把握は被災者の避難や復旧、支援活動を進めるうえで必要不可欠である。しかし、橋梁の一次的な被害把握 [2] は行われているが、断続的な被害把握は行われておらず、復旧時期や仮設橋の使用期間の目途を把握する研究は行われていない。

また、この問題を解決すべく、各地方整備局では、交通上重要な道路の迂回路や被災橋梁の代替路として利用する応急組立橋を保有している。直近の使用事例では令和 4 年 7 月に宮城県で応急組立橋が使用されている [3]。しかし、応急組立橋は設置までに 2 週間以上を費やすため、人命救助の観点から、より迅速な架橋が可能な橋が求められている。そこで、土木学会では、人命救助を目的として 72 時間以内に架橋できる橋梁を緊急仮設橋と定義し [4]、近畿地方整備局の緊急仮設橋 [5]、有尾らが研究開発を行っているモバイルブリッジ [6]など、国内外の様々な機関で独自の開発・研究が行われている。緊急仮設橋は応急組立橋と用途が異なり、迅速かつ一時的な利用が考えられているため、現行の道路橋示方書等の設計基準より緩和された設計荷重の採用が推し進められている。しかしながら、緊急仮設橋は未だ開発段階にあるものばかりであることに加え、設計荷重の緩和を国交省が認めてい

図1.　平成30年豪雨 （岡山県倉敷市真備町）.

a)工学専攻環境系コース大学院生
b)宮崎市上下水道局下水道整備課維持係
c)土木環境工学プログラム教授

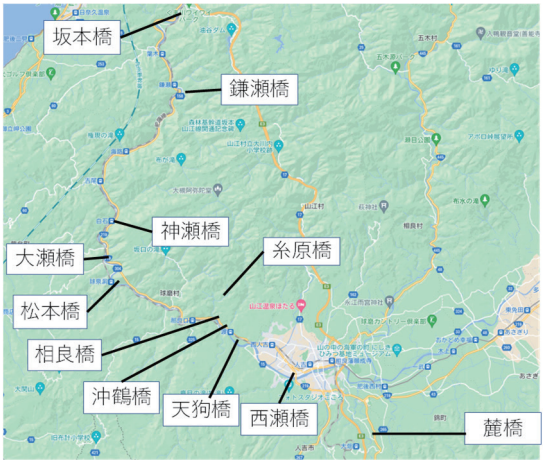


図2.　調査橋梁の位置関係.

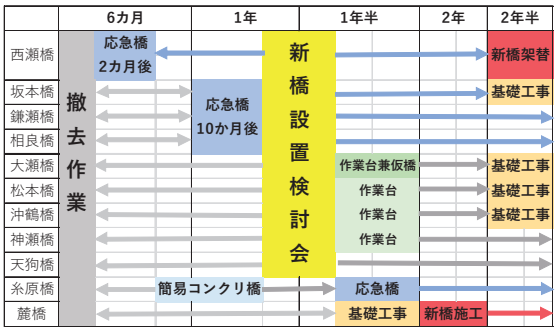


図3.　復旧状況の分類.

図4.　災害直後の西瀬橋(R2.7.23).

図5.　西瀬橋に設置された応急組立橋(R2.12.24).

図6.　新橋架替工事中の西瀬橋(R4.12.14).

ないため、使用段階には至っていない。

このような背景から、被害・復旧状況の把握として令和 2 年 7 月豪雨で被害にあった球磨川に架かる橋梁について調査を行い、復旧時期や仮設橋の設置期間の目安についてまとめる。また、緊急仮設橋の研究としてはモバイルブリッジについての解析を行う。モバイルブリッジで用いられるシザーズ構造は、中沢らが平衡方程式を用いた解析 [7]を行っているが、多格間で補強材を用いた場合の解析データは少ない。そこで、4 格間から 8 格間での補強材を用いた解析を行い、一般荷重より荷重制限が低い設計荷重を用いて実橋梁を想定した解析を行うことで、モバイルブリッジの実用性について検討する。

2.　令和 2 年 7 月豪雨での被災橋梁の復旧状況

2.1 被災調査

令和 2 年 7 月豪雨は、九州南部、九州北部地方、東海地方の多くで記録的な大雨が発生 [8]し、令和 2 年 7 月 3～4 日の豪雨により熊本県を流れる球磨川水系では、同川に架かる 33 橋梁に流出などの被害が発生した。

球磨川水系の橋梁被害調査は、過去に令和 2 年 7 月、12 月、令和 3 年 7 月、12 月、令和 4 年 7 月の 5 度行っており、球磨川本流に架かる橋梁を中心に 16 橋を調査している。本論では、令和 4 年 12 月 14 日に行った 6 度目の調査も含め、16 橋のうち図 2 に示す 11 橋について、過去の復旧状況と比較しながらまとめた。

図 3 に災害発生から現在までの復旧状況を示す。西瀬橋が最速の 2 ヶ月後、坂本橋・鎌瀬橋・相良橋が 10 ヶ月後に応急組立橋が設置された。また、旧橋撤去作業には 2 年、新橋施工工事の着工には 2 年半を有していることが分かる。以下に 6 度目の調査時点で復旧工事が行われている西瀬橋、坂本橋、麓橋の復旧状況についてそれぞれ述べる。

(a)　西瀬橋

図 4、5、6 に西瀬橋の変化の様子を示す。西瀬橋は小学校の通学路であった点が考慮され、流出した 1 径間約 40 m に災害発生から 2 ヶ月後、応急組立橋が設置された。6 度目の調査時には新橋架替部のトラス橋の組立工事が橋下の岸部で行われていた。架替工事は歩道部が令和 5 年 1 月上旬、車道部が同年 2 月下旬の完了を予定しており、災害発生から新橋架替まで 2 年半の期間を要することがうかがえる。

(b)　坂本橋

坂本橋は橋長 121m、2 径間の鋼トラス橋でトラス部分が全て流出した。災害発生から 10 ヶ月後に応急組立橋が

設置された。災害発生から 2 年半後に新橋橋脚部分の基礎工事が開始されたことから、復旧には 3 年以上の期間を有することが分かる。坂本橋の応急組立橋は設置から 1 年半以上経っているが、目立った外傷はなく、常設橋と遜色のない働きをしている。

(c)　麓橋

麓橋は 1 径間の鋼桁橋でそのすべてが流出した。その後、仮設橋の設置などの対策は取られないまま、災害から 1 年半後に新橋施工工事が行われた。6 度目の調査時点では令和 5 年 3 月 24 日までの工事が予定されており、災害から 2 年 8 ヶ月後に新橋が架け替えられることとなる。麓橋は橋長約 15 m の短い橋であったため、復旧期間が調査橋梁の中でも短く済んだと考えられる。

2.2 仮設橋の設置について

令和 2 年 7 月豪雨による橋梁被害調査を参考に仮設橋の設置期間について検討していく。

災害発生から新橋架替までは橋長が短い橋で約 2 年、橋長が 100 m 以上になると 3 年以上の年月を費やす。橋梁の復旧期間に応急組立橋を代替橋とすることは現段階での最善策であり、 3 年以上の設置期間が必要とされる。

しかし、応急組立橋の設置には最短で 2 ヶ月の期間がかかっており、災害発生から 2 ヶ月は陸路の移動が大幅に制限されていたと言える。緊急仮設橋にはこの 2 ヶ月間の対岸移動を可能とする耐久性能とより迅速な架橋性能が求められる。

3.　緊急仮設橋について

3.1 緊急仮設橋の現状

災害時などに用いられる仮設橋には、図 7 に示す仮設橋・応急組立橋・緊急仮設橋といった種類がある。土木学会では、人命救助を目的として緊急時に早期かつ簡易架設が可能な橋を特に緊急仮設橋と定義しており、災害発生から 72 時間以内に架橋できるものを指している。

緊急仮設橋の例として国内では、近畿地方整備橋の主桁を組み合わせて設置する緊急仮設橋 [5]（図 8）や、有尾らによって研究開発されたマジックハンドの要領で片岸からの設置が可能なシザーズ構造のモバイルブリッジ [6]（図 9）、海外では George らによって開発された吹き戻しの要領で展開するタイドアーチブリッジ [9]（図 10）などがある。

3.2 緊急仮設橋の課題

緊急仮設橋はまだ開発・研究段階であるものが多い。また、応急組立橋設置までに対岸移動を可能とする一時的な目的での利用が考えられているため、林道橋や桟橋、過去に使用された設計基準といった現行の道路橋示方書等の設計基準より緩和された設計荷重の採用が推し進められている。しかし、設計荷重を満足していないことから国交省が使用を認めていないため、現段階での使用は難しい状況にある。

そこで、緊急仮設橋独自の設計荷重を設ける必要があることが検討されている。

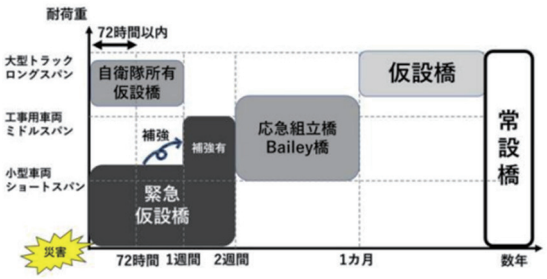


図7.　土木学会が示す仮設橋のタイプ.


図8.　近畿地方整備局の緊急仮設橋.


図9.　モバイルブリッジ.

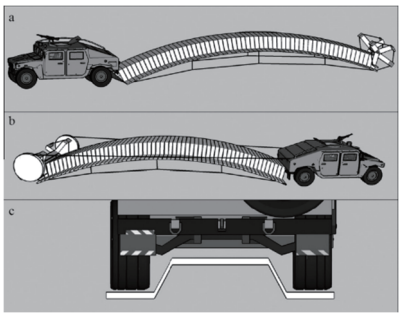


図10.　タイドアーチブリッジ.

4.　モバイルブリッジについて

ここでは、緊急仮設橋の 1 つであるモバイルブリッジについて、ストラット補強によるたわみの抑制効果について検証する。

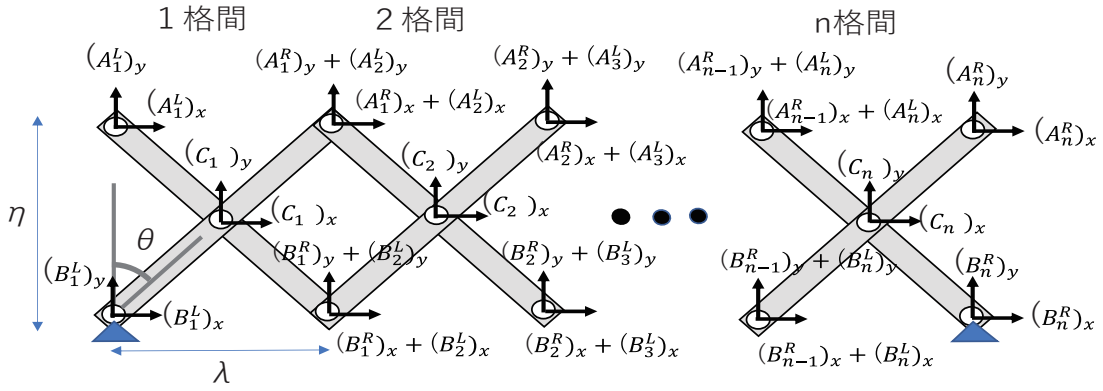


図11. n格間シザーズのモデル.

4.1 モバイルブリッジの概要

図 9 に示すモバイルブリッジとは、はさみ状の骨組みを組み合わせるシザーズ構造を用いた展開型緊急仮設橋である。支間長は約 20 m あり、4〜6 人の作業人員で 1 時間程度での組み立てが可能である。モバイルブリッジの利点としては、機械式伸縮装置を用いることで大型クレーンを使用せずに架橋ができることや、橋自体を折り畳むことができるため、輸送がしやすいといった点が挙げられる。

4.2 シザーズ構造の基礎力学

モバイルブリッジに使用されているシザーズ構造の平衡方程式について、n格間シザーズのモデルを図 11 に示す。なお、A_1^L, B_1^L, C_1 等は、各節点に作用する力である。図 11 に示す各格間毎に力のつり合い式を立て、それらを連立方程式で解くことによって反力や曲げモーメントなどを算出する。以下にその一例として、8 格間シザーズの式を示す。

シザーズの結合部の平衡式を次式のように定義する。ここで、kは任意の整数である。

$$\begin{Bmatrix} B_k^R \\ A_k^R \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} B_{k+1}^L \\ A_{k+1}^L \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} B_{k,\ k+1} \\ A_{k,\ k+1} \end{Bmatrix} \tag{1}$$

単純両端支持条件のn格間での反力は、

$$\begin{aligned} &\{B_1^L,\ B_n^R\}^T \\ &= -T_{wn}^{-1}\left[\{Z(C_n,\ A_n^R)\}^T\right. \\ &+ \sum_{i=0}^{n-2}(T_L T_R^{-1})^i T_L \{B_{n-i-1,\ n-i} A_{n-i-1,\ n-i}\}^T \\ &\left.+ \sum_{i=1}^{n-2}(T_L T_R^{-1})^i \{C_{n-i},\ 0\}^T + (T_L T_R^{-1})^{n-1}\{Z(C_1,\ A_1^L)\}^T\right] \end{aligned} \tag{2}$$

である。ここで、各成分は次のようになる。

$$T_{wn} = (T_{Yn} + (T_L T_R^{-1})^{n-1} T_{Y1})$$

$$Z\{C_n,\ A_n^R\}^T = \{C_n + (A_n^R),\ a(A_n^R)\}^T$$

$$Z\{C_n,\ A_n^L\}^T = \{C_n + (A_n^L),\ a(A_n^L)\}^T$$

$$T_L = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \eta & -\lambda \\ -\eta & -\lambda & 0 & 0 \end{bmatrix},\quad T_R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \\ -\eta & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \eta & \lambda \end{bmatrix}$$

$n = 8$では、以下のように表せる。

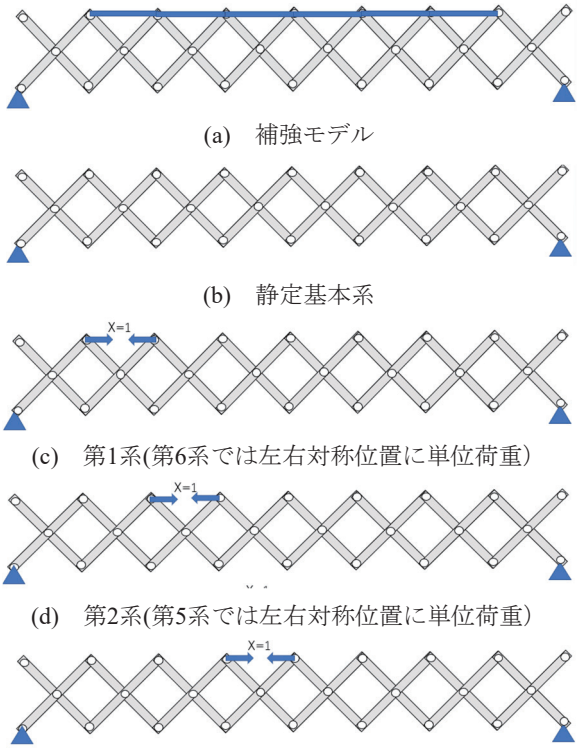
$$\begin{aligned} &\{B_1^L,\ B_8^R\}^T \\ &= -T_{w8}^{-1}\left[\{Z(C_8,\ A_8^R)\}^T\right. \\ &+ \sum_{i=0}^{6}(T_L,\ T_R^{-1})^i T_L \{B_{8-i-1,\ 8-i},\ A_{8-i-1,\ 8-i}\}^T \\ &\left.+ \sum_{i=1}^{6}(T_L T_R^{-1})^i \{C_{8-i},\ 0\}^T + (T_L T_R^{-1})^7 \{Z(C_1,\ A_1^L)\}^T\right] \end{aligned} \tag{3}$$

式(3)を用いて反力を求め、軸力Nや曲げモーメントMなどの部材力を求めることができる。

4.3 補強材の導入について

本研究では、4〜8 格間シザーズについて補強材を導入した解析を行う。各格間それぞれ 2 格間目から$n-1$格間目に補強材を導入し、$n-2$次不静定問題を検討する。1 例として 8 格間シザーズ構造の補強材を用いたモデルを図 12(a)に示す。

単純両端支持 8 格間シザーズに何も力が作用していない状態を静定基本系として図 12(b)に示す。また、2 格間目に$X = 1$の単位荷重を与えたものを第 1 系とし、同じように 3〜7 格間目に$X = 1$の単位荷重を与えたものを第 2〜6 系とし、それぞれ図 12(c)〜(e)に示す。ここで、基本系、第 1〜6 系のそれぞれの曲げモーメントをM_0〜M_6とし、同様に、軸力をそれぞれN_0〜N_6とする。



(a)　補強モデル

(b)　静定基本系

(c)　第1系(第6系では左右対称位置に単位荷重)

(d)　第2系(第5系では左右対称位置に単位荷重)

(e)　第3系(第4系では左右対称位置に単位荷重)

図12.　8格間シザーズのモデル.

第1系の場合での仮想変位は、

$$\delta_{01}=\sum\int\frac{M_0M_1}{EI}dx+\sum\frac{N_0N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{4}$$

$$\delta_{11}=\sum\int\frac{{M_1}^2}{EI}dx+\sum\frac{{N_1}^2}{EA}+\frac{{N_1}^2}{EB}L_0\sin\theta \tag{5}$$

$$\delta_{21}=\sum\int\frac{M_2M_1}{EI}\mathrm{dx}+\sum\frac{N_2N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{6}$$

$$\delta_{31}=\sum\int\frac{M_3M_1}{EI}\mathrm{dx}+\sum\frac{N_3N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{7}$$

$$\delta_{41}=\sum\int\frac{M_4M_1}{EI}\mathrm{dx}+\sum\frac{N_4N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{8}$$

$$\delta_{51}=\sum\int\frac{M_5M_1}{EI}\mathrm{dx}+\sum\frac{N_5N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{9}$$

$$\delta_{61}=\sum\int\frac{M_6M_1}{EI}\mathrm{dx}+\sum\frac{N_6N_1}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{10}$$

となる。同様にして第2系では、

$$\delta_{02}=\sum\int\frac{M_0M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_0N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{11}$$

$$\delta_{12}=\sum\int\frac{M_1M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_1N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{12}$$

$$\delta_{22}=\sum\int\frac{{M_2}^2}{EI}dx+\sum\frac{{N_2}^2}{EA}+\frac{{N_2}^2}{EB}L_0\sin\theta \tag{13}$$

$$\delta_{32}=\sum\int\frac{M_3M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_3N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{14}$$

$$\delta_{42}=\sum\int\frac{M_4M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_4N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{15}$$

$$\delta_{52}=\sum\int\frac{M_5M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_5N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{16}$$

$$\delta_{62}=\sum\int\frac{M_6M_2}{EI}dx+\sum\frac{N_6N_2}{EA}\frac{L_0}{2} \tag{17}$$

となり、第3～6系も同様である。ここで、E:ヤング係数、A:シザーズ部材の断面積、I:断面二次モーメント、B:補強材の断面積である。これらは重ね合わせの原理により、次式のようにまとめられる。

$$\begin{bmatrix}\delta_{11}&\delta_{21}&\delta_{31}&\delta_{41}&\delta_{51}&\delta_{61}\\\delta_{12}&\delta_{22}&\delta_{32}&\delta_{42}&\delta_{52}&\delta_{62}\\\delta_{13}&\delta_{23}&\delta_{33}&\delta_{43}&\delta_{53}&\delta_{63}\\\delta_{14}&\delta_{24}&\delta_{34}&\delta_{44}&\delta_{54}&\delta_{64}\\\delta_{15}&\delta_{25}&\delta_{35}&\delta_{45}&\delta_{55}&\delta_{65}\\\delta_{16}&\delta_{26}&\delta_{36}&\delta_{46}&\delta_{56}&\delta_{66}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}X_1\\X_2\\X_3\\X_4\\X_5\\X_6\end{Bmatrix}=-\begin{Bmatrix}\delta_{01}\\\delta_{02}\\\delta_{03}\\\delta_{04}\\\delta_{05}\\\delta_{06}\end{Bmatrix} \tag{18}$$

この式に求めた仮想変位を代入し、不静定力X_1～X_6が求まる。求めた不静定力を用いて、補強後のシザーズの断面力を次式で求める。

$$M=M_0+M_1X_1+M_2X_2+M_3X_3+M_4X_4+M_5X_5+M_6X_6 \tag{19}$$

$$N=N_0+N_1X_1+N_2X_2+N_3X_3+N_4X_4+N_5X_5+N_6X_6 \tag{20}$$

以上のように求めた断面力を用いて、単位荷重法によりシザーズ部材に生じるたわみyを次式より求める。

$$y=\int_0^{L_0}\frac{N\bar{N}}{EA}dx+\int_0^{L_0}\frac{M\bar{M}}{EI} \tag{21}$$

以上の過程により、シザーズ構造における各部材力やたわみを求めることができる。

5.　補強材を用いた解析

今回は4格間～8格間シザーズそれぞれについて、橋長の範囲が5～12 mでの解析を行う。解析を行うにあたり、設計荷重は道路橋示方書に記載されている、表1に示す主桁を設計する場合の荷重を採用した[10]。

5.1 断面剛性比によるたわみの変化

補強材の断面積を変化させ、補強材の大きさの違いによる補強効果を比較していく。シザーズ部材と補強部材の断面剛性比であるαは、以下のように示される。

$$\alpha=\frac{B}{A} \tag{22}$$

また、断面剛性比αを0～1まで0.1間隔で変化させたときのそれぞれのたわみをδ_{an}とし、補強なしの場合のたわみδ_{a0}で割った値をたわみ比βとして以下に示す。

$$\beta=\frac{\delta_{an}}{\delta_{a0}} \tag{23}$$

図13に橋長8mの6格間シザーズのαとβの関係を示す。

表 1.　一般荷重の詳細.

荷重	主載荷荷重（幅5.5m）						従載荷荷重
	等分布荷重p_1			等分布荷重p_2			
	載荷長 D（m）	荷重(kN/m²)		荷重(kN/m²)			
		曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	L≦80	80<L≦130	130<L	
A活荷重	6	10	12	3.5	4.3-0.01L	3	主載荷荷重の50%
B活荷重	10						

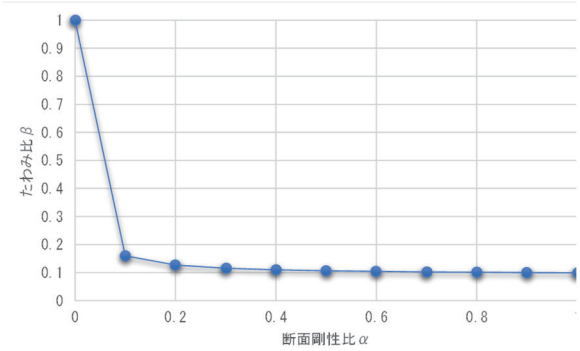


図 13.　断面剛性比 α とたわみ比 β の関係.

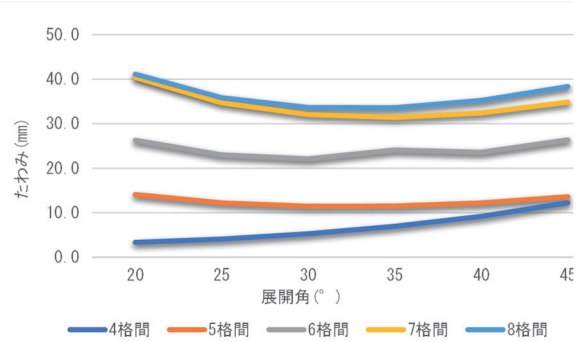


図14.　橋長6mでの展開角とたわみの関係.

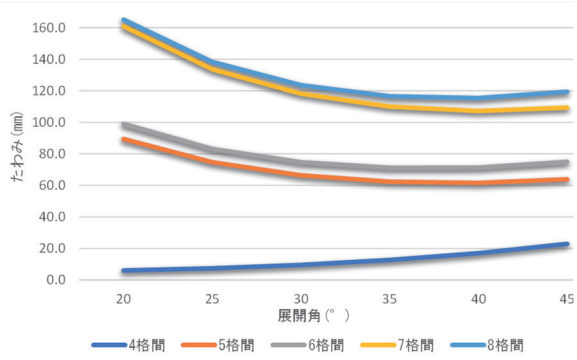


図15.　橋長9mでの展開角とたわみの関係.

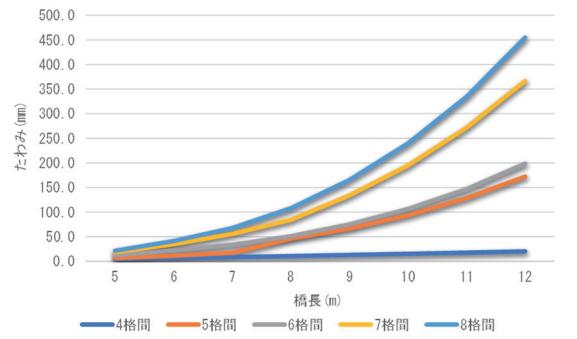


図16.　橋長によるたわみの変化.

$\alpha = 0.1$でβの値が大きく減少しており、αが0.1より大きな値をとっても、βはあまり変化しない結果となった。他格間シザーズで橋長を変化させても同様の結果が得られた。このことから、$\alpha = 0.1$で十分な補強効果があることと、αの増加に伴うたわみの減少効果はあまり期待できないことが分かる。この結果を踏まえ、これ以降の解析では断面剛性比$\alpha = 0.1$を採用する。

5.2 展開角によるたわみの変化

モバイルブリッジの展開角の違いによるたわみの変化量について比較した。4～8格間シザーズそれぞれについて、橋長6m、9mでのたわみの様子を図14、15にそれぞれ示す。4格間のみ展開角とたわみが比例関係に近く、他格間については35°～45°付近でたわみの最小値をとることが分かる。また、橋長が長くなるにつれ、3格間と4格間、6格間と7格間でのたわみの差が大きくなり、橋長が10～12mでも同様の傾向が見られた。このことから、橋長の長化に伴う使用格間の変更が生じる際、3格間から4格間、6格間から7格間への変更は、部材の減量や展開角などを考慮し、たわみの増加を抑制する必要があることが考えられる。

5.3 橋長によるたわみの変化

モバイルブリッジの橋長の違いによるたわみの変化量について比較した。図16に4格間～8格間シザーズそれぞれの橋長が5～12 mでのたわみの変化を示す。なお、モバイルブリッジ展開時の橋高が1,500 mm～4,500 mmの範囲内で解析を行ったため、展開角を4格間は35°、5・6格間は30°、7格間は25°、8格間は20°とする。

解析の結果、橋長が長くなるにつれ、4格間のみ比例的

表 2.　3 等林道橋荷重の詳細.

荷重	主載荷荷重（幅5.5m）						従載荷荷重
	等分布荷重p_1			等分布荷重p_2			
	載荷長 D（m）	荷重(kN/m²)		荷重(kN/m²)			
		曲げモーメントを算出する場合	せん断力を算出する場合	L≦80	80<L≦130	130<L	
1 等林道橋	6	10	12	3.5	4.3-0.01L	3	主載荷荷重の50%

橋の等級	荷重	線荷重 P（kN/m）	等分布荷重p（kN/m²）		
			L≦80	80<L≦130	130<L
2 等林道橋	T-14	34.3	1等林道橋の70%		
3 等林道橋	T-9	24.5	1等林道橋の50%		

な変化が見られ、他格間では2次関数的な変化が見られた。

6.　実橋梁を想定した解析

6.1 解析概要

実橋梁を想定して、シザーズ部材の耐力や補強部材の座屈についても考慮した解析を行った。荷重設定については、緊急仮設橋は現行の道路橋示方書に記載されている基準まで満たす必要はないと考えられているため、従来の設計荷重より緩和されたものを使用する。よって、設計荷重を道路橋示方書に記載されている主桁を設計する際に用いられる一般荷重[10]と、表2に示す北海道が定める3等林道橋の荷重[11]の2つを採用し、両者の比較を行う。

解析モデルのモバイルブリッジに使用する部材については、全部材共通でアルミニウム合金A6063を用いる。部材のヤング係数は$E = 7.0 \times 10^4\ \mathrm{N/mm^2}$、 0.2%耐力は245 MPaとする。また、断面剛性比は、$\alpha = 0.1$として補強材の座屈荷重を満足させる場合には補強材の厚みをかなり薄くする必要があるため、補強材に現実的な厚みを持たせるために、$\alpha = 0.3$として解析を行う。

橋長については2章の調査橋梁の 1 つである麓橋を参考に、支間長を15 m、全橋長は17 mに設定する。また、モバイルブリッジの輸送手段についても考慮が必要である。ここでは中型トラックに分類される6 tトラックでの輸送を想定し、荷台の積載量[12]を考慮して、モバイルブリッジの一部材長を5 m以下、幅員を2.3 m、展開時の橋高を3.0〜3.8 mの範囲とする。

6.2 解析モデルの決定

表3に展開時の橋高3 m、3.4 m、3.8 mにおける各格間の展開角や部材長などの参考値を示す。シザーズ部材の断面は、縦：240 mm、横：60 mmと設定している。なお、縮小高さとはモバイルブリッジ運搬時の折り畳まれた状態での高さ、縮小長さは同状態での長さを表す。

表 3.　各格間での実橋梁解析の結果.

	高さ(m)	展開角(°)	部材長(m)	縮小高さ(mm)	縮小長さ(mm)
4格間	3	54.8	5.26	1712	5253
	3.4	51.3	5.44	1769	5435
	3.8	48.2	5.7	1850	5693
	高さ(m)	展開角(°)	部材長(m)	縮小高さ(mm)	縮小長さ(mm)
5格間	3	48.6	4.53	1958	4528
	3.4	45.0	4.81	2073	4802
	3.8	41.8	5.1	2195	5092
	高さ(m)	展開角(°)	部材長(m)	縮小高さ(mm)	縮小長さ(mm)
6格間	3	43.4	4.13	2220	4121
	3.4	39.8	4.43	2376	4420
	3.8	36.7	4.74	2541	4734
	高さ(m)	展開角(°)	部材長(m)	縮小高さ(mm)	縮小長さ(mm)
7格間	3	39.0	3.86	2484	3855
	3.4	35.5	4.18	2684	4173
	3.8	32.6	4.51	2892	4504
	高さ(m)	展開角(°)	部材長(m)	縮小高さ(mm)	縮小長さ(mm)
8格間	3	35.3	3.68	2754	3671
	3.4	32.0	4.01	2998	4004
	3.8	29.2	4.35	3250	4348

表3に示す通り、4格間は部材長が想定範囲よりも長い。6〜8格間は展開角が小さく、これに伴うたわみの増加が懸念される。よって、今回は展開角が45°となり、橋高を3.4 mとする5格間シザーズを扱って解析を行った。

図17、18に上記の条件を考慮し作成した解析モデルの詳細を示す。

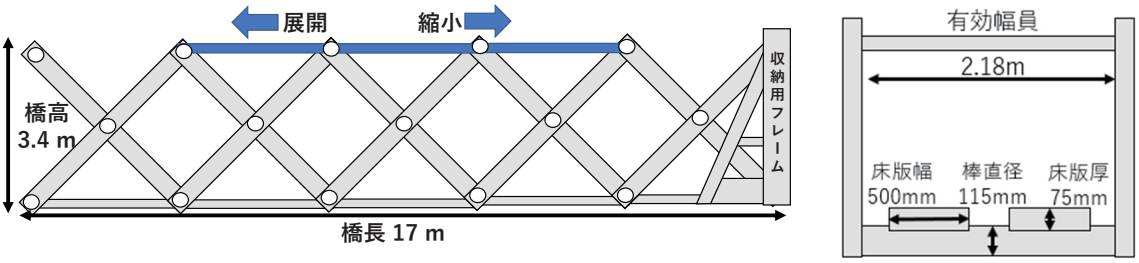
6.3 解析結果

(a)　応力計算

シザーズ部材にかかる最大応力をシザーズ部材に発生する曲げモーメントと軸力を考慮して次式を用いて算出する。

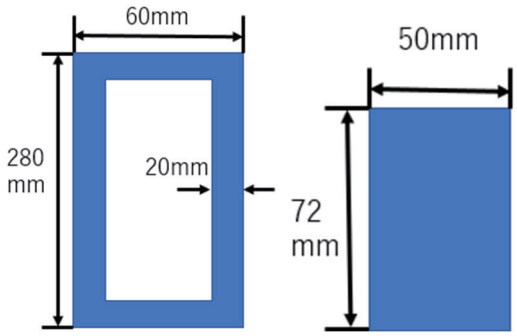
$$\sigma = \frac{M}{I}x + \frac{N}{A} \tag{24}$$

ここで用いたxは中立軸からの距離を表しており、今回



(a) 展開時のモデル (b)正面から見た際の様子

図 17. 5 格間シザーズの解析モデル.



(a)シザーズの断面積 (b)補強材を断面積

図 18. 部材の断面積.

用いたシザーズの断面は長方形を想定している。

補強なしの最大応力をσ_0、補強あり最大応力をσ_1とし、許容応力σ_aとの安全率を、一般荷重と3等林道橋荷重に分け、それぞれ比較した。

一般荷重の場合、

$$\sigma_a/\sigma_0 = 245\ \text{MPa}/438.2\ \text{MPa} = 0.58 \quad (25)$$

$$\sigma_a/\sigma_1 = 245\ \text{MPa}/92.5\ \text{MPa} = 2.75 \quad (26)$$

となる。安全率は、補強なしでは安全率が1を下回っている。補強ありの場合、安全率の目安である3に近い値が算出された。

3等林道橋荷重の場合、

$$\sigma_a/\sigma_0 = 245\ \text{MPa}/233.6\ \text{MPa} = 1.08 \quad (27)$$

$$\sigma_a/\sigma_1 = 245\ \text{MPa}/49.8\ \text{MPa} = 5.10 \quad (28)$$

となる。安全率は、一般荷重と比べて2倍近く上回っており、補強材を用いた場合の安全率5.10は、3を大きく上回っている。

(b) たわみの計算

たわみの許容値を道路橋示方書[11]より、支間長の1/500とし、$\delta_a = 30.0$ mmとする。補強なしのたわみの値をδ_0、補強ありのたわみの値をδ_1として比較した。

一般荷重の場合、

$$\delta_0 = 590.2\ \text{mm} > \delta_a = 30.0\ \text{mm} \quad (29)$$

$$\delta_1 = 52.0\ \text{mm} > \delta_a = 30.0\ \text{mm} \quad (30)$$

となる。たわみの値は補強することにより、補強なしの値の約12分の1の値となったが、たわみの許容値を下回るまでには至らなかった。

3等林道橋荷重の場合、

$$\delta_0 = 316.2\ \text{mm} > \delta_a = 30.0\ \text{mm} \quad (31)$$

$$\delta_1 = 28.2\text{mm} < \delta_a = 30.0\ \text{mm} \quad (32)$$

となる。補強材を用いた場合、たわみの値は補強材なしの値の約11分の1の値となり、許容値を下回る結果となった。

(c) 座屈荷重と耐荷重の計算

3等林道橋荷重を設計荷重にした際の補強部材の座屈、床版の耐荷重、床版を支える棒の耐荷重についても検討した。

まず、補強部材にかかる不静定力をそれぞれX_1～X_3として、座屈荷重をP_{cr}とすると、

$$X_1 = X_3 = 78.0\ \text{kN} < P_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2}EI = 92.9\ \text{kN} \quad (33)$$

$$X_2 = 81.1\ \text{kN} < P_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2}EI = 92.9\ \text{kN} \quad (34)$$

となる。したがって、補強部材はどちらも座屈しないことが分かる。

次に、床版にかかる荷重をP_1、床版を支える棒にかかる荷重をP_2として、耐荷重をそれぞれP_a、P_bとすると、

$$P_1 = 30.1\ \text{kN} < P_a = \frac{4\sigma Z}{2l} = 33.8\ \text{kN} \quad (35)$$

$$P_2 = 60.2\ \text{kN} < P_b = \frac{4\sigma Z}{l} = 63.6\ \text{kN} \quad (36)$$

となる。したがって、床版と棒のどちらも耐荷重の値を満足することが分かる。

また、本解析で用いたモバイルブリッジにかかる最大荷重は3等林道橋荷重の場合、6,323 kgとなる。救急車の荷重が3,200 kg程度であるため、緊急車や普通自動車などの走行は問題なく行えることが分かる。

(d) 運搬における積載量の計算

モバイルブリッジを運搬用に折り畳んだ状態について検討する。モバイルブリッジの運搬イメージを図19に示す。今回は図11のθを折り畳みの際は3°とした。図19のモデルのように折り畳んだ場合、縮小高さは2,292.8 mm、縮小長さは4,801.7 mm、シザーズ部材と床版の合計重量は4,323.3kgとなった。縮小高さと縮小長さは積載可能範囲である荷台高さ2,800 mm未満、全長12,000 mm以内に収

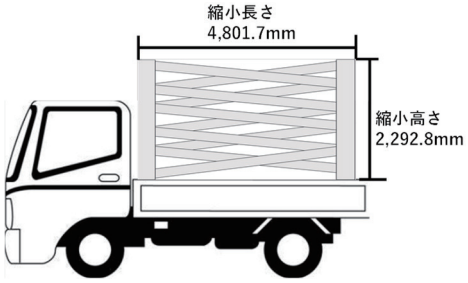


図 19.　運搬時のモデル.

まっている。積載荷重についてはモバイルブリッジの収納用フレームの重量を1,700 kg以内にすることで運搬可能となる。

しかし、収納用フレームはその自重がカウンターウエイトの役割を担っており、フレーム重量が1,700 kgで架橋作業をした場合、モバイルブリッジ展開中に落橋する可能性が考えられる。よって、架橋作業時は収納用フレームの自重に加えて、運搬で使用したトラックとフレームを紐で繋ぐなどして、カウンターウエイトの効果を高めて、モバイルブリッジの落橋を防ぐ措置が必要である。

7.　まとめ

本研究では、令和2年7月豪雨により被害を受けた球磨川水系の橋梁調査とモバイルブリッジの補強材による補強効果の検証を行った。

以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

1) 令和 2 年 7 月豪雨で被害を受けた球磨川水系の橋梁は現在、調査した橋梁のうち 5 橋に仮設橋が設置されていた。設置時期については西瀬橋が最速の 2 ヶ月後、坂本橋・鎌瀬橋・相良橋が 10 ヶ月後であった。旧橋の撤去作業もほぼすべての橋で完了していた。糸原橋では工事による迂回路を設けるために仮設橋が設置されており、仮設橋の旧橋の代替橋以外の目的での使用も見受けられた。
2) 新橋設置計画はほぼすべての橋で災害発生から 1 年半後に計画されており、橋橋脚部分の基礎工事に着工している橋も見受けられた。西瀬橋では調査時に新橋架替部のトラス橋の組立工事が橋下の岸部で行われており、災害から 2 年半後の令和 5 年 2 月に完全復旧される見込みである。
3) 令和 2 年 7 月豪雨の被害復旧調査を参考にすれば、応急組立橋や仮設橋については 2〜3 年の期間での設置が必要である。また、応急組立橋の設置期間が被害発生から 2 ヶ月後であったため、この 2 ヶ月間の人命救助路を確保する目的での緊急仮設橋の導入は必要不可欠と言える。
4) モバイルブリッジに補強材を用いた場合の補強効果については、シザーズ部材の 10 分の 1 程度の断面積の補強材を使用することで十分な効果が得られた。
5) モバイルブリッジの橋長が長くなるにつれ、4 格間シザーズと 5 格間シザーズ、6 格間シザーズと 7 格間シザーズのたわみの変化量に大きな差が見えたため、4 格間シザーズから 5 格間シザーズ、6 格間シザーズから 7 格間シザーズへ変更をする際は部材の減量や展開角を変更させ、たわみの増加を抑える必要がある。
6) 解析の結果、モバイルブリッジは 3 等林道橋の設計荷重で十分機能することが示された。よって、人命救助を目的とする短期間での運用であれば問題無く行える可能性は高いといえる。
7) モバイルブリッジの運搬については中型トラックを用いて、道路交通法の範囲内での運搬が計算上は可能である。

参考文献

1) 防災リテラシー研究所：平成 30 年豪雨災害 真備町の水害 1：bosailiteracy.org/literacy/typhoon/mabi1/ (閲覧日 R4.12.19) .
2) 地盤工学委員会性能に基づく橋梁の耐震設計法に関する研究小委員会：「東日本大震災における橋梁の全体被害状況とその一時分析」土木学会，第 32 回地震工学研究発表会講演論文集，2012.
3) 国土交通省東北地方整備局〜宮城県大崎市で被災した丸山橋の復旧に向けて〜：https://www.thr.mlit.go.jp/news_izen.asp?news=202209 (閲覧日 R4.12.19).
4) 土木学会工学委員会：災害時の緊急架設を目的とした緊急仮設橋に関する調査報告，2020.
5) 田中和嗣：応急組立橋を用いた災害復旧支援，近畿地方整備局研究発表会防災・保険部門，vol2，2014.
6) I.Ario, M.Nakazawa, Y.Tanaka, I.Tanikura, S. Ono : Development of a prototype deployable bridge based on origami skill, Automation in Construction, Vol32, pp.104-111, 2013.
7) 近広雄希，有尾一郎，中沢正利，田中義和：シザーズ型展開橋の静力学特性とその検証，構造工学論文集，Vol.62A，2016.
8) 気象庁：令和 2 年 7 月豪雨 令和 2 年(2020 年)7 月 3 日〜7 月 31 日（速報）：https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2020/20200811/20200811.html （閲覧日 R5.1.10）.
9) George Lederman, Zhong You ,Branko Glišic : A novel deployable tied arch bridge, Engi-neering Structures 70,2014.
10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編，pp.92-102，2017.
11) 北海道ホームページ：北海道林道事業設計指針，3 章第 8 項，pp.14-16，2015.
12) 全日本トラック協会：車両総重量と積載量：https://jta.or.jp/ippan/hayawakari/8-sekisai.html（閲覧日 R5.1.18）.