HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	災害時の緊急仮設に適した木製トラス橋に関する研究
Author(s)	戸沼, 淳
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第7238号
Issue Date	2026-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r7238
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/99854
Type	doctoral thesis
File Information	Jun_Tonuma.pdf, 全文

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

災害時の緊急仮設に適した
木製トラス橋に関する研究

Study on timber truss bridges
for quick construction at disaster

戸　沼　　淳

目　　次

第　１　章　　序　　論 1
1.1　研究の背景 2
1.2　研究の目的 6
1.3　本論文の概要 7
第 1 章の参考文献 9
第　２　章　　災害復旧用橋梁の必要性 11
2.1　概説 12
2.2　自然災害と橋梁被害 12
2.3　災害復旧用橋梁の実例 14
2.4　常設橋・仮設橋の要求性能 16
2.4.1 被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプ 17
2.4.2 本研究が対象とする橋梁タイプ 18
2.5　緊急仮設橋への木材の適用 18
2.5.1 木材と木橋の特徴 18
2.5.2 木製緊急仮設橋の要求性能 21
2.6　第 2 章のまとめ 23
第 2 章の参考文献 24
第　３　章　　緊急仮設用ワーレントラス橋の開発 25
3.1　概説 26
3.2　挿入鋼板接合を用いた木製ワーレントラス橋（2010 年モデル） 26
3.2.1　開発コンセプト 26
3.2.2　構造諸元 27
3.2.3　構造計算 31
3.2.4　屋内架設実験 32
3.2.5　屋外架設実験 34
3.2.6　架設作業に関するアンケート調査結果 35
3.2.7　木製トラス橋の移設 37
3.2.8　健全度調査 43
3.3　ツーバイエイト材を利用した木製ワーレントラス橋（2019 年モデル） 48
3.3.1　開発経緯 48
3.3.2　設計要件 48
3.3.3　構造諸元と荷重 49
3.3.4　屋内架設実験 53
3.3.5　屋外架設実験 56
3.3.6　静的載荷実験 58
3.3.7　材料コスト比較 60
3.4　接合部の改良と強度試験 62
3.4.1　2010 年モデル・2019 年モデルの課題と改良点 62
3.4.2　トラス部材のボルト配置 62
3.4.3　折り曲げ部を有する接合鋼板 71
3.5　接合部を改良した木製ワーレントラス橋（2023 年モデル） 80
3.5.1　構造概要 80
3.5.2　部材の接合 83

3.5.3　構造解析と接合部の耐力・座屈安全性 86
3.5.4　屋内架設実験 91
3.5.5　屋外架設実験 94
3.6　第3章のまとめ 97
第3章の参考文献 98
第　4　章　　急速施工を可能とする折り畳み式木製ハウトラス橋の開発 99
4.1　概説 100
4.2　折り畳み構造システム 100
4.2.1　折り畳み方向 100
4.2.2　折り畳み後の収納状態 101
4.2.3　5分の1スケールモデルの試作 102
4.2.4　2分の1スケールモデルの試作 108
4.3　2分の1スケールモデルによる折り畳み展開実験 115
4.3.1　実験供試体と架設方法の概要 115
4.3.2　架設実験（函館高専構内） 116
4.3.3　実物大モデルへの課題 121
4.4　実物大モデルによる折り畳み展開実験 122
4.4.1　概説 122
4.4.2　実験供試体 122
4.4.3　折り畳み-展開工法による架設実験 126
4.5　折り畳み連結部の合理化 131
4.5.1　概説 131
4.5.2　トラス材の連結部 132
4.5.3　一体化した蝶番の引張試験 136
4.5.4　接合部の強度 140
4.5.5　屋外架設実験 142
4.6　第4章のまとめ 147
第4章の参考文献 149
第　5　章　　結　　論 151

第　1　章

序　　論

1.1　研究の背景

近年，我が国では自然災害が多発しており，平成 7 年（1995 年）　の阪神・淡路大震災以降の主な自然災害をみても数多くの災害に見舞われ，多くの人的被害，社会基盤被害を被っている [1-4]．今後も地震，異常気象や台風に伴う風水害等は確実に起こり得ると想定し，数十年以内には，南海トラフ大地震，首都直下型地震，富士山の噴火といった大規模災害が発生することも念頭におきながら防災減災対策を進める必要がある．

平成 7 年（1995 年）1 月 17 日に発生した阪神淡路大震災（**写真 1-1**）は，神戸市を中心とした阪神地域及び淡路島北部に甚大な被害を及ぼし，人的被害は，死者 6,434 名，行方不明者 3 名，負傷者 43,792 名という戦後最悪の極めて深刻な被害をもたらした [5),6)]．

平成 30 年（2018 年）9 月 6 日に発生した北海道胆振東部地震（マグニチュード 6.7）では，厚真町で震度 7 を観測し，山間部での広範囲に渡る斜面崩壊（**写真 1-2**）[7)]や道路の寸断，住宅の全壊・半壊等多大な被害が発生した．この他，平成 30 年（2018 年）7 月 7 日の西日本における記録的豪雨（倉敷市において堤防決壊による浸水被害や土石流発生），平成 30 年（2018 年）9 月 30 日に和歌山県に上陸した台風 24 号（西日本から東北にかけて家屋・農地被害，塩害による停電），令和 4 年（2022 年）8 月には，発達した低気圧とその前線が西日本から北日本にかけて局地的な豪雨をもたらした [8)]．北海道函館市でも，観測史上最大の時間降水量を記録し，渡島地方において床上・床下浸水の被害，国道・道道の通行止め，鉄道の運休等の影響が生じた．**写真 1-3** は，函館市滝沢町で生じた橋の崩落の状況を表している．この河川（湯の川）の増水時に，上流からの流木が桁と高欄に当たって流れを阻害し，側方に流れ出た河川水が写真右側に示す護岸を破壊し，橋台の沈下を伴って落橋に至ったと推定される．この橋の落橋により上流部の集落が一時的に孤立した [9)]．

このような自然災害は道路網や鉄道網，電気，上水道等のライフラインの分断を伴い，人々の命や生活を脅かし，経済活動を著しく低下させる．今後もこうした自然災害が日本各地で発生すると考えられ，その被害規模も甚大なものになっていくと想定する必要がある．十数年以内の発生確率が高まっている南海トラフ大地震に関しては，最大 32 万人の犠牲者が出ると推定されている [10)]．

写真 1-1　平成 7 年（1995 年）阪神・淡路大震災
阪神高速神戸線高架橋の倒壊被害 [6)]

写真 1-2　平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震による被害 [7]

写真 1-3　令和 4 年（2022 年）8 月豪雨による橋梁被害（北海道函館市）

発生した災害の復興計画の策定は当然重要であるが，被災直後は人命救助や緊急物資の輸送など，短時間で遂行すべきことがある．平成 23 年（2011 年）の東日本大震災を契機として日本政府は国土強靭化政策の議論を重ね，平成 25 年（2013 年）には国土強靭化基本法が制定された [11]．国土強靭化策はこの法律に従って，「人命の保護」，「経済社会の維持」，「被害の最小化」，「迅速な復旧復興」の 4 つを柱として実施される．災害時に交通路が遮断された場合，緊急仮設橋を設置していち早く人命救助や物資輸送を行うことは，4 つ目の柱である「迅速な復旧復興」を果たす上で重要である．

国土交通白書 2022[12]においては，気候変動に伴う災害の激甚化・頻発化の状況，そして今後の気象災害リスクの高まりを指摘している．地球温暖化防止は，我が国を含め世界が早急に解決すべき深刻な課題の一つであり，各国がその対策に取り組んでいる．IPCC（気候変動に関する政府間パネル）によれば，2050 年の削減目標を 1990 年比マイナス 50%とする [13]ことになっており，あらゆる産業において温室効果ガス削減に向けた具体的な対策を推進していく必要がある．我が国では，国内の二酸化炭素排出量を京都議定書約束期間（08 年～12 年）における達成目標を 1990 年比マイナス 6%として掲げたが，実際には増加しているのが現状であり，削減への道程は非常に厳しくなっている [14]．

図 1-1 は温室効果ガス世界資料センター（WDCGG）が世界各地の観測データを収集し，それをもとに解析した大気中二酸化炭素の世界平均濃度の経年変化を示している [15]．地球温暖化の現状は，20 世紀以降化石燃料等の使用増大に伴い，世界の CO_2 排出は大幅に増加しており，世界平均濃度で見ても，濃度が上昇していることが分かる．

図 1-2 は世界の年平均気温偏差の経年変化（1891～2024 年）を示しており，2024 年の世界の平均気温（陸域における地表付近の気温と海面水温の平均）の基準値（1991～2020 年の 30 年平均値）からの偏差は+0.62℃となり，1891 年の統計開始以降，2023 年を上回り最も高い値となっている．世界の年平均気温は，様々な変動を繰り返しながら上昇している．長期的には 100 年あたり 0.77℃の割合で上昇しており，特に 1990 年代半ば以降，高温となる年が多くなってる．

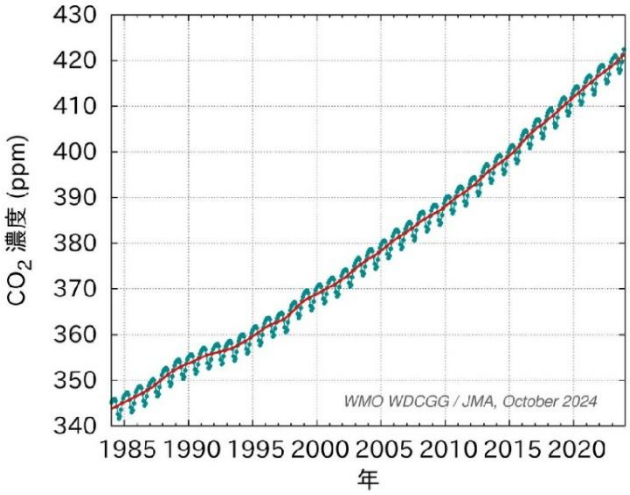


図 1-1　大気中の二酸化炭素の世界平均濃度の経年変化 [15]

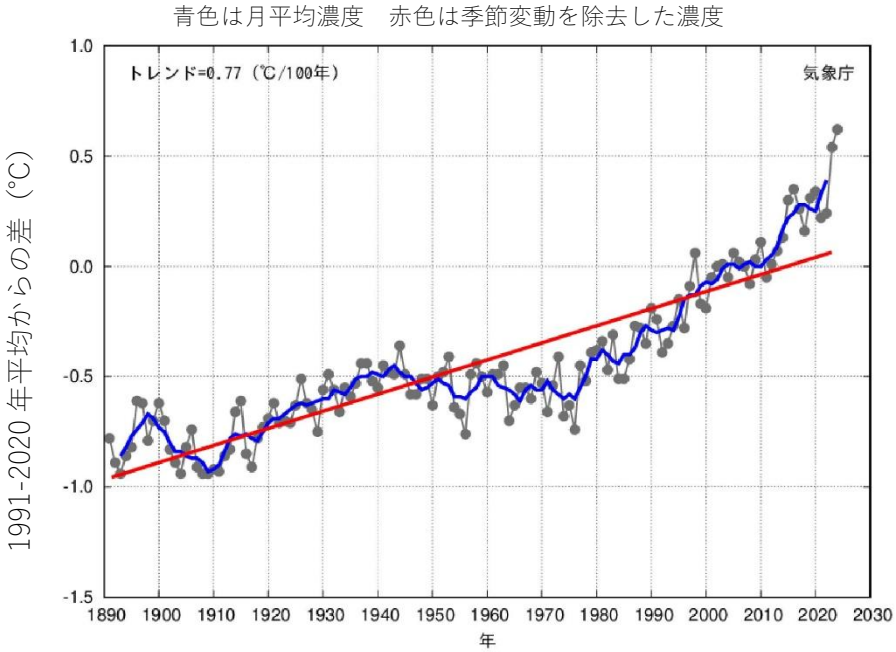


図 1-2　世界の年平均気温偏差 [16]

一方，樹木は貴重な二酸化炭素の吸収源として広く認識されており，このような樹木による二酸化炭素吸収機能を活用することは，有効な方法の一つである．森林による二酸化炭素吸収は，国内では「森林経営」のみによるものが対象となる．京都議定書では 1990 年対比 6%の温室効果ガスの削減が目標とされ，このうち 3.8%を森林吸収源対策により確保するものとした [17]．この 3.8%は，「森林経営」すなわち間伐などにより手入れされることが必要とされ，間伐材の利用拡大が必要になる．「森林・林業基本計画 [18]」によれば，2004 年で 1700 万[m^3]である木材供給・利用量を 2015 年には 2300 万[m^3]に促進させるとし，国産木材の新たな利用先を模索している状況である [19]．

ところで土木事業は時期を問わず全国各地で展開されており，その使用材料のポテンシャルも大きい．土木事業においては，1950 年代以降の高度成長期やバブル期を通してセメントや鋼材が大量に使用されるようになり，地球温暖化の要因の一つとなった．一方，国内の森林では，伐採期を迎えた森林が多いが，国産木材の生産量は外材の輸入増加とともに減少し，現在では林業の衰退に至っている．これは，さらに森林に対する管理不足を招き，水源涵養機能の低下，土砂流出，生物多様性の保全機能の低下などにも結びついている．森林は全国的に分布し，その面積も国土の 2/3 を占めている持続可能な大資源である [20]．地球温暖化防止策を考える上で，セメントや鋼材のような製造時に大量の二酸化炭素を排出する材料から，可能な部分については持続可能材料である木材に替えて行くことが有効な対策になりうる [21-26]．

国土交通省及び林野庁においては，公共建築物における木材利用推進に取り組んでおり，設計・積算に反映している [27-29]．**写真 1－4，5** は国土交通省の公共建築物への木材利用推進の例である．

写真 1-4　公衆トイレ（秋田県秋田市） [27]

写真 1-5　都市公園事業（木橋） [27]
（千葉県山武市）

1.2　研究の目的

地震や津波，火山の噴火，台風，集中豪雨，竜巻，暴風雪等，多くの自然現象が我が国に毎年のように襲いかかり，しばしば重篤な災害をもたらす．これらの自然現象は，道路網や鉄道網，及び電気や上水道等のライフラインを分断させ，人々の命や生活を脅かし，経済活動を著しく低下させる．中でも人命救助に関わる交通路の確保は，緊急を要する．被災者救助において最も重要とされる概念として「72 時間の壁」がある．阪神・淡路大震災の教訓から生まれたこの言葉は，「黄金の 72 時間」とも呼ばれ，この時間が被災者の生死を分けるとされている．国土交通省近畿地方整備局がまとめた**図 1-3** のグラフ[30]によると，震災当日の救出時生存率は約 75%あるが，2 日目には 24.2%，3 日目には 15.1%，4 日目にはわずか 5.4%まで低下していることがわかる．

分断された交通路を通行するための仮橋には，工事用道路の仮橋や災害復旧用の仮設橋として多くの事例がある[33-39]（**写真 1-6，7**）．いずれも架設には短くても数日から数週間を要し，架設ヤードとしての場所も必要とする[40),41)]．災害発生時の人命救助，物資輸送に適したものではない．現在のところ 72 時間以内を目的とした仮設橋は開発されていない．

国内森林事業では，地球温暖化防止のための二酸化炭素の吸収源として，また再生産可能な資源である木材の供給源として，森林整備，育成が進められている．一方国産木材の利用については，外材の輸入増加に伴い減少傾向にあり，林業衰退の原因につながっている．新たな国産木材の利用が模索されており，公共事業において土木，建築分野での利用促進が推進されている．

本研究では，災害時に短時間にかつ簡易に架設可能な緊急仮設橋の開発を目的とする．部材として製作性・加工容易性・入手性に優れ軽量である木材[42]，を採用し国産木材利用の要求に応える．

木部材は長期的に供用するためには防腐処理等の耐久性向上策を必要とするが，一時的な使用を前提とする仮設橋の場合は，耐久性はそれほど問題とはならない[43]．むしろ，運搬・架設に適した軽量化が図られていることや施工が容易であること等が要求される．荷重についても，対象を歩行者に限定するなど制限を設けた場合，木材は比強度に優れる上，妥当なコストで製作できることからも仮設橋の材料としては適した材料であるといえる．

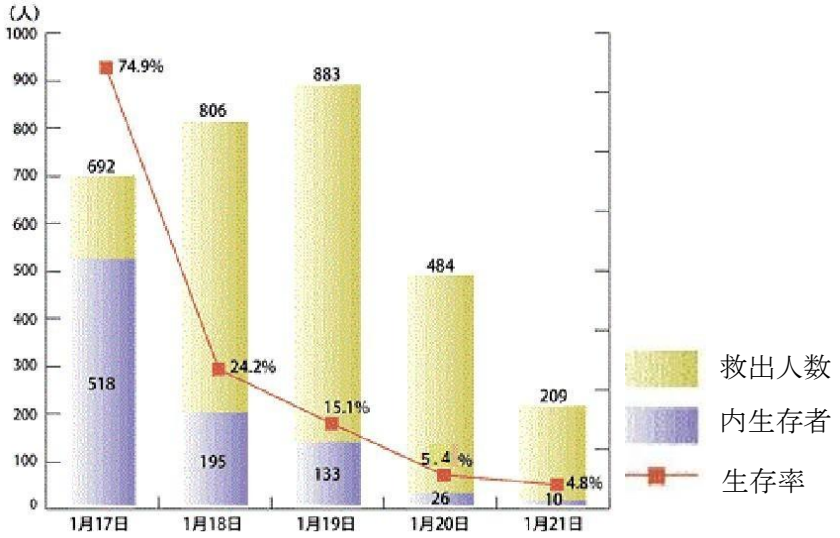


図 1-3　救出者中の生存者の割合の数値（1 月 17 日～21 日の 5 日間）[30-32]

写真 1-6　工事用仮橋（宮城県名取市）[37)]

写真 1-7　災害用応急組立橋（奈良県川上村）[38)]

1.3　本論文の概要

本論文では木材を主材として，災害時に早期かつ簡易に架設ができる緊急仮設橋の開発についてまとめており，ワーレントラス橋 3 橋と折り畳み橋 1 橋の開発経緯を述べ有用性を検証する．第 2 章では仮設橋の必要性，第 3 章ではワーレントラス橋，第 4 章では折り畳み橋について論じ，第 5 章では第 2～4 章の内容を総括し，結論としてまとめている．

本研究では，木製トラス橋の全体挙動に関する静的載荷実験及び部材接合部の強度に関する実験を行っている．接合部の強度を検討するにあたり，トラス構造全体のうち最大引張力が作用する箇所は支間中央の下弦材連結部であるため，この連結部における強度実験を実施した．すなわち，支間中央下弦材連結部が構造全体のクリティカルな箇所とみなすことができ，この箇所の安全性が確保できれば，構造全体も安全と言える．これらの結果について第 3 章及び第 4 章で説明している．

第 2 章では自然災害による橋梁被害と災害復旧用橋梁の実例を紹介する．常設橋と仮設橋の要求性能について論じ，被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプについて詳細を説明する．本研究が対象とする橋梁タイプを発災後 72 時間以内に供用できるものを対象とすることを提示し，部材として木材を使用することを述べ，木製緊急仮設橋の要求性能と木部材の適合性について論じる．

第 3 章では災害時に短時間で架設することが可能な木製ワーレントラス橋を提案し，その実用性を検証する．平成 22 年（2010 年）に開発したワーレントラス橋（2010 年モデル）は，支間長 10m，幅員 1.2m を有し，トラス部材には 120×120 ㎜のスプルース材を使

用した．この橋梁は完成後 5 年経過時に函館高専構内から八雲町の登山道に移設し供用されている．移設後 6 年，10 年経過時に健全度調査を行っている．平成 31 年（2019 年）にはトラス接合部を改良し，さらなる軽量化を目指し部材，接合部の変更を行った（2019 年モデル）．また，静的載荷試験を実施し，トラス全体の剛性を検証する．2023 年モデルでは前モデルの課題であった橋軸直角方向の剛性の弱さを改良するとともに，接合部の強度と組立効率の向上を図っている．また接合部の強度について，引張試験，載荷試験を実施し強度の確認を行う．

第 4 章では，より一層の架設時間の短縮を目指し，折り畳まれた構造を架設現場で展開する全く新しい橋梁構造を提案する．橋梁の形式は，木製折り畳み式トラス橋とする．この形式は，折り畳んだ状態で災害現場までトラック輸送し，骨組構造を展開させて橋梁構造物を形成させることができる．本体は保管場所でほぼ完成させた状態で折り畳み，現地での施工は展開作業だけとなる．展開のための作業には特別な重機等を必要とせず，人力のみで行える方法の開発を目指した．縮尺模型及び実物大橋梁を用いた架設実験を行う．すなわち，トラスパネルをあらかじめ蝶番で連結して折り畳んでおき，現地で，折り畳まれた橋を展開して完成させる実験である．実物大モデルでは，連結部に 3 種類の鋼板を必要とし，重量やコスト増の要因となっていたため，合理化改良した連結部を制作し，引張試験により接合部の強度確認を行うとともに屋外架設実験も行う．

第 5 章では本研究で得られた結論をまとめ，今後の展開を述べる．

第１章の参考文献

1）内閣府：防災情報のページ，最近の主な自然災害について（阪神・淡路大震災以降）（計数：令和6年6月14日現在），https://www.bousai.go.jp/updates/shizensaigai/shizensaigai.html ，（2024.6取得）.
2）（公社）全国防災協会：防災，第782号, 2014.
3）平成26年8月20日に発生した広島市土砂災害の概要：内閣府(防災担当)，2014.
4）内閣府：平成24年版防災白書，https://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/pdf/H24_gaiyou.pdf.（2024.6取得）.
5）内閣府：防災情報のページ，阪神・淡路大震災教訓情報資料集阪神・淡路大震災の概要，https://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/hanshin_awaji/earthquake/index.html,（2024.6取得）.
6）国土交通省 近畿地方整備局：「阪神・淡路大震災－近畿地方建設局の記録」，1996.3.
7）佐藤史織・平沢秀之・小泉楓・戸沼 淳：災害復旧用折り畳み橋の性能確認試験，木材利用研究論文報告集 18, 34-39, 2019.
8）内閣府：防災情報のページ, http://www.bousai.go.jp/ index.html.（2022 取得）.
9）戸沼淳，平沢秀之，加藤真吾，菊池幸恵：「連結部を合理化した折り畳み式木製トラス橋の開発」，土木学会論文集，Vol.80，No.28，23-28007，（2024）.
10）中央防災会議 防災対策推進検討会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震の被害想定について（第一次報告），2012.
11）内閣官房：国土強靭化・関係法令・強くしなやかな国民生活の実現を図るための防災・減災等に資する国土強靭化基本法（平成 25 年 12 月 11 日法律第 95 号），2013.12.
12）国土交通省：令和 4 年度版 国土交通白書．2022.
13）外崎真理雄，恒次祐子：地球温暖化防止と木材利用，木材工業, Vol.63, No.2, 2008.
14）環境省・経済産業省：気候変動対策の現状と今後の課題について，2024.6.
15）気象庁：大気中二酸化炭素濃度の経年変化，https://www.data.jma.go.jp/ghg/kanshi/ghgp/co2_trend.html#，(2024.6 取得）.
16）気象庁：世界の平均気温，https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/temp/an_wld.html,（2024.6取得）.
17）林野庁：京都議定書第二約束期間（2013～2020 年）の目標と結果，https://www.rinya.maff.go.jp/j/sin_riyou/ondanka/con_4.html（2010 取得）.
18）林野庁：森林・林業基本計画（平成 18 年 9 月）, 2006.
19）石田修，田代晃一，沼田淳紀，林原茂，奥田光：土木分野における木材利用の状況と展望，木材工業, Vol.63, No.8, 2008.
20）林野庁：森林・林業基本計画（令和 3 年 6 月），2021.
21）国土交通省：“道路統計年報 2023 橋梁の現況”，国土交通省ホームページ，https://www.mlit.go.jp/ road/ir/ir-data/tokei-nen/2023/nenpo03.html（2024. 8 取得）.
22）土木学科木材工学委員会：土木と木材，土木学会，2023.
23）土木学科木材工学委員会：木材工学入門，土木学会，2017.
24）平沢秀之，佐藤史織，戸沼淳：緊急仮設橋の要求性能と橋梁形式及び架設工法について，土木学会第 74 回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-293, 2019.
25）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：「木橋の小型道路への適用について」，令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会講演概要集, V-264,（2021.9）.
26）土木における木材の利用拡大に関する横断的研究会 : 2009年度土木における木材の利用拡大に関する横断的研究報告書，土木学会木材工学特別委員会, 2010.
27）国土交通省：国土交通省における木材利用推進の取組について（令和 4 年度），2023.
28）林野庁：令和 4 年度 森林・林業白書（令和 5 年 5 月 30 日公表），2023.5.

29）林野庁：林野公共事業における木材利用，https://www.rinya.maff.go.jp/j/sekou/gijutu/mokuzai_riyou.html，（2024.8取得）.
30）国土交通省 近畿地方整備局：「阪神・淡路大震災の経験に学ぶ」，2002.1.
31）神戸市消防局：「阪神・淡路大震災神戸市域における消防活動の記録」，2002.1.
32）陸上自衛隊中部方面総監部：「阪神・淡路大震災災害派遣行動史」，2002.1.
33）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小委員会：活動報告，土木学会構造工学委員会，2020.
34）大森祐一，奥住雅彦，藤原克宏：津波で流出した国道 45 号川原川橋における応急組立橋，橋梁と基礎 Vol.46，第 8 号, pp38-41, 2012.
35）宮島実，小林弘朗，細川和作，工藤大輔：応急組立橋の架設と供用上の課題について，国土交通省北陸地方整備局，管内事業研究会, 2009.
36）技術資料 仮橋のラインナップ，橋梁と基礎 Vol.46，第 8 号, pp121-130, 2012.
37）戸沼岩崎建設：宮城県名取市広浦橋工事資料，2018.3.
38）国土交通省 近畿地方整備局 近畿技術事務所：防災技術支援，応急組立橋，https://www.kkr.mlit.go.jp/kingi/disaster/setubi/kikai/okyukumitate.html，（2024.取得）.
39）中沢正利・小野秀一・近広雄希・木下幸治：応急組立橋の使用状況調査及び緊急仮設橋の基準整備に向けた提言，構造工学論文集 Vol.69A（2023 年 3 月）委員会報告，2023.3.
40）近広雄希・有尾一郎：戦後の応急組立橋に見る要求性能と課題，構造工学論文集 Vol.69A（2023 年 3 月）委員会報告，2023.3.
41）渡邉学歩，佐々木貴信，森田千尋，小林博之，勝呂翔平，松田伊佐雄，木下幸治：防災・減災のための緊急仮設橋の設計及び設計基準の課題，構造工学論文集 Vol.69A（2023 年 3 月）委員会報告，2023.3.
42）平沢秀之，小野秀一，中村繋央，岩丸弘，大久保宣寿，青柳有輝：軽量材料の緊急仮設橋への適用性，構造工学論文集 Vol.69A（2023 年 3 月）委員会報告，2023.3.
43）平沢秀之，戸沼淳，小澤暁栄，藤田好彦，渡辺浩，鈴木譲：応急橋に適した木製トラス橋の開発 とリユース，構造工学論文集, Vol.62A,16-6, 2016.

第　２　章

災害復旧用橋梁の必要性

2.1　概説

日本は地理的，地形的な条件からも，地震・台風・豪雨・噴火等自然災害の発生しやすい国土となっており，これら自然現象は道路網や鉄道網，及び電気や上水道等のライフラインを分断させ，人々の命や生活を脅かし，経済活動を著しく低下させる．

このような災害を防ぐ技術が重要であると同時に災害発生後に素早く復旧させる技術も重要であると言える．

本章では，自然災害による橋梁被害と災害復旧用橋梁の実例を紹介する．常設橋と仮設橋の要求性能について論じ，被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプについて説明する．既存の緊急仮設橋は災害初期 2 週間までに架橋できるものを対象と定義しており，本研究では人命救助や物資輸送などより緊急を要する発災後 72 時間以内を対象とすることを提示する．この架設時間帯を対象とした緊急仮設橋に関する研究はほとんど行われていない．また，部材として木材を使用することを述べ，木製緊急仮設橋の要求性能と木部材を使用することの優位性について述べる．

2.2　自然災害と橋梁被害

台風・豪雨による起因する河川の増水や土砂災害の中には，多くの橋梁被害をもたらし，長期間にわたって集落の孤立をもたらすものがある．交通の分断は人命救助，災害復旧において大きな障害となる．

令和 2 年（2020 年）7 月豪雨は梅雨前線が熊本県南部に停滞し，観測史上最多を記録する猛烈な雨をもたらし，球磨川の河川施設の被災，渡河する橋梁の流失や国道 219 号の路体流失など甚大な被害をもたらした（**写真　2-1**）．家屋被害は球磨川本川沿川で 6,110 戸あまりの被害をもたらし，橋梁被害としても球磨川を渡河する道路橋 10 橋，鉄道橋 3 橋が流失するなど大きな被害をもたらした [1)]．

(a)　鎌瀬橋流失

(b)　相良橋流失

写真 2-1　球磨川橋梁被害 [1)]

令和 3 年（2021 年）8 月 9 日から 10 日にかけて台風 9 号から変わった温帯低気圧は青森県むつ市及び風間村に大雨をもたらし，河川，水路の氾濫，道路被害，橋の崩落，家屋被害など多くの被害が発生した．国道 279 号では風間浦村易国間からむつ市大畑町赤川村までの 10.4km 区間で多数の斜面崩壊が発生するとともに，小赤川橋（むつ市大畑町赤川村）が落橋し通行不能となり，桑畑地区，下風呂地区，赤川地区の 3 地区で 800 戸以上が孤立する状態となった [2),3)]．（**写真 2-2, 2-3**）

写真 2-2　小赤川橋の落橋 [3)]

写真 2-3　小赤川の小赤川橋上流の河道に多量の土砂・流木が堆積 [2),3)]

2.3　災害復旧用橋梁の実例

国土交通省では河川，道路等に関わる災害に対し災害時の情報収集，直接的被害の軽減，二次被害の防止及び迅速な応急復旧のため災害対策用機械（排水ポンプ車・照明車・災害対策用ヘリコプター・衛星通信車・応急組立橋等）を保有しており，災害時に使用する他，被災した自治体への貸し出しもしている[4]．

道路の損傷や橋梁の流失は交通網の分断を起こし災害後の復旧や日常生活の維持に多大な支障を起こす．橋梁の応急復旧技術に対する需要，発展はますます高まっており，損壊した交通路の代替路として常設橋がかかるまでの役割を担う応急組立橋の適用例は多い[5),6)]．

写真 2-4　応急組立橋（北海道開発局所有）[7)]

写真 2-5　応急組立橋組立手順[8)]

写真　2-4 は北海道開発局所有の応急組立橋である [7]．形式は組立式下路ワーレントラス橋である．支間長は架設現場の状況に応じて最小橋長 18m から最大 50m まで 4m 毎に橋の長さを変えることができる（全 9 通り）．全道では 5 橋配備されており（2025 年 4 月現在）災害時に備え，組立手順の確認（**写真　2-5**）や部材点検が行われている [8]．

写真　2-6　球磨川坂本橋　仮橋開通 [1),9),10)]

写真　2-7　球磨川相良橋仮橋開通 [1),9),10)]

写真 2-8　応急組立橋供用状況（むつ市）[11)]

前述の令和 2 年豪雨災害の災害復旧に対応するため，九州地方整備局では熊本県八代市に八代復興事務所を新たに設置し復興事業を推進．災害用仮橋の架設など，国の権限代行により流失した橋梁 10 橋を含む国道 219 号の道路機能を早期に回復させた[1),9),10)]（**写真 2-6**, **7**）．**写真 2-8** は令和 3 年 8 月豪雨で被災した国道 279 号小赤川橋について青森県からの要請をうけ東北地方整備局より派遣された応急組立橋である[11)]．この応急組立橋は東日本大震災を踏まえ東北技術事務所が新たに開発した 1 車線タイプであり，軽量化と架設時間短縮に配慮されている．

2.4　常設橋・仮設橋の要求性能

2011 年の東日本大震災を契機として日本政府は国土強靭化政策の議論を重ね，2013 年には国土強靭化基本法[12)]が制定された．国土強靭化策はこの法律に従って，「人命の保護」，「経済社会の維持」，「被害の最小化」，「迅速な復旧復興」の 4 つを柱として実施される．災害時に交通路が遮断された場合，緊急仮設橋を設置していち早く人命救助や物資輸送を行うことは，4 つ目の柱である「迅速な復旧復興」を果たす上で重要である．

一般的な常設橋は道路橋示方書・同解説[13)]に従って設計されなければならないが，その基本方針として次の規定が明記されている．

1.8 設 計
　1.8.1 設計の基本方針
　　(1) 設計にあたっては，橋の耐荷性能，橋の耐久性能，その他使用目的との適合性の観点から橋の性能を適切に設定し，これらを満足させなければならない

このうち耐荷性能に関しては，作用の特性値から得られる作用効果（荷重効果）と耐力及び各種係数を用いた照査式を満足させることで性能を保有しているとみなされる．また耐久性能に関しては，適切な維持管理を前提に 100 年間の供用期間が必要とされている，一方橋の施工開始から施工完了までの施工期間に関しては特に規定されていない．

一時的な使用に限られる災害時用の仮橋や工事用の仮橋は「仮設橋」と呼ばれる．仮設橋の要求性能に関しては道路橋示方書・同解説[13)]は特に定めはないが，常設橋とは異なる性能を必要とするはずである．特に災害時用の仮設橋には「架設時間が短時間であること」が保有すべき性能として重要である．

2.4.1 被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプ

図 2-1 は災害復旧用橋梁について，被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプに基づき分類，提示したものである[14]．横軸には被災後の経過時間，縦軸に耐荷重を取っており，災害発生直後から概ね 2 週間の人命救助や緊急物資の輸送などが求められる期間のものを緊急仮設橋と定義し，ショートスパン，小型車両を対象としている．これ以降は復旧作業が進み，工事用車両や日常生活の運搬路としての役割が求められる．1 ヵ月以降は仮設橋，常設橋が建設される．

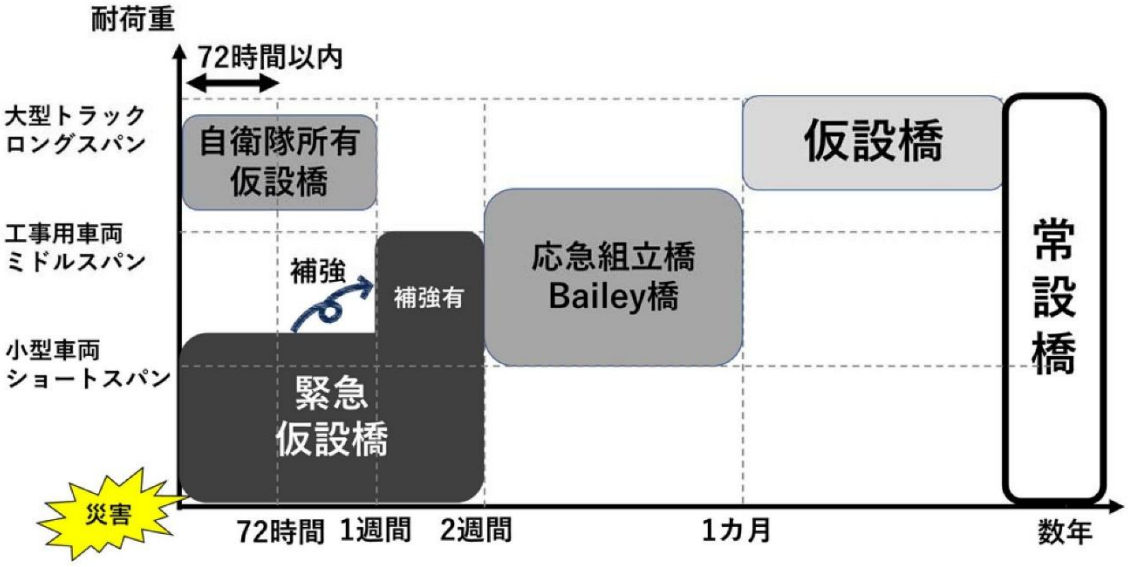


図 2-1　被災後の経過時間に合わせて求められる橋梁タイプ[14]

(a)　緊急仮設橋

災害初期 2 週間までに架橋できるものを緊急仮設橋と定義しており，運搬が容易で，架設のための大がかりな重機や機材を必要しないものが要求される．想定する荷重として歩行者や自家用車などの軽量なものを対象とする．また，短期間で架設できる仮設橋としては，自衛隊が重量 50t を超える戦車なども通過させられる橋梁を保有している．これは架柱（橋脚）を必要としない単径間橋となっている．

(b)　応急組立橋

応急組立橋は，橋梁破損，道路損壊等の災害時に主要道路の緊急確保や橋梁架け替え等の工事用道路の機能を有するものである．現場の状況に合わせて長さや幅を調整できるのが特徴であり緊急時の交通路の確保に利用される．重要な道路の代替路となることや繰り返し利用が想定されていることから多くの組立橋は最大支間長が 40m～50m のワーレントラス，もしくはトラスガーダー形式の鋼橋となっている．

応急組立橋は，以下のような特徴がある．

(1)　予め部材がモジュール化されており，組立・撤収・保管が容易で繰り返し利用できる．
(2)　現場状況に応じて 2m もしくは 4m 間隔で調整できる．
(3)　トラック輸送ができるように部材寸法・重量が調整されている．
(4)　主桁並びに主構の連結がピンであり，連結作業が迅速に行われる．
(5)　部材は亜鉛メッキされているため，防錆効果が高く維持管理が容易である．

応急組立橋や仮設橋は，一旦使われ始めると常設橋ができるまで用いられることが多く 3 年近く使用される例もあるが，既存の常設橋と異なり，一時的な利用であることから長期耐久性は不要と考えられている．一時的な期間に使用される仮設橋として米国で開発された「ベイリー橋」がある，この橋は安価で簡易に架設可能であることから，開発途上国においては常設橋として供用されるケースが数多く見られる．仮設橋として開発されたものであるが，常設橋として使用されているため，それらの多くが構造的な劣化や損傷を有していることが，いずれの国においても深刻な問題となっている[15]．

同小委員会では，緊急仮設橋の基準の検討，荷重条件，適用範囲について調査研究するほか，要求性能，架設方法，架設時構造特性の検討を行っており，道路橋示方書などの既存の基準とは別の「緊急仮設橋の設計基準の整備」[16-18]を提言している．

2.4.2 本研究が対象とする橋梁タイプ

本研究が対象とする橋梁は，災害時に孤立集落となり人と物の移動が困難となった場合を想定した仮設橋である．したがって**図 2-1** の緊急仮設橋が本研究の対象となる．**図 2-1** の緊急仮設橋は架設時間（横軸）として発災後～2 週間となっており，かなり幅を持たせているが，本研究の対象とする橋梁の架設時間は発災直後に人命救助，物資輸送を行うためのものであるため 72 時間の範囲内としている．しかし人命救助を想定した場合，医療施設への搬送時間も考慮すれば，より一層の架設時間の短縮化が求められる．従来の仮設橋，緊急仮設橋は，発災後 72 時間の間に供用可能とすることはできなかった．本研究はこの発災直後の時間帯に適用可能な橋梁を提示するものである．**表 2－1** に本研究が対象とする橋梁の設計条件について示す．

表 2-1　本研究が対象とする橋梁における設計条件

設計条件	
形　　式	木製トラス橋
支間長・幅員	支間長：10m　幅員：1.2m
設計荷重	群集荷重　3.5kN/m^2
供用期間	復旧期間の 1 年程度
たわみ制限	緊急時，短時間での使用を想定しており，考慮しない

2.5　緊急仮設橋への木材の適用

2.5.1 木材と木橋の特徴

木材の性質の特徴として，軽くて強いことがあげられるが極端な異方性材料であり，割れや反りが生じる．個体差は加工度を上げれば弱めることができるがコストアップに繋がる．森林資源が豊富な我が国では入手性はおおむね良好であるが，伐出して乾燥，製材するにはやや時間がかかる．強度は小さいと思われがちであるが，弱い樹種であるスギでも許容圧縮応力度は標準的なコンクリートと同レベルと決して弱くはない．ただし建設材料としては

柔らかくヤング係数は小さい．従って木材とは，軽くて強い，ただしたわみやすい材料であると言える．

表 2-2 は木橋における木部材の特徴と緊急仮設橋への適合性についてまとめている．木部材は軽量で加工性が良いため，運搬，架設に大がかりな重機を必要とせず，弱点である耐久性についても，短期間の使用を目的とする場合，木材は緊急仮設橋として不利な材料ではない[19]．**表 2-3** では木製トラス橋と鋼製トラス橋との緊急仮設橋への適合性の比較をしている．重量については，被災直後の整備されていない作業道の運搬を想定しており，組み立てパーツは一人で運べるものにする必要がある．同一寸法のものであれば，木材が有利となる．保管時の耐久性に関しては，平時は橋をパーツ単位に解体して倉庫等に保管することが想定される．木材は水分により腐朽による生物劣化の恐れがあるため，防腐剤の塗布が必要であること，及び風通しを良くした保管が必要となる．鋼材は，塗装した状態で屋内に保管できれば，錆の心配はほとんどないと考えられる．供用時においても，木材は防腐を考慮すること，鋼材は防錆に考慮することにより，短期間であれば特に問題はない．供用時の耐久性，部材の疲労については，短期間の供用を想定しており，木製，鋼製トラスとも劣化の心配はない．剛性・強度については，木製トラスは鋼製に比べ強度は劣るが，人道橋としての使用等設計条件を与え所定の強度を確保することは可能である．

近代木橋の実例としては，なかよし橋（歩道橋：1999 年，北海道岩見沢市），かりこぼうず大橋（車道橋：2003 年，宮崎県湯郡西米良村）などがあるが，維持管理の困難さから，2000 年をピークに減っており普及が進んでいない．またほとんどが常設橋として供用され，緊急仮設橋は，東日本大震災で被災した岩手県大槌町に建設された仮設住宅と住民のために架設された橋で安堵橋があるぐらいである[14),20)]．この橋梁は，2012 年に架設されたのち仮設住宅の利用が終了するまで約 6 年間使用された．部材が軽量であるため，人力で組立し汎用クレーンで設置を行っている．組立から架設までの作業は 1 日で終了しており，特殊な技術も必要としないことから発災初期の応急対策に有効な事例である（**写真 2-9,10**）．

表 2-2　木橋における木部材の特徴と緊急仮設橋への適合性

木橋における木部材の特徴		緊急仮設橋への適合性
加工が容易	簡単な工具で切断・開孔できる 現場合せも容易	組立が容易である
軽い	人力施工もある程度可	組立が容易である
入手性がよい	ただし長尺・大径材の調達は難しい	小規模の橋に向いている
耐久性に難	耐久性を付与するには防腐加工が必要	短期の供用に向いている

表 2-3　木製トラス橋と鋼製トラス橋の緊急仮設橋への適合性比較

	木製トラス橋		鋼製トラス橋	
重量	◎	パーツは 1 人での運搬が可（196N（20kgf）/パーツ）	△	パーツを 1 人で運搬することは困難 2.45kN(250kgf)～2.7444kN(280kgf) /パネル（ベイリー橋）
耐久性（保管時）	○	腐朽に注意して長期保存可（適切な管理で 7，8 年保存可能）	◎	錆に注意して長期保存可
耐久性（供用時）	◎	短期間の供用なら問題なし（復旧期間の 1 年程度）	◎	問題なし
疲労	◎	短期間の供用なら問題なし（復旧期間の 1 年程度）	◎	短期間の供用なら問題なし
剛性・強度	○	鋼製より劣るが少なくとも群集荷重 3.5 k N/m^2 の剛性・強度を保有させる設計は可能	◎	B 活荷重対応可能

写真 2-9　安堵橋組立状況 14),20)

写真 2-10　安堵橋完成状況 14),20)

2.5.2 木製緊急仮設橋の要求性能

本研究では対象とする橋梁をこれまでの議論から短時間で供用できる緊急仮設橋とし，その材料として木材を使用することとする．土木材料として一般的な鋼やコンクリートと比較し，強度面では劣ることを考慮して，以下のような前提条件を設定する．

(1) 被災してから24時間以内に供用できる．
(2) 車いすが通れる幅員を有する歩道橋に限定．
(3) 支間長は10m程度とする．
(4) 緊急物資輸送または人命救助のための用途．
(5) 主要な構造材料を木材とする．
(6) 復旧が進んだ段階で撤去する．

被災して怪我人を救助する必要があるとき，集落が孤立して物資を運ばなければならないとき，病院から患者を搬送する必要があるときなど，極めて短時間に対応しなければならないケースもある．特に人命に関わるケースでは，72時間以内の救助がしばしば求められる．ここで論じる木製緊急仮設橋は，72時間以内を想定し，可能な限り時間短縮できる方法及び製作架設の容易な方法を考える[21]．従って，従来の道路橋や歩道橋に関する設計基準の規定を逸脱する設計思想を含んでいる．

(a) 製作容易性

災害が発生してから材料を調達し製作を開始するのでは，上記の条件(1)を満たすことはできない．よって，材料はあらかじめ入手済みで保管されており，災害が発生してから製作を開始すると想定する．または，製作もあらかじめ進めておき，半完成品の状態で倉庫などに保管しておくことも考えられる．前者の場合，橋梁部材（パーツ）は所定の寸法に加工済みで，ボルト孔も全て完成された状態になっていなければならない．ここで製作とは，パーツの状態から連結（ボルト締め）の作業を経て橋梁本体が完成する工程を意味する．条件(1)は，架設位置を特定する時間（災害発生後12時間程度），輸送時間（約4時間（北海道主要都市からの輸送を想定）），架設時間(約4時間)が含まれることを想定すると，製作時間として4時間以内と設定される．

次に製作の容易性について検討する．災害現場では，製作するための機械類（溶接器，電動工具等）は使用できないことを想定すべきである．そのため作業の多くは人力によることとなる．溶接が必要な場合は，あらかじめ工場で行っておき，パーツとして保管しておく．災害現場でパーツを人力で持ち運ぶためには，重量は196N（20kgf）程度以下に抑えることが望ましい．パーツの種類は極力減らし，寸法やボルト孔の位置は共通化する．こうすることで，技術者が足りなくても，あるいは図面で確認しなくても容易に製作できる．

(b) 強度・耐久性

木歩道橋の設計では設計基準が国内では整備されていないため，各種設計資料を適用したり，立体横断施設，道路橋や建築物の設計基準を準用している．歩道橋の設計荷重はこれらの基準類によると，床版および床組を設計する場合は5.0kN/m^2，主桁を設計する場合は3.5kN/m^{2}と規定されている．これらは特に混雑しているときの群集荷重として5～7人/m^{2}を想定した値である．一方，緊急仮設橋ではこのような群集荷重が災害復旧時に作用するとは考えにくいが，救助物資を積んだ台車を通行させることは考えられる．そのような荷重の大きさを設計荷重として設定すべきであるが，具体的な数値を決定することは困難であるため，ここでは，群集荷重と同じ3.5 k N/m^{2}を採用することとした．

緊急性の高い用途として使用した後は，徐々に復旧も進み本格的な仮橋や常設橋が架設されることになるため，条件(6)により撤去される．従って緊急仮設橋の供用期間は1か月程度～数か月程度の短い期間と考えられる．このため木材の耐久性向上策は，雨水の滞留に配慮する程度で防腐処理は不要と考えられる．ただし，倉庫での保管が長期間になる場合は，含水率に注意が必要となり，場合によっては木材保護塗装などの防腐処理を行う必要がある．

(c)　運搬性

パーツの持ち運びに関しては，人力で容易に運べる重量とする．人力による運搬は，パーツを倉庫からトラックへの運搬時と，災害現場での製作時に限定される．橋梁を半完成品の状態で運搬する場合は，人力ではなく，クレーンを用いるものとする．

トラック輸送に関しては，パーツを荷台に載せる場合に問題となることはほとんどないが，半完成品を載せる場合はその大きさ(長さ，幅，高さ)に注意が必要である．また，災害地に大型車両が侵入できないケースも考えられる．トレーラーが入れない狭隘な場所もあり得るため，製作容易性と施工性も考慮しながら輸送手段を選択する．

(d)　施工性

災害現場で可能な限り短時間で架設することが求められる．ここでは架設に要する時間を4時間以内と設定する．架設地点に近接して，製作のためのヤードが確保できなければならない．その広さは大型トラック3台分程の敷地面積が必要と考えられる．その大きさであれば，橋梁本体，トラック，クレーン車のスペースとして使える．架設時間の制約から，ベントなどの支保工や足場の設置は困難であり，架設工法は限定される．

以上，本研究で開発する木製緊急仮設橋の要求性能をまとめると，**表 2-4**の通りとなる．

表 2-4　本研究の木製緊急仮設橋の要求性能

要求性能	
製作･架設時間	製作時間（パーツ組立時間） 4 時間以内（北海道主要都市からの輸送を想定） 架設時間　4 時間以内 供用開始　24 時間以内
製作容易性	部材（パーツ）は軽量（196N（20kgf））以下で，人力且つ少人数で組み立てできる
強度･耐久性	緊急時の活荷重に対する強度確保．耐久性能は付与しない （短期間の使用（復旧期間の 1 年程度）であれば問題はない）
運搬性	パーツまたは半完成品がトラック輸送できる 長さ 5400mm・幅 2140mm 以下 重量 23.5kN（2.4tf）以下/台 ※4t ユニックトラックの運搬想定
施工性	組み立て・架設ヤードの確保が容易で，短時間で架設できる工法を選択する

2.6　第 2 章のまとめ

本章では，自然災害による橋梁被害と災害復旧用橋梁の実例として，令和 2 年（2020 年）7 月豪雨による球磨川沿川の災害と令和 3 年（2021 年）8 月の大雨によるむつ市及び風間浦村の橋梁被害により集落が孤立した事例を紹介した．また，災害復旧用の橋梁に実例として，国土交通省所有の応急組立橋が，前述球磨川の災害現場やむつ市及び風間浦村の応急復旧に配備された事例を紹介した．

また常設橋・仮設橋の要求性能を述べ，一時的な使用に限られる災害時用の仮橋や工事用の仮橋等の仮設橋は，常設橋とは異なる性能を必要とするはずであり．特に災害時用の仮設橋には「架設時間が短時間であること」が保有すべき性能として重要であることを述べた．既存の緊急仮設橋は災害初期 2 週間までに架橋できるものを対象と定義しており，本研究では人命救助や物資輸送などより緊急を要する発災後 72 時間以内を対象とすることを提示した．また，緊急仮設橋への木材適用の有用性にも触れ，本研究の対象橋梁の材料を木材とし，緊急仮設橋に必要な要求性能をまとめた．

第 2 章の参考文献

1）国土交通省 九州地方整備局：令和 2 年 7 月豪雨から 1 年 復興への歩み，2021.7.
2）むつ市：広報むつ 2021 年 10 月号，2021.10.
3）東北地方整備局：令和 3 年 8 月 9 日からの大雨による被害概要と復旧状況（速報），2021.9.13.
4）国土交通省：災害対策用機械，https://www.mlit.go.jp/tec/constplan/sosei_constplan_mn_000009.html.（2022.3 取得）.
5）大森祐一，奥住雅彦，藤原克宏：津波で流出した国道45号川原川橋における応急組立橋，橋梁と基礎 Vol.46，第8号, pp38-41, 2012.
6）中沢正利，小野秀一，近広雄希，木下幸治：応急組立橋の使用状況調査及び緊急仮設橋の基準整備に向けた提言，構造工学論文集 Vol.69A，2023.3.
7）国土交通省北海道開発局：北海道開発局の災害対策用機械，https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/jg/ bousai/ud49g7000000qkml-att/ud49g7000000qovc.pdf,（2025.4 取得）.
8）北海道開発局札幌開発建設部：応急組立橋の架設点検を実施します！， https://www.hkd.mlit.go.jp/sp/release/e1lg9o0000008jp9-att/e1lg9o0000009zx1.pdf,（2022.7.4 取得）.
9）国土交通省 九州地方整備局：令和 2 年 7 月豪雨で流失した橋梁復旧小検討について，https://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/n-shiryo/r4kenkyu/1-13.pdf,（2023.7 取得）.
10）加藤真吾，渡辺浩，富岡仁計，藤田博行：令和 2 年 7 月豪雨で被災した球磨川橋梁群に見る今後の対策，構造工学論文集 Vol.69A，2023.3.
11）国土交通省 東北技術事務所：WEB formosus（フォルモス）vol.43，2021.10.29.
12）内閣官房：国土強靭化・関係法令・強くしなやかな国民生活の実現を図るための防災・減災等に資する国土強靭化基本法・（平成 25 年 12 月 11 日法律第 95 号），2013.12.
13）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I共通編，2017.
14）土木学会 構造工学委員会 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小委員会：活動報告，2020.3.
15）木下幸治，近広雄希，河村進一，熊田哲規，武中純一，藤田博行，中沢正利 : Bailey Bridge の仮設・恒久的利用に向けた枠組み，構造工学論文集 Vol.69A，2023.3.
16）近広雄希・有尾一郎 : 戦後の応急組立橋に見る要求性能と課題，構造工学論文集 Vol.69A（2023 年 3 月）委員会報告，2023.3.
17）平池勉・有尾一郎・近広雄希・森本真一・佐々木貴信：豪雨災害から学ぶ緊急仮設橋の要求性能と緊急運用についての提案，構造工学論文集 Vol.69A，2023.3.
18）渡邉学歩，佐々木貴信，森田千尋，小林博之，勝呂翔平，松田伊佐雄，木下幸治 : 防災・減災のための緊急仮設橋の設計及び設計基準の課題，構造工学論文集 Vol.69A, 2023.3.
19）平沢秀之，小野秀一，中村繋央，岩丸弘，大久保宣寿，青柳有輝：軽量材料の緊急仮設橋への適用性，構造工学論文集 Vol.69A，2023.3.
20）ブイ・ジュ・ハイ，後藤文彦，薄木征三，佐々木貴信，安部隆一：プレストレス木床版と鋼部材を用いたハイブリッド木橋，木材利用研究論文報告集 10，2011.
21）平沢秀之，佐藤史織，戸沼淳：緊急仮設橋の要求性能と橋梁形式及び架設工法について,土木学会第 74 回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-293, 2019.

第　3　章

緊急仮設用ワーレントラス橋の開発

3.1　概説

本章では木材による緊急仮設橋としてワーレントラス橋に着目する．ここでワーレントラス橋は斜材の向きを交互にしたトラス橋であり，プラットトラスと異なり垂直材がないため部材が節約でき，安価で軽量となる．支間中央集中荷重または等分布荷重が作用する場合，斜材は橋中央部から端部に向けて「ハ」の字にあたる部分が圧縮力を，「逆ハ」の字にあたる部分が引張力を負担する．またワーレントラスを正三角形とすることで以下のメリットがある．

(1) 一辺の長さを統一できる
(2) トラス部材は上弦材，斜材，下弦材のいずれにも使用可
(3) 図面なしで組立可
(4) 緊急時の架設に適している
(5) 専門知識のない作業者でも組み立て可

木材によるワーレントラス橋を緊急時の歩道橋として開発し，2010年に完成させた．この橋梁は支間長10m，幅員1.2mを有し，トラス部材には120×120 ㎜のスプルースを使用した．接合部には溶接加工した接合鋼板を使用し，普通六角ボルトを用いるボルト接合を採用した．屋内，屋外にて架設実験を行い架設時間と作業性を検証した．完成後5年経過時に函館高専構内から八雲町の登山道に移設し，供用を開始した．移設後目視による健全度調査を行っている．本章ではこの橋梁（2010年モデル）に関する構造，架設実験，健全度調査について述べている．

本章ではまた2010年モデルを改良し，軽量化を図った木製ワーレントラス橋（2019年モデル），更に合理化を図った2023年モデルについても詳細に述べる．

2019年モデルは，2010年モデルの課題として残されていたトラス接合部の改良を行った．接合鋼板の重量は最大で176N（17kgf）あり，加工手間や挿入作業に難があった．2019年モデルでは2×8材及び2×4材を採用し，鋼板を2枚の2×8材で挟みボルト接合することによって，部材を接合する方法とした．2010年モデルと同様，屋内・屋外の架設実験を行い架設時間と作業性を検証する他，静的載荷試験を実施し，トラス橋全体の剛性を検証する．このモデルでは，2010年モデルの課題を改善させたが，2×8材は扁平な断面であるため，橋の橋軸直角方向の剛性が低く振動が起きやすい欠点が生じた．

2023 年モデルでは，さらなる接合部の改良を行った．トラス部材接合部を，トラス部材を 2 枚の接合鋼板でボルト締めし，内 1 枚は折り曲げ部を有する．この折り曲げ部に床桁を接合し，溶接箇所を設けないものとする．この改良により 2010 年のモデルの溶接ひずみに対する改善と 2019 年のモデルの振動が起きやすいことに対する改善が同時に望める．また，接合部の強度向上と作業の効率化を目的にボルト配置の改善を行った．強度の確認は供試体を作製し，引張試験を実施し強度確認を行う．また，折り曲げ部についても，載荷試験を実施し，強度を確認した．2023 年モデルにおいても他のモデルと同様，屋内・屋外の架設実験を行い架設時間と作業性を検証する．

3.2　挿入鋼板接合を用いた木製ワーレントラス橋（2010 年モデル）

3.2.1　開発コンセプト

仮設橋の開発に当たっては，本研究では災害時を想定して施工の容易さを重要視している．また，災害地での使用が終了した際は，解体・撤去し，他の災害地で再び架設するよう

な使用法を想定している．すなわち，複数回リユースできるものとする．仮設橋としてリユースした後は，部材の強度が低下している可能性があることから，橋梁ほど高強度を必要としない用途へ再利用できることも視野に入れている[1-3)]

ここで開発する仮設橋の満たすべき要件として次の要件を設定した．

(1) 応急的・一時的な使用のための十分な強度が確保されている．
(2) 長期的な耐久性はそれほど高くなくてもよい．
(3) 加工が容易で製作コストが高価でない．
(4) 一つのパーツが人力で持ち運べるほど軽量で，パーツサイズも小さい．完成時重量（死荷重）も軽量である．
(5) 架設のための特殊な機械類を必要としない．
(6) 架設作業は容易で短時間で行うことができる．

これらの要件のうち(1)～(3)は製作に関する要件，(4)～(6)は輸送・架設に関する要件となっている．また，(1)については供用期間が短いため，信頼性設計の考え方から目標信頼性指標を下げられること[4)]，あるいは許容応力度設計の考え方から許容応力度の割り増し[5),6)]を考慮できることに由来する．

要件(3)，(4)を満たすため，橋梁の主要材料を木材としている．木材の中でも集成材を用いれば構造性能を上げることもできるが，入手のしやすさとコスト面を考慮して，ここでは市場に流通している製材を使用する．更に要件(6)を満たすため，橋梁形式をシンプルで分かりやすい形のワーレントラス橋とした．トラス部材は全て全長2500mmに統一され，接合部のボルト孔位置も統一されているため，施工ミス等は起こりにくく施工時間の短縮化にも役立つ．

3.2.2　構造諸元

木製ワーレントラス橋を計画するに当たって，函館高専構内の敷地に既に設置してあるコンクリート製橋台を利用することとした．これは橋軸方向厚さ0.345m，幅員方向幅1.5mの寸法を有する橋台で単純桁用に約10mの間隔で設置されている．よって支間10m，幅員1.44m，格間長2.5mとするワーレントラス橋を設計することとした．小規模ではあるが，実物大モデルの実証実験を行う上では十分な大きさである．

(a)　全体構造

図　3-1に本橋梁の一般図を示す．使用木材の樹種はスプルース（カナダ）で，断面は120×120mmの流通材である．要件(2)により，表面の塗装や防腐処理を行っていない．このため1箇所において長期間供用され，且つ湿度の高い環境下では，腐朽による劣化が起こり得る．要件(2)は仮設橋としての使用形態から設定されたものであるが，カスケード利用することも考慮すれば，防腐のための薬剤等を用いることは避けた方が良い．

幅員方向には通行のための幅が1200mm確保されており，歩行者の通行の他，車いすやベビーカーの通行も可能である．左右の主構を連結する横梁が上弦材と下弦材の格点部に連結されており，全長が1200mmである．幅員方向には，このほかステンレスワイヤー（φ6mm）による上横構と下横構が取り付けられ，ターンバックルによって緊張力が与えられている．

支点には端部の接合鋼板とコンクリート橋台の間に，厚さ20mm，一辺250mmのゴムマットを挿入し，アンカーボルトを介して上部工を固定した．

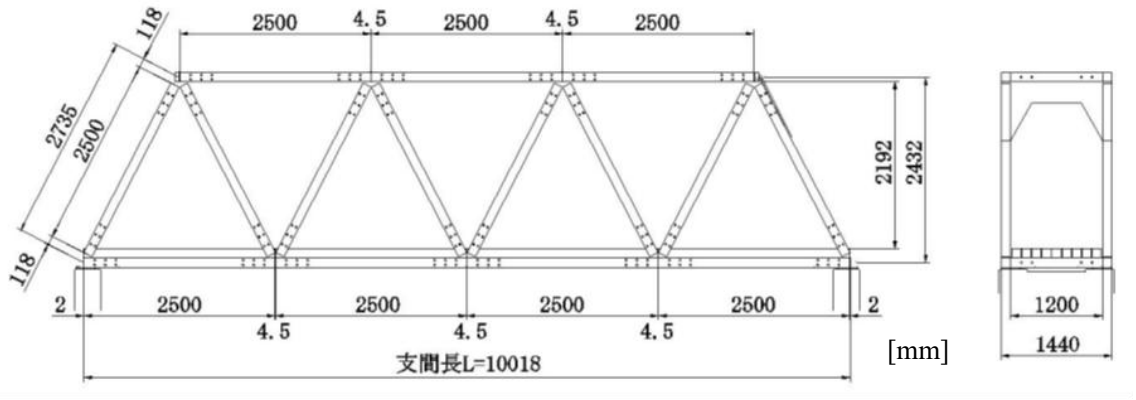


図 3-1　一般図

(b)　床版と床組

床版に使用した木材は，トラス部材と同一の寸法を有する角材であり，幅員方向に敷き並べて床版を構成している．一本一本の角材はわずかに隙間を開けて配置させるため，雨水の排水性が良く腐朽抑制につながる．床版は両端で横梁に支持される．桁掛かり長は，横梁の断面幅である120mmが確保されている．床版に作用する活荷重は，横梁に伝達され格点部に作用する．

床版が架設中または供用中に横梁から外れて落下するのを防止するために，**写真 3-1**のようにずれ止め用鋼板を設けている．この鋼板は1200×60×4.5mmの寸法を有し，横梁上面に開けられた深さ30mmのスリットに挿入されている．したがって，鋼板は横梁上面から30mmの高さを有する突起となり，これが，床版下面に開けられたスリット(**写真 3-1**の矢印)と噛み合い，床版の橋軸方向のずれが起きない仕組みとなっている．

床版取付方法をこうすることで，施工時は床版を差し込むだけの極めて簡単な作業で施工時間も短くて済む．床版を取り外す際は，持ち上げるだけで外すことが可能であるため，点検時や解体時も非常に都合が良い．

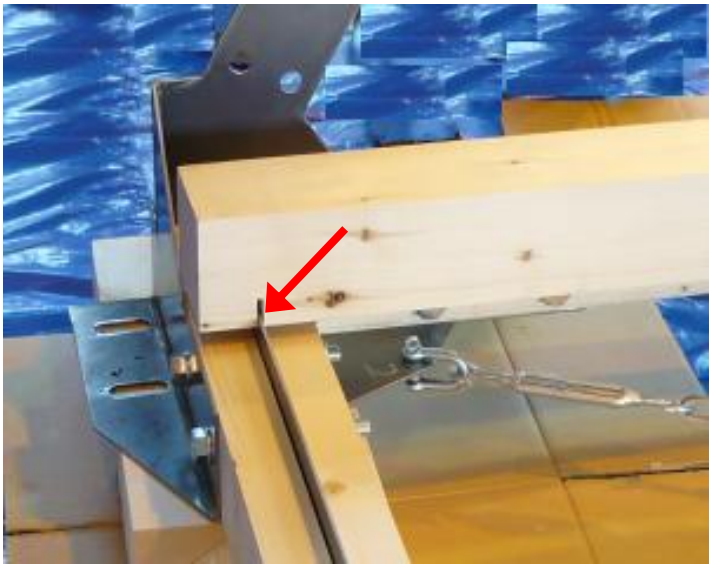
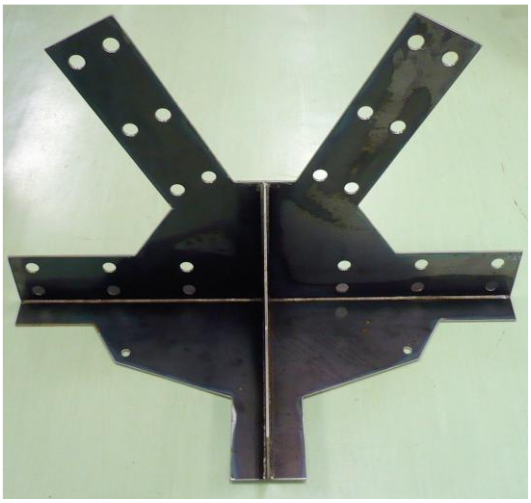


写真 3-1 床版のずれ止め

(c)　格点構造

上弦材，斜材，下弦材，横梁が1点に集中する格点部は，挿入鋼板を使用したボルト接合とする．接合用鋼板にはSS400を使用し，板厚は4.5mmとしている．この厚さは強度から定められたものではなく，これより薄いと溶接によるひずみが大きくなり製作が困難になるからである．また，これより厚いと重量が大きくなり，施工性に劣ることが予想される．



(a) 中間部

(b) 端部

写真 3-2　接合鋼板

写真3-2は接合に使用する鋼板を表したものである．中間部の鋼板は上弦材用または下弦材用の区別はなく，すべて同一の寸法である．端部の鋼板は，左右の違いがあるが対称な形状となっている．トラス部材の端部には6本のボルトを使用し，横梁の端部は2本で連結する．ボルトはM20である．接合用鋼板と木材のボルト孔は，直径を23mmとし，配置位置については木質構造設計規準（日本建築学会）[7]に従い，ボルト間隔を軸方向140mm，高さ方向60mm，縁距離を30mm，端距離は鋼板に対して42mm，木材に関して140mmとした（図 3-2）．なお，M20のボルトは，使用する木材断面に対して縁距離等を満たす最大の径である．これは施工時間を短縮させるためにできるだけボルト本数を少なくし，その代り接合強度を確保するために太いボルトを選択したためである．

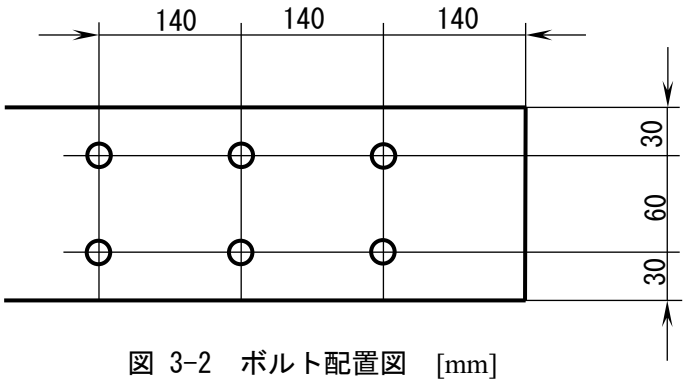


図 3-2　ボルト配置図　[mm]

写真 3-3　格点構造

写真 3-3は上弦材の格点部を表している．上弦材，斜材，横梁に作用する軸力が一点で交わるように接合鋼板を介して連結されている．この鋼板は木材のスリットに挿入されている鋼板の他，床版面と平行に配置され，スリット内に挿入されていない鋼板もある．これは横構として用いられているステンレスワイヤーを繋ぎ止める役割を果たしている．

3.2.3　構造計算

本トラス橋の構造計算を2次元弾性骨組構造解析により行い，トラス各部に作用する軸力及び軸方向応力を算出する．解析は自前で開発したVBAプログラムを使用する．解析に必要な材料定数，境界条件，荷重等は**表3-1**の通りとする．

表3-1　解析データとモデル

節点数			9
要素数			15
境界条件	節点1		x方向：固定，y方向：固定，θ方向：自由
	節点9		x方向：自由，y方向：固定，θ方向：自由
弾性係数	トラス部材(E_W)		9.000×10^3 N/mm^2
断面積	トラス部材(A)		1.440×10^4 mm^2
荷重	死荷重	木材	10.261 kN
		鋼材	5.159 kN
		死荷重合計	15.420 kN
	活荷重		37.800 kN
	死荷重・活荷重合計		53.220 kN

解析モデル図

1～9　：節点番号
①～⑮：要素番号

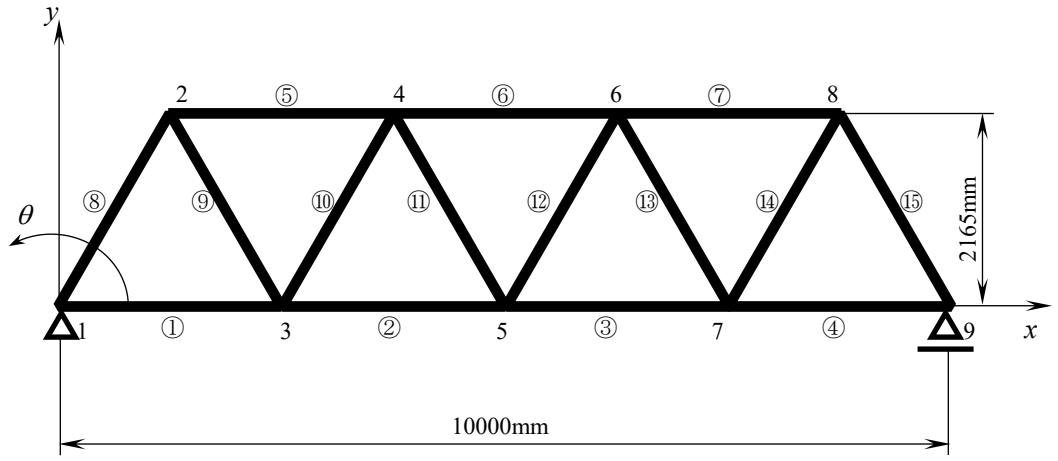


表 3-2　安全性照査

<table>
<tr><td colspan="5">許容応力度照査</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2"></td><td>作用応力度</td><td>許容応力度</td><td>判定</td></tr>
<tr><td>［N/mm^2］</td><td>［N/mm^2］</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">木部材</td><td>最大引張力</td><td>2.1</td><td>4.4</td><td>○</td></tr>
<tr><td>最大圧縮力</td><td>1.5</td><td>3.4</td><td>○</td></tr>
<tr><td rowspan="2">接合
鋼板</td><td>最大引張力</td><td>57</td><td>140</td><td>○</td></tr>
<tr><td>最大圧縮力</td><td>41</td><td>140</td><td>○</td></tr>
<tr><td colspan="2">ボルト</td><td>12</td><td>80</td><td>○</td></tr>
<tr><td colspan="5">接合部の耐力照査</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">部材力の最大値

=1.9×10^{4}N</td><td colspan="2">集合型せん断破壊
による終局耐力
=1.5×10^{5}N</td><td>○</td></tr>
<tr><td colspan="2">接合部全体の短期
許容せん断耐力
=3.8×10^{4}N</td><td>○</td></tr>
</table>

解析結果として，部材の軸力[N]がすべての上弦材，斜材，下弦材について算出される．木部材の作用応力度は軸力を断面積で除して求める．接合鋼板の作用応力度は軸力をボルト接手部の鋼板断面積で除して求める．

解析結果を基に安全性照査を行い，**表 3-2**のようにまとめた．許容応力度照査において，引張力に対しては純断面積を使用し，圧縮力に対しては座屈応力度に関しての照査を行う．木部材，接合用鋼板，ボルト共に許容応力度[6),7)]を下回っている．最大応力は支間中央部の下弦材に生じた．また，接合部における安全性照査法として，木質構造設計規準（日本建築学会）[7)]による耐力照査法を用いた．その結果，集合型せん断破壊（3.4.2 トラス部材のボルト配置参照）による終局耐力および接合部全体の短期許容せん断耐力は，それぞれ1.5×10^{5}N，3.8×10^{4}Nとなるが，これに対し部材力の最大値は1.9×10^{4}Nであり，耐力が上回っているため安全性には問題ない．

3.2.4　屋内架設実験

平成21年（2009年）12月23日に函館高専第1体育館において，木製トラス橋の施工性，特に鋼板挿入とボルト接合の可否を確認するために仮組み立てを行った[8)]．**図 3-3**に施工手順を示す．**写真 3-4**はその状況を表したものである．初めに下弦材，下横梁，下横構を設置し，床版敷設，斜材立ち上げ，上弦材，上横梁，上横構設置の順序で組み立てた．上弦材等の連結作業は足場や脚立の上での高所作業となった．仮組み立ては，学生5名＋技術者5名，合計10名により実施し，開始から完了まで約4時間半を費やした．

屋内架設実験の結果，以下の課題点が判明した．

(1) 鋼板の挿入やボルトの貫通に多少困難な箇所が数箇所あった．
(2) 床版部材は橋軸直角方向に10本敷き詰める予定であったが，9本しか入らなかった．
(3) 橋軸直角方向への変形が生じやすかった．
(4) 連結金物のうち最も重いもので約176N（17kgf）あり，高所作業の際には多少の困難があった．

これらの課題点のうち(1)については，鋼板をハンマーでたたいて木部材に挿入させることや，ボルト孔にピンを打ち込んでからボルト締めを行うことで解決を図った．その他の課題点は，現場架設においてそれほど大きな問題にはならないと判断し，現場架設は実施可能との見通しを立てることができた．仮組み立て後の解体は，1時間以内に完了することができた．

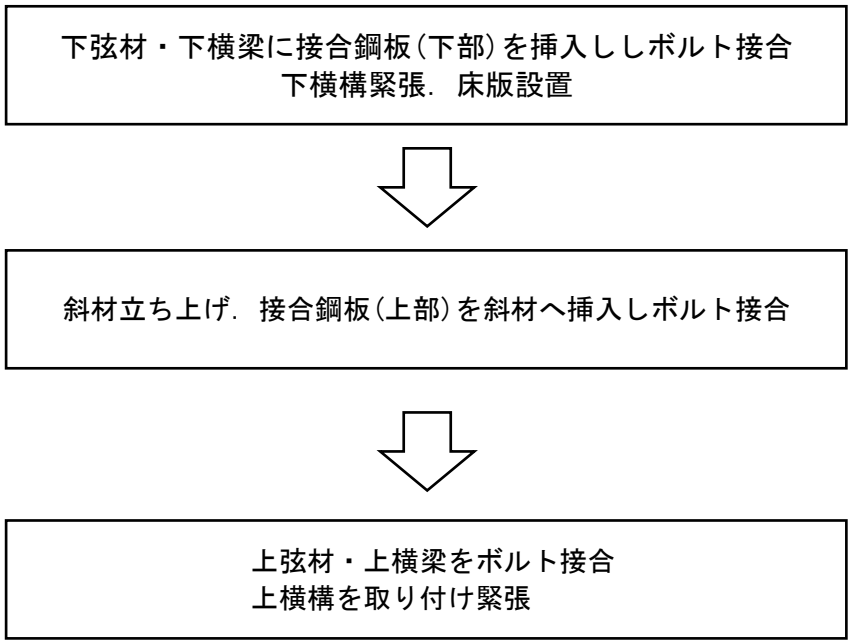


図 3-3 屋内架設実験

写真 3-4　屋内架設実験の状況

3.2.5　屋外架設実験

平成 22 年（2010）年 1 月に函館高専構内の敷地において，本橋梁の架設を実施した．設置は函館高専構内にある既設コンクリート製橋台を利用するため，屋内架設実験とは異なり高所での組み立て作業となる．橋台に近接する場所に架設ヤードとして使用できる平地があり，クレーン車が侵入できるスペースも確保できること，また高所での作業を避け，安全性と作業時間を考慮して架設ヤードでトラスを半断面ずつ組み立て，クレーンにより橋台上に設置，両面のトラス設置後横梁，横構を取り付ける手順とした．施工手順は**図 3-4** の通りである．架設作業は学生 4 名と建設会社社員 11 名の計 15 名で実施し，屋内架設実験とは工程が異なる作業(アンカーボルト，橋門構の設置等)が追加されたが，架設時間は 4 時間半で終了した．架設作業の状況及び完成時の状況をそれぞれ　**写真 3-5，6** に示す．

架設作業において，接合鋼板の挿入やボルト締めの際に，屋内架設実験と同様な作業性困難な箇所も数カ所あったが，作業時間を増大させるほどの問題ではなかった．また合板による橋門構の設置により，橋軸直角方向の剛性が飛躍的に高まり，屋内架設実験の際に見られた変形を抑えることができた．

本橋梁の仮設橋としての施工性についてまとめると，以下の通りとなる．

(1) 架設時間は非常に短くて済む．半日あれば通行可能となる．
(2) 部材は軽量であり，人力での運搬が容易である．
(3) 足場があれば人力のみでの施工が可能である．しかし，災害地で足場設置が困難な場所では，クレーンを用いることにより架設が容易にできる．
(4) 床版と下横構の設置作業は，橋台間の地面で行った．実際の災害現場では，そこでの作業は不可能である可能性があるため，ヤード内であらかじめ組み立てておくなど，工程の修正を要する．

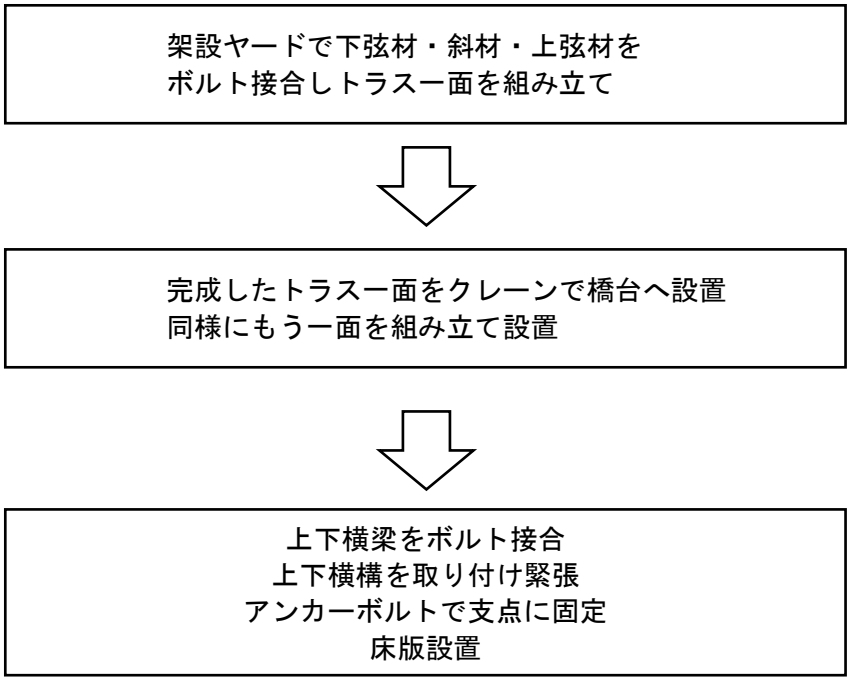


図 3-4　屋外架設実験の施工手順

写真 3-5　架設作業の状況

写真 3-6　完成時の状況（2010 年 1 月）

3.2.6　架設作業に関するアンケート調査結果

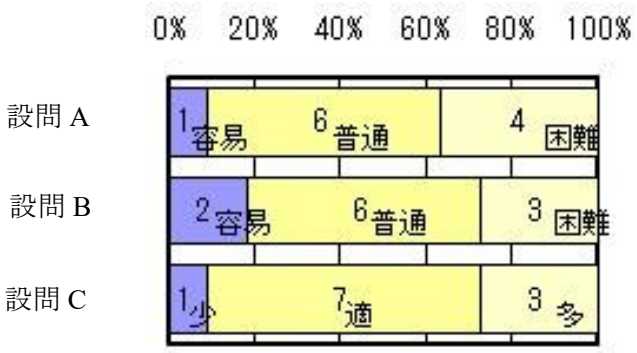
屋内架設実験と屋外架設実験のどちらかまたは両方に携わった関係者に，架設作業に関するアンケートを実施した．**表 3-3**に調査項目の一部を示す．関係者のうち，屋内架設実験だけ参加した者3名，屋外架設実験だけ参加した者2名，両方に参加した者8名から回答を得た．**図 3-5**にアンケート調査結果を示す．

設問A，Bの鋼板挿入およびボルト締め作業は，屋内架設実験より屋外架設実験において容易である結果となった．これは屋外架設実験では高所作業が少なかったためである．設問Cの作業人数に関しては，屋内架設実験においてほぼ適切であったと考えられ，屋外架設実験では多い結果となった．これは，屋内架設実験を経験した者が組み立ての要領を理解したため，屋外架設実験で容易に作業ができたためと考えられる．設問Dの部材重量に関しては，

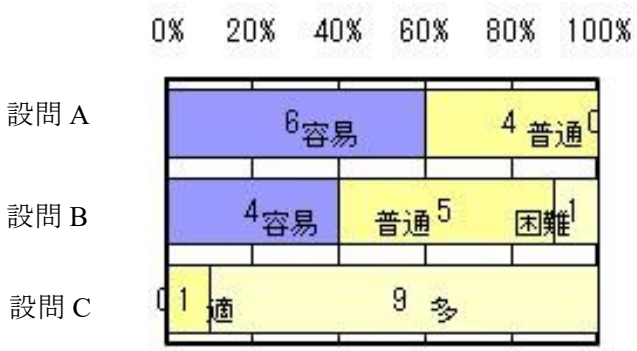
約半数の者が問題ない重量であると回答している．しかし，この中には「緊急時だから」という条件付きで問題ないと回答した者もいることから，「もっと軽くすべき」と考える者は多いと考えられる．設問Eは，緊急時で作業人員を多数確保することが困難な場合を想定し，作業時間に制限が無いと仮定して最低の作業人数は何人必要かを尋ねたものである．その結果，5人から16人まで幅がある結果となり，回答者によるばらつきが見られた．最低作業人数が5～6人とするならば，その全員が架設作業経験者である必要があると思われる．また，組み立てのほか部材の運搬にも人員は必要なことから，7～8人程度は最低限必要な人数であると考えられる．

表 3-3　アンケート調査項目

設問 A	鋼板挿入は容易だったか?
設問 B	ボルト締めは容易だったか?
設問 C	作業人数は適切だったか?
設問 D	木材や鋼板の重さはどうか?
設問 E	現場での最低作業人数は?

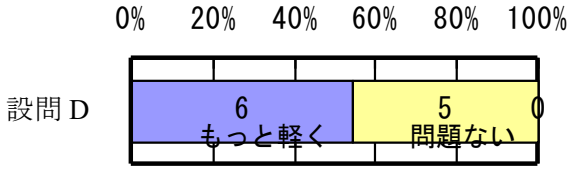


(a) 屋内架設実験

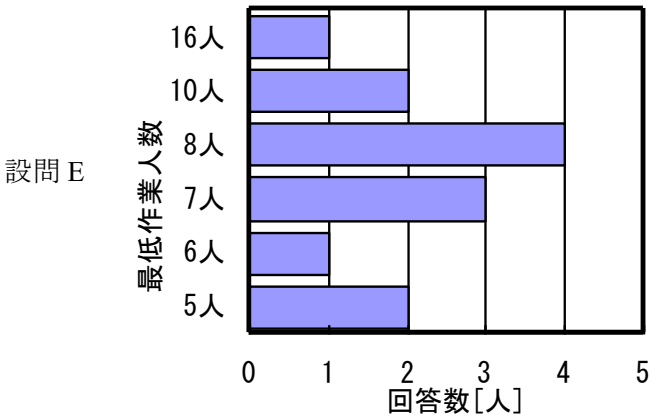


(b) 屋外架設実験

図 3-5　アンケート調査結果



(c) 屋内及び屋外架設実験



(d) 屋内及び屋外架設実験

図 3-5 アンケート調査結果（続き）

3.2.7　木製トラス橋の移設

(a)　移設経緯

北海道二海郡八雲町鉛川地区にある登山道には**写真　3-7**のような丸太橋が架けられており，登山客らに利用されていた．しかし経年劣化が進み安全面の確保からも架け替えが要望されていた．函館高専内に架設した木製トラス橋は，この丸太橋と同スパンであり，歩道橋としての利用用途，また景観的にも周囲にマッチすることから，このトラス橋を移設しリユースしていくこととなった．

写真 3-7　移設前に架けられていた丸太橋

(b)　部材の目視点検

本トラス橋は平成27年5月の時点で架設以来約5年半が経過している[9]．目視による点検では，木部の色が**写真 3-6**の薄黄色から灰色に変色し，接合鋼板には錆が認められた．木部には腐朽は見つからず，外観上は健全であると判断できた．

今回，本橋梁を移設するに当たり，より詳細に点検を行うため，床版を取り外すこととし，床版の裏面，下横梁の上面も観察した．**写真 3-8**は床版部材1本を取り去り，横梁の上面が見えるようにした状況である．横桁上面は黒く変色していることが分かる．また，**写真 3-9**はその取り去った床版部材の端部裏面である．ずれ止め鋼板を挿入するスリット付近がかなり腐朽している．黒く変色した部分は水分を含み，非常に柔らかくなっている．このような変色と水分の含有は，ほとんどの床版部材の端部に認められた．一部の部材は，手で端部を掴んでスリットから端の部分を簡単に剥がし去ることも可能であった．

橋門構として設置した合板部材についても取り外して点検したところ，腐朽箇所はなかったものの変色やベニヤの剥がれの劣化が生じていた．

写真 3-8　横梁上面の変色箇所

写真 3-9　床版部材の裏面端部

(c)　床版の劣化度診断

目視と触診により床版部材には腐朽箇所が多数認められたが，補修または交換をするかどうかを判断するため，木橋の点検マニュアル[10]に基づき劣化度の判定を行う．このマニュアルによると，近接目視による点検と触診による点検等により定性的な劣化度判定を4段階で行うことができる．その判定基準を**表 3-4**に示す．

表 3-4　健全性の判定とその基準

判定	判　定　基　準
A	部材の健全度が著しく損なわれ，安全な使用に支障をきたすおそれがあり，緊急に補修の必要がある（使用禁止）
B	劣化により早期に支障をきたす可能性があり，補修の必要がある（使用禁止，制限について管理者と協議を行う）
C	供用にすぐに影響しない程度の劣化が見られ，近い将来影響が出る可能性があり，軽度の補修を行う必要がある
D	劣化が無くあるいは少なく，特に対策の必要がない
Q	その他の観察事項，特記が必要なもの

なお，マニュアルでは以上の他，「Q：その他の観察事項，特記が必要なもの」の記載があるが，本研究ではこれに該当する部材はない．よって，A～Dによる劣化度判定を行った．

判定の結果を**表 3-5**に示す．この表において，一つの長方形は床版部材(角材)1本を表している．中央の数字は部材番号を表し，両端のアルファベットは劣化度を示している．角材の端部以外は劣化が認められていない．全36本中33本は，少なくとも一端でAまたはBの劣化度となり，20本がAの劣化度であった．

この原因は，床版部材の下面と横梁の上面が接している面に雨水が侵入し，湿った状態が持続したためである．更にずれ止めの鋼板とスリットの存在により水分が侵入しやすく乾きにくい状況であったと推測される．

劣化の箇所は部材両端部に限られているが，ここは床版部材の支点であり支点反力に抵抗できなければ安全上極めて問題である．よって，床版36本全てを交換することとした．

表 3-5　床版部材の劣化度判定

D	28	B	C	19	A	B	10	B	A	1	D
B	29	B	D	20	C	B	11	A	A	2	C
D	30	B	D	21	B	B	12	B	A	3	B
D	31	C	C	22	A	B	13	A	A	4	C
D	32	B	D	23	B	B	14	A	A	5	B
D	33	B	C	24	B	C	15	A	A	6	B
D	34	B	A	25	C	C	16	A	A	7	C
B	35	A	C	26	D	C	17	A	A	8	D
D	36	B	B	27	D	C	18	A	A	9	B

(d)　現場移設

木製トラス橋接合部のボルトを取り外し，木材，接合鋼板の各パーツに解体する．それらのパーツの全てを中型トラック(4トン)に積み込むことが可能であった．木部材と鋼板は，目視点検した後以下のように取り扱うことにした．

床版　　：105×105の製材(新品)と交換
下横梁　：150×75×6.5×10のチャンネル材と交換
上横梁　：再利用
主構　　：再利用
横構　　：再利用
接合鋼板：再利用
橋門構　：火打ち(廃材利用)と交換

ここで，床版に使用する製材の寸法を105×105に変更したのは，価格と入手の容易さを考慮したためである．断面を小さくしたが，耐荷力を再計算して問題ないことを確認している．また，下横梁を木材から鋼材に変更したのは，前述床版の劣化度診断で示したように外から見えない部分に腐朽が生じ，部材の交換が容易でない箇所だからである．床版のずれ止めは，腐朽防止の面から改良を加えた．すなわち，**図 3-6**のように床版下面に木片による突起を釘で取り付け，それが横梁に当たることでずれを防止させる仕組みとした．

これらの交換部材，再利用部材の耐久性を向上させるため，木材に対して防腐剤(大阪ガスケミカル社製キシラモントラッド)の塗布，接合鋼板に対してブラスト処理と防錆めっき塗装を行った．

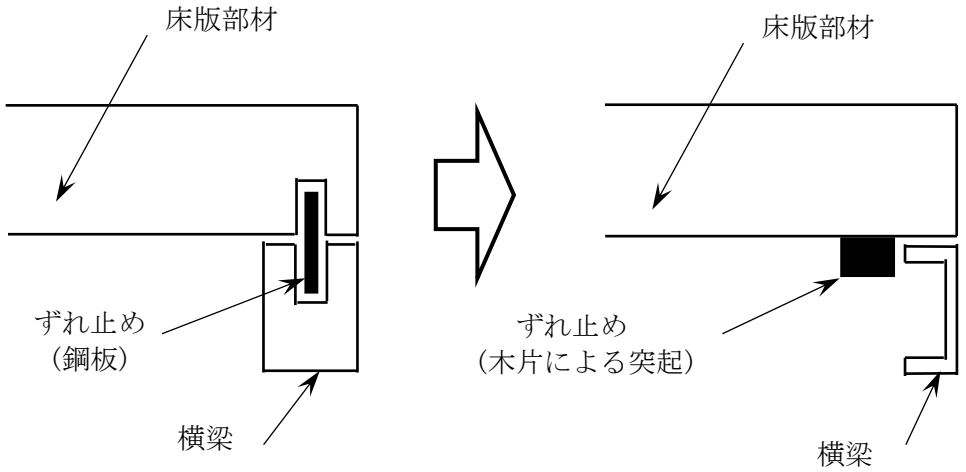


図 3-6　ずれ止め構造の改良

図 3-7は解体から再架設までの施工手順を示したものである．防腐処理，防錆処理したパーツを平成27年（2015年）6月に現地へ輸送し，架設を行った．架設現場に隣接して橋梁本体の組み立てができる架設ヤードを設けることができ，クレーンによる一括架設が可能であった．そこで図 3-3（屋内架設実験の手順）に示した手順で橋梁本体の組み立てを行った．架設作業は建設会社社員7名により行い，4時間で完了した．接合鋼板とトラス部材のボルト締めも困難はなくスムーズに行うことができた．

図3-4（屋外架設実験の施工手順）と逆の手順でトラス橋を解体
八雲町の施工会社へトラック輸送

↓

木材に防腐剤塗布．接合鋼板の錆落とし，
防錆塗装．登山道へトラック輸送

↓

架設ヤードにおいて，図3-3（屋内架設実験の手順）と
同じ手順で立体トラス構造を完成させる

↓

構造全体をクレーンで一括架設．アンカーボルトで支点に固定

図 3-7　解体と登山道での施工手順

架橋地点は河川の水面から約5mの高さがあり，足場の設置も困難な場所であるため，クレーンによる一括架設を行った．橋梁本体の総重量は約15.65kN（1.6tf）と軽量であるため，小型のクレーン車(13t吊り)でも問題なく設置できた．写真 3-10はクレーンにより橋台上に設置した時の状況を表している．橋台は本橋梁の寸法に合わせてあらかじめ施工されたもので，RC構造となっている．

ここで行った架設を災害現場での架設とみなして，本橋梁の施工性について述べると以下のようになる．

(1) 架設ヤードとして，約12m×6m程度の平地が必要である．そこでの橋梁本体の組み立ては脚立等を用いて容易に行うことができる．
(2) クレーンによる一括架設（クレーン設置幅：4.7m×4.9m）は，足場の設置が困難な場所での架設に適しており，施工時間の短縮，安全性の面からも有効である．

(3) 橋梁の重量が軽量なため，小型のクレーンで架設可能で，狭隘な箇所にも侵入でき（走行時車幅：2.0m）吊り上げ作業をすることができる．
(4) 緊急性が高い場合は，軽量であることから橋台の無い地面に直接置くこともできる．しかし，可能であればH鋼等を橋台の代わりに設置し，その上に橋梁本体を置くことが望ましい．

完成時の状況を**写真 3-11**に示す．「コロカムイの橋」と命名され，橋名板も取り付けられた．

写真 3-10　一括架設

写真 3-11　完成時の状況（平成 27 年（2015 年）6 月）

3.2.8　健全度調査

(a)　移設後 6 年経過時（令和 3 年（2021 年））における調査

移設された木製ワーレントラス橋は,毎年 6 月から 10 月には,多くの登山客が利用する．冬期間は閉鎖されるため橋梁全体に 0.8～1.2m以上の積雪があり，雪による荷重を受ける．この荷重解放のため，年に一度（2 月初旬）地元山岳会の有志により除雪作業が行われる．また令和 2 年（2020）年には八雲町により防腐剤の増塗，鋼材接合部のさび止めなどの補修作業が実施されている．

現地架設後，6 年を経過した時点で，構造全体の健全性の確認，劣化部分の有無等の点検を行い，補修・交換の必要性の有無の確認，その後のメンテナンス方法を検討するほか，現地架設実験（平成 27 年（2015 年））に先立ち，函館高専構内架設実験（平成 22 年（2010 年））の際に明らかになった弱点（床版材固定方法等）の改良効果を検証する．

点検の具体的な手法,チェックシートは「木橋の点検マニュアル第 2 版」(木橋技術協会)」[10]に準じて行った．点検方法と判定については**表 3-6** に従う．判定結果に基づき，健全性レベルの判定を行う（**表 3-4**）．その他項目には，水たまり，雨漏り等で不具合が発生する恐れのある項目を記録する．

(1)　主要部材のわれ，欠損等の外観上の異常，不具合
　　点検方法：目視観察

(2)　腐朽・蟻害の点検
　　点検方法：目視観察・ハンマーによる打診試験・含水率試験
　　腐朽および蟻害の主要点検場所　構造上重要な部材の上面
　　ボルト接合および金物接合部分
　　地際（土壌設置部分）や基礎との接触部分
　　床版裏面端部の横梁と接する箇所

(3)　ワイヤー・ボルトのゆるみ
　　点検方法：目視観察・ハンマーによる打診試験

表 3-6　点検方法と判定

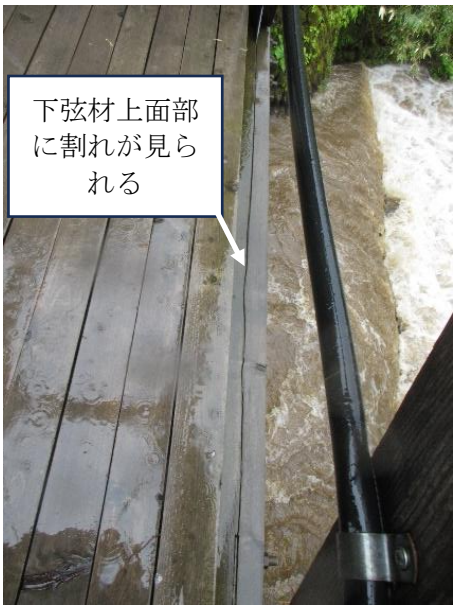
方法	異常・不具合の状態	判定
目視観察	変色，蟻道，菌子，子実体がある	表面腐朽・蟻害
打診試験	空洞音，雑音がする．へこむ．	内部腐朽・蟻害
含水率試験	含水率 30%以上	腐朽・蟻害とその兆候

木部は全体的に薄褐色に変色しているが，現地架設時の変色具合と大きく変化はしていない．目視により，各部材の点検を行ったが，腐朽，蟻害は見られなかった．また，圧縮部材の斜材背面部で含水率試験を実施し，平均 13.8%と良好な結果を得た．

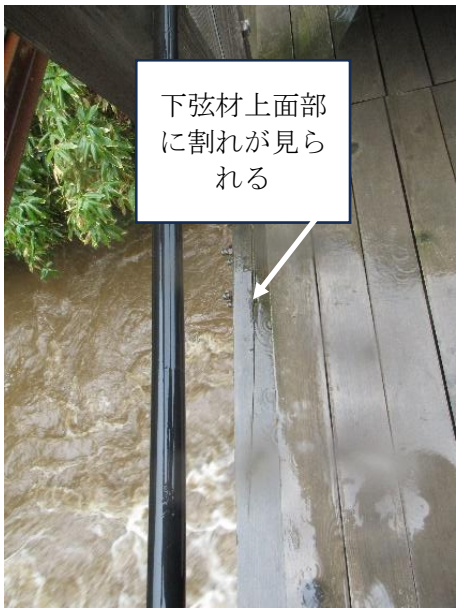
格点部の挿入鋼板と接する下弦材上面部に割れが見られ（**写真 3-12**），下弦部材全長にわたってみられる箇所も見られたが,貫通はしていない.該当部で打診試験を行ったが,腐食,劣化の兆候は見られなかった．

床版部材は現地架設時は新材であったが，薄褐色に変色している．各スパンにおいて，数本床版を取り外し，床版部材背面と横梁材上面部の接触部（**写真 3-13(a)**）および床版

部材背面（**写真 3-13(b)**）の確認を行なったが，腐食および劣化は見られなかった．当該接触部は当初の函館高専構内で実験した際は，鋼製スリットによるずれ止めをつけており，水分が抜けづらい構造になっていて，床版材の腐食につながった．今回の架設に先立ち，木部材によるずれ止めに変更し水のたまらない構造にしたため，良好な環境を維持できていることが確認できた．



(a) 下流側



(b) 上流側

写真 3-12　下弦材上面部割れ状況

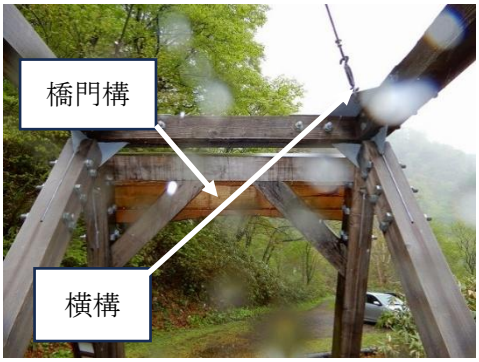
(a)　横梁材（鋼材）上面部

(b) 床版部材背面

写真 3-13　床版部材と横梁材の接触部および床版部材背面

トラス接合部（**写真 3-14(a)**）（ボルト部のゆるみ，接合鋼板のがたつき等）及び横構（**写真 3-14(b)**）（ワイヤーのゆるみ）の確認を行った．冬期間の積雪荷重の影響などで，ゆるみ，変形などを危惧したが，不具合は見られなかった．鋼板端部やボルト頭部に錆等が見られる箇所もあったが，劣化につながる程ではない．

(a) トラス接合部



(b) 横構

写真 3-14　接合部および横構

(a) 左岸から正面近景

(b) 鉛川上流から遠景

写真 3-15　コロカムイの橋全景（2021 年）

橋梁全体としては目立った破損，劣化部分は見られず良好な状態が保たれている（**写真 3-15**）．

当該橋梁は，地元山岳会のメンバーによる，年に一度（2 月）冬期間に積もった雪下ろしや橋梁の手すり設置等のメンテナンスがされており，2020 年には八雲町による防腐剤の増塗，鋼材部の防錆処理などの補修作業が実施された．登山客の安全確保のための関心は高く，劣化不具合に対して，目が届く状態にあるといえる．今回，腐朽，劣化は見られなかったが，下弦材上部の割れは，将来雨水が侵入し，下弦材の腐朽，劣化につながる恐れがあるので，パテ等で充填し，雨水の進入を防ぐことが必要と思われる．

(b)　移設後 10 年経過時（令和 7 年（2025 年））における調査

当該橋梁は移設（平成 27 年（2015 年））後 10 年経過後も多くの登山家が使用する人道橋である．冬期間は積雪荷重を受けており，床版以外の部材は 15 年を経過している．部材の

健全性，補修・交換の必要性を確認する．

点検の具体的な手法，チェックシートは「木橋定期点検要領（Version2）」[11]に準じて行い，点検項目及び点検方法は前回診断時と同じとする．

木部は全体的に薄褐色に変色しているが，4 年前に点検確認した時と大きな変色具合の変化は見られない．各部材について，目視，ハンマーにより打診試験を行ったが，腐朽・蟻害は見られなかった．斜材背面部において含水率試験を実施し，平均 14.6 %の良好な結果が得られた．

格点部の挿入鋼板と接する下弦材上面部に割れが見られ，下弦材部全長にわたってみられる箇所もある．当該箇所は前回点検時でも確認されており，打診試験を行ったが腐食，劣化の兆候は見られない．割れは部材中心部で止まっており（部材厚 120 mm 割れの深さ 60 mm ）　貫通はしていない．（**写真 3-16**）

床版上面部については，トラス部材と同様薄褐色に変色しているが，腐食，ひび割れは見られない．各スパンにおいて，数本床版を取り外し背面および床版部材下面と横梁材上面部の接触部の確認を行った．床版部材背面部は変色が見られないが，横梁部と接する部分は赤褐色に変色している．腐食，劣化は見られない．床版部材と接する横梁材上面部は前回点検時に確認されなかった錆が散見されるが，劣化につながるほどではない（**写真 3-17**）．

写真 3-16　トラス下弦材

写真 3-17　床版材背面部

接合部（ボルト部のゆるみ，接合鋼板のがたつき等）及び横構（ワイヤーのゆるみ）の確認を行った．冬期間の積雪荷重の影響で，ゆるみ，変形を危惧したが不具合は見られなかった．

ボルトナット部に錆が見られており（**写真 3-18**），強度には影響はないが，今後のメンテナンスのことも考え，取り外しが困難になる前に交換が望ましい．

橋梁全体として目立った破損，劣化部分は見られず良好な状態が保たれている．（**写真 3-19**）

写真 3-18　接合部

(a) 左岸から正面近景

(b) 鉛川上流から遠景

写真 3-19　コロカムイ橋全景（令和 7 年（2025 年））

令和3年の調査時と同様，当該橋梁は，地元山岳会のメンバーによる冬期間に積もった雪下ろし作業や登山道整備の一環で清掃作業が行われるなど登山客の安全確保のため関心は高く，橋梁の劣化不具合に対して目が届く状態にある．川からの湿気や周辺木々の積み重なった落ち葉など木部腐朽のリスクもあるので，引き続き定期的な清掃，防腐剤の増塗，鋼材部の防錆処理などを行えば，長期間にわたって使用可能な橋梁である．点検により以下の知見を得た．

(1)　トラス下弦材の上部に見られる割れは，構造的には問題はないが腐朽を防ぐためパテ等で充填し雨水の侵入を防ぐのが望ましい．
(2)　床版部材については，定期的に取り外し横梁材上部の清掃行い，錆の進行を防止する必要な場合は防錆処理を施す．
(3)　接合部の錆が見られたボルトナットは構造的には問題はないが，部材交換などの必要が起きた場合を考え，交換が容易なうちに取り換えるのが望ましい．

3.3　ツーバイエイト材を利用した木製ワーレントラス橋（2019 年モデル）

3.3.1　開発経緯

前述の木製ワーレントラス橋（2010 年モデル）は，組み立て作業時間が 4 時間～4 時間半程度と短時間であり，緊急仮設に対応できることが判明した．しかし，以下の 4 点が課題として残された．

(1)　トラス材には 120×120mm の断面を有する製材を使用したが，接合用鋼板を挿入させるためにスリットを部材端部に設ける必要があり，その加工作業に手間がかかった．
(2)　スリットに接合用鋼板を挿入させる作業が困難な個所があった．
(3)　接合用鋼板を製作する際，板厚が 4.5mm と薄いため，溶接ひずみが生じ，それを除去するための手間がかかった．
(4)　接合用鋼板の重量が最大で 167N（17kgf）あり，高所での作業性にやや難があった．

これらの課題点を解決させ，緊急仮設橋としてより適用性に優れた橋を開発することを目的として，本節では 2×8 材及び 2×4 材を使用したトラス橋を提案する [12),13)]．

これらのツーバイ材は建築用構造材として広く流通しており，低価格で入手は容易である．トラス格点部の接合は木材にスリットを設けて鋼板を挿入するのではなく，鋼板を 2 枚の 2×8 材で挟むこととし，2×8 材−鋼板−2×8 材をボルト接合する方法とする．2×8 材の断面は 184×38mm であるため，スリットを設けた 120×120mm 断面の製材と，2 枚の 2×8 材は断面積がほぼ同じである．また，トラス部材同士の接合には平鋼板を使用し，トラス部材と橋軸直角方向の横梁との接合には山形鋼（アングル材）を使用することとした．これにより溶接個所が一切なく，接合用鋼板の一つ当たりの重量を軽減させることが可能となる．

架設実験は，屋内（函館高専体育館内）での仮組み立て，及び屋外（函館高専の敷地内）での組立てとクレーンによる橋台への設置を行い，作業性の検証と作業時間の計測を行った．作業は函館高専の学生と教職員，及び建設会社社員により行った．更に屋外架設の後，静的載荷実験を実施し，トラス橋全体の剛性を確認する．

3.3.2　設計要件

実物大スケールで設計・製作するに当たり，函館高専の敷地内にあるコンクリート橋台を活用するものとする．この橋台は幅が 1.5m，中心間隔が 10.0m であるため，製作する橋梁の規模は，幅員を 1.32m，支間長を 10.0m とし，車いすが走行可能な歩道橋に限定する．

このほか下記のような前提条件を設けることとする．

(1)　被災してから 24 時間以内に供用できる．
(2)　橋の用途は，緊急物資の運搬または人命救助のためとする．
(3)　2×8 材は橋の主要な構造部材に用いるが，2 次部材には他の木材や鋼材も使用する．
(4)　復旧が進んだ段階で橋を解体・撤去する．

被災地で孤立化した地域へのアクセス用の橋梁として以上の(1)～(4)の前提条件の下で，緊急仮設橋の満たすべき性能を設定する．災害時の特殊な状況を考慮して**表 2-2** の通りとした [14)]．製作・架設時間に関しては，被災地の情報収集のための時間，被災地までの橋梁部材の輸送時間も必要なため，半日以内とした．耐久性については，復旧するまでの短期的な供用を想定しているため，防腐処理を行うなどの耐久性能の付与は行わないこととした．また，架設性については，支保工を必要とするような工法は避け，一括架設が可能であることとした．

3.3.3　構造諸元と荷重

製作する木製トラス橋は，支間長 10m，格間長 2.5m のワーレントラスである(**図 3-8**)．上弦材，斜材，下弦材には 184×38mm の 2×8 材を使用し，部材長を 2480mm に統一している．各トラス部材には 2×8 材を 2 本用いて端部の連結用鋼板を挟んでボルト接合している．ボルトは M20 の普通六角ボルトを使用し，部材端部を 5 本で接合している．上横梁(中間部)，上横構には 89×38mm の 2×4 材を使用し，連結には M10 の普通六角ボルトを使用している．

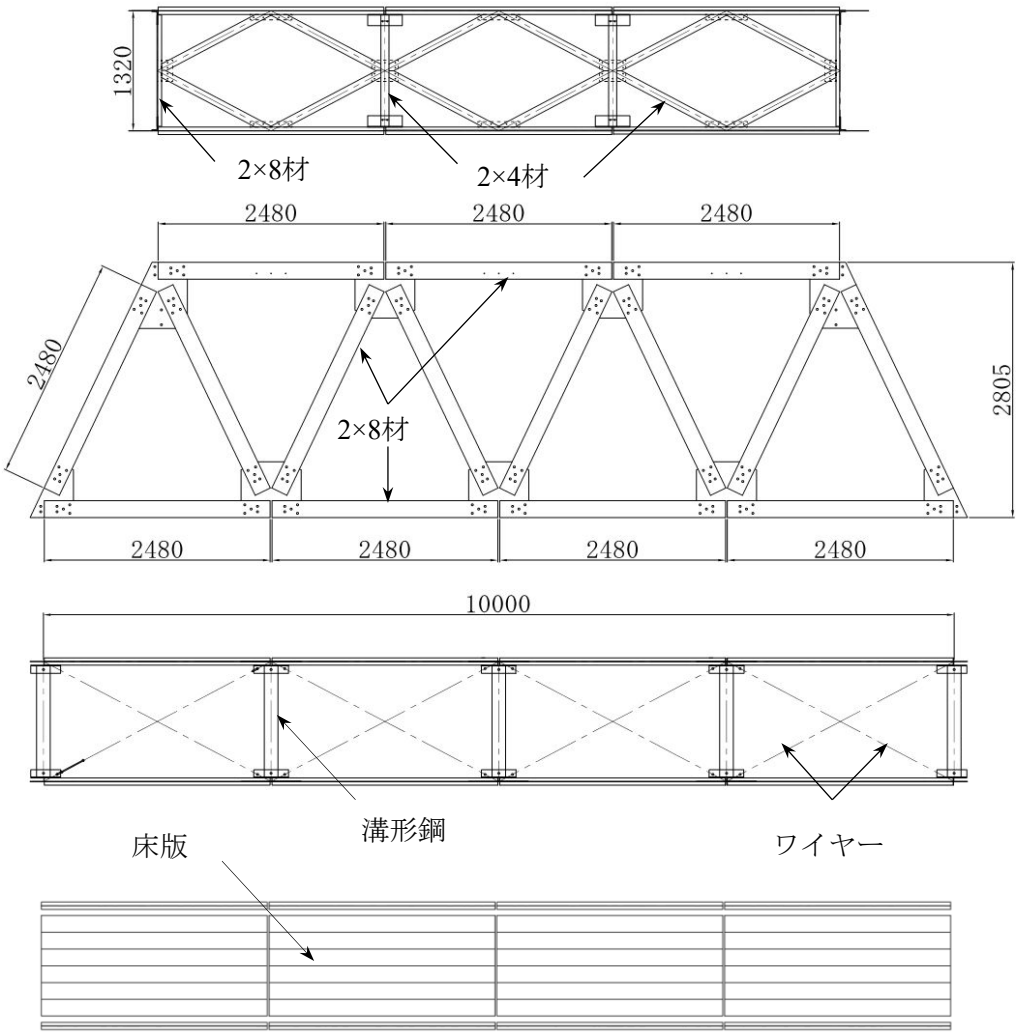
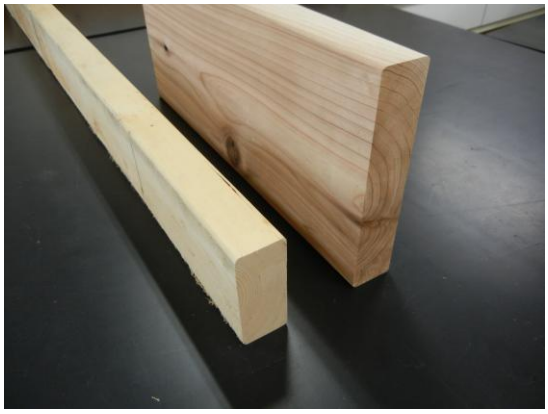
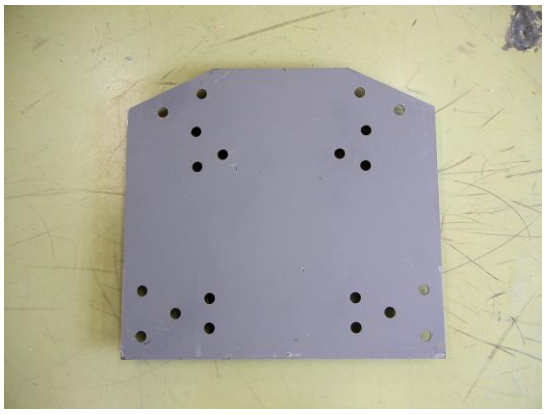


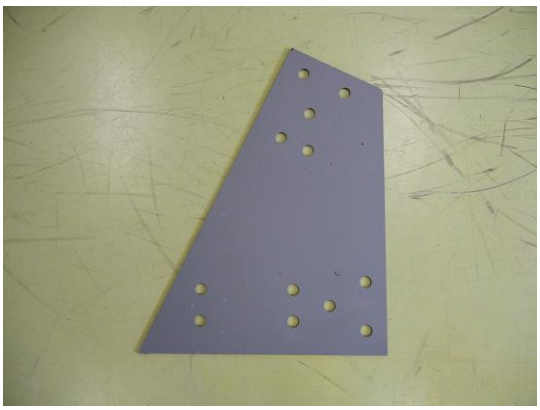
図 3-8　一般図



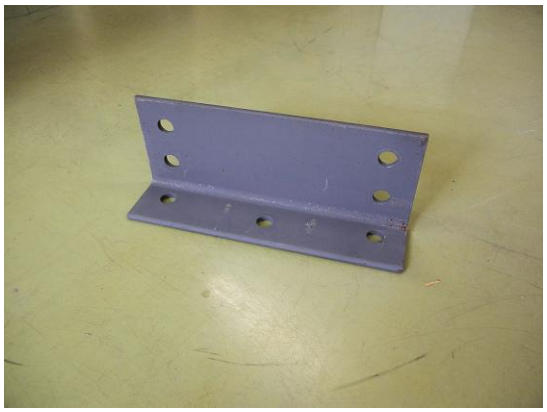
(a) ツーバイ材



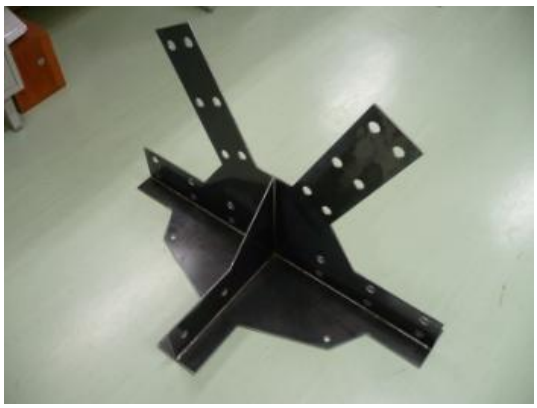
(b) 中間部連結鋼板



(c) 端部連結鋼板



(d) 下横梁連結金物



(e) 2010 年モデルの中間部連結鋼板

写真 3-20　トラス橋用部材

両端部の上横梁には，橋門構を取り付けるために連結部分の幅が必要なことから 2×8 材を使用している．床版はトラス部材と同じ長さの 2×8 材を使用し，橋軸方向に 4 枚，幅員方向に 6 枚敷き並べている．

写真 3-20(a)に今回用いたこれらのツーバイ材(カナダ産 SPF 材)を示す．また，**写真 3-21** に上横構に用いた 2×4 材を示す．トラス部材の連結には SS400 の平鋼板とし，トラス部材と横梁の連結には SS400 のアングル材を使用する．溶接箇所はない．これらの連結部材を**写真 3-20(b)～(d)**に示す．

写真 3-20(e)は 3.2 節で使用した中間部連結鋼板で，溶接箇所があり形状も複雑で 176N（17kgf）の重量がある．本研究で使用する連結部材は，形状がシンプルとなり一つのパーツ重量は軽量化が図られている．

2010 年モデルにおいて，下横梁に腐朽が生じていることが判明している．この部材は床版を支持しているので，歩行者の安全上重要であり，木製から鋼製に交換した経緯がある．今回開発する 2019 年モデルにおいては最初から鋼製を用いることとし，軽量形鋼によるリップ溝形鋼(150×75×20mm, t = 3.2mm)を採用した．また，下横構にはϕ6mm のワイヤーロープを張り，ターンバックルで緊張力を導入した．**写真 3-22** に下横梁(リップ溝形鋼)と下横構(ワイヤーロープ)がトラス部材と連結している状況を示す．

表 3-7 は材料の重量をまとめたもので，2010 年モデルとの比較を示す．鋼材の合計の重量にはあまり変化がないが，木材の合計の重量は 2019 年モデルが軽量化している．

材料の加工に関しては，M20 ボルト用の穴あけ(鋼材，木材)，鋼材切断は業者に依頼し，M10 ボルト用の穴あけ(鋼材，木材)，2×4 材の切断は函館高専にて行った．架設実験に先立ち，木材と鋼板のボルト孔の位置確認を行い，ボルトの貫通はおおむね問題ないものと判断した(**写真 3-23**)．

表 3-7　荷重一覧表[kN]

			木製ワーレントラス（2010 年モデル）	木製ワーレントラス（2019 年モデル）
木材	上弦材		0.858	0.839
	斜材		2.288	2.237
	下弦材		1.144	1.119
	横梁・横構等		0.823	0.505
	床版		5.148	2.626
	木材合計		10.261	7.326
鋼材	接合鋼板	上端部	0.545	0.716
		下端部	0.476	0.436
		中間部	1.823	1.762
	その他の鋼材		0.200	0.592
	ボルト・ナット		2.114	1.412
	鋼材合計		5.159	4.918
死荷重合計			15.42	12.244

写真 3-21　上横構

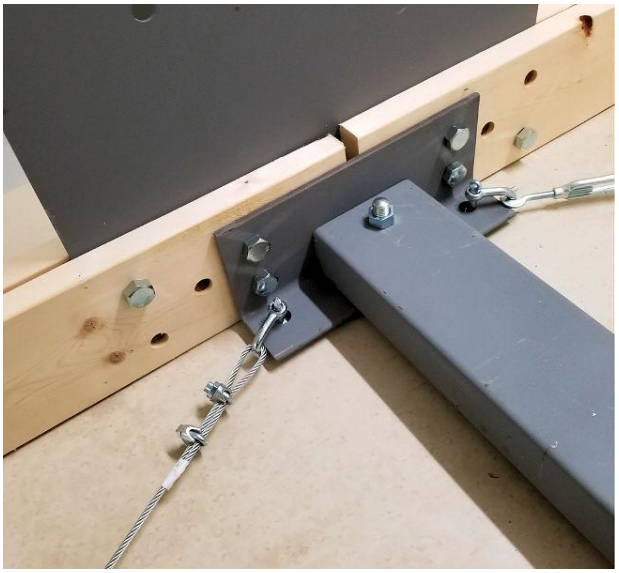
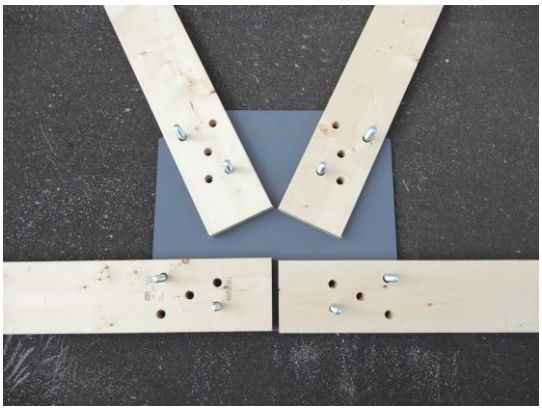


写真 3-22　下横梁



(a) 中間部

(b) 端部

写真 3-23　ボルト孔位置確認

3.3.4　屋内架設実験

(a)　架設作業

所定の寸法の 3 次元立体トラスへの組み立てが可能かどうかを検証すると共に，作業性と作業時間を確認する目的で，2019 年 10 月 5 日に函館高専体育館において，屋内架設実験を実施した[14]．作業は高専の教職員と学生，および建設会社社員の合計 11 名で行った．災害時を想定して，電動工具類は使用せず，スパナによる手作業で組み立てた．

写真 3-24　下弦材連結完了時

写真 3-24 は下弦材を配置し，連結鋼板，下横梁，下横構(ワイヤー)を取り付けた状況を表している．下弦材連結部は，一部，下弦材 2 枚，連結用鋼板，アングル材の計 4 枚をボルトで貫通させる箇所があり，穴の位置に注意しながらボルト締めを行う必要があるが，特に問題なく作業が進められた．

写真 3-25 は斜材を立ち上げ，更に横梁で左右の斜材を連結している状況である．この箇所はトラス端部であり橋門構の設置箇所であるが，橋門構を設置することで橋軸直角方向の剛性が高まり，作業者による支えが無くてもふらつくことなく自立する．ボルト締め等は高所での作業となるため，橋の左右に移動式の足場を設置してその上で作業する．パーツ重量はトラス部材が 1 本 70N（7.1kgf），連結鋼板が 1 枚最大で 132N（13.5kgf）であり，2010 年モデルに比べそれぞれ約 66N（6.7kgf），34N（3.5kgf）軽量化されている．このため，部材の運搬やボルト孔の位置合わせ等の作業性は良い．

架設の最終段階である端部の上横構の取り付けにおいて，ボルト孔の位置が合わず，2 本の上横構のボルト締めができない不具合が生じた．これを解決するには，支点側から組み立てるのではなく，支間中央部をまず組み立て，左右対称を確認しながら支点側に向かって組み立てる手順とすれば良いと考え，今後の屋外架設実験で考慮することとした．上横構は**写真 3-21** のように 2 本の上弦材と 2 本の横梁で形成される四辺形の内部に 2×4 材を菱形状に配置するが，下横構と同様にワイヤーを対角線状に張れば，そのような不具合は回避できる．しかし，上弦材に使用した 2×8 材は扁平な断面であるため座屈を起こしやすいことから，上弦材の有効座屈長を短くできる横構配置(**写真 3-21**)を採用することとした．

写真 3-25　足場を用いた組立作業

写真 3-26　屋内架設実験完了時

写真 3-26 は組み立てが完了した状況である．架設時間は 4 時間であった．完成したトラス橋の斜材を橋軸直角方向に押すと，大きな変位が生じ，揺れも大きく発生した．トラス橋では一般に橋軸直角方向の剛性確保のために橋門構を設置するが，本橋梁では軽量化と設置の容易さを考えて**写真 3-27** のような形状の橋門構を採用した．この橋門構では橋軸直角方向の変位を抑える剛性が不足していたことが判明し，その原因として，ボルトとボルト孔の遊間のズレや，接合された連結鋼板が橋門構部材からの力により曲げ変形したことが考えられた．

写真 3-27　橋門構

(b)　屋内架設作業に関するアンケート調査結果

架設作業の終了後，次の屋外実験に向けて作業者から見た課題点等を得る目的で，本橋梁の開発には関わらず作業にのみ従事した 10 名に架設に関するアンケート調査を実施した．アンケートの設問項目と回答の選択肢は次の通りである．なお，各設問ごとに自由記述欄も設けている．

(1) パーツの重さはいかがでしたか？
　① 軽い　② 適切　③ やや重い　④ かなり重い
(2) 作業性はいかがでしたか？
　① 良好　② 普通　③ やや困難　④ 極めて困難
(3) 作業人数(11 名)はいかがでしたか？
　① 多い　② ちょうどいい　③ やや少ない　④ 足りない
(4) 実用化の可能性は？
　① 高い　② 可能性はある　③ 可能性は低い　④ 実用化はほど遠い

アンケートの集計結果を図 3-9 に示す．設問(1)では，「やや重い」と回答した割合が 20%に留まり，重量に関してそれほど問題ないと考えられる．「やや重い」の回答者は，鋼板に対してであり，木材の重量に言及した回答は無かった．設問(2)は，パーツの位置合わせやボルト締めの作業性を問うたものであるが，「やや困難」が 40%となった．その困難な点として，鋼板とトラス材を重ねてボルトを貫通させる作業と，接合場所によって使用するボルトの長さが異なることによる煩雑さが挙げられた．設問(3)では，「ちょうどいい」が 90%を占め，少人数での架設が十分可能であることが示された．人数を増やして同時進行で架設できればより効率的との意見もあった．設問(4)では，実用化の可能性がある，または高いの回答で占められた．更に，もっと短時間で手軽に設置できた方が良い，初めて見た人でも組み立てられる工夫(目印など)があると良い，などの建設的な意見もあった．

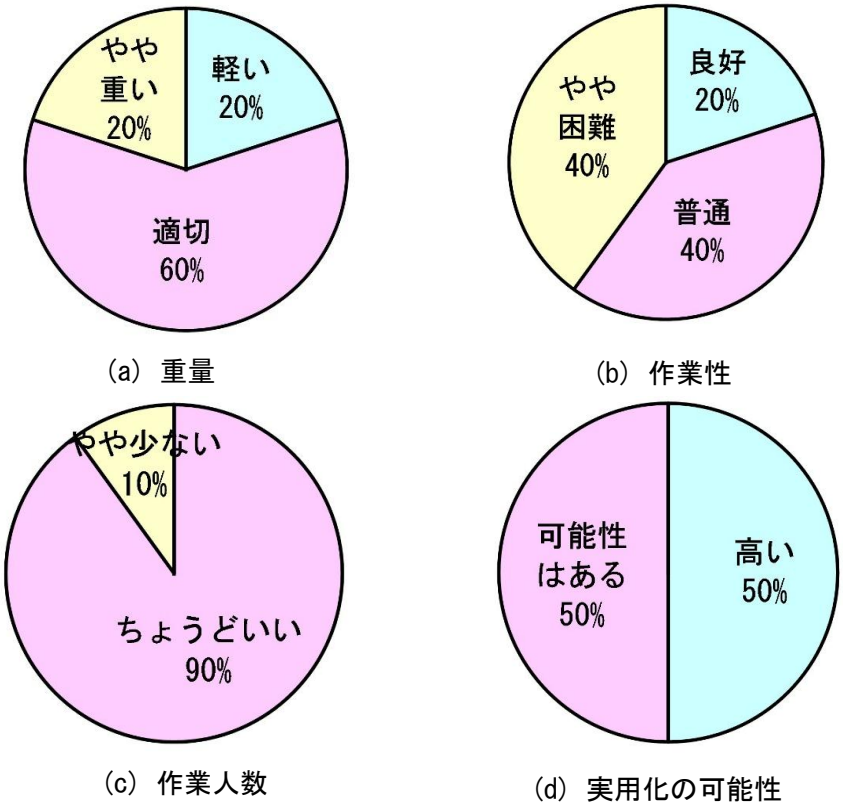


図 3-9　アンケート結果

3.3.5　屋外架設実験

(a)　組立作業

災害地での現場架設を想定して，2019 年 12 月 7 日に函館高専の構内で架設実験を行った．構内には 2010 年に実施した実験[1-3]で使用したコンクリート製の橋台があり，これをそのまま再利用する．橋台が設置された場所に隣接する舗装された駐車場を架設ヤードとし，ここで橋の組み立て作業を行った後，クレーンで橋台に一括架設する．組み立ては屋内架設と同様に電動工具は使用せず，全て手作業で行う．作業には高専の教職員と学生，および建設会社従業員が参加し，屋内架設実験のときより 1 名多い 12 名で行う．更にクレーンオペレーター1 名(クレーン操作のみ)が加わった．

屋内架設実験では以下の 2 点が課題として挙げられた．

(1) 端部の上横構がボルト締めできない(ボルト孔にボルトが貫通させられない)．

(2) 橋軸直角方向の剛性が不足している．

そこで，屋外架設実験では，それぞれ次のような改善策を取ることとした．

(1’) 組み立て手順を，支間中央→支点，の方向とする．

(2’) さらに剛な橋門構を追加する．

写真 3-28 は架設ヤードで支間中央部のトラスを組み立てた状況を表している．写真の手前側のトラス面と奥側のトラス面は上横梁，上横構，下横梁で連結されているが，橋門構がまだ設置されていないため，橋軸直角方向に揺れやすい不安定な状態となっている．そこで，写真に示すように，上弦材にロープをかけてクレーンのフックにつなぐこととした．こうすることで，トラス面が橋軸直角方向に倒れることを防止できる．全てのトラスを連結し，端部の橋門構を設置し終わるまでこの状態で作業を行った．

写真 3-29 は端部のトラスが連結され，橋門構を取り付けている状況を表している．高所での作業は写真の通り足場を橋の両側に置き，それらにまたがるように踏板を敷いて作業性，安全性を確保している．課題となっていた端部の上横構の取り付けは，ボルトの貫通が適切になされて問題なく解決できた．

写真 3-28　地上での作業状況

写真 3-29　足場上での作業状況

(b)　クレーン一括架設

一括架設に使用したクレーンは，自走できる 13t 吊りラフテレーンクレーンで，ブーム長さは 5.3m～24.0m である．4 輪駆動，4 輪操舵で車両の寸法は全長＝7.375m，全幅＝1.995m であるため，災害地への移動にも適していると考えられる．橋の総重量は 12.244kN (1.25tf) であるため作業半径を考慮した吊り上げ能力は十分である．

写真 3-30 及び**写真 3-31** にそれぞれクレーン一括架設の状況，架設完了時の状況を示す．架設時間は屋内架設のときより約 30 分超過し 4 時間半であった．これは，クレーン車の移動や吊り上げ作業のための時間が加わったためである．

写真 3-30　クレーン一括架設

写真 3-31　架設完了時

(c)　橋門構の追加

架設完了後，橋軸直角方向の剛性確保のために**写真 3-32** のような橋門構を橋の両端に追加設置した．建築用外構材として流通している飫肥杉(おびすぎ)を 2 枚重ねにして木ねじ接合して一体化した．これを 40×40×3mm のアングル材を介してトラス端部の斜材に固定した．完成後，強風発生時に橋の挙動を観察したが，風による揺れは認められなかった．しかし，橋軸直角方向への人力加振を行うと，追加設置前よりは軽微なものの揺れが生じた．当初設置した橋門構と追加した橋門構により，橋軸直角方向の剛性は実用上問題ないと判断した．

写真 3-32　橋門構の追加

3.3.6　静的載荷実験

トラス橋としての挙動を示すか確認するため，静的載荷実験を実施する．実験に先立ち，トラス部材の弾性係数を得るため材料試験（引張試験）[15]を行った．試験体はトラス材に使用した SPF 材を 1240×60×38mm の寸法とし，載荷装置のつかみ部に挟む鋼板とボルト接合する．材料試験は 3 体の試験体について行い，平均弾性係数が**表 3-8** の通り得られた．

表 3-8　材料試験結果

試験体	弾性係数 Ei［N/mm^2］	平均弾性係数 E［N/mm^2］
1AB	11329	10337
2AB	9857	
3AB	9824	

写真 3-33　載荷試験状況

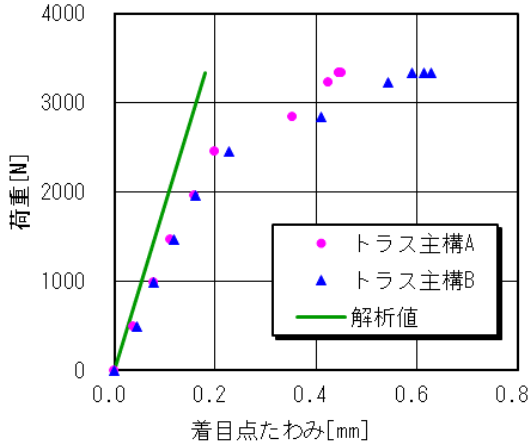
表 3-9　載荷位置と着目点

試験番号	載荷位置	着目点
1-1	支間中央	支間中央
1-2	支間中央	支間中央
2-1（図 3-10(a)）	L/4 点	支間中央
3-1（図 3-10(b)）	3L/4 点	支間中央
4-1（図 3-10(c)）	支間中央	3L/4 点

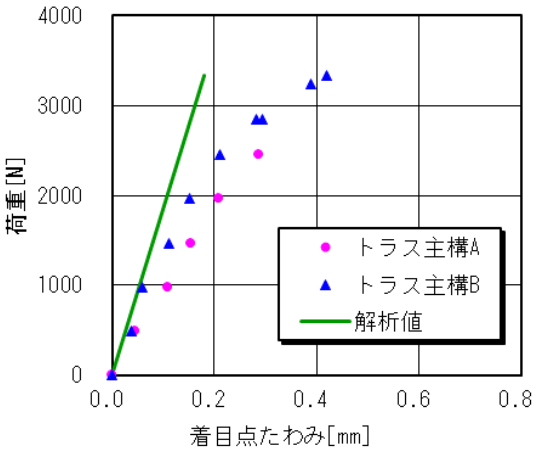
木製ワーレントラス橋に対する載荷実験は，架設完了後約 8 か月経過した 2020 年 8 月 28 日に行った．実験には 1 個当たり 196N（20kgf）となるように加工した鋼材を重りとして使用し，トラス格点部の床版上に積み上げた．最大荷重は 6.7kN （680 kgf）である．**写真 3-33** にこれらの重りを載荷させた状況を示す．実験は載荷，除荷を繰り返し行い，載荷点及び測定点を**表 3-9** の通りとした．測定点ではレーザー変位計により鉛直たわみを測定した．

実験結果の内，試験番号 1-1 と 1-2 は，接合部での鋼板とトラス部材の滑りと思われる挙動が見られたため，2-1 以降の結果を**図 3-10** に示す．図中のトラス主構 A 及び B は，**写真 3-31** の奥側の主構及び手前側の主構を意味する．解析値とは，トラス要素を用いた平面骨組構造解析で得られた結果である．解析により，実験で用いた最大荷重の範囲では，材料は弾性域となることを確かめている．グラフはそれぞれ荷重が 0～3332N までの範囲でプロットしているが，片側トラス面が負担する荷重が載荷荷重の 2 分の 1 となるためである．

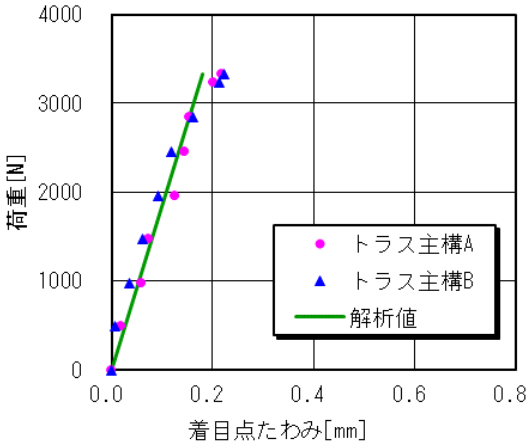
図 3-10 (a, b)では，荷重が増加するにつれ，実験値が解析値からやや離れ，荷重が 2450N を超えるとたわみが増大し非線形挙動を示している．これは，接合部において，試験番号 1-1 と 1-2 で生じたと同様に鋼板と木部材の間で滑りが生じているためと考えられる．ボルト径を 20mm としているがボルト孔の直径は 24mm であるため，支圧状態なるまでは滑りが発生し得る．これら 2 つの図は傾向が同様であることから，たわみの左右対称性はあると言える．加えて，2-1(図 3-10(a))の実験の後に行った 3-1(図 3-10(b))の方が，非線形性が弱いことから，実験回数を重ねることにより接合部の滑りが落ち着いて行くと考えられる．



(a) 載荷点＝L / 4，測定点＝支間中央



(b) 載荷点＝3L / 4，測定点＝支間中央



(c) 載荷点＝支間中央，測定点＝3L / 4

図 3-10　トラス橋の荷重変位関係

5 回目の実験結果である 4-1(図 3-10(c))では，実験値と解析値が極めて良く一致した．非線形性は殆んど見られず，接合部の滑りは生じなかったと推定される．トラス主構 A，B の両者がほぼ同一の挙動を示しており，対称性があることを確認できる．この結果から，本木製橋梁はトラス橋として挙動し，トラス要素を用いた平面骨組構造解析で挙動を予測することができると言える．

3.3.7　材料コスト比較

本章における木製ワーレントラス橋は，2010 年に開発した橋梁と同形式，同規模であるが，使用材料は異なっており，架設時間の短縮と作業性向上のほか，コスト縮減も目指している．

両者の材料コストを**表 3-10** の上段に示す．数値は 2010 年トラス橋の合計（121 万円）を 100 とみなしたときの相対的な金額である．右端の増加割合[%]は次式より算出している．

（2019 年の小計 － 2010 年の小計）/2010 年の小計）×100

木材については，材料費が大幅に減少したが加工費は減少幅が小さい．2010 年の木材加工費は，ボルト孔の孔あけとスリット加工によるものであり，2019 年では孔あけによるものがほとんどである．2019 年はスリット加工が不要であったが，トラス材は 2×8 材が 2 枚で 1 部材となるため，孔あけ箇所が 2010 年の場合より大幅に増えた．加工費の減少幅が小さいのはこのためである．鋼材については，2019 年において材料費と加工費の内訳が不明であるが，小計では 53.2%も減少した．溶接の有無による違いと，接合部の形状の違いが影響したための考えられる．

合計では 49.1%もの材料コストの削減を果たすことができた．ただしこの削減値は 2010 年から 2019 年への経過による木材や鋼材の価格変動を考慮していない．そこで，2009 年（2010 年モデルの資材は 2009 年に購入）と 2019 年における木材の製品卸売価格 [16]と鋼材の市場価格 [17]を**表 3-10** の下段に示した．**表 3-10** 下段の樹種と鋼材は，本研究のトラス橋で採用した材料とは異なるため，あくまで参考値であるが，いずれも価格は上昇していることが分かる．したがって，コスト削減の効果は，実質的には 49.1%よりも大きいと考えられる．

表 3-10　材料コストの比較

		木製ワーレントラス（2010 年モデル）		木製ワーレントラス（2019 年モデル）		増加割合
		金額	小計	金額	小計	[%]
木材	材料費	36.19	41.15	16.08	20.62	-49.9
	加工費	4.96		4.55		
鋼材	材料費	25.12	49.91	-	23.37	-53.2
	加工費	24.79		-		
ボルト・ワイヤー等		8.93	8.93	6.93	6.93	-22.5
合　　計			100		50.92	-49.1

（参考）	2009 年価格	2019 年価格	増加割合 [%]
まつ平角	60,200 [円/m^3]	62,500 [円/m^3]	3.8
すぎ正角	41,700 [円/m^3]	61,900 [円/m^3]	48.4
ひのき正角	66,300 [円/m^3]	76,900 [円/m^3]	16
鋼材（H 鋼）	70,000 [円/t]	86,000 [円/t]	22.9

3.4　接合部の改良と強度試験

3.4.1　2010 年モデル・2019 年モデルの課題と改良点

木製ワーレントラス橋（2010年モデル）は，支間長10mの歩道橋で，トラス部材は120×120mm角のスプルース材を用いている．屋外架設実験の結果，架設時間は4時間半となった．しかし，橋のパーツ重量が重く，人力での組み立て作業にやや難があること，接合用鋼板の製作の際，溶接による加工を行ったが熱ひずみが生じ，その除去に手間がかかったこと，更にトラス材には接合鋼板を挿入するためのスリット加工が必要など，加工作業に手間がかかったこと等の課題が残された[18]．

木製ワーレントラス橋（2019年モデル）は，2010年モデルと同規模，同形式であるが，材料に2×8材（樹種：SPF）を使用している．これを2枚重ねてトラス部材とし，接合鋼板をこの2枚で挟んで接合することで木材へのスリット加工を不要にした．また，接合鋼板に溶接箇所を設けず，既製アングル材を併用して床桁の接合を行った．これらの工夫により2010年モデルの課題を改善させたが，2×8材は扁平な断面であるため，橋の橋軸直角方向の剛性が低く振動が起きやすい欠点が生じた．なお架設時間は2010年モデルと同様の4時間半であった[19]．

写真 3-34　木製ワーレントラス橋
（2010 年モデル）

写真 3-35　木製ワーレントラス橋
（2019 年モデル）

これら2橋の課題を踏まえ，本節では以下の改善を行い，実験によりその効果を検証する[20]．

(1) 少ないボルト本数で接合強度の高いボルト配置となるよう配置方法を改善する．
(2) トラス部材接合部は，トラス部材を2枚の接合鋼板でボルト締めすることとし，内1枚は折り曲げ部を有する．この折り曲げ部に床桁を接合する．溶接箇所を設けない．

ここで，(1)については，2010年モデルおよび2019年モデルに課題点ではないが，接合部の強度向上を図る目的で行った．(2)については，2010年モデルの溶接ひずみに対する改善と2019年モデルの振動が起きやすいことに対する改善を同時に図る目的で行う．

3.4.2　トラス部材のボルト配置

部材の接合には，ボルトの他，釘やメタルプレートコネクター，その他の金物類を使用する方法があるが，大きな部材力が作用する橋にはボルト接合が適していると考えられる．更に，緊急仮設橋の場合は架設時間を短縮させるためボルト本数は少ないことが望ましい．

写真 3-34の橋梁では，図 3-11のように，部材端部に普通六角ボルトを6本使用した．スリット幅は6mmで，ここに4.5mm厚の接合鋼板を挿入し，トラス部材とボルト接合する仕組みとなっている．このボルト接合においては，接合鋼板の引張強度，ボルトのせん断強度，ボルトの曲げ降伏強度，木材の引張強度，更に木材の集合型せん断破壊強度が十分でなければならない．この中で，本項では集合型せん断破壊に着目し，その強度を向上させるボルト配置を検討する．

(a)　接合部の集合型せん断破壊

図 3-11は2010年モデル(写真 3-34)で採用したトラス材接合部のボルト配置である．集合型せん断破壊とは，木部材が引張力を受けることによって点線の箇所で引張破断およびせん断破壊が複合的に生じる現象である．木材は引張強度や圧縮強度と比較して繊維方向せん断強度が非常に小さく，ボルト列と繊維方向が一致する通常の接合方法では，集合型せん断破壊が支配的になる場合が多いと考えられる．

図 3-12は，2023年モデル（詳細は3.5節）において，設計時に検討したボルト配置を表している．図 3-11の配置を改良し，ボルト本数を5本に減少させ，千鳥配置としている．図 3-12(a)はボルト列と繊維方向を一致させた配置，図 3-12(b)はボルト列を繊維方向に対して斜めになるような配置としている．図3-12(a)，(b)共にボルトの端距離と縁距離および中心間隔は規定[7]を満足しているが，(b)の配置は，繊維方向に沿うせん断破壊が生じにくいと考えて，新たに考案した配置方法である．

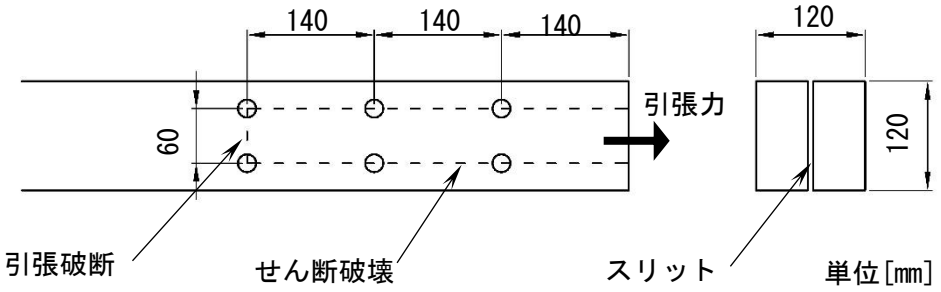
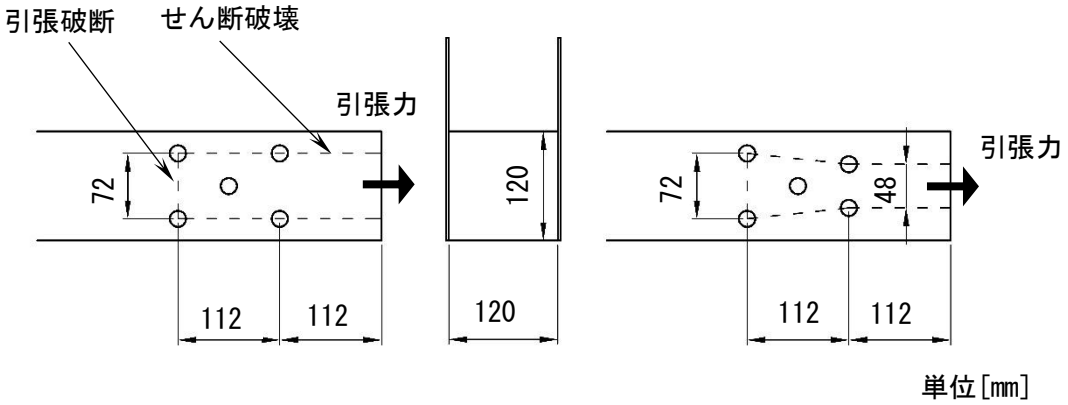


図 3-11　トラス材端部のボルト配置（2010 年モデル）



(a) 繊維方向と一致　　(b) 繊維方向と異なる

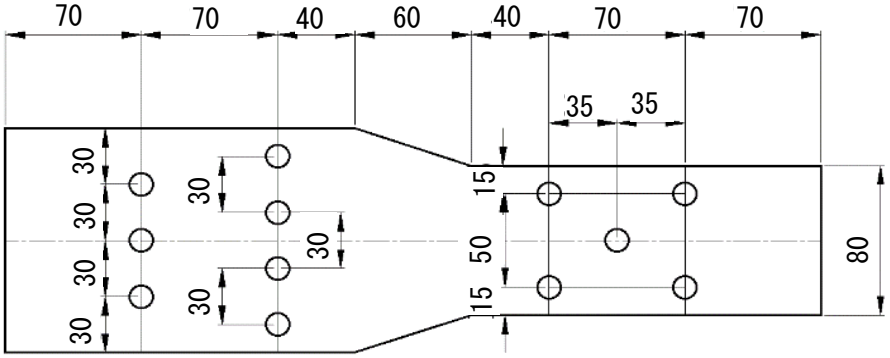
図 3-12　ボルト配置の改良

(b)　ボルト孔を有する木材の引張試験

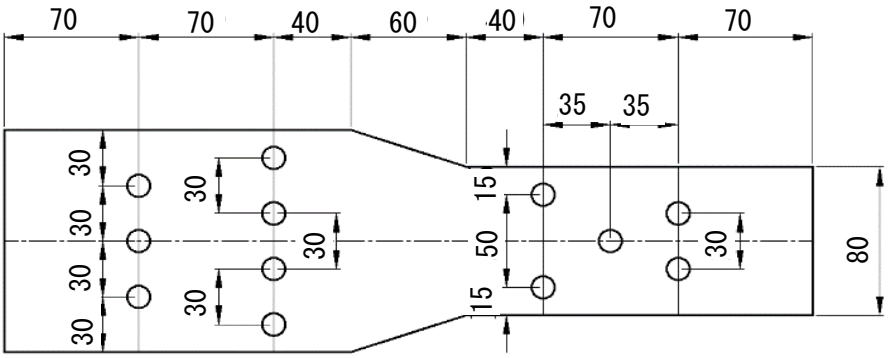
図 3-12(b)のボルト配置とした場合，図 3-12(a)の配置方法と比較して引張強度がどの程度上昇するかを検証する目的で引張試験を行う．試験装置の大きさを考慮して供試体は実物大のトラス材のサイズより小さい図 3-13の寸法とする．図 3-13(a)は図の右側の幅80mmの区間に繊維方向配置としたNormal Type（Nor），図 3-13(b)は改良したボルト配置New Type（New）となっている．左側の区間はNorとNewは共通で，幅が120mmあり，ボルト接合する鋼板を介して載荷装置のつかみ部に固定される．幅を80mmおよび120mmとしたのは，80mmの区間で確実に破壊させ，120mmの区間で破壊させないことを意図したためである．

使用するボルトは全てM10，ボルト孔の直径は12mmとしている．Norの右側の区間のボルトの縁距離は15mmとしており，規定の最小値である．Newの最前面のボルトの中心間隔は30mmとしており，これも規定の最小値となっている．

なお，供試体はトラス橋に使用した樹種と同じ道南杉とし，板厚は18mmである．



(a) Nor（繊維方向配置）



(b) New（改良したボルト配置）

図 3-13　引張試験供試体　単位[mm]

写真 3-36は本供試体の載荷装置へのセットアップの状況を表している．**写真 3-36(a)**は引張試験用木材に鋼板をボルト接合した状況を示したものである．上下端部の鋼板を載荷装置のつかみ部が挟んで引張ることにより木材に引張力が導入される．供試体はばらつきを考慮してNormal TypeがNor1，Nor2，Nor3の3体，New TypeがNew1，New2，New3の3体，計6体を用意した．なお，供試体の平均の密度は0.33g/cm^3，ヤング係数は6935kN/mm^{2}である．

(a) 供試体

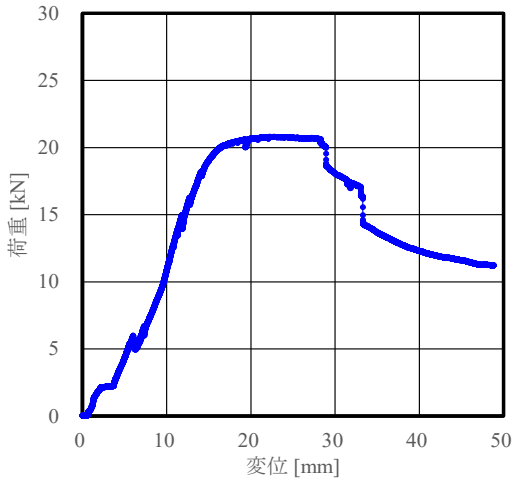
(b) 載荷装置

写真 3-36　載荷装置へのセットアップ

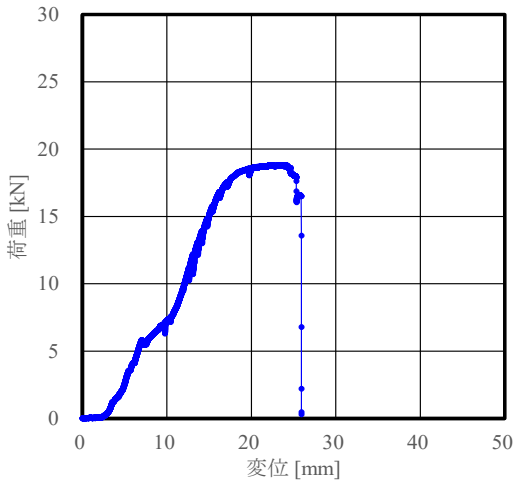
図 3-14はNormal Typeの3体の荷重変位曲線を表している．3体とも小刻みに荷重の上昇と除荷を繰り返しながら徐々に荷重を増大させている．これは，木材と鋼板はボルトにより接合しているが，摩擦接合ではなく支圧接合であるため，引張力により木材と鋼板との間に滑りが生じ，滑る度に荷重が抜けるためと考えられる．ボルト径が10mmであるのに対し，ボルト孔の直径を12mmとしていること，ボルト孔の位置に多少のばらつきが存在すること，ナットの締め付けは人力でありそれほど締め付け力が大きくないことに起因すると考えられる．

Nor1の供試体は荷重変位曲線の勾配が減少する手前から木材の繊維が切断されるような音が生じ始め，やがて勾配は水平になって荷重の上昇は最大荷重付近で打ち止めとなり，急速に変位を増大させながら終局に至っている．最大荷重は20.82kNであった．なお，木材を固定する側(木材の幅120mmの区間)のボルト接合部には滑りの現象は認められなかった．

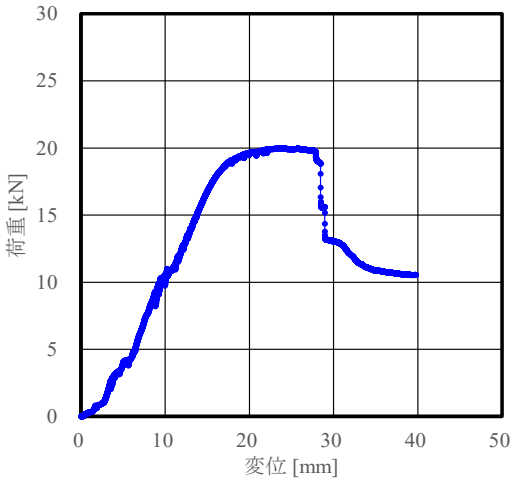
図3-14(b)，**(c)**はそれぞれNor2，Nor3の試験結果であるが，Nor1と同様な傾向を示している．Nor2の最大荷重以降は，急激に荷重が低下し粘り強さのない挙動を示した．Nor2，Nor3の最大荷重はそれぞれ18.82kN，20.00kNであった．



(a) Nor1



(b) Nor2



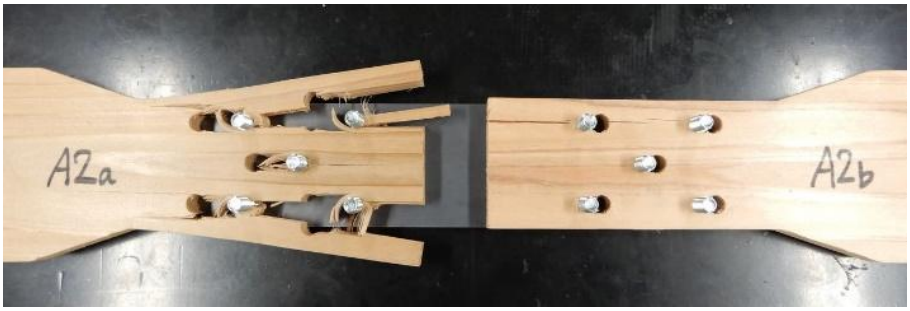
(c) Nor3

図 3-14　Normal Type　の荷重変位曲線

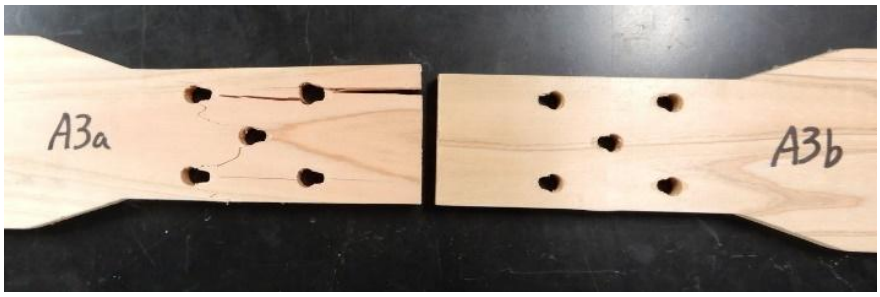
写真 3-37はNormal Typeの破壊性状を表したものである．それぞれの写真の左右の木材はトラス橋の下弦材を想定しており，左右の木材と鋼板がボルトで連結されたトラス接合部の破壊性状を示している．Nor1の破壊は，左側の供試体で生じ，繊維方向(引張力の方向，部材軸方向)に沿ったせん断破壊とボルトのめり込みが発生したと分かる．引張破断は生じていないが，集合型せん断破壊に近い破壊性状である．右側の供試体は，5本のボルト全てにめり込みが生じているが，破壊には至っていない．

Nor2の破壊は，左側の供試体で生じ，繊維方向に沿ったせん断破壊と中央部のボルト孔と左側2つのボルト孔を結ぶ線上で引張破壊が認められる．このため，この破壊は集合型せん断破壊とみなすことができる．また，同時にボルトのめり込みも生じていることが判別できる．

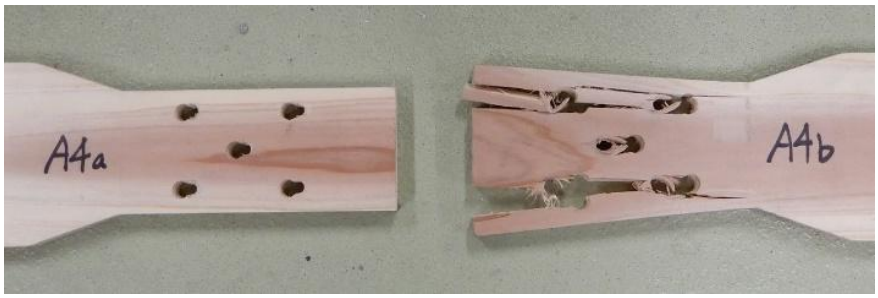
Nor3では，右側の供試体で繊維方向に沿ったせん断破壊とボルトのめり込みが生じておりNor1と同様の破壊であることが分かる．



(a) Nor1



(b) Nor2

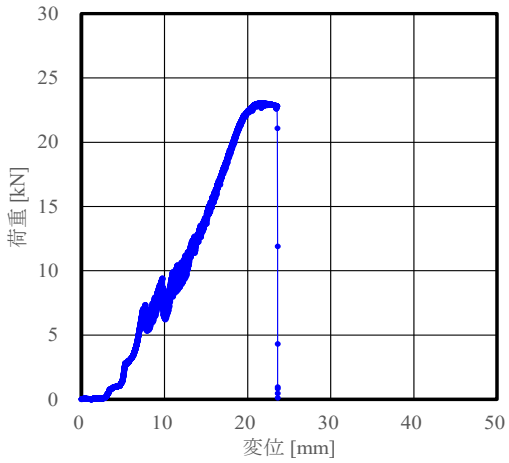


(c) Nor3

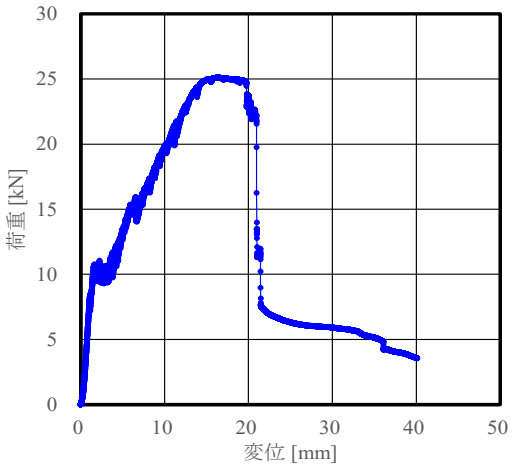
写真 3-37　Normal Type の破壊性状

Nor1～Nor3ではいずれもボルトの変形，鋼板の変形，木材のボルト接合部のうちのつかみ部側（幅＝120mmの区間）での破壊は認められなかった．

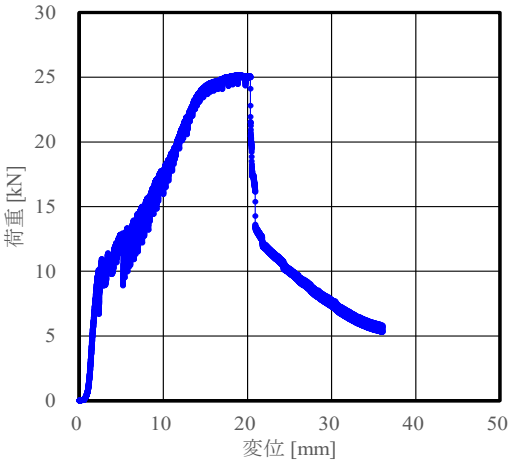
図 3-15は，New Typeの荷重変位曲線である．荷重上昇中に小刻みな除荷の繰り返しがあること，最大荷重付近で勾配が減少し水平に近づくこと，また最大荷重後は急激な荷重低下が起きる傾向は，**図 3-14**のNormal Typeとほぼ同様である．3体とも，荷重上昇中に鋼板と木材の滑り音と繊維の切断音と推定できる音が発生している．New1，New2，New3の最大荷重はそれぞれ23.05kN，25.13kN，25.19kNとなり，Normal Typeよりも引張強度が向上した．



(a) New1



(b) New2

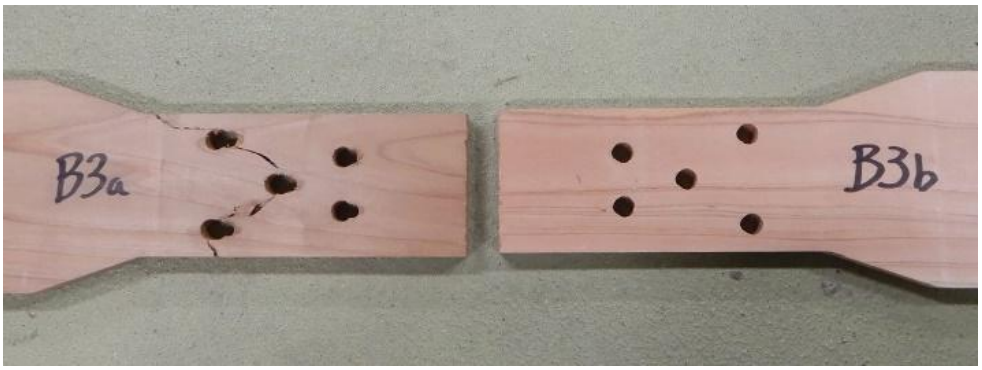


(c) New3

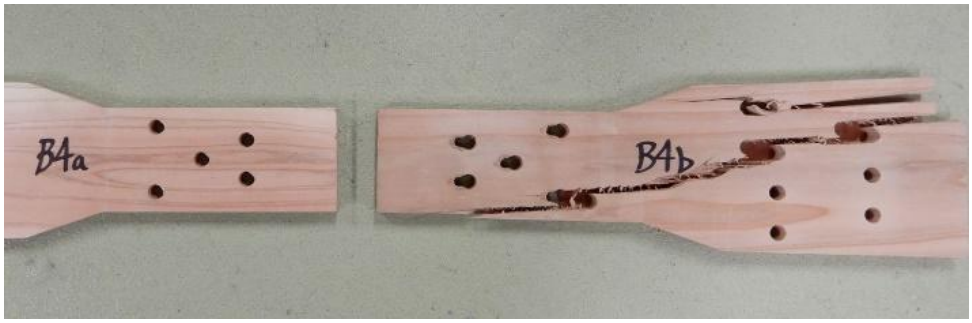
図 3-15　New Type の荷重変位曲線

写真 3-38はNew Typeの破壊性状を表したものである．New1では左側の供試体で破壊が生じており，中央部の1つのボルト孔と左側の2つのボルト孔を貫通するひび割れ線が認められる．この線に沿ってせん断と引張破断が同時に発生したと考えられる．しかし，**図 3-12**(b)の点線のようなせん断破壊線は発生していないため，この破壊は集合型せん断破壊ではないといえる．

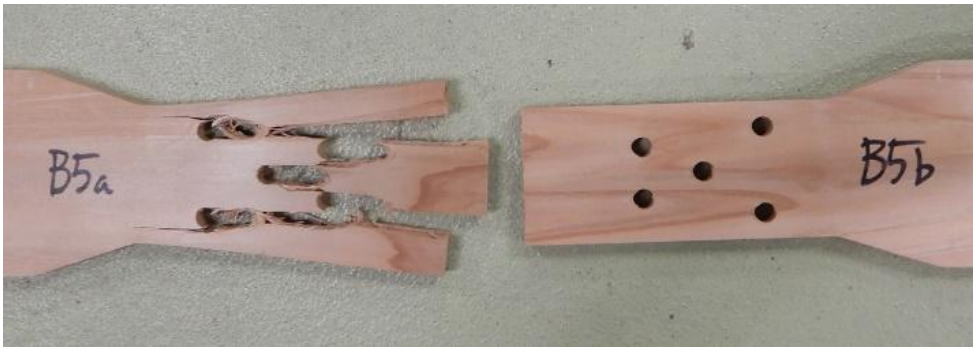
New2では右側の供試体において斜めに大きくボルト孔を貫通する破壊が生じた．右端は木材の幅が120mmあり，破壊は生じない箇所と想定していた箇所である．この箇所でもボルトが木材を引張る力が働き，その力が，幅80mmの区間のせん断強度や引張強度を上回ったことによる破壊と推定される．



（a） New1

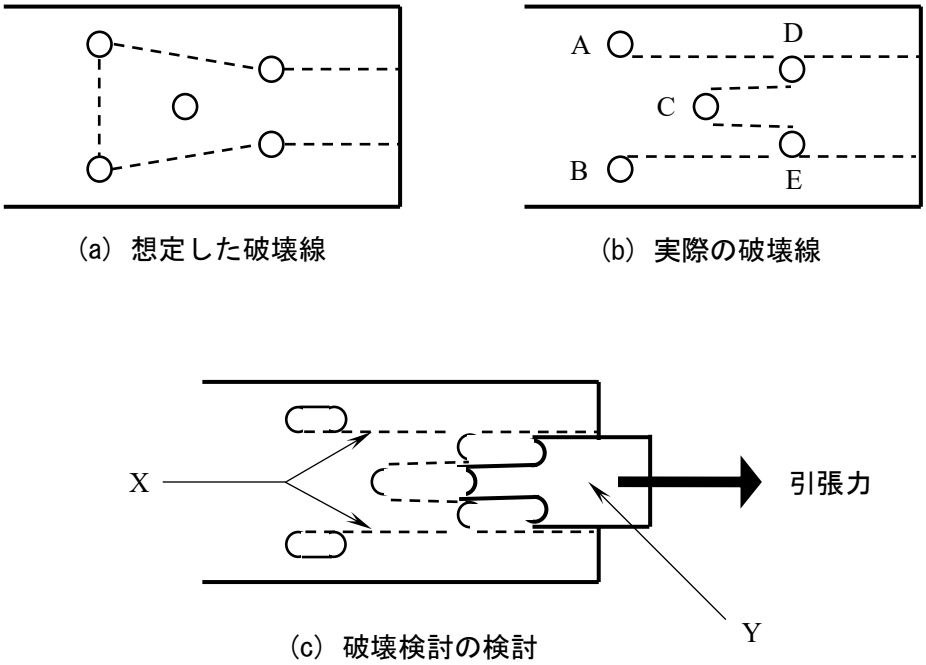


（b） New2



（c） New3

写真 3-38　New Type の破壊性状



(a) 想定した破壊線　　(b) 実際の破壊線

(c) 破壊検討の検討

図 3-16　New3 の破壊

New3では左側の供試体において一見集合型せん断破壊とみなせる破壊性状を示している．これについては**図 3-16**を用いて考察する．**図 3-16**(a)の点線は，当初想定した集合型せん断破壊の破壊線である．点線はボルト孔の中心を結ぶ直線である．**図 3-16**(b)は**写真3-38**(c)より観察される破壊線を点線で表したものである．A～Eはそれぞれのボルト孔を表す．破壊線はボルト孔の中心を通らず，A-Dの破壊線は，Aの下側部とDの上側部を結ぶ直線となっており，これは繊維方向とほぼ一致している．B-Eの破壊線も同様である．また，C-DおよびC-Eの破壊線もボルト孔を貫通しているがボルト孔の中心を通っていない．このことから，せん断破壊はボルト孔を貫通する線に沿って生じるがその線は繊維方向と同方向に生じやすいといえる．

図 3-16(c)は**写真 3-38**(c)の破壊性状を表したもので，Yの箇所が集合型せん断破壊となったことを示しているが，Yの箇所が単独で右方向に引っ張られて引き抜き(右方向への変位)が生じたとは考えにくい．なぜなら，Yの右方向変位は木材が3本のボルトC，D，Eで右方向に力を受けたために生じるが，実際にはC，D，Eのみが右方向へ作用したのではなく，ボルトA，Bも同時に右方向へ作用する．ボルトA，Bの力は，点線Xのせん断破壊に寄与している．したがって，New3の破壊はX部のせん断破壊とY部の集合型せん断破壊が同時に発生したと推測できる．

表 3-11は以上の試験から得られた最大荷重を整理したものである．Normal TypeとNew Typeのそれぞれ3体を平均すると，Nomal Typeで19.88kN，New Typeで24.46kNとなり，New TypeはNormal Typeの1.23倍の強度を有する結果となった．

表 3-11　引張試験の結果

供試体	最大荷重[kN]	平均値[kN]
Nor1	20.82	19.88
Nor2	18.82	
Nor3	20.00	
New1	23.05	24.46
New2	25.13	
New3	25.19	

3.4.3　折り曲げ部を有する接合鋼板

2013 年モデル，2019 年モデルに対して改良を行った木製ワーレントラス部材の接合法を図 3-17 に示す．折り曲げ部のない鋼板と折り曲げ部のある鋼板 2 枚で下弦材と斜材を両側から挟んでボルト接合している(図 3-17，赤線部)．この折り曲げ部は床桁を支持する役割を果たす．この折り曲げ部には，床桁と床版の死荷重と群集荷重または雪荷重が作用し，折り曲げ点で 90 度に曲げた状態から，折り曲げる前の状態に開こうとする変形の恐れがある．この変形に対する安全性を調べる目的で載荷試験を行う．

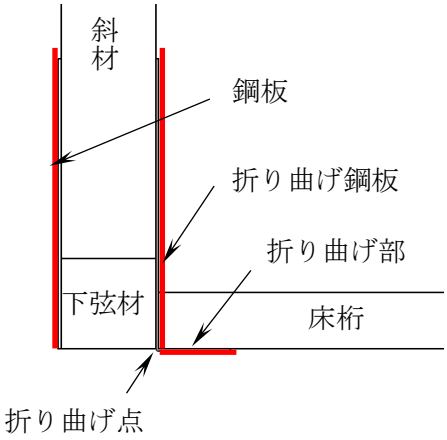


図 3-17　折り曲げ鋼板を用いた床桁の接合

(a)　折り曲げ部の供試体

図 3-18は供試体の寸法を示したもので，鋼種はSS400，板厚は3.2mmである．鋼材の折り曲げは，鋼材加工業者に依頼し，プレス機を用いて90度に折り曲げる．この供試体を6体作製し，2体一組として3回の載荷試験を行う．**写真 3-39**に折り曲げ鋼板供試体を示す．

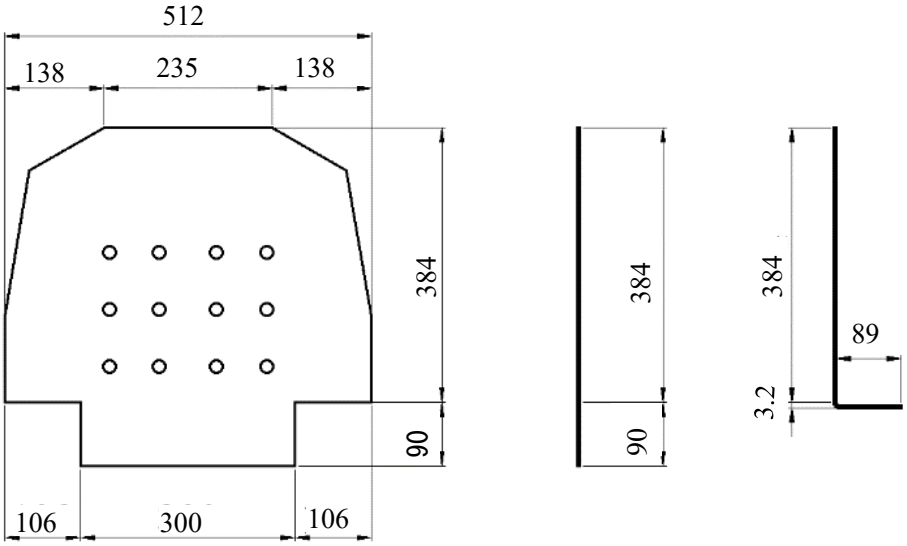


図 3-18　折り曲げ鋼板寸法　単位[mm]

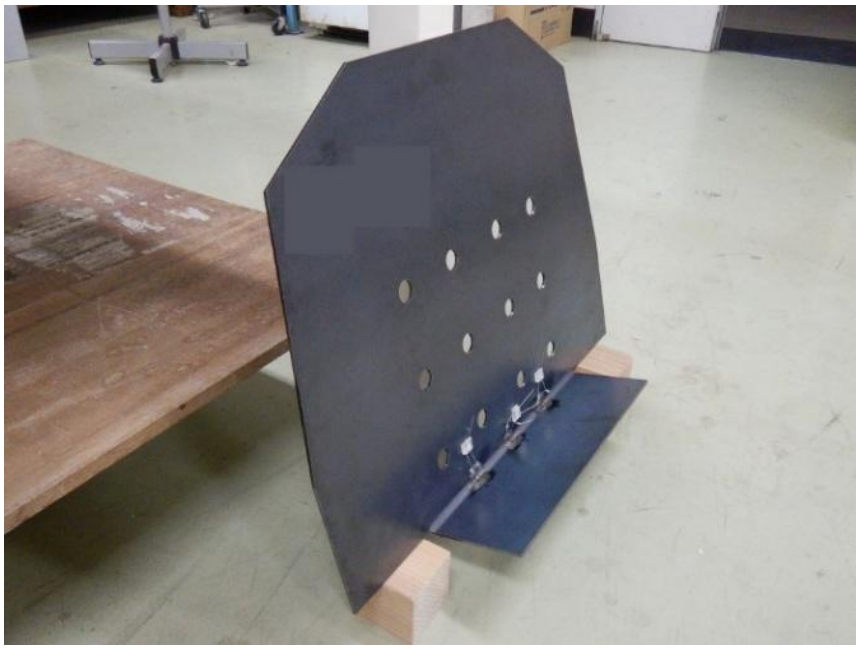


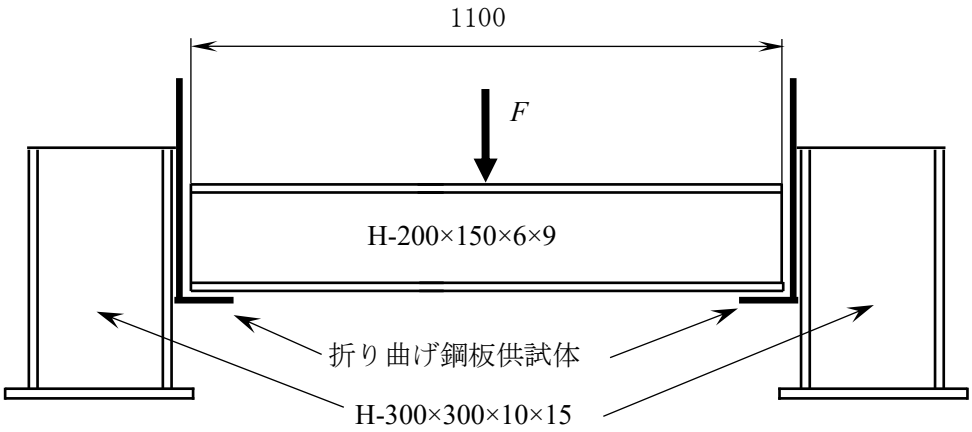
写真 3-39　折り曲げ鋼板供試体

(b)　折り曲げ部の載荷試験

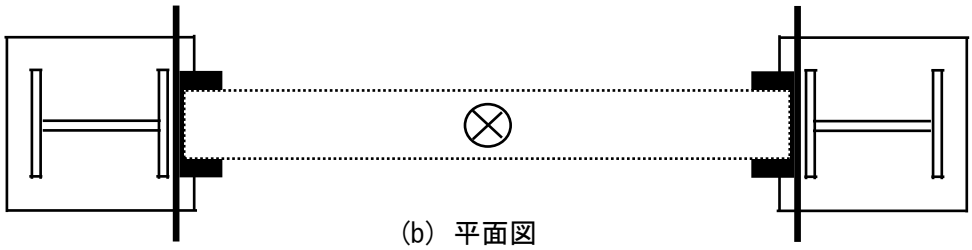
載荷試験は折り曲げ部の耐荷力と破壊性状を調べる目的で実施する．実際のトラス橋における載荷状態に近い状況を再現させるため，**図 3-19**のように床桁とみなしうる載荷桁(H-200×150×6×9)を両端部の折り曲げ鋼板で支持させ，H形鋼の中央部に鉛直荷重Fを載荷させる．折り曲げ鋼板はH形鋼柱(H-300×300×10×15)にボルト接合して固定する．このH形鋼柱は載荷桁の軸方向に位置を変えることができ，本実験では**図 3-20(a)～(c)**の3通りの位置，すなわち，載荷桁の桁端と折り曲げ鋼板との距離が

$e = 0$ (T1)
$e = 10$mm (T2)
$e = 20$mm (T3)

となるよう固定した．実際のトラス橋では，**図 3-20(a)**の$e=0$となるように床桁と折り曲げ鋼板を接合しているが，床桁の大きさやボルトの位置によっては，$e=10$～20mm程度の隙間を設けなければならないケースがありうる．



(a) 側面図　単位[mm]



(b) 平面図

図 3-19 折り曲げ鋼板試験装置

図 3-20(d)は折り曲げ部における力の作用点の位置を示したものである．載荷桁の桁端と折り曲げ鋼板の隙間をeとし，折り曲げ部の桁かかり長をfとする．載荷桁の中央部に鉛直荷重Fが作用すると，折り曲げ部に作用する力Pは

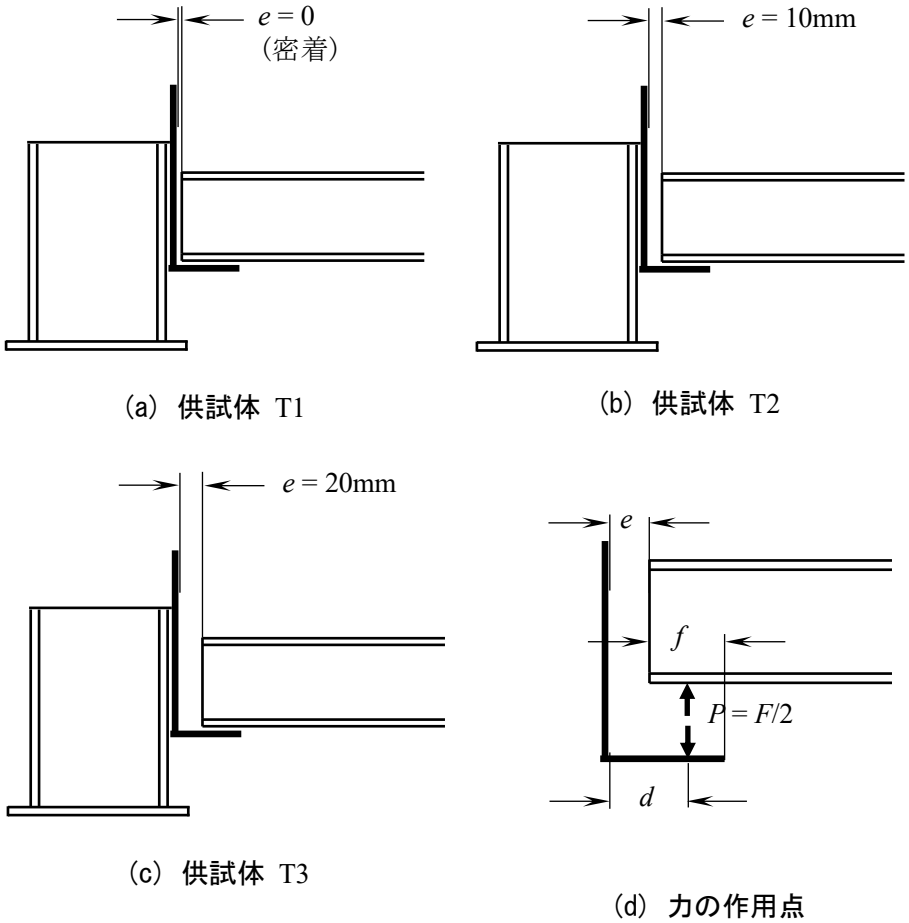
$$P=\frac{F}{2}$$

載荷点d は

$$d=e+\frac{f}{2}$$

である．

折り曲げ鋼板の折り曲げ点における，床桁の部材軸方向のひずみを測定するため，図 3-21に示す箇所にひずみゲージを貼付した．貼付箇所は，供試体T2およびT3では，載荷桁の幅(150mm)の両サイドにほぼ一致するLAとRAの箇所(内側折り曲げ点)，およびLBとRBの箇所(外側折り曲げ点)となっている．供試体T1では，折り曲げ点に載荷桁が密着してひずみゲージと接触するため，折り曲げ点から25mm上方に離して貼付した．



(a) 供試体 T1

(b) 供試体 T2

(c) 供試体 T3

(d) 力の作用点

図 3-20　折り曲げ鋼板の載荷位置

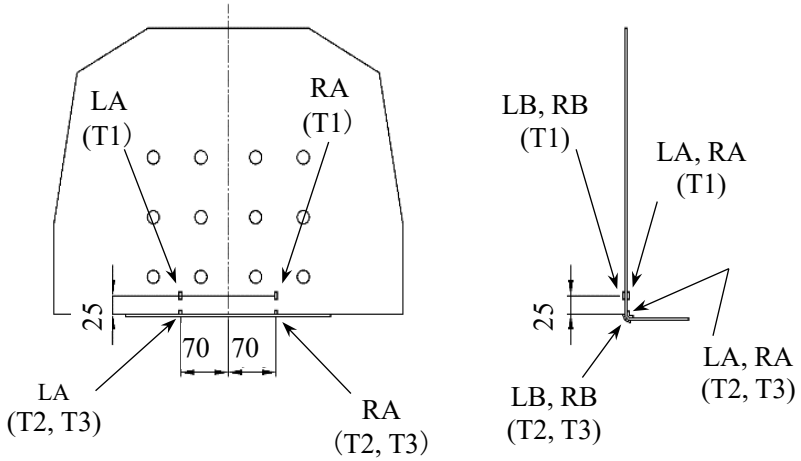
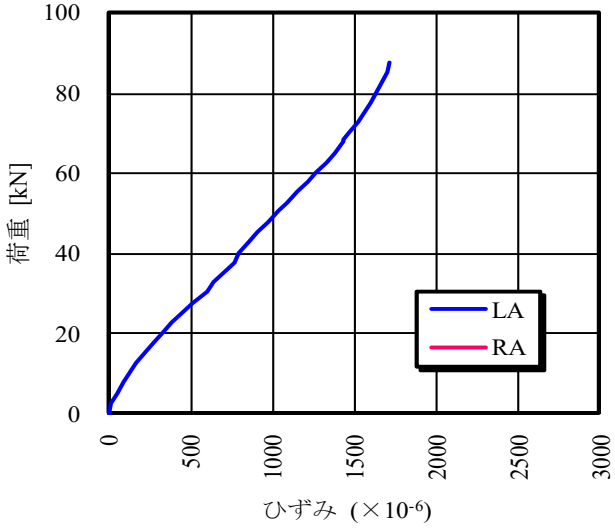


図 3-21　ひずみゲージ添付箇所

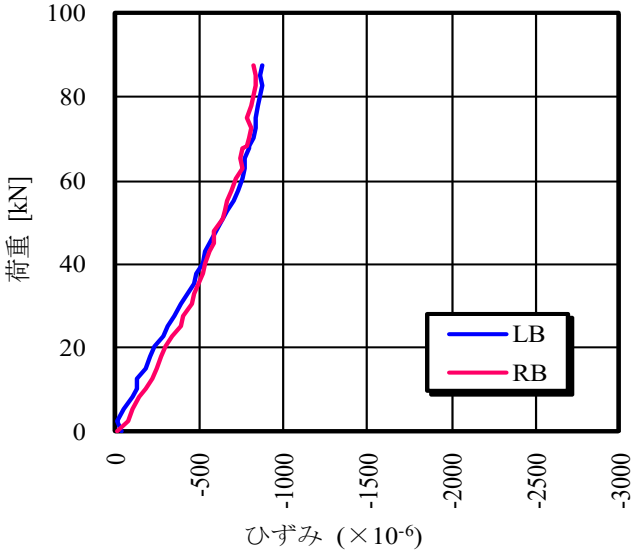
図 3-22は，供試体T1における荷重P(図 3-20(d)のdに作用)と内側のひずみLA，外側のひずみLB，RBとの関係を表したものである．ここで，内側ひずみRAは，ひずみゲージ不良のため測定結果が得られなかった．LBとRBは，左右対称の位置関係にあるひずみである．ほぼ等しい荷重ひずみ関係が読み取れ，荷重が左右均等に載荷されたと考えられる．ひずみの符号により，内側では引張ひずみ，外側では圧縮ひずみとなっている．これは，折り曲げ鋼板に$M = Pd$のモーメントが作用した影響である．供試体T1では，載荷桁の桁端が密着して$e = 0$ であるが，$d \neq 0$ のため曲げモーメントが生じている．

本実験では，最大荷重は87.69kNとなった．しかし，図 3-22のグラフからは剛性の低下が見られない．更に荷重を増加させて剛性低下が観察できるまで載荷を継続させることが考えられるが，機材の破損や安全を考慮して荷重Fを175.37kNで打ち切りとした．

写真 3-40は供試体T1の最大荷重時における変形性状を表しているが，目視では折り曲げ部の変形はわずかであり破壊に至っていない．LAの最大引張ひずみは図 3-22(a)より約1700×10^{-6}である．鋼種がSS400であるため，降伏点とヤング係数の公称値から求めた降伏ひずみの公称値を約1200×10^{-6}とすれば，最大荷重時は降伏点の公称値(=最小値)を超えているが，本供試体も降伏点を超えている可能性はある．



(a) 内側



(b) 外側

図 3-22　供試体 T1 の荷重－ひずみ関係

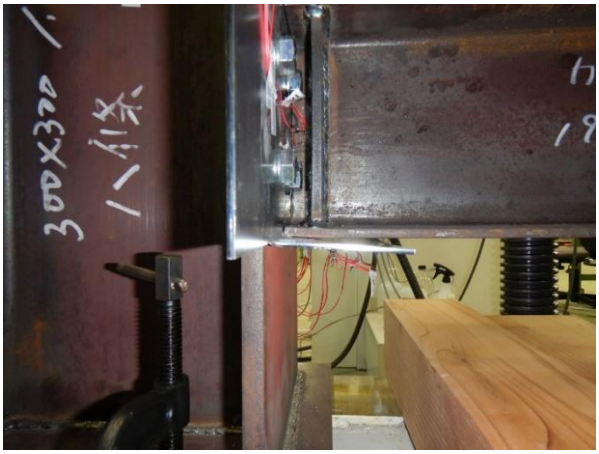
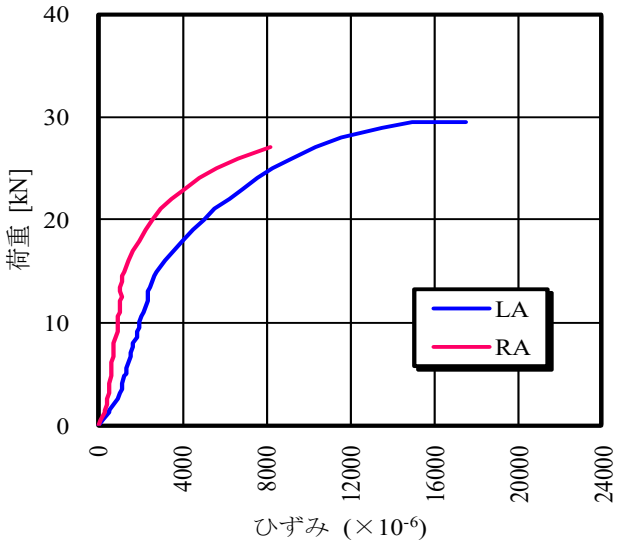


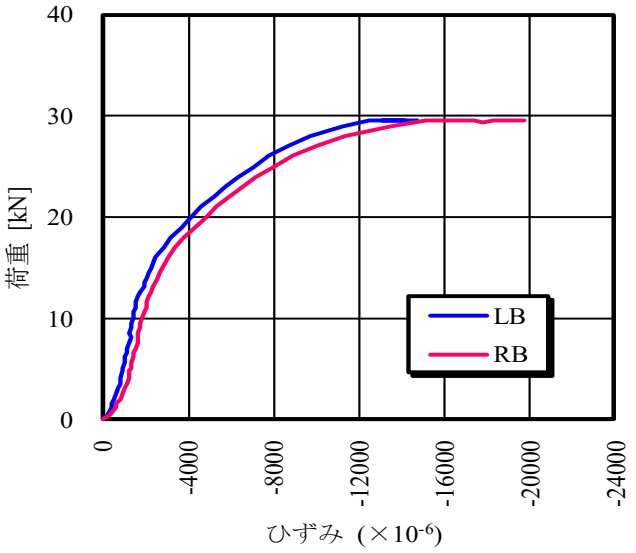
写真 3-40　供試体の変形性状

図 3-23は供試体T2における荷重*P*とひずみLA，RA， LB， RBの関係を表したものである．供試体の内側に貼付したRAのひずみが途中までのデータしか得られていないため，破損した可能性がある．内側と外側のひずみの増加傾向はほぼ同様で，値に関しては絶対値がLAとLBとでほぼ一致している．折り曲げ点では曲げによるひずみが支配的であると言える．グラフより降伏ひずみを超えたと考えられる領域が大きく途中から剛性が大幅に低下していることが認められる．最大荷重は29.68kNとなった．供試体T2の変形性状を**写真 3-41**に示す．折り曲げ部が大きく下方にたわんでいることが観察できる．

図3-24は供試体T3における荷重*P*とひずみLA，RA，LB， RBの関係を表したものである．内側と外側とでほぼ同様の傾向が認められる．供試体T3の*d*は，3体の中で最も大きいため折り曲げ点に作用する曲げモーメントによりひずみが非常に大きい値となっている．最大荷重は17.97kNとなった．



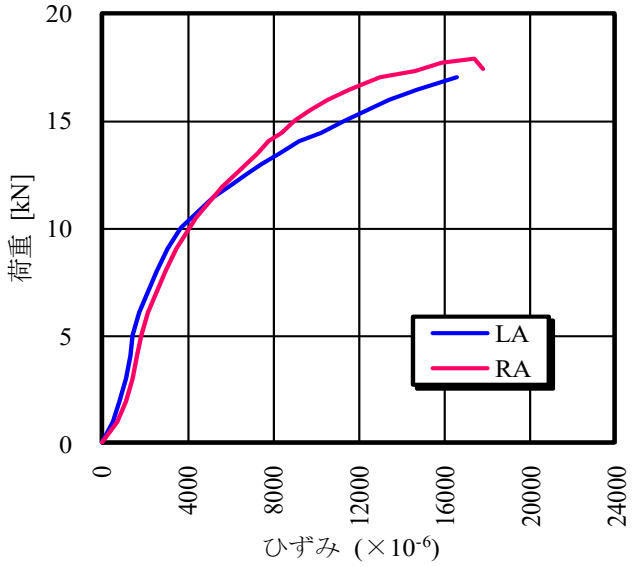
(a) 内側



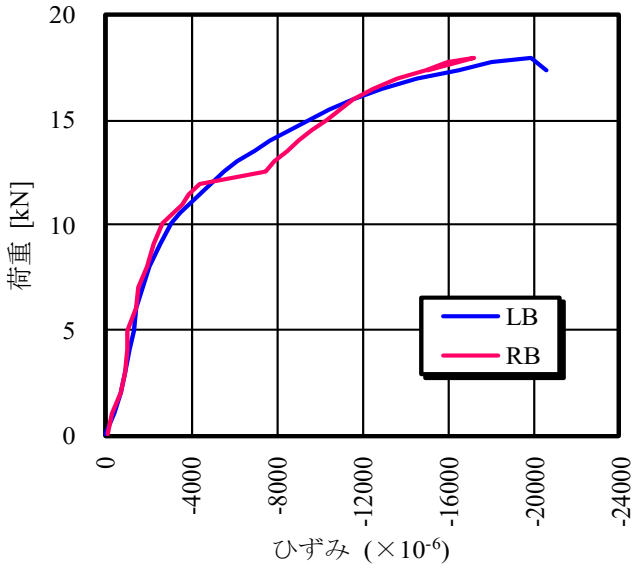
(b) 外側

図 3-23　供試体 T2 の荷重 - ひずみ関係

写真 3-41　供試体 T2 の変形性状



(a) 内側



(b) 外側

図 3-24　供試体 T3 の荷重－ひずみ関係

写真 3-42　供試体 T3 の変形性状

写真 3-42に供試体T3の変形性状を示す．折り曲げ部の下向きの変形が非常に大きいことが分かる．**写真 3-42**の載荷桁と折り曲げ部を観察すると，両者が接触している箇所は桁端の下フランジ近傍のみであり，その右側部分は離れている．これは，**図 3-25**のように，折り曲げ部の変形前は左の図のように力の作用点が*d*だけ折り曲げ点から離れた箇所にあるが，折り曲げ部の変形が増大するにつれて，右の図のように*d*は減少していくことを意味している．すなわち，変形前は載荷桁と折り曲げ部は面で接触し，接触面の中央部(折り曲げ点からの距離*d*が作用点となるが，折り曲げ部が下方に変形するにつれ，作用点が折り曲げ点に近づき*d*が減少する．**図 3-24**のグラフで荷重の値が0～5kNの範囲で荷重の増加につれてひずみの増加の割合が減少していることが読み取れるが，これは，*d*の減少により曲げ($M = Pd$)によるひずみの増加割合が減少したためと説明できる．

同様の現象，すなわち荷重の増加につれてひずみの増加の割合が減少している現象が**図 3-23**の0～10kNの範囲において，および**図 3-22**の40kN以降において認められる．**図 3-22** すなわちT1のみ荷重が大きくなってからこの現象が生じるのは，荷重が小さいうちは折り曲げ部がほとんど変形せず，*d*が減少しないためと考えられる．

供試体T1，T2，T3の最大荷重をまとめて**表3-12**に示す．

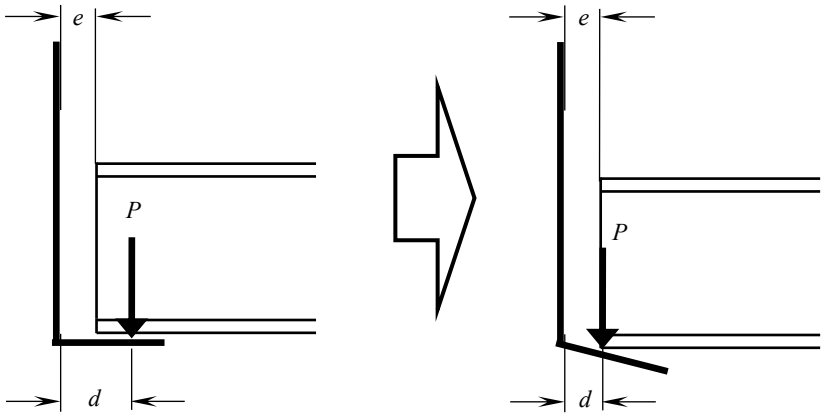


図 3-25　折り曲げ部の変形による作用点の移動

表 3-12　折り曲げ部の最大荷重

供試体	最大荷重[kN]
T1 (e = 0mm)	87.69（打切り）
T2 (e = 10mm)	29.68
T3 (e = 20mm)	17.97

3.5　接合部を改良した木製ワーレントラス橋（2023 年モデル）

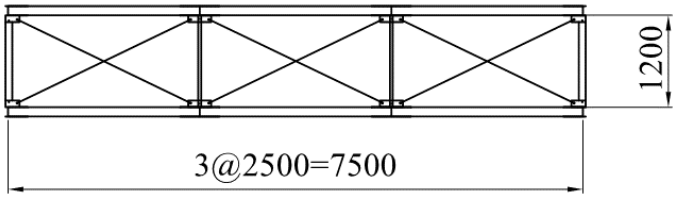
3.5.1　構造概要

本章3.4節でその有効性を明らかにした部材接合の方法を採用して新たな木製ワーレントラス橋を開発する．本研究ではこれを2023年モデル（**写真 3-43**）と称することとし，構造を**図 3-26**に示す．本橋梁は支間長10000 mm，格間長2500 mm，有効幅員1200 mmの規模を有する．トラス部材には，断面が120×120 mmの道南スギを使用し，上下弦材は部材長を2500 mm，斜材は部材長を2334 mmとし，それらにより正三角形トラスを構成している[21]．

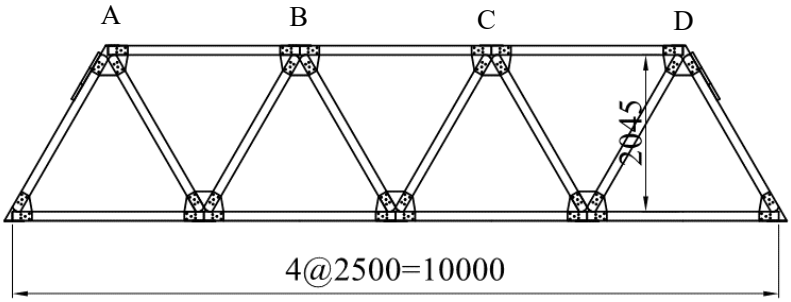
上下弦材と斜材の長さが異なっているのは，**図 3-27**のように下弦材及び上弦材の端部を格点とし，斜材中心線の延長した先で格点と交わるように配置させるためである．斜材の端部は，点線のようにわずかに角を斜め方向にカットした形状としているが，この加工により斜材のボルト孔を格点に近づけることができ，接合鋼板をより小型化させている．

上弦材と下弦材には直径6 mmのワイヤーロープを張り橋全体の剛性を高めている．ワイヤーロープの端部はターンバックルに留められ，ターンバックルの回転によりワイヤーロープに緊張力が導入される．

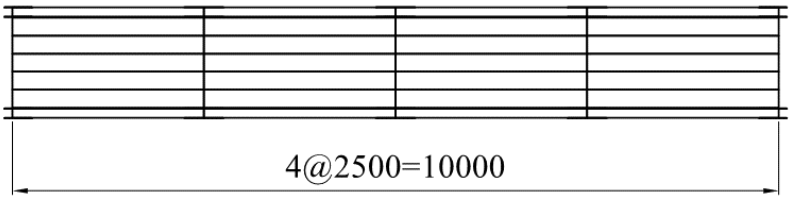
写真 3-43　改良した木製ワーレントラス橋（2023 年モデル）



(a) 平面図（上部）

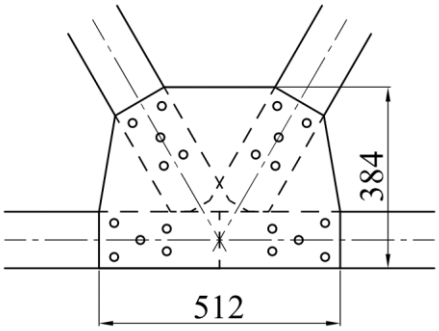


(b) 側面図

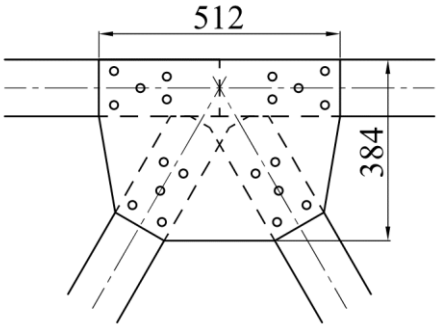


(c) 平面図（下部）

図 3-26　2023 年モデルの全体概要図



(a) 下弦材の格点部



(b) 上弦材の格点部

図 3-27　トラス部材の接合部

床版は長さ2500 mmの2×10(ツーバイテン)材を図 3-26(c)のように橋軸直角方向に5本，橋軸方向に4本敷き詰めた木床版としている．樹種はトラス材と同じ道南スギとした．これらの床版はトラス主構同士を連結する床桁で支持される．2×10材はそのままではたわみやすいため，図 3-28のように下面に38×58 mmの寸法に加工した道南スギ角材をエポキシ樹脂接着剤により接合して補剛している．床版を支持する床桁には，軽量形鋼によるリップ溝形鋼(150 ×75×20 mm，t＝3.2 mm)を適用した．床桁に木材を使用した場合，床桁と床版の接触部が雨水により湿潤状態が続き，床桁が腐朽した事例が生じた[22]ため，これを回避するために鋼材を使用する．

床版で用いた2×10材は全長を2500 mmとしているが補剛材は2340 mmと短くしており，図 3-28の通り端部が揃っていない．これは床版上面を低くして歩行者の通行空間を大きくすると同時に補強材に床桁へのストッパーの役割を持たせ，床版の落下防止を果たしている．図 3-29は断面図である．端部橋門構までの高さは1867 mmを確保している．端部橋門構（2×10材使用）は左右の斜材にM10ボルト5本ずつ計10本で固定している．床版は架設時に短時間で容易に設置することを考慮して，床桁上に敷き並べるだけとし，ボルト固定を行っていない．

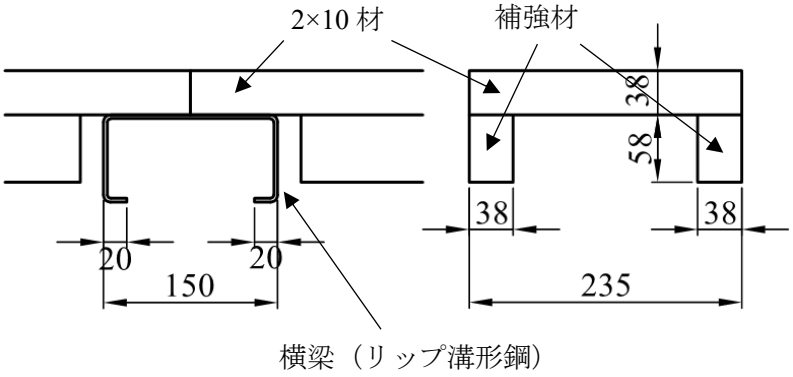


図 3-28 床版と床桁

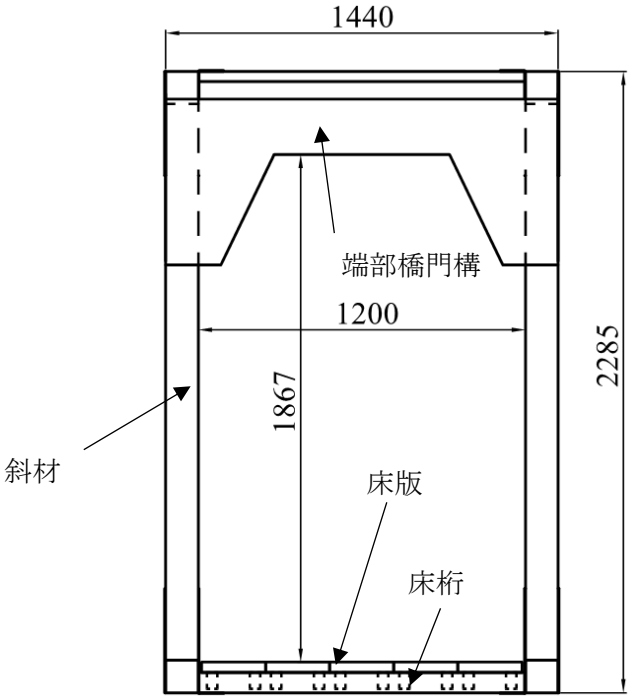


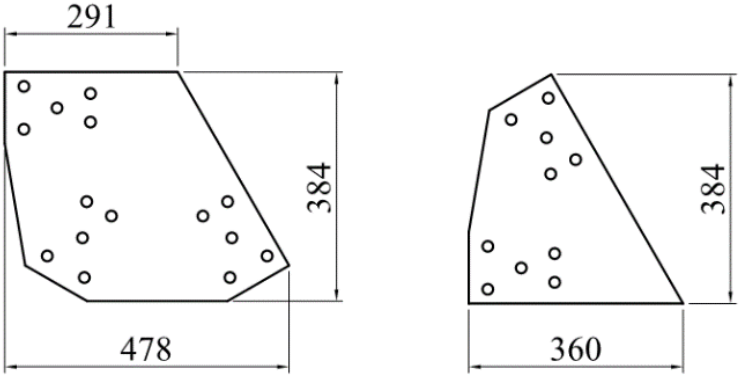
図 3-29　断面図

3.5.2　部材の接合

緊急仮設橋は架設地点まではパーツの状態でトラック輸送し，現地で荷下ろし後，パーツを接合させて完成させる．架設完了まではパーツを接合させる組み立て作業に多くの時間が費やされる．したがって，架設時間の短縮化には，この接合を素早く効率的に行うことが有効である．パーツ数を少なくするとともに 1 個当たりの重量を軽量化することで，人力によるパーツの持ち運び，ボルト孔の位置合わせ，ボルト貫通とナット締めの一連の作業が短時間で遂行することができる．

(a)　トラス部材の接合

トラス部材の接合には**図 3-27**に示す中間部用の接合鋼板と上端部及び下端部用の接合鋼板(**図 3-30**)を用いる．鋼種はSS400，板厚は3.2 mmとする．この接合鋼板を**写真 3-44**のように2枚使用してトラス材を挟み，ボルト接合する．ボルトはM16を使用し，ボルト孔は直径を18 mmとしている．ボルト接合では，木材はボルトの締め付け力により縮むため鋼材の接合で用いられる摩擦接合が成立しない．このため，ここで使用するボルトは高力ボルトではなく，普通六角ボルトとしている．トラス部材に引張力が作用すると，接合部は支圧状態となり，部材力はボルトのせん断力で伝達される支圧接合となる．トラス部材に圧縮力が作用すると，トラス部材端部は他のトラス部材端部に接触しているため，ボルトや鋼板には圧縮力はそれほど伝達されない．



(a) 上端部用　　(b) 下端部用

図 3-30 端部接合鋼板

写真 3-44　中間部のトラス接合

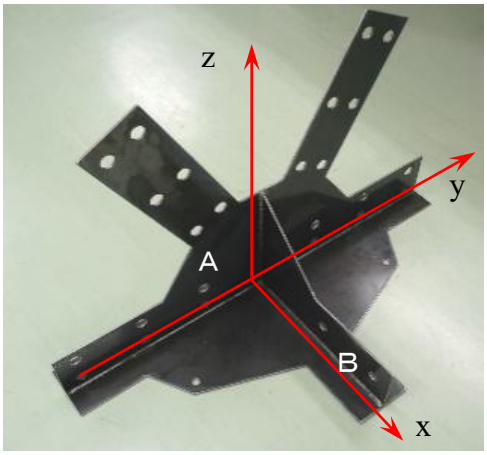
(b)　床桁の接合

2つのトラス主構の間隔の保持と床版を支持する目的で，床桁がトラス格点部に設置される．格点部はトラス部材の接合(橋軸方向の接合)と同時に床桁の接合(橋軸直角方向の接合)もなされるため，接合具は3次元の形状となる．

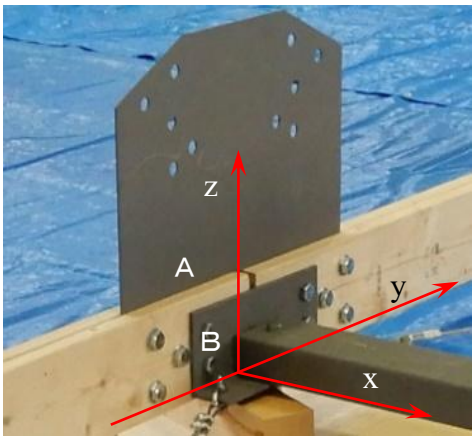
写真　3-45は2010年モデル及び2019年モデルの開発時に採用した床桁を接合するための格点部構造である．橋軸直角方向を*x*軸，橋軸方向を*y*軸としている．トラス部材(上弦材，下弦材，斜材)は2010年，2019年モデルとも，*y*-*z*平面内に配置された鋼板Aにより接合される．

2010年モデルにおいて床桁は*x*軸方向に沿って配置された鋼板Bによって接合される．鋼板Aと鋼板Bはあらかじめ溶接により一体化されている．この接合具は溶接による熱ひずみのため所定の形状に仕上げることが困難であったこと，重量が167N（17kgf）あり，橋の組み立て作業にやや難があったとの課題点が挙げられた．

これを改善するために，2019年モデルでは床桁と接合させる鋼板Bを鋼板Aと溶接せず，ボルトでトラス材に固定させた．鋼板Bは既製形鋼の不等辺山形鋼であり，短辺の上面に床桁を載せてボルトで固定する仕組みとなっている．組み立ての際は，鋼板A，Bは別々に持ち運べるため軽量で作業性が向上したが，パーツ個数は増大した．



(a) 2010 年モデル



(b) 2019 年モデル

写真 3-45　既往の研究における床桁の接合方法

床桁の接合に関し，より一層の軽量化と合理化を図るため，2023年モデルでは**図 3-31**（**図 3-17**を再掲）のような鋼板を折り曲げて床桁を載せる接合方法を採用する．2枚のトラス部材接合用鋼板のうち，内側(**図3-31**の赤色部材の右側)の鋼板の下部に折り曲げ部を設ける．折り曲げ加工は，鋼板の切断，穴あけと共に鋼材加工業者に依頼した．**図 3-32**に鋼板の寸法と折り曲げ前後の状況を示す．折り曲げ部は幅が90 mmとしており，この幅が床桁の桁掛り長となる．床桁は折り曲げ鋼板の垂直面に密着させて載せることにより，折り曲げ部における床桁からの鉛直荷重の作用点が折り曲げ点(**図　3-31**)に近くなる．床桁と折り曲げ鋼板を密着させず，間隔を開けて床桁を配置させると，鉛直荷重の作用点が折り曲げ点から遠ざかり，折り曲げ部が下方に変形され床桁を支持できなくなる恐れがある．折り曲げ部は垂直面に対して90度の角度を取り，折り曲げ点は**図　3-32**に示す曲率半径R = 3～4 mm程度の曲線区間がある．床桁にはこの形状に合わせて角を削る加工を行っている．

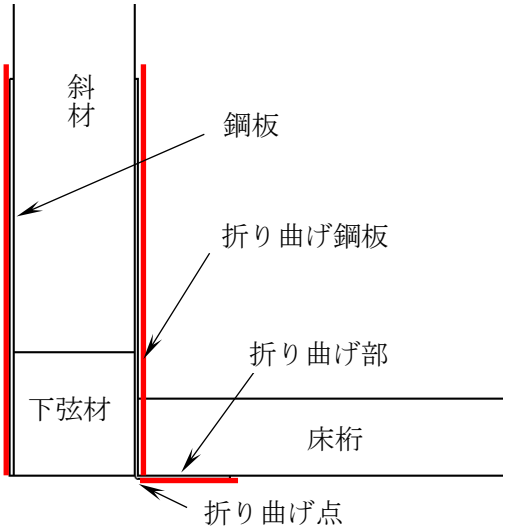


図 3-31　2023 年モデルにおける床桁の接合方法

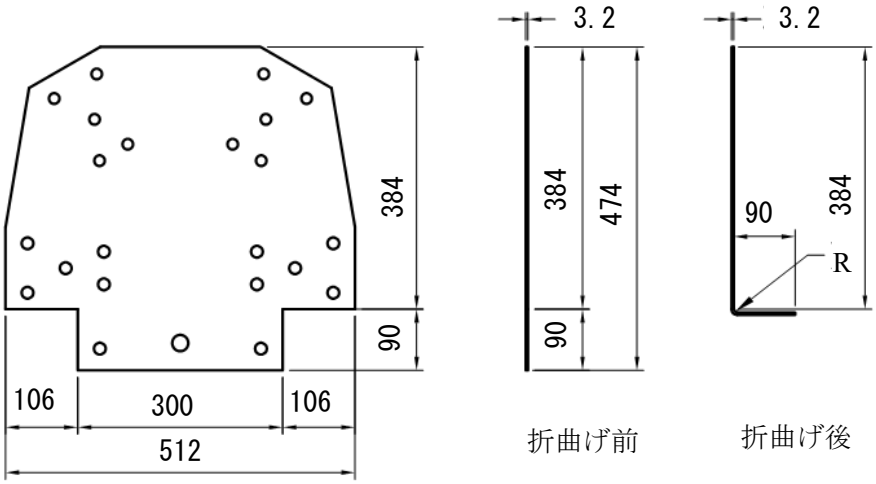


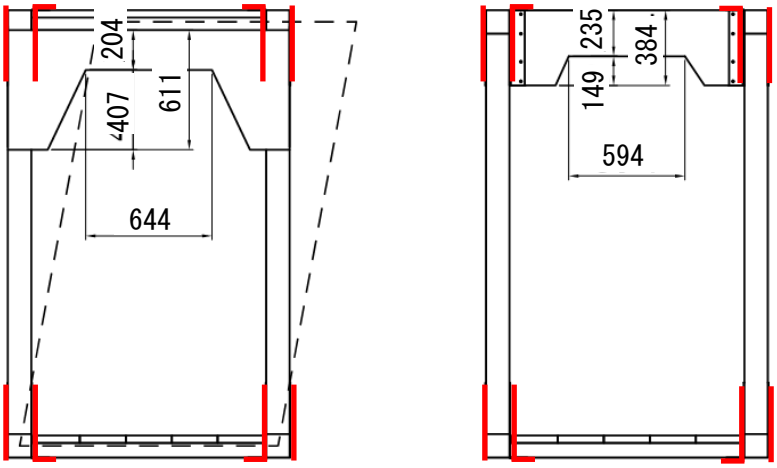
図 3-32　接合鋼板の折り曲げ

(c)　橋門構の接合

橋門構は図 3-33(a)の点線のような断面変形を防止する目的で，通常，橋の両端部(図 3-26(b)の点A, D)に設置されるが，本研究で開発するトラス橋では，中間部(図 3-26(b)の点B, C)にも小型の橋門構を設置する．これらの橋門構と，トラス材の接合鋼板を接合部1か所につき2枚用いる(図　3-33の赤線部)ことで，2019年モデルの課題であった橋軸直角方向の剛性向上を果たす．

端部及び中間部の橋門構にも床版と同じ道南スギによる2×10材を使用した．橋門構の高さ方向の寸法は，中間部橋門構が384 mm，端部橋門構が705 mmであるため，幅235 mmの2×10材を2～3枚接着して所定の寸法とした．接着剤にはエポキシ樹脂接着剤を使用した．なお，図 3-33(a)では，端部橋門構の高さが611 mmと表示されている．これは橋門構が斜材の方向に斜めに取り付けられているため，橋軸方向に投影した寸法が611 mmとなり，実際の高さは705 mmとなる．

写真 3-46は中間橋門構と上弦材及び斜材との接合部を表したものである．接合鋼板には，図 3-31と同様に外側には平鋼板，内側には折り曲げ部を有する鋼板を用いている．折り曲げ部を有する鋼板には，中間橋門構を接合するためにあらかじめ不等辺山形鋼(75×30×384, t = 3.2 mm)がエポキシ樹脂接着剤により一体化されている．この不等辺山形鋼には直径11 mmのボルト孔が4つ開けられ，中間橋門構はM10のボルトにより接合される．現地での接合作業を容易にするために，この不等辺山形鋼は中間橋門構の片側のみに配置している．



(a) 端部橋門構　　(b) 中間橋門構

図 3-33　橋軸直角方向の剛性向上対策

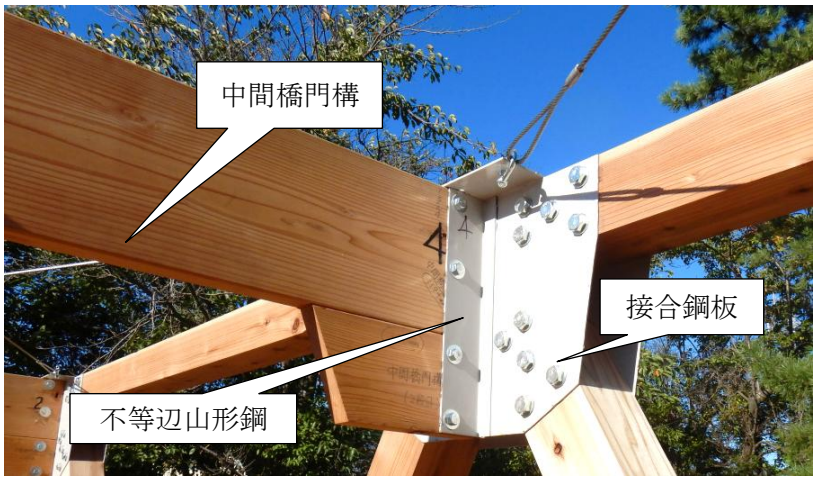


写真 3-46　中間橋門構とトラス材との結合

3.5.3　構造解析と接合部の耐力・座屈安全性

図 3-26で示す木製ワーレントラス（2023年モデル）を平面骨組構造にモデル化しFEMにより部材力を算定する．最大の部材力が発生する支間中央部において，接合部の耐力及び座屈強度を算出し，発生する部材力と比較する．接合部の耐力として，木材の引張耐力，接合鋼板の引張耐力，ボルトのせん断耐力，接合部の終局せん断耐力[7]，木材の集合型せん断破壊耐力[8]を検討する．

(a)　荷重と作用力

荷重は死荷重と活荷重及び雪荷重を考慮する．死荷重は木材(トラス部材，床版，橋門構)，鋼材(接合鋼板，ボルト，ナット等，床桁，ワイヤー，ターンバックル等金物類)を個別に計測した値から得るものとする．活荷重[22]は群集荷重3.5 kN/m^{2}を床版上に満載させて算出する．雪荷重[23]は単位体積重量を3.5 kN/m^{3}とし，北海道の道南地域の積雪分布[24]に基づき，床版上に1.6 mの雪が積もった状態を仮定する．**表 3-13**に本橋梁に作用させる荷重を示す．**表 3-14**は2010年モデル，2019年モデルの死荷重との比較である．2023年モデルでは，鋼材の重量が大幅に軽減されたことにより，死荷重が1トンを切るほどの軽量化を図ることができた．

表 3-13　荷重一覧表　[kN]

死荷重	木材	トラス部材	3.549
		橋門構	0.263
		床版	2.378
		その他の木材	0.029
		木材合計	6.220
	鋼材	接合鋼板	1.358
		ボルト・ナット	0.961
		横梁	0.436
		その他の鋼材	0.147
		鋼材合計	2.902
	死荷重合計		9.121
活荷重			41.125
雪荷重			65.800

表 3-14　死荷重の比較[kN]

	2010 年モデル	2019 年モデル	2023 年モデル
死荷重	15. 420	12. 244	9. 121

これらの荷重によりトラス部材に生じる軸力を静的骨組構造解析により算出した．載荷状態として「死荷重＋活荷重」および，積雪時を考慮した「死荷重＋雪荷重」を考慮した．解析の結果，支間中央部の下弦材で最大引張力を得た．接合鋼板の折り曲げ部(**図3-32**)には，「床桁・床版の死荷重＋活荷重」，「床桁・床版の死荷重＋雪荷重」の条件で載荷させ，折り曲げ部への作用力を求めた．これらの結果を**表3-15**に示す．

表 3-15　接合部への作用力[kN]

	死荷重＋活荷重	死荷重＋雪荷重
引張力の最大値（下弦材）	16.7	24.98
折り曲げ部への作用力	5.492	8.577

表 3-16　トラス部材の軸力の最大値[kN]

	死荷重＋活荷重	死荷重＋雪荷重
圧縮力の最大値	18.836（上弦材）	28.333（上弦材）
引張力の最大値	16.700（下弦材）	24.980（下弦材）

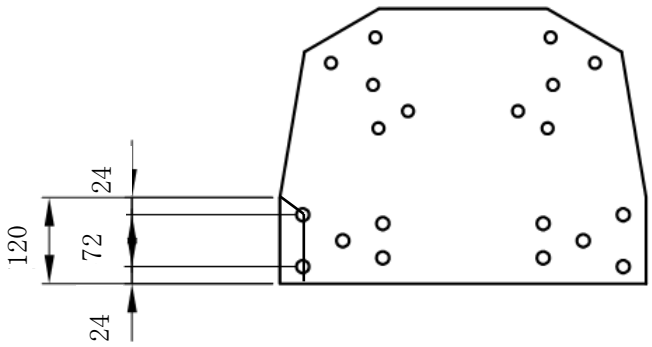


図 3-34　仮定する引張破断箇所

(b)　トラス部材の軸力

FEMによる平面骨組構造解析を行いトラス部材に生じる軸力を算出する．トラス材はピン接合としてモデル化した．荷重条件は，「死荷重＋活荷重」，「死荷重＋雪荷重」の2通りとした．解析の結果，軸力の最大値は支間中央部の上下弦材で発生し，表 3-16の通りとなった．

(c)　木材の引張耐力

トラス部材に用いたスギ材の引張強度と部材の純断面積の積を木材の引張耐力とする．トラス部材の断面は120×120 mm，ボルト孔の直径は18 mmであり，断面を通るボルトは2列としていることから，純断面積は1.008×10^4 mm^{2}となる．これより引張耐力は136.2 kNと算出される．

(d)　接合鋼板の引張強度

ボルト孔を通る引張破断線がいくつか考えられるが，ここでは，**図 3-34**のような2つのボルト孔の列の断面（トラス部材の引張力に対し直角の方向）で引張破断した場合を破壊と仮定する．鋼板の引張強度は，降伏応力235 N/mm^{2}を断面積に乗じて求める．厚さ3.2 mmの鋼板2枚で抵抗することを考慮し，鋼板の引張強度は126.3 kNと算出される．

(e)　ボルトのせん断耐力

トラス部材に生じる引張力は，接合部ではボルトにせん断力として伝達し，それらが鋼板に引張力として伝達される．使用する普通六角ボルトは強度区分4.8であるためSS400材と同等の強度がある．またvon Misesの降伏条件が成り立つと仮定すると，ボルトの降伏せん断応力τ_yは，136 N/mm^{2}となる．トラス部材の端部はM16のボルトを5本使用すること，また，接合鋼板を2枚使用するためせん断面が各ボルトで2か所となることを考慮し，ボルトのせん断耐力を求めると，213.5 kNとなる．

表 3-16の値を応力に換算すると，死荷重＋雪荷重が載荷された場合の作用力24.980kNは2.5N/mm^{2}となる．前項3. 4. 2において行ったボルト孔を有する木材引張試験の結果においてNor（2010年モデル）19.88kN，New（2023年モデル）24.46kNを得ている．応力に換算するとNor（2010年モデル）19.7N/mm^2，（2023年モデル）24.3N/mm^{2}へそれぞれ換算される．2010年モデルにおいても安全性は確保されているが[25]，2023年モデルへのボルト配置方法の改良により，更に強度が高く安全性が高まったといえる．

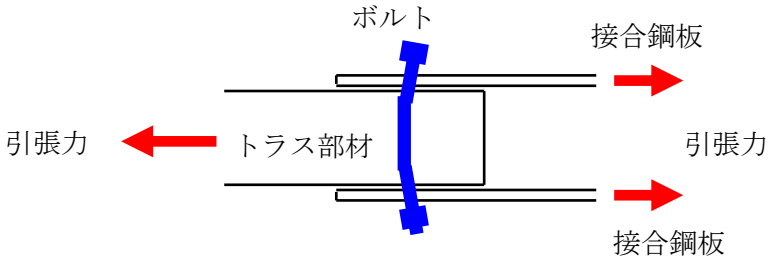


図 3-35 ボルトの曲げ降伏破壊

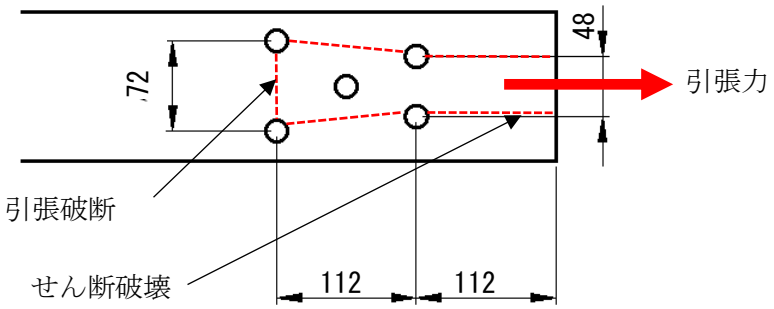


図 3-36　集合型せん断破壊

(f)　接合部の終局せん断耐力

接合部は，**図 3-35**のように1本の主材(幅＝120 mm)を2枚の鋼板(厚さ＝3.2 mm)で挟み，ボルトで締め付ける構造となっている．このような接合部では，ボルトは青色で示すような曲げ降伏による破壊が起こりうる[7]．ここでは2列2本のボルトが有効とみなして接合部の終局せん断耐力を求めると，135.2 kNが得られる．

(g)　木材の集合型せん断破壊耐力

ボルトを用いた接合部においては，部材軸方向のせん断面におけるせん断破壊と部材軸の直角方向の断面における引張破断が複合的に生じる**図 3-36**のような集合型せん断破壊に対する安全性を考慮する必要がある．図中赤い点線がせん断破壊線及び引張破断線であり，引張力により赤い点線で囲まれた木部材が引き抜けようとする破壊が集合型せん断破壊である．本橋梁の部材端部におけるせん断破壊面の面積及び引張破断面の面積を算出し，スギ材の引張強度＝13.5 N/mm^2，せん断強度＝1.8 N/mm^{2}を用いて集合型せん断破壊耐力を求めると，87.5 kNが得られる．

(h)　上弦材の座屈強度

上弦材は，部材長が2500 mmであり，両端ヒンジと仮定すると有効座屈長は部材長に等しく2500 mmである．また断面2次半径rは34.64 mm，細長比λは2500/36.64＝72.5となる．スギ材の圧縮強度＝17.7 N/mm^2，及び木質構造設計規準で示す計算法により座屈強度は146.6 kNと求まる．

(i)　軸力の最大値と耐力の比較

引張力に対する接合部の耐力は，(c)～(g)の通りとなり，圧縮力に対しては(h)で得られた強度を保持する．これらの強度に，木材には安全係数，基準化係数，荷重継続期間影響係数，含水率影響係数を考慮して1.43×0.8/3を乗じ[7]，鋼材には安全率を考慮して1/1.7を乗じた値を求める．それらを一覧にしたものが**表 3-17**である．一方，トラス部材に生じる軸力は**表 3-16**で示された値となっている．それらを比較すると，圧縮力の最大値は座屈強度を下回っており，引張力の最大値も全ての接合部の耐力を下回っている．

表 3-17　接合部の耐力と座屈強度[kN]

	項目	耐力	耐力(係数考慮)
引張	木材の引張耐力	136.2	51.9
	接合鋼板の引張耐力	126.3	74.3
	ボルトのせん断耐力	213.5	125.6
	接合部の終局せん断耐力	135.2	51.6
	集合型せん断破壊耐力	87.5	33.4
圧縮	座屈強度	146.6	55.9

3.4.3において接合鋼板の折り曲げ部の変形耐力確認のため載荷試験（**図 3-19**）を実施している．試験結果は**表 3-12**より最大荷重は87.69 kN以上を得ている．ここで2023年モデルで採用した床桁接合方法は，供試体T1（載荷版の桁端と密着している）と同一としている．一方，折り曲げ部への作用力は，**表 3-15**より「死荷重＋雪荷重」の荷重条件で8.577kNである．最大荷重が大幅に上回っているため安全と言える．

3.5.4　屋内架設実験

橋梁本体の架設をスムーズに行えるかは，各部材の寸法精度やボルト孔の位置の精度に依存する．このため屋外での架設に先立ち，トラス橋を確実に組み立てられることを検証する屋内架設実験を，2022年10月に函館高専体育館において実施した．架設作業は学生9名，技術職員2名，教員1名の計12名で行い，うち2名は監督役として作業には従事せず，10名が実際の作業に当たった．

(a) 架設工程

本橋梁を災害現場で架設するための工程は，**図 3-37**のフロー図のようになる．このうち，今回の屋内架設実験では「土台設置・下弦材のボルト接合」から「床版の設置」までの工程を検証する．橋のパーツや工具はあらかじめ体育館内に材料置場を設けて運び終えておく．災害現場では架設ヤードを設け，その中に材料等を置くスペースと橋本体を組み立てるスペースを設定すると想定し，それを体育館内で再現した．

橋の組み立ては，まず下弦材の接合を全長にわたって行い，その後支間中央部の斜材，中間橋門構，上弦材の順に接合する．作業者10名を5人ずつの2班に分け，2班がそれぞれ支間中央部から支点側へ向かってトラス材を接合していく．作業状況を**写真 3-47**に示す．ボルト締めは仮止めとし，全ての部材を接合した後，ボルトの本締めを行う．横構は，上横構，下横構とも格点同士をワイヤーロープでつなぐものとしている．ロープの両端は留め具によりリング状になっており，一方はシャックルを介して接合鋼板の折り曲げ部につなげられ，他方はターンバックルでつなげられる．ターンバックルの本締めはボルトの本締めと同じタイミングで行う．

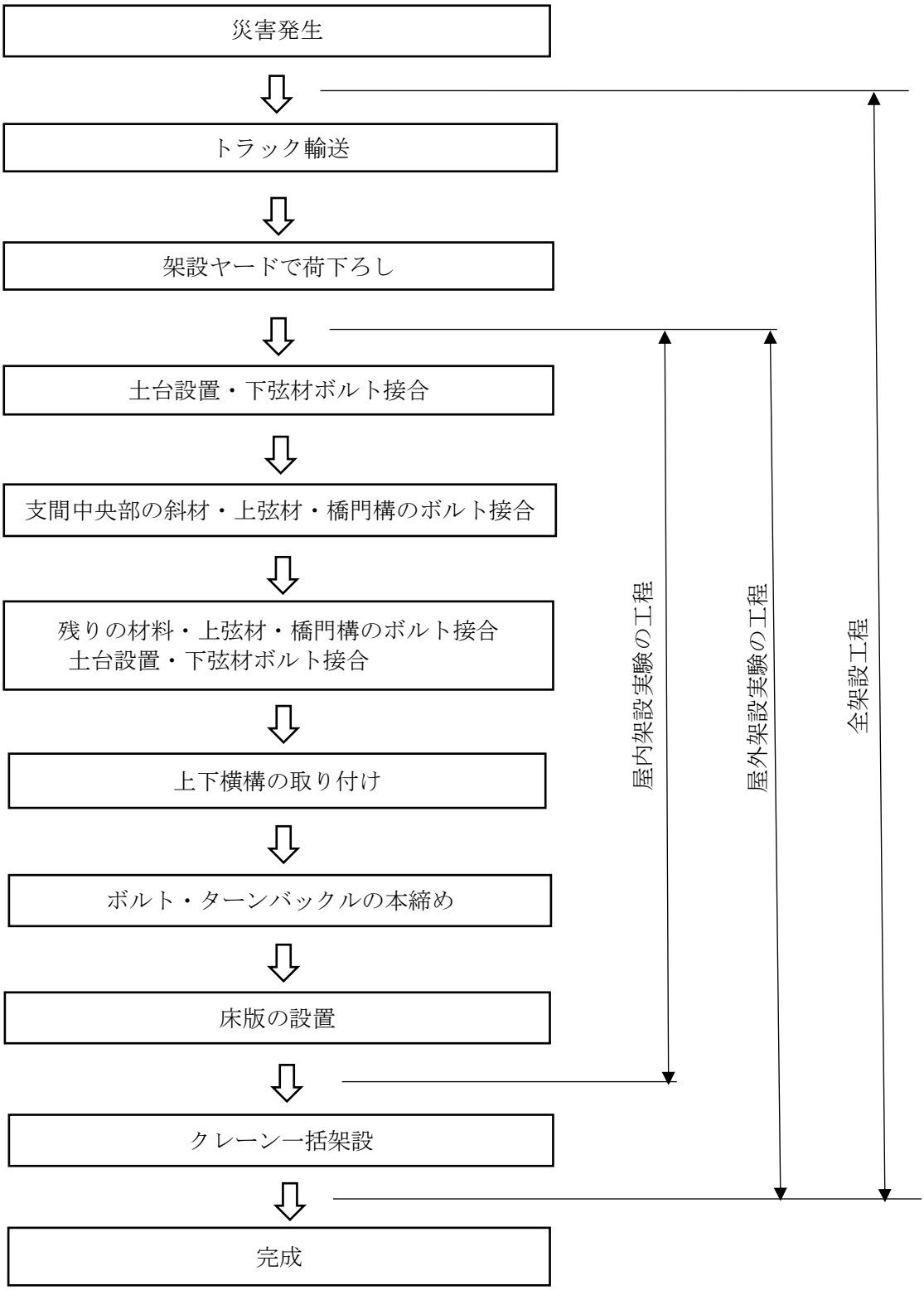

災害発生
トラック輸送
架設ヤードで荷下ろし
土台設置・下弦材ボルト接合
支間中央部の斜材・上弦材・橋門構のボルト接合
残りの材料・上弦材・橋門構のボルト接合
土台設置・下弦材ボルト接合
上下横構の取り付け
ボルト・ターンバックルの本締め
床版の設置
クレーン一括架設
完成
屋内架設実験の工程
屋外架設実験の工程
全架設工程

図 3-37　架設工程

写真 3-47　屋内での組み立て作業

(b)　架設時間と作業性

屋内での一連の作業について時間計測を行った(**表 3-18**)．作業完了(床版設置完了時)までの時間は2時間21分であった．表には2019年に実施した2×8材を用いたトラス橋の屋外架設の時間も併記している．ただし，個々の作業時間は計測していない．2019年の実験では，架設時間は4時間であったことから，本研究は大幅な時間短縮となった．時間短縮の要因は，本実験ではパーツ重量が軽減され持ち運びやボルト孔の位置合わせが容易であったこと，上横構として2019年の実験では木材を使用しボルト締めにかなりの時間を費やしたが，本研究ではワイヤーロープを使用して短時間で締め付けができたことが挙げられる．

作業性については，部材のボルト孔への位置合わせとボルト締めがほとんどの単純作業であり，パーツの種類も少ないため，未経験者でも容易に組み立てられる．ボルト締めは電動工具を使用せず，スパナにより行うが，本締めではナットとボルトが供回りするため，両手で締め付けるか2人がかりで締め付ける必要がある．

接合鋼板とトラス材に開けられたボルト孔の直径は18 mmであり，M16のボルトに対して2 mmの余裕があるが，ボルトを貫通させることが困難な箇所があった．これはボルト孔の端距離が所定の寸法より3 mmほど長いことが原因であった．しかし，組み立て途中の橋をてこで上下に微調整しながらボルト孔の位置合わせ行う等の対処を行ったため，それによる時間ロスはわずかであった．

工程の最後である床版の設置を経て橋が完成する．完成時の状況を**写真 3-48**に示す．完成後，支間中央部の斜材に橋軸直角方向へ人力加振を試みたが，振動はほとんど発生しなかった．橋軸直角方向の剛性が非常に高いと推定でき，端部及び中間部の橋門構と，接合部1か所につき2枚用いた接合鋼板の効果が発揮されたと考えられる．

表 3-18　架設時間

作業内容	2019 年	2023 年	2023 年
	屋外実験	屋内実験	屋外実験
土台設置	－	1 分	1 分
下弦材のボルト接合	－	32 分	49 分
斜材・上弦材・橋門構のボルト接合	－	81 分	65 分
ボルトの本締め・横構取り付け	－	24 分	53 分
床版の設置	－	3 分	5 分
小計時間	4 時間	2 時間 21 分	2 時間 53 分
クレーン一括架設	30 分	－	15 分
合計時間	4 時間 30 分	－	3 時間 8 分

写真 3-48　屋内での完成写真

3.5.5　屋外架設実験

函館高専構内に災害地を想定した架設地点及びヤードを設定し，架設実験を2023年9月に実施した．架設地点は正面玄関前の草地とし，ヤードは草地に隣接するアスファルト舗装路面とした．**写真 3-49**にそれらの位置関係を示す．ヤードとした路面は白線が引かれた導流帯と，一部は車が通行可能な車線が含まれているが，実験中は通行止めの規制を行い車の侵入を防いだ．架設工程は**図 3-37**に示した「屋外架設実験の工程」の通りとした．

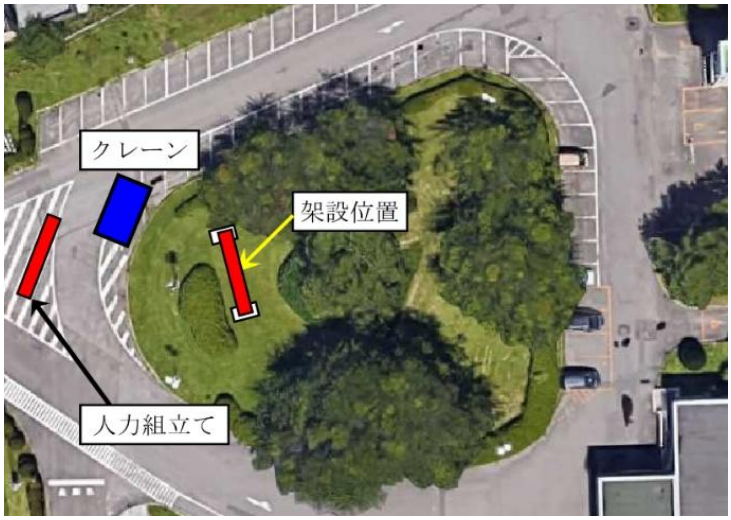


写真 3-49　屋外架設実験の位置関係

(a)　準備作業

今回の架設実験では，架設完了後すぐに解体せず，当分の間そのまま展示し，在学生や来訪者が自由に見学し歩いて渡れるようにする．このため耐久性を確保する必要があり，接合鋼板には防錆のための塗装を行い，木部材には防腐剤を塗布した．ボルトナットにはユニクロメッキの表面処理したものを使用した．防腐剤には大阪ガスケミカル(株)製「キシラモン3W」[26]を採用した．

架設地点には雑草対策として防草シートと人工芝を敷設した．

(b)　トラス橋の人力組み立て

組み立てに携わった人員は，屋内架設実験と同様に学生9名教職員3名の計12名とした．うち2名は監督役となり10名が作業に従事した．2022年の屋内架設実験を経験したのは3名の教職員のみで，学生は全員が今回初めて組み立て作業を行う．作業手順は屋内架設実験と同一とし，使用工具はスパナのみとした．

屋内架設実験においてボルトを貫通させることが困難なトラス部材に対し，この部材の端部をあらかじめカットしてから組み立てを行った．このため今回の屋外実験では，ボルトを貫通させる作業はほとんどの部材でスムーズに進められた．

写真 3-50はヤードと想定した路面上で組み立て作業を行っている状況を示している．作業中の天候は雨であった．雨天での作業は以下の点で作業効率が低下した．

① 濡れた軍手でのスパナやボルトの手作業は滑りやすく作業時間に影響した．
② 上弦材のボルト接合作業では，上を向くため顔に雨粒がかかり，視界が悪い中での作業となった．
③ 作業服がびしょ濡れになり，体を動かしにくく不快な状態で作業した．

路面上での土台設置から床版の設置までの合計作業時間は2時間53分となり屋内架設実験より約30分超過した．各工程の作業時間は**表 3-18**の通りである．屋内架設実験と比較すると，ボルトの本締め・横構取り付けの工程で約30分増大していることが分かる．これはボルト締めやターンバックルの回転が雨によりスムーズに作業できなかったためである．

写真 3-50　屋外での組み立て作業

(c)　クレーン一括架設

クレーンの中心位置から架設地点まで距離があるため，すなわちクレーンの作業半径が大きいため吊り上げ能力の大きい25tラフテレーンクレーンにより架設した．吊り上げは，上弦材中間部の接合鋼板の下に角材を橋軸直角方向に通し，この角材に吊りロープを取り付けて行った．**写真 3-51**に吊り上げている状況を示す．

架設地点にはあらかじめ設置したRC橋台があり，橋台に埋め込まれたアンカーボルトで固定されるようトラス橋を着地させる．橋台の上にはゴム支承を設置している．吊り上げ準備段階からクレーン架設後のアンカーボルト固定までの経過時間は15分であった．ヤードでの人力組み立てが2時間53分であったためトータルの架設時間は3時間8分である．クレーン一括架設は架設用の足場が不要で架設時間も短くて済むため緊急仮設橋の施工に適している．作業半径を短くできる状況であれば小回りの利く13tラフテレーンクレーンを使用することもでき，災害現場までのルートが狭い場合等への適用性も向上する．

写真 3-51　クレーン一括架設

3.6　第３章のまとめ

本章では，2009年より，木材による緊急仮設橋としてワーレントラス橋に着目し，その施工性について検証を行った．ワーレントラス橋はプラットトラスと異なり垂直材がないため部材が節約でき，安価で軽量となる．スプルース材を用いた2009年モデル，ツーバイエイト材を用いた2019年モデル，更にスギ材を用いた2023年モデルと改良を重ね，軽量で短時間架設が可能な木製緊急仮設橋を開発することに成功した．

3.2節では，トラス部材に120×120㎜のスプルースを使用し，支間長10m，幅員1.2mを有する緊急仮設橋（2010年モデル）の開発について述べた．

接合部には溶接加工した接合鋼板を使用し，普通六角ボルトを用いるボルト接合を採用した．2009年12月に屋内試験施工（仮組），翌年2010年1月に屋外架設実験を行い架設時間と作業性を検証した．屋内仮組実験では従事者計10名で約4時間半を要した．以下の課題が明らかになった．

① 連結金物の重量は重いもので167N（17kgf）あり，高所作業に難があった．
② 部材・組立精度により，接合鋼板・ボルトの挿入がしづらい，床版部材が設計本数入らないの不具合があった．
③ 橋軸直角方向の変形が生じやすい．

屋外架設実験では，橋門構を設置し橋軸直角方向の剛性を向上させ，架設はトラスを1面ずつ組み立て，クレーンにより橋台へ架設とした．従事者は15名，架設時間は4時間半であった．

本橋梁を完成後5年経過時に函館高専構内から八雲町の登山道に移設し，供用を開始した．移設に先立ち，部材診断を行い床版部材と横梁の交換，ずれ止め構造の改良を行い他の部材は防腐処理を施し，再利用した．2015年に解体，現地に輸送し架設を行った．架設ヤードで全体を組み上げ，クレーンによる一括架設を行った．建設会社従業員7名により，時間は4時間で完了した．移設後6年後，10年後に健全度調査を行い，良好な状態であることを確認した．

3.3節では，2010年モデルを改良し，軽量化を図った木製ワーレントラス橋（2019年モデル）について述べた．2019年モデルでは2×8材及び2×4材をトラス部材として採用し，鋼板を2枚の2×8材で挟みボルト接合することによって，部材を接合する方法とした．

2019年10月に屋内試験施工（仮組）を行い，従事者11名で4時間の作業時間であった．2010年モデルで課題であった連結鋼板の重量は半分以下とし，全体重量で2010年モデルが15.420kNだったのに対して，12.24kNと軽減されている．課題として重量に関するものはないが，橋軸直角方向の剛性の不足と端部から片押しして組み立て作業を行ったため終点側で締付ボルトが入らないなどの不具合が出された．2019年12月に行われた屋外架設実験では新たな橋門構の追加と組立手順を支間中央から端部へ進む方法に変え，課題を解決した．架設方法は，地上で全体を組み上げ，クレーンによる一括架設とした．従事者は12名で作業時間は4時間半であった．さらに静的載荷実験を行い，本木製橋梁がトラス橋として挙動していることを確認した．

3.4節では集合型せん断破壊強度を高めるボルト配置法を考慮し，引張試験により強度確認を行った．また接合鋼板を改良し折り曲げによる構造の合理化を行った．この折り曲げ鋼板についても，載荷試験を実施し十分な強度を有していることを確認した．

3.5節では，ボルト配置の改良，折り曲げ鋼板の適用を行った2023年モデルについて述べた．トラス部材接合部は，トラス部材を2枚の接合鋼板でボルト締めし，内1枚は折り曲げ部を有する．この折り曲げ部に床桁を接合し，溶接箇所を設けないものとする．この改良により2010年のモデルの溶接ひずみに対する改善と2019年のモデルの振動が起きやすいことに対する改善を同時に果たした．屋内架設実験は2022年10月に行い，従事者は10名，作業時間は2時間21分であった．屋外架設実験は従事者10名で作業を行った．降雨の影響もあり屋内実験よりも30分ほど超過したが，作業時間3時間8分で完了した．全体重量は2019年モデルよりさらに軽量化し9.121kN（931kgf）となった．

第 3 章の参考文献

1）平沢秀之，吉田朋哉，戸沼淳，佐藤哲也，渡辺浩：木材のカスケード利用に適したトラス橋の実証実験，木材利用研究論文報告集 9，土木学会木材工学特別委員会, pp.112-119, 2010.

2）戸沼淳，平沢秀之，渡辺浩，吉田朋哉，佐藤哲也：架設・解体が容易な木製トラス橋の実証実験，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM），共通セッション, CS5-006, 2010,9.

3）Hideyuki Hirasawa, Tomoya Yoshida, Jun Tonuma, Tetsuya Sato and Hiroshi Watanabe : "TIMBER TRUSS BRIDGE FOR CASCADE USE", Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering, Conference Proceedings，2012.6.

4）土木学会鋼構造委員会木橋技術小委員会：木橋技術の手引き 2005, 2005.

5）日本道路協会：道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説，丸善, 2002.

6）日本道路協会：道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説，丸善, 2014.

7）日本建築学会：木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－, 2006.

8）平沢秀之，戸沼淳，小澤暁栄，藤田好彦：応急橋として開発した木製トラス橋の施工性について，土木学会北海道支部論文報告集第72号, A-36, 2016,1.

9）平沢秀之，戸沼淳：「架設後5年経過した木製トラス橋の移設」，土木学会第71回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-065, 2016,9.

10）木橋技術協会：木橋の点検マニュアル第 2 版, 2011.

11）日本林道協会・木橋技術協会：木橋定期点検要領（Version2），2022.8.

12）平沢秀之，池田一喜，戸沼淳：流通材を用いた災害復旧用木製トラス橋の製作と架設，第 70 回日本木材学会大会研究発表要旨集，H17-P1-13，2020,3.

13）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：ツーバイエイト材を使用した木製トラス橋の開発，土木学会第 75 回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-188, 2020,9.

14）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼 淳：2×8 材を用いた木製トラス橋の架設実験と載荷実験，木材工学研究発表会講演概要集 20, pp.29-35, 2021,8.

15）日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，2003.

16）農林水産省大臣官房統計部生産流通消費統計課：木材価格統計調査，確報(統計表一覧)，調査結果の概要(木材価格の動向)，https://www.maff.go.jp/j/tokei/kouhyou/mokuryu/kakaku/index.html.2021.10.9 取得.

17）WEB 産業新聞：国内価格，https://www.japanmetal.com/memberwel/marketprice 2021.10.9 取得.

18）平沢秀之，吉田朋哉，戸沼淳，佐藤哲也，渡辺浩：木材のカスケード利用に適したトラス橋の実証実験，木材利用研究論文報告集 9，土木学会木材工学特別委員会, pp.112-119, 2010.

19）戸沼淳，平沢秀之，菊池幸恵：木製ワーレントラス橋接合部の強度に関する実験的研究，構造工学論文集, Vol.71A，2025.

20）戸沼淳，平沢秀之，菊池幸恵，輕米晃汰：シンプルで組立が容易な木製トラス橋の開発，土木学会論文集，Vol.81，No.28，24-28002，2025.

21）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：ツーバイ材による災害復旧用木製トラス橋の架設実験と載荷実験，土木学会論文集 E2，77 巻 5 号，I_22-I_30，2022.

22）平沢秀之，戸沼淳，小澤暁栄，藤田好彦，渡辺浩，鈴木譲：応急橋に適した木製トラス橋の開発とリユース，構造工学論文集, Vol.62A, 16-6, 2016.

23）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I共通編, 2017.

24）増田久夫：北海道積雪分布図，新技術情報，No. 6，林業試験場北海道支場, 1983.

25）戸沼淳，平沢秀之，菊池幸恵，輕米晃汰：軽量でシンプルな木製緊急仮設橋の開発，木材工学研究発表会講演概要集 23, pp.82-91, 2024.8.

26）https://www.shiroari-kujyo.jp/products/xylamon/02.html，2021.10 取得.

第　４　章

急速施工を可能とする折り畳み式木製ハウトラス橋の開発

4.1　概説

第3章では災害時の緊急仮設用に適した木製ワーレントラス橋の開発について論じた．組み立ては人力で行うことができ，半日以内の短時間で完成することを示した．本章では，組み立て時間のより一層の短時間化を目指し，より早期に人命救助，物資輸送を行うことを目的に新たな橋梁形式「折り畳み式橋梁」を提案する．折り畳み式橋梁は自衛隊が保有する軍事用橋梁[1]に実例が見られる他，広島大学の研究グループが開発したアルミニウム製の緊急仮設橋[2]が見られる程度で，研究開発が活発に広く実施されていない状況である．本研究は災害用に特化させ，軽量で加工が容易な木材を活用した折り畳み式木橋を開発し，実用に適するかの検討を行うものである．

橋梁を折り畳み式にすることにより架設時間を短縮化できる効果が期待できる．現地で架設する際，基本的には折り畳まれた構造を展開し，橋構造を成立させれば良く，従来の橋梁のように多数の部材を連結する工程が不要となる．材料に木材を使用すれば軽量なため展開の操作が人力で可能となると予想される．また橋梁を折り畳み式にすることによりコンパクトになり，トラックでの運搬が容易となる．トラックへの積み込み，トラックからの積み降ろしも大幅な時間短縮化を果たすことができると期待できる．

本章ではまず，折り畳みのメカニカルな機構について論じる．折り畳み回転軸の取り方及び折り畳んだ際の部材の収まりに関して，提案する構造が優れていることを示す．次に模型を試作し，模型による折り畳み―展開の動作確認について明らかにする．5分の1スケール模型ではシザーズ構造による折り畳み―展開，2分の1スケール模型では，平滑面上でスライドさせて折り畳み―展開の動作を行う．更に2分の1スケール模型を用いて荷重載荷実験を実施し，性能の確認も行っている．

実物大スケールのモデルも制作し，人力による折り畳み―展開の操作が可能であるか検証している．模型実験では折り畳みのための回転用部材（＝ヒンジ）として既製の蝶番を使用し，実物大モデルにおいても既製の蝶番を適用したが，接合部構造の合理化を図るために，新たな蝶番の開発を試みる．この新蝶番の耐荷力の実験結果についても論じる．

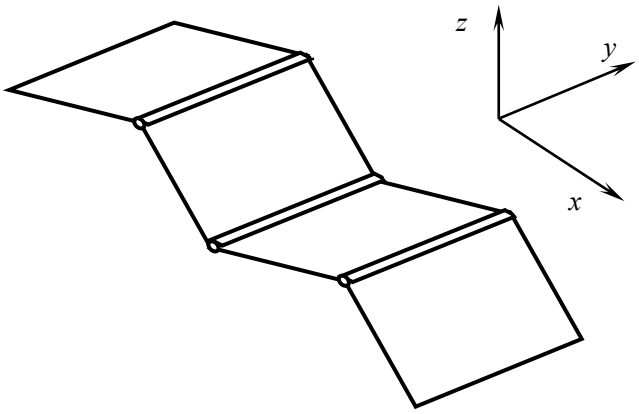
4.2　折り畳み構造システム

4.2.1　折り畳み方向

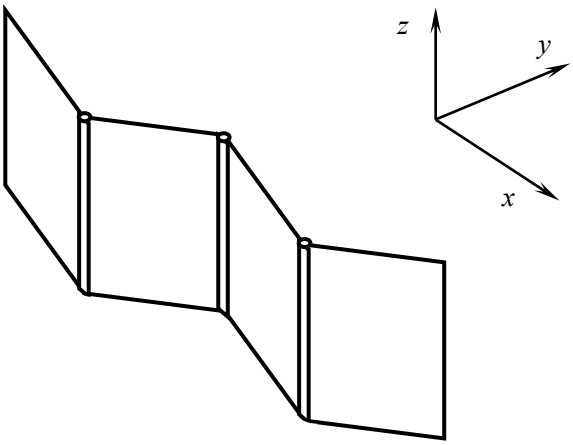
橋軸方向をx 軸，幅員方向をy 軸，鉛直方向をz 軸とおく．橋梁構造物は橋軸方向寸法が大きな構造物であるため，折り畳み回転軸をy軸またはz軸とすることにより，折り畳んだ際にコンパクト化が可能となる．回転軸をx軸に取ると，折り畳んでも桁長のサイズは短くならない．

図 4-1は，これらの折り畳みの回転軸を表したものである．**図 4-1(a)**は床版を折り畳む場合には適した方法と考えられるが，主桁やトラス主構を展開する場合は，最も展開させた場合（伸ばした場合），桁高または主構高がほとんどゼロになってしまう．このため，完全に伸ばし切る前の状態で，完成時の橋梁構造体としなければならない．参考文献2,3)の仮設橋モデルは，**図 4.1(a)**のタイプであり，主構高を確保しながらx 軸方向に展開させている．

一方，**図4-1(b)**は折り畳みまたは展開の途中において，桁高または主構高は不変であり，完全に伸ばし切った状態が力学的にも橋梁構造物として適している．折り畳めばx軸方向長さを非常に小さくすることができ，運搬の際に都合が良い．以上より折り畳みの方法として**図 4-1(b)**を採用する．



(a)　折り畳み回転軸を y 軸に取った場合



(b)　折り畳み回転軸を z 軸に取った場合

図 4-1　折り畳み方向

4.2.2　折り畳み後の収納状態

折り畳み後の橋梁をコンパクトにするためには，構造部材の配置を考慮することが重要である．折り畳み時に構造部材が他の部材と干渉しないようにする必要がある．ここでトラス橋の両下弦材の間に横梁を配置する例を図 4-2 に示す[4]．
Step1 では展開状態，Step2 は折り畳み状態に向かう途中の状態，Step3 で完全に折り畳まれた状態におけるトラス橋部材の平面図を示している．二重円は，下弦材と横梁，または 2 つの下弦材間のヒンジを示している．図 4-2(a)は横梁が 2 通りの連絡方法により下弦材にヒンジ接合されている．いずれの場合も Step3 に示す横梁が下弦材から外側に突出している状態に注意する必要がある．この突出幅は横梁の幅と同じである．この折り畳み状態では横梁の存在により折り畳み後の橋梁のコンパクト化が阻害される．

一方，図 4－2(b)は横梁の下弦材のヒンジ接合位置を変更しており，Step3 では横梁が突出していない．この変更は，折り畳み後の橋梁のコンパクト化に大きな効果をもたらす．本研究では，横梁と下弦材の接合形式として Type-B を採用する．

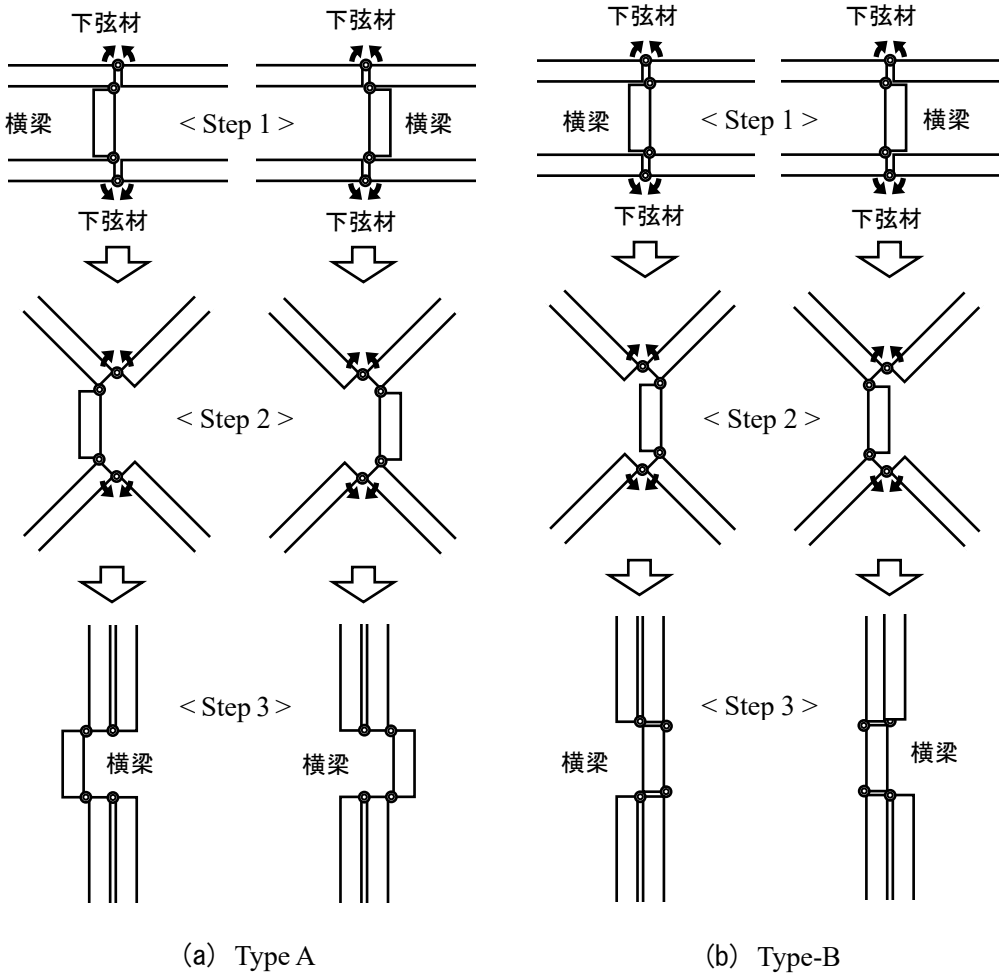


図 4-2　折り畳みを考慮した部材配置 [4)]

4.2.3　5 分の 1 スケールモデルの試作

図 4-3は本研究で試作した5分の1スケールの模型概略図である[15)]．ここでは実物大の支間長を12m程度と想定している．橋梁本体は24mm角の製材を用いたハウトラス構造であり，左端部は固定端を形成するため大型の三角形フレームとカウンターウエイト（157N（16 kgf）の重り）から成る．部材断面については，ここでは折り畳み―展開の動作に着目しているため，強度面から断面寸法を決定しておらず，材料の価格と製作性に基づいて決定した．三角フレームとトラス橋本体はボルト接合され，容易に取り外すことができる．トラスは上弦材・下弦材・垂直材・斜材から構成される1パネル（縦400 mm，横400 mm）が，橋軸方向に6パネル連結される．これらのパネルどうしは金属製の蝶番（縦76×横41×板厚1 mm）で連結されており，折り畳むことができる．平面図において◎で示した箇所が蝶番の取り付け箇所である．固定端三角フレームを除く橋梁本体の重量は89 N（9kgf）である．

図 4-3の側面図は展開後の状態を示したもので，左端が固定端，右端が自由端となる片持ち状態になっている．架設時はこの状態の後に自由端を地面に接地させ，両端が支持される．ハウトラス形式は，片持ちの状態では必ずしも全ての斜材が圧縮材とはならないものの，両端支持の状態であれば木製トラス橋には適した構造である．

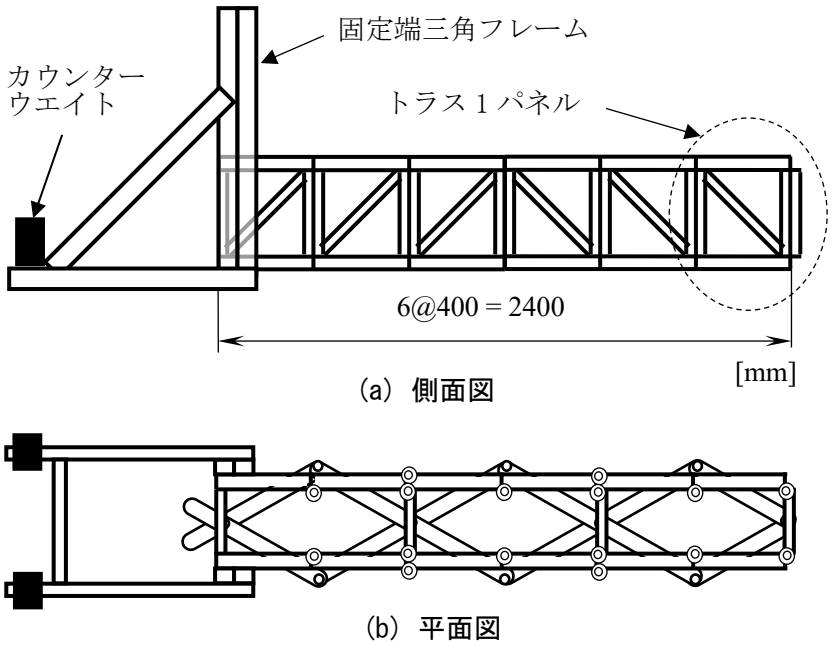


図 4-3　折り畳み式組仮設橋の模型概略図

(a) 展開機構

図 4-3の平面図に示すように，下弦材の下部にはシザーズ構造が取り付けられ，左端部の操作により伸縮動作を行うことができる．シザーズの棒の端部どうしはϕ5のピンで結合されている．シザーズの棒の中央部および両端部はピン結合されていると同時にトラス橋の横梁ともピン結合されている．したがって，トラスの伸縮動作は，シザーズから横梁を通じて橋軸方向の力が伝達されてなされる仕組みとなっている[5-7]．

このシザーズ構造の詳細図を図 4-4に示す．シザーズは40×5 mmの断面を有するヒノキ材である．ピン結合部を中心とする円周に沿って回転運動させると，容易にx方向に伸びていく．これまでの実験で，手動で端部Aを操作することによりトラス構造の伸縮が可能であることが実証されている．しかし実物大スケールでは，一人の力でこの操作をすることは困難であると想定される．そこで本研究では，歯車を組み合わせてギヤボックスを構成し，回転運動をギヤに与えてその動きをシザーズの伸縮に利用することを考案した．

使用するギアとしてウォームギヤとウォームホイールを採用する．ウォームホイールは設置場所のスペース及び作業性の面から直径123 mmのものが適切と判断し採用した．また，強力な回転力を得るためにウォームギヤの歯数は120とした．図 4-4に示すシザーズ端部Aを短くカットし，回転の中心を一致させながらウォームホイールを取り付ける．このウォームホイールを回転させるためのウォームギヤを噛み合わせ，その回転軸の端部には手動で回転させるためのハンドルを取り付ける．

ウォームホイールは2枚重ねて設置し，互いに逆回転できる仕組みとなっている．それぞれにシザーズの端部が固定される．写真 4-1にウォームギヤとウォームホイールを設置した状態を示す．ウォームギヤは2軸となっていて，平歯車を介して1軸を回転させると他方の軸が逆回転する．この回転がそれぞれのウォームホイールに伝達され，シザーズを伸縮させる．図 4-5にウォームホイールからシザーズへの力の伝達の状況を示す．シザーズを回転させようとすると，橋梁本体の死荷重や蝶番の摩擦による抵抗力があるため，それに打ち勝つ回転力をウォームホイールに与えなければならない．そのためにウォームギヤを回転させて，強力に回転力をウォームホイールに伝達させる．

ウォームギヤを回転させると，ウォームホイールに回転を生じさせる．一方，ウォームホイールを回転させてウォームギヤに回転を伝達させることはギヤの構造上不可能である．すなわち，ウォームギヤがウォームホイールの回転を妨げている．このことは，トラス構造本体に外力（自重や風荷重など）が作用して勝手に伸縮しようとする動きを抑制する効果があり，安全な架設を行う上で有効である．

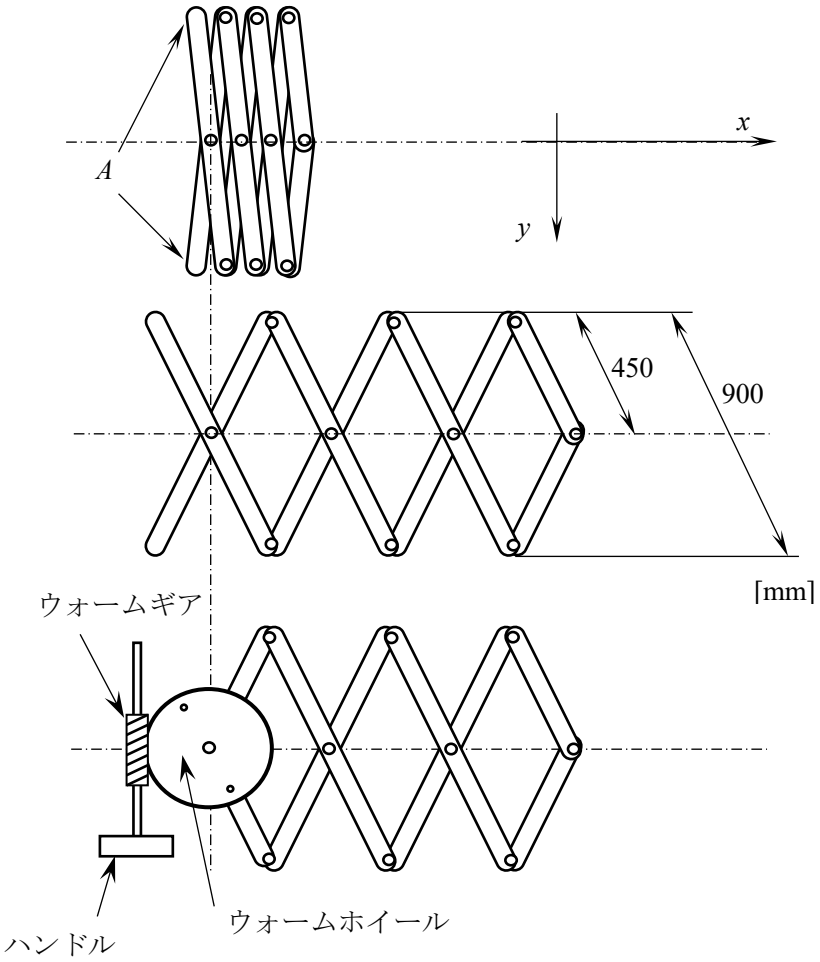
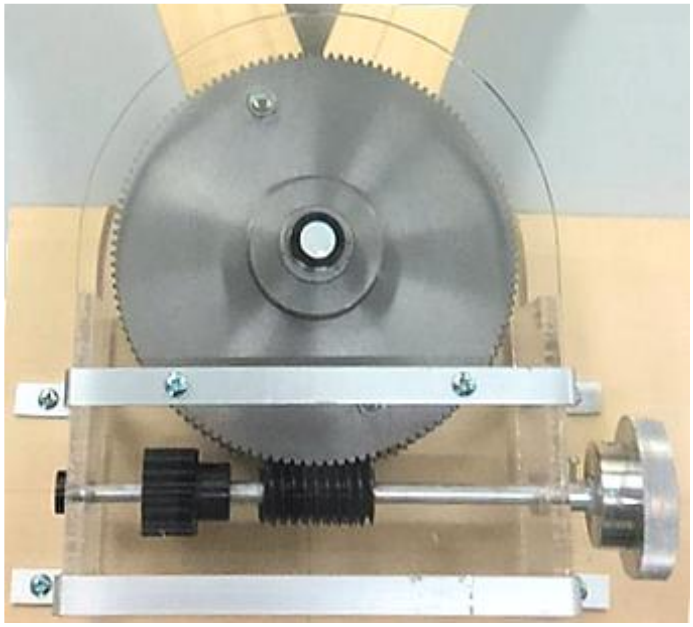
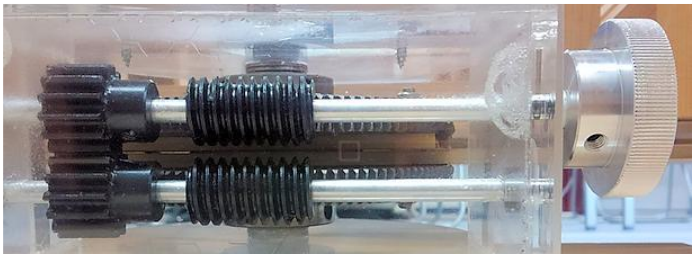


図 4-4　シザーズ構造



（a）平面図



（b）正面図

写真 4-1　ウォームギヤとウォームホイール

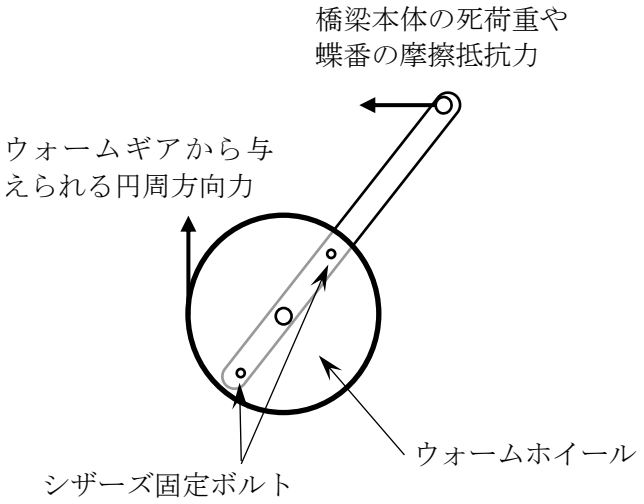


図 4-5　シザーズへの力の伝達

写真 4-2　ギヤの動きとシザーズの展開

(b) 展開実験

ウォームギヤ，ウォームホイール，平歯車，ハンドルから成るギヤボックスをトラス橋本体に取り付け，手動による回転を与えてトラス橋の展開動作の確認を行なった．**写真 4-2**は固定端側から自由端の方向へ見た状況を表している．手前側にギヤボックスがあり，ギヤボックスの右側に取り付けたハンドルを回すことにより，シザーズの角度が変化する．

写真 4-3は展開実験の状況を表したものである．写真の右側に固定端となる大型三角フレームが設置されている．シザーズはトラス下弦材の下部に取り付けられているが，下弦材と床の間は100 mm程度の隙間があり，伸縮動作はスムーズである．

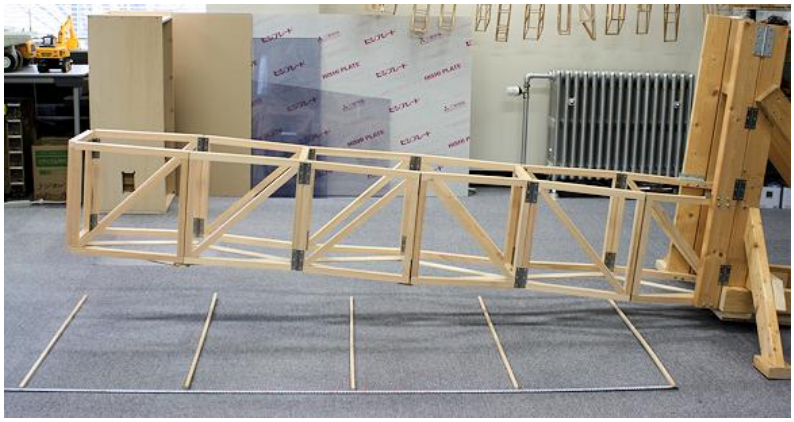
展開前は橋軸方向に約200 mm程度のコンパクトな状態で折り畳まれている．この状態からハンドルを回転させる．「(b) **展開中**」の写真はハウトラス構造の全長の1/2まで展開した状況である．この位置まで伸ばすにはハンドルを約8回転させる必要がある．「(c) **展開完了**」にはハンドルを21回転して到達させることができた．

展開の方向は，写真の通りやや上向きとなっているため，自重のためハンドルを回すのに多少の力を要するが，休まず連続的に回し続けることができた．3回の展開実験で，展開時間は平均99秒となった．一方，完全に伸びた状態から折り畳む操作も3回実施し，完全に折り畳まれた状態に達するまでの時間を計測したところ，平均15秒となった．これは，展開時

とは逆に自重による力が折り畳む方向に作用しているため，ハンドルを回す手の力が小さくて済んだためである．しかしながら，その自重による作用のみでトラス構造が折り畳むことはない．

(a) 展開前

(b) 展開中

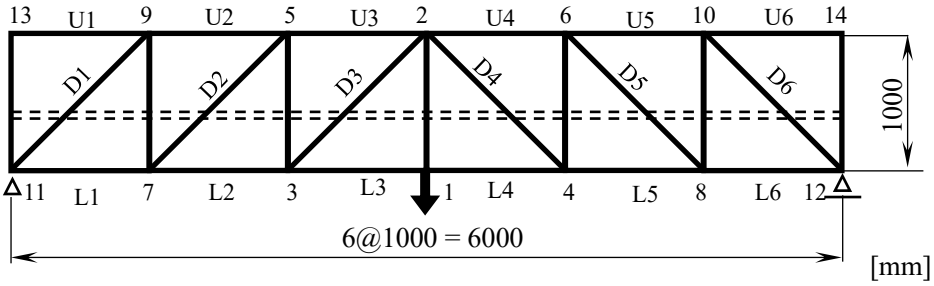


(c) 展開完了

写真 4-3　展開実験

4.2.4　2分の1スケールモデルの試作

人が実際に歩行できるサイズで，且つ屋内で実験を行うことのできる2分の1スケールの模型を試作した[8),9)]．実物大に対して2分の1の縮尺を想定した模型であるが，幅員が600 mmあるため人が歩行することが可能である．歩行者のためには床版の位置を下方にすることが望ましいが，左右のトラス同士の連結を考慮し，更にポニートラスになることを避けるため，**図 4-6**のような中路形式とした．支持条件は，**図 4-6**の支点位置に幅100 mmのH鋼を置き，H鋼の上フランジの面で供試体の下弦材端部下面を支持する方式とした．



U1-U6, D1-D6, L1-L6：部材名　　1-14：節点番号

図 4-6　実験供試体概略図

図 4-7はその側面図を表している．格間長1000 mm，支間長6000 mmを有するハウトラスモデルであり，トラス部材は60 mm角のスギを使用している．1トラスパネルは**写真 4-4**のような正方形パネルとなっており，部材接合部は木材同士を木工用接着剤で接着し，更に1.5 mm厚のアルミ板を木ねじで固定している．

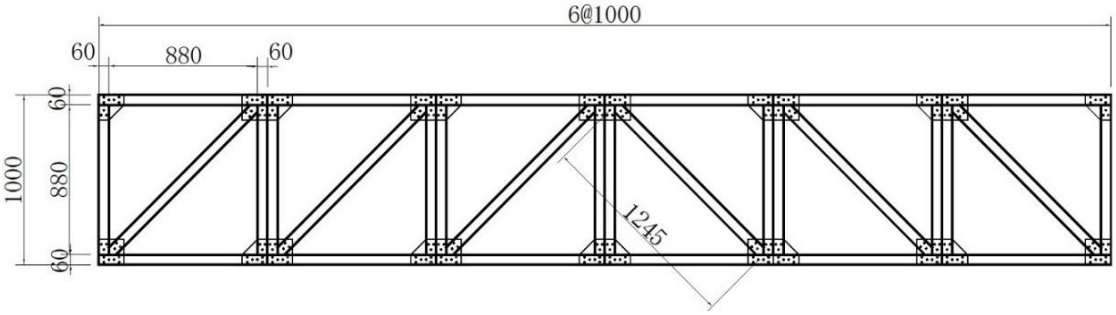


図 4-7　2分の1スケールモデル

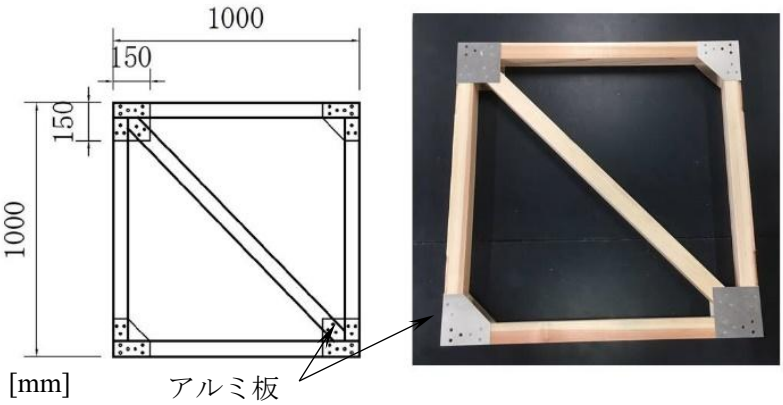


写真 4-4　トラスパネル

部材接合部の詳細を**写真4-5**に示す．接合用アルミ板は，垂直材と上弦材または下弦材，及び斜材を接合するために使用している．トラスパネル同士の連結には，蝶番と補強鋼板を使用している．蝶番は垂直材の上下にそれぞれ1枚使用し，接合用アルミ板と重ならない位置に木ねじで固定している．なお，蝶番は横桁と主構を連結するためにも使用している．

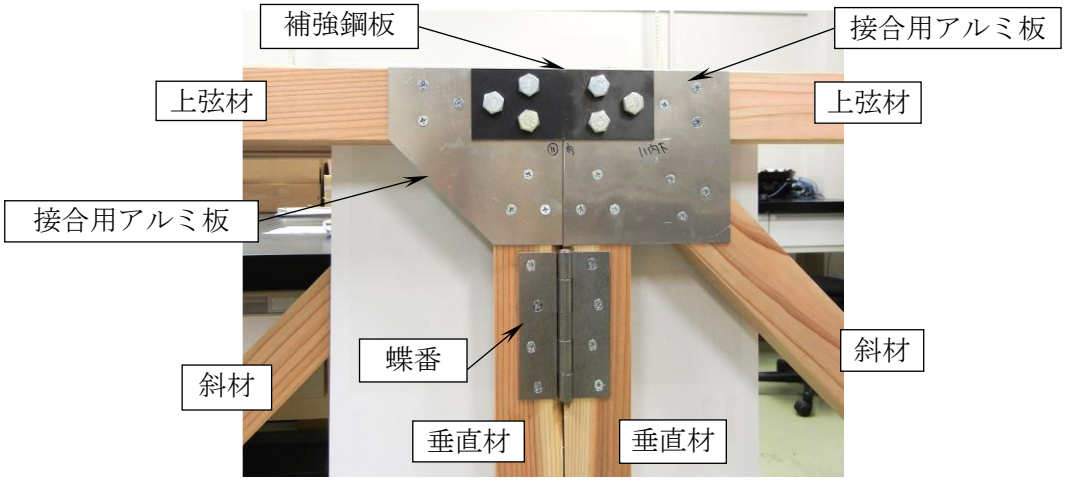


写真 4-5　部材接合部

補強鋼板は上弦材同士と下弦材同士を連結するために使用している．木部材を挟んで2枚の鋼板（縦60×横160×板厚3.2 mm）によりボルト接合（M10）としている．トラス構造を展開する最中は，補強鋼板を使用せず，パネル同士は蝶番のみで連結されている．展開終了後に，連結部のアルミ板の上から補強鋼板をボルトで固定する（**写真 4-5**）．供用時には死荷重と活荷重による軸力が上下弦材に生じるが，補強鋼板がこれに円滑に抵抗する．

(a) **展開機構**

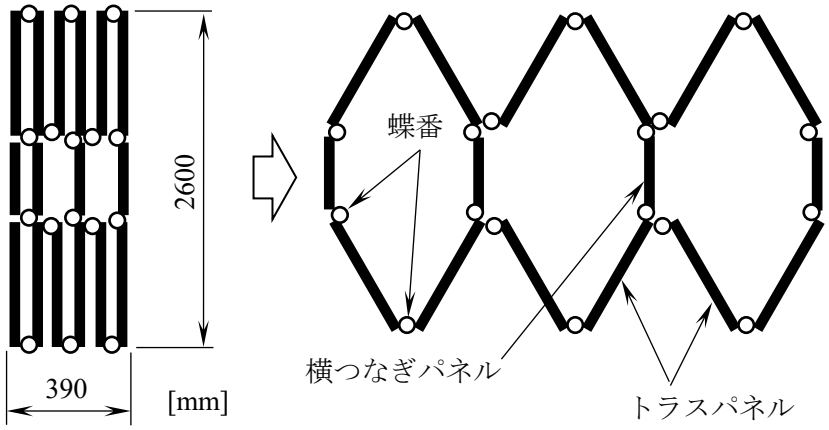
5分の1モデルでは折り畳まれた構造をシザーズ構造を適用して展開できることを示した．これは模型の全長が2.4 mと短く，かつ軽量であったため可能な手法として採用した．2分の1モデルに対しても展開方法としてシザーズ構造の適用を試みたが，**図 4-3**のような片持ちの状態を維持することが以下の理由により困難であった．

① 固定端三角フレームを非常に強固にしなければならない．

② 張り出し部端部が自重により大きくたわみ，床に接してしまう．

よって2分の1モデルの展開方法は，シザーズ構造の適用を断念することとし，新たな手法，すなわち専用の架設台を考案し，その架設台上を滑らせて展開する方法を用いる（**4.3.1**参照）こととした．なお以下には折り畳み展開の動作確認のため，平滑な床面上で模型本体を滑らせながら展開させた状況を示す．

図 4-8は実験供試体を折り畳んだ状態(a)，および展開中の状態(b)を上方から見た概略図である．○印は蝶番のヒンジを表している．蝶番は軸部とプレートから構成され，プレートがトラス部材に木ねじ接合されている．**図 4-8** (a)の折り畳んだ状態では，6枚のトラスパネルが折り重なっている．蝶番の軸部があるため，数mmの隙間が生じている．6枚のトラスパネルの厚さは，この隙間も考慮して約390 mmである．これを展開し，完全に伸ばした状態にすると，全長6000 mmとなる．折り畳んだ状態では非常にコンパクトになり，トラック輸送も容易である．



（a）折りたたみ状態（平面図）　　（b）展開中の状態（平面図）

図 4-8　折り畳み状態と展開

写真 4-6は展開前の完全に折り畳まれた状況を示す．折り畳みの際の部材同士の隙間はわずかであり，橋軸方向の厚さは約390 mmであった．この長さの内訳は，（ 木部材の幅＋蝶番の板厚）×格間数6＋製作誤差などの隙間，となっている．

写真 4-7は平滑な床面上で展開し，全長6000 mmのハウトラス構造を完成させた状態である．展開完了後に各パネルの上弦材同士，下弦材同士を補強鋼板で隙間なく接続（表面，背面）している．幅員は600 mmを有し，横桁上に床版を設置すれば人の歩行が可能である．構造全体の重量は約830Nと軽量である．本模型による展開動作に問題点はなかった．

写真 4-6　展開前

写真 4-7　展開後

(b) 静的載荷実験

静的載荷実験を行うに当たり，実験供試体の規模が大きいため荷重載荷は載荷試験装置ではなく，重りを載せる方法を取った[10,11]．重りは**写真 4-8**に示すような100×100 mmの四角鋼に取っ手を取り付けたものを用意した．取っ手を含めた重さは，1個当たり196N（20kgf）である．四角鋼の長さは250 mm，取っ手を含めた全長は379 mmである．

重りの製作に要するコスト及び重りを載せるスペース等安全性を考慮し，重り総個数を20 個 3.92kN（400kgf）とした．重りと取っ手の形状は，積み重ねることを想定し，重りの上下面が平面で且つ次項で示すフックによる吊上げが容易にできることを考慮している．

写真 4-8　載荷試験の重り

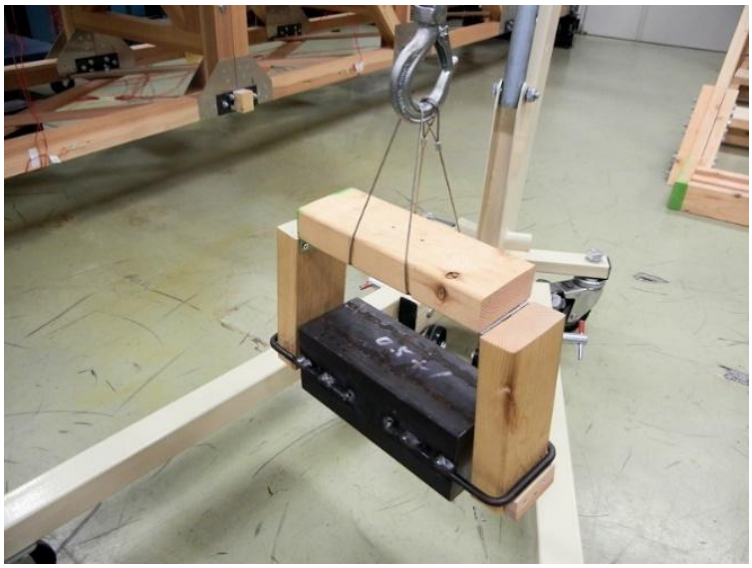


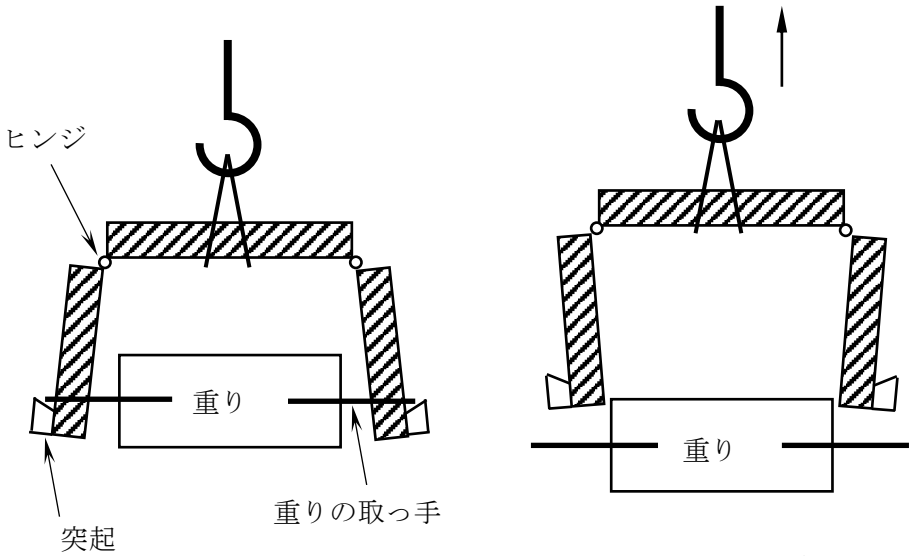
写真 4-9　フック

荷重載荷を安全に効率よく行うため，**写真 4-9**に示す専用のフックを開発した．これは，重りの取っ手部にフック先端部の突起を引っ掛けて吊り上げる仕組みとなっている．また，重りを置くと，突起が外れ，自動的にフックを重りから離すことが可能となっている．この状況を**図 4-9**で説明する．

専用フックは斜線で表した1本の水平部材と2本の垂直部材から成り，それらはヒンジで連結されている．重りを持ち上げるときは，**図 4-9(a)**のように重りの取っ手がフックの垂直部材の突起に引っ掛かっている．このとき，垂直部材はわずかに外側に傾斜している．重りを所定の位置に着地させ，フック全体を少し下方に下げると，垂直部材の重力により，**図 4-9(b)**のように内側に傾斜し，突起が重りの取っ手から自動的に外れる．そのままフック全体を上方に上げると，手作業を加えることなく重りからフックを外すことが可能となる．重りをフックに取り付ける際は手作業で出来るが，フックから取り外す際は人が橋の上で作業しないと手が届かないため，自動的に外れる構造とした．

静的載荷実験において，重りは実験供試体の床版上に載せる．重りを載せるためには，重りを水平方向に数m，鉛直方向に約1.2m（上弦材を避けて降ろすため）ほど動かす必要がある．このため，**写真 4-10**に示す車輪のついた手動のクレーンを使用した．このクレーンはアームを伸ばした状態で980N（100kgf）を吊り上げる性能を有している．

載荷点は支間長の3分の1，支間中央，支間長の3分の2の3か所とし，それぞれの点において床版上に1列に4個並べて1段784N（80kgf）とし，5段3.92kN（400kgf）まで積み上げる．ひずみとたわみは1段荷重を載せ終えるごとに測定した．**写真 4-11**は支間中央部に重りを5段載荷させた状況を表したものである．



(a) 重り着地前　　(b) 重り着地後

図 4-9　フックによる重りの着脱

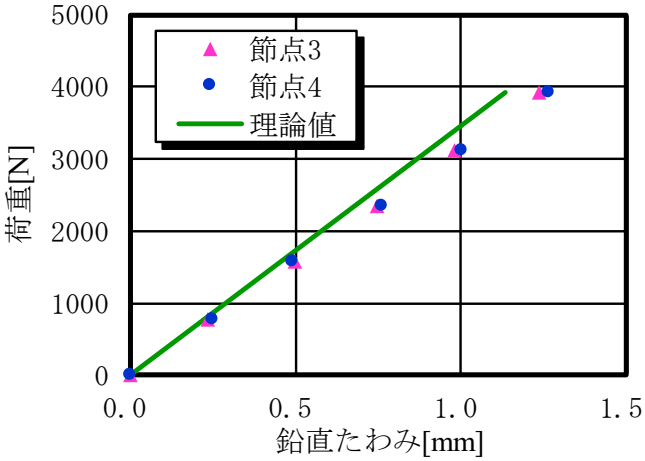
写真 4-10　手動ウィンチ付きクレーン

写真 4-11　載荷状況

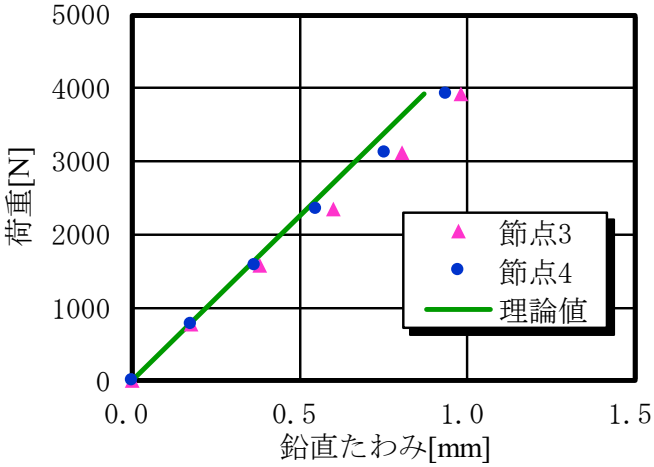
図 4-10(a)は支間中央部に載荷したときのたわみの実験結果(▲，●)及び理論値(——)である．ここで，節点3，節点4とは，図 4-6に示す下弦材の節点である．また，理論値はトラス要素を用いた平面骨組構造解析から得た計算値である．解析モデルは図 4-6の通りで，節点数を14，要素数を25とし格点部をピン結合としたハウトラス構造としている．解析に用いた材料定数(弾性係数)は，曲げ試験[12]から得られた$E=5980\,\mathrm{N/mm^2}$とし，すべてのトラス部材に適用した．

実験供試体は対称構造を有するが，対称位置にて測定した節点3と節点4では，たわみがほぼ等しい値となり，対称的にたわんでいることが分かる．また，構造解析から算出した理論値と実験値は非常に良く整合している．重りの制約から小さな荷重状態での実験結果しか得られなかったが，荷重－たわみの線形関係が明確に表れている．実験値と理論値とのわずかな相違については，材料定数の誤差が影響した可能性があるほか，トラスの各パネルをボルト接合した補強鋼板において，ボルトの滑りが生じた可能性も考えられる．また，ひずみ，たわみ共に1.57kN（160kgf）を超えた頃から理論解との差が生じているが，これは1段目と2段目に載荷した重りによるクリープ変形による可能性が考えられる．

図 4-10(b)は，節点4上の床版に載荷させたときの節点3のたわみ(▲)と，節点3上の床版に載荷させたときの節点4のたわみ(●)である．両者は非常に良く整合し，相反定理の成立が実験で再現できたと言える．図 4-10(a,b)より，本供試体は左右対称構造のハウトラスとして妥当な力学的挙動を示していると言える．



（a）支間中央載荷時の節点 3，4 のたわみ



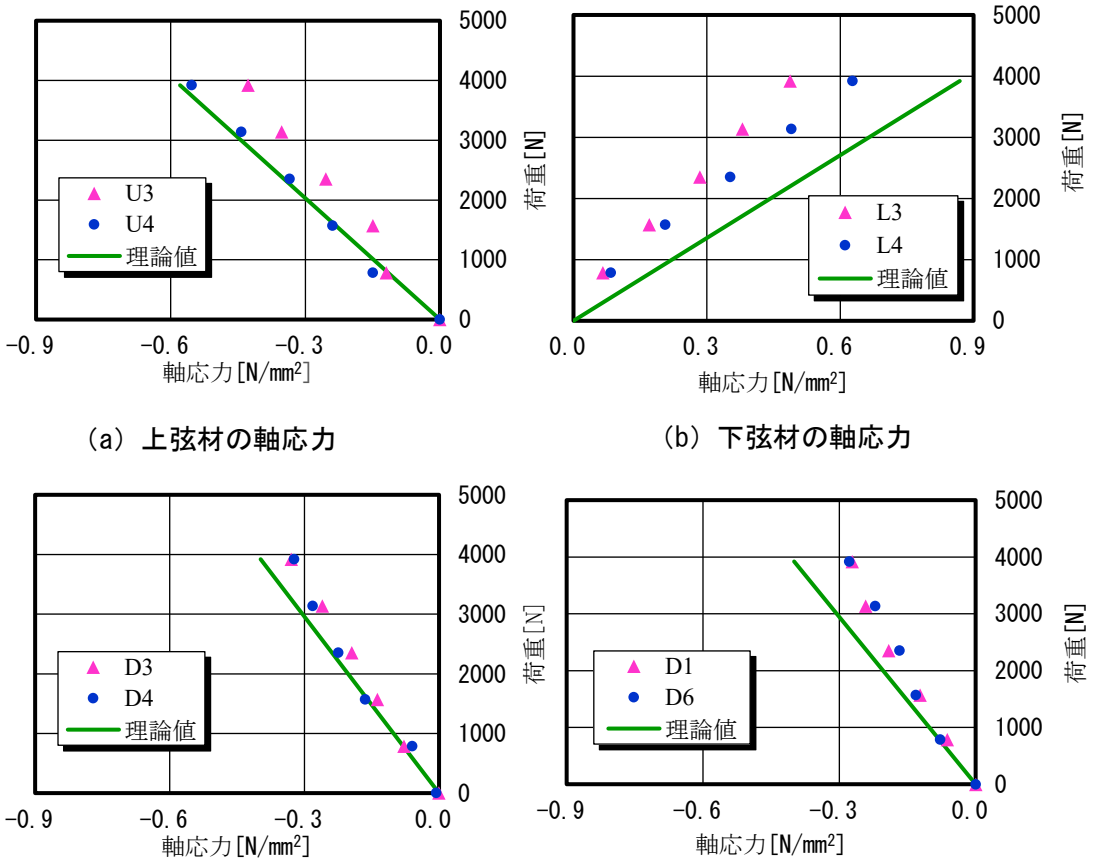
（b）節点 4 載荷時の節点 3 のたわみ及び節点 3 載荷時の節点 4 のたわみ

図 4-10　たわみの実験値と理論値

実験供試体の部材両側面に貼り付けたひずみゲージによりひずみを測定し，両側面の平均値として応力を算出した結果が**図 4-11**となる．荷重は支間中央載荷としている．**図 4-6**に示す通り，測定箇所のU3とU4，D3とD4，L3とL4，及びD1とD6は，それぞれ支間中央に対して対称の位置関係となっており，D3とD4は供試体中央部，D1とD6は供試体端部のトラスパネルの斜材を示す．U3，U4は支間中央部の上弦材であり，最も大きな圧縮力を受ける部材である．また，L3，L4は支間中央部の下弦材であり，最も大きな引張力を受ける部材である．

実験値と理論値を比較すると，下弦材(L3, L4)では理論値よりも小さめの応力が発生しているが，その他の部材ではおおむね理論値と近い結果となった．また，支間中央に関して対称の位置関係にある箇所の応力分布をそれぞれ比較しても，おおよそ等しい値となることが分かった．理論値と実験値の相違の要因としては，材料定数の誤差の他，木材は年輪や材料の不均一さがひずみに大きく影響し，部材中の応力分布が一定にならないことが考えられる．パネル間の遊間の影響も考えられるが，各パネルは蝶番と補強鋼板で隙間なく接続されており，影響は小さいと考える．また，L3，L4に関して，理論値を得るための荷重条件が実際の載荷状況と一致していない可能性がある．すなわち，解析では支間中央節点に集中荷重として外力を与えているが，実験では重りが1点ではなく面で床版に作用するため，**図 4-6**の節点3，4にも荷重が分配された可能性がある．荷重がどの程度分配されるかは，床版表面の不陸が影響するため正確に算定することは困難であるが，荷重の分配が起きていれば支間中央部の集中荷重が分散されるので，応力の理論値が実験値に接近すると予想できる．

このような部分的な理論値と実験値の相違が見られるものの，本実験での実験結果を全体的に見ると，ハウトラスとしての構造性能を有していると考えられる．



(a) 上弦材の軸応力

(b) 下弦材の軸応力

(c) 斜材の軸応力

(d) 端部部材の軸応力

図 4-11　各部材の軸応力

4.3　2分の1スケールモデルによる折り畳み展開実験

4.3.1　実験供試体と架設方法の概要

実験供試体[13-15]は実験室に入る支間長6 mの木製ハウトラス(**図 4-12**)で，トラス部材は60 mm角の道南スギを使用している．幅1000 mmのトラスパネルは上下弦材，斜材，左右の垂直材から構成される．部材接合部は木材同士を木工用接着剤で接着し，更に1.5 mm厚のアルミ板を木ねじで固定している(**写真 4-4**)．このトラス橋の折り畳んだ状態から展開中の状態を表したものが**図 4-8**である．保管及び運搬時は**図 4-8**(a)のように極めてコンパクトなサイズになる．**図 4-8**(b)の展開は，**図 4-13**(a,b)のように架設専用の台を架設現場に置き，台の上で人力にて折り畳み橋を展開する．

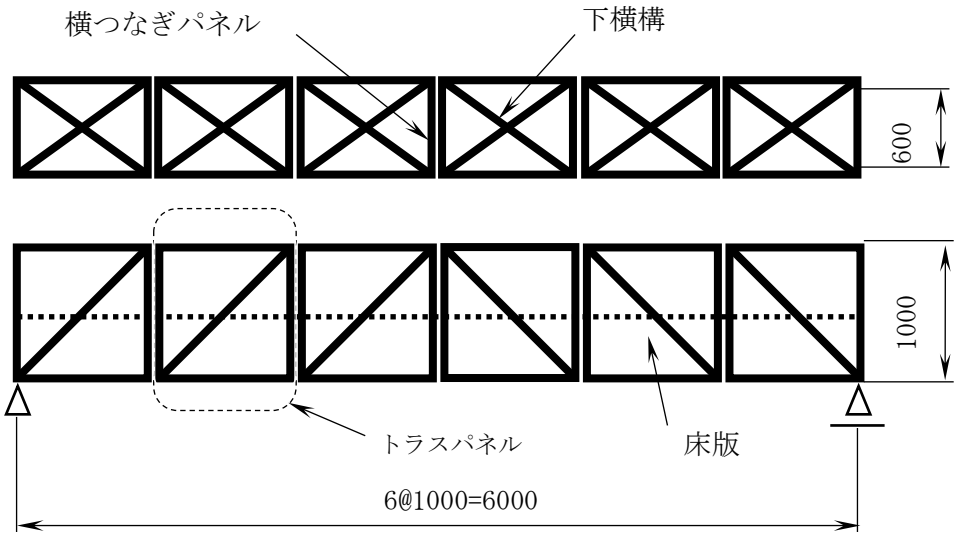
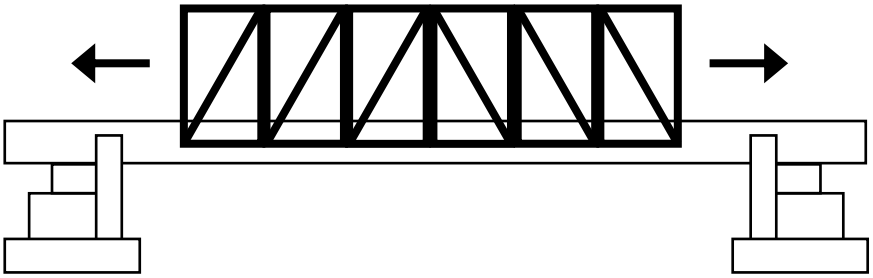
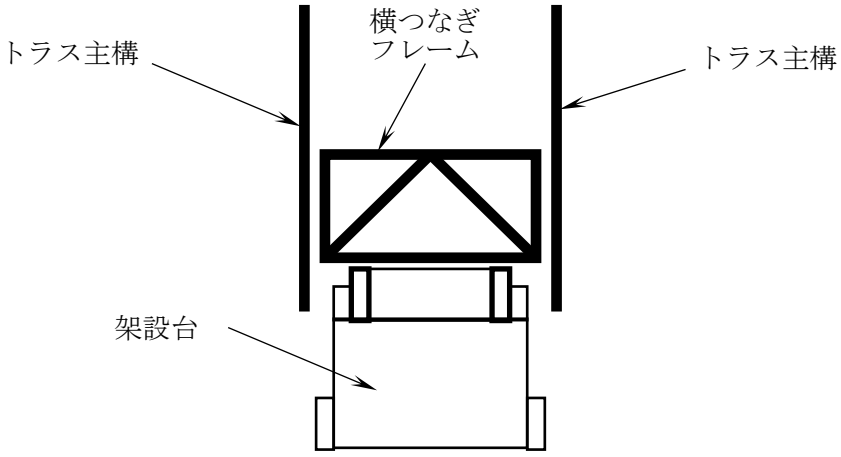


図 4-12　折り畳み式緊急仮設橋概略図（展開後）

架設台上では展開中に端部と中間部で本体が支持されるため，安定性が高く架設を安全に実施できる．展開完了後，上弦材同士，下弦材同士を鋼板を用いたボルト接合により連結する．ボルトはM10の六角普通ボルトを使用している．更に，格間ごとに下横構を下弦材同士を連結した鋼板にボルト接合する．床版は**図 4-12**の点線の箇所に横つなぎパネルの上に板材を敷き並べて設置する．



（a）架設台上での展開（側面図）



（b）架設台上での展開（断面図）

図 4-13　折り畳み―展開のしくみ

4.3.2　架設実験（函館高専構内）

折り畳み式緊急仮設橋は，短時間に少人数で簡単な工具類のみで組み立て架設することができるよう考案したものである．これを実証するために，屋外架設実験を2019年9月18日に実施した．

架設場所は，函館高専内のグランドとし，折り畳み橋梁を保管している橋梁工学実験室からグランドまでトラックで運搬するものとする．グランドには，**図 4-14**のように架設地点及び展開作業を行う架設ヤードを想定したエリアを設けた．

架設は6名が担当し，以下の手順で行った．

① 橋梁本体，架設資材等のトラックへの積み込み．
② トラックで移動．
③ 架設ヤードに架設台設置．資材等積み降ろし．
④ 橋梁本体を架設台上に設置．架設台上で橋梁本体を折り畳んだ状態から展開．
⑤ 補強鋼板をボルト接合．下横構をボルト接合．
⑥ クレーン一括架設による架設地点への橋梁の設置．

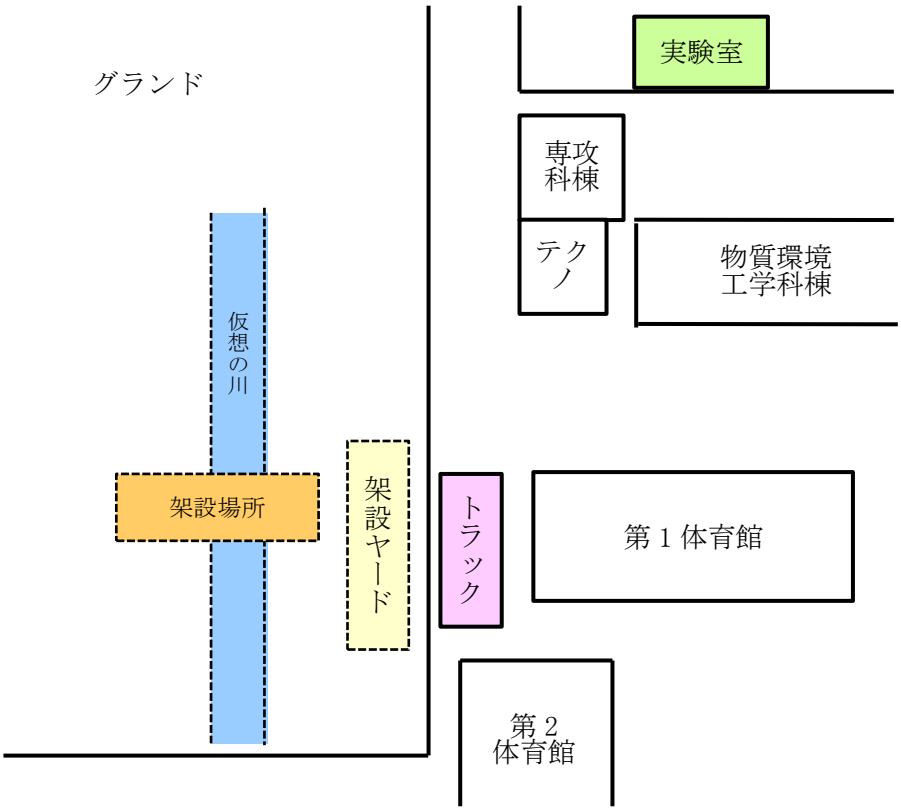


図 4-14　架設場所

(a)　小型トラックによる運搬

橋梁本体及び補強鋼板，ボルト・ナット，架設台等の資材を**写真 4-12**の3t積みトラックで運搬する．折り畳んだ状態での橋梁本体（床版，下横構，補強鋼板，ボルト・ナットを除く）の重量は833N（85kgf）と軽量で，大きさも小さいため小型トラックで問題なく運搬できる．トラックには2.93tクレーンが付いており，積み込みと積み降ろしが容易にできる．積み込みのための作業人員は6名(うち1名はトラックの運転とクレーン操作)であったが，3名程度でもそれほどの時間をかけずに積み込められると思われる．積み込み終了後，構内の通路を走行し架設地点へ向かう(**写真 4-13**)．

写真 4-12　トラックへの積み込み

写真 4-13　架設地点への移動

(b)　現場架設

図 4-14の架設ヤードを想定した場所の側方にトラックを停車させ，橋梁本体と架設資材等をトラックから降ろす．架設ヤード内にまず架設台を設置する．架設台とは，折り畳み橋を展開させるために一時的に橋を載せる台である．架設台を設置した状況を**写真 4-14**に示す．架設台は桁と支点から成り，桁は2本のツーバイフォー材を使用しており，その全長は2450 mmである．架設台と折り畳み橋の断面を**図 4-15**に示す．

折り畳まれた状態で橋を架設台上へクレーンで降ろす．ツーバイフォー材の支間中央部に橋の横つなぎパネルを着地させ，クレーンのフックを外す．このときの状況を**写真 4-15**に示す．架設台は勾配が生じないよう，水平に設置しておく必要がある．

架設台上に橋を置いた後，両端部のトラスパネルを橋軸方向に引っ張りながら展開させる．架設台の桁（ツーバイフォー材）の上面には，あらかじめシリコンスプレーを塗布しておき，滑りやすくしている．橋の展開は，架設台の桁上を横つなぎ材の下弦材が滑りながら行われる．このとき，架設台の桁上で木材同士の摩擦力が生じているが，この摩擦力は小さく，人力で展開させる作業は容易であり，作業時間は4分であった．展開作業は，2名の作業者が橋の両端で同程度の移動量となるように注意しながら，且つ，もう1名の作業者が橋軸直角方向には大きく移動しないように監視しながら行われた．展開中の状況を**写真 4-16**に示す．

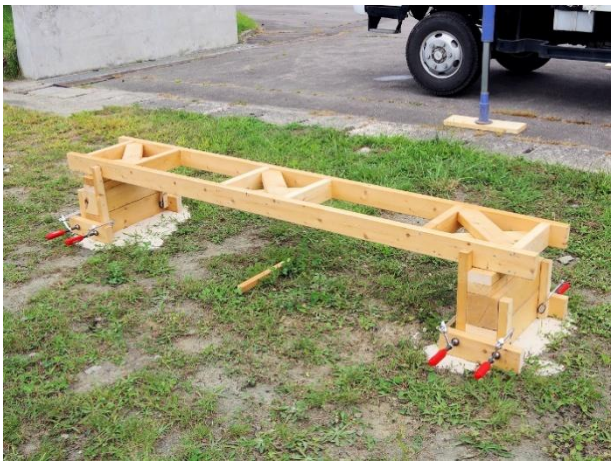


写真 4-14　架設台

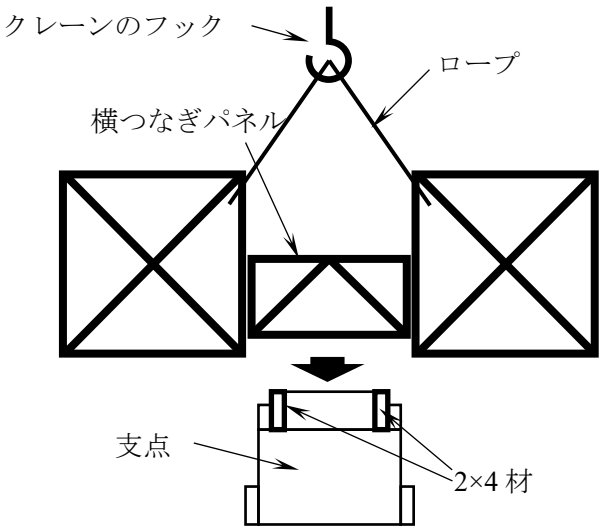


図 4-15　折り畳み橋の架設台への設置

写真 4-15　折り畳み橋を架設台へ設置

展開後の支間長は，幅1000 mmのトラスパネルが橋軸方向に6枚つながり，6000 mmとなる．このとき，各トラスパネルは鋼製の蝶番のみで連結されている．このため，連結部を強固に補強するために，鋼板を用いたボルト接合を行った．上弦材には160×60×3.2 mmの鋼板を2枚用いてM10のボルトを使用し，下弦材には同じ寸法の平鋼板とL-4×60×60 mmのアングル材（長さ=160 mm）をセットで用いてM10のボルト接合とした．アングル材のフランジ部には下横構の端部がボルト接合される．**写真 4-17**はスパナを用いたボルト締めの状況を示している．作業は6名で行い，30分で完了した．

補強鋼板取り付け後，下横構の取り付けを行った．下横構は 60×12 mm の断面を有するスギ材で，**図 4-12** のように対角線状に配置する．架設台が下横構取り付けの妨げになるため，一旦，クレーンにより橋全体を持ち上げ，架設台を撤去し，両端部に H 鋼を敷いてその上に橋を着地させた．クレーンによる上げ下げと下横構取り付けに 21 分を要した．

最後に，架設ヤードの位置から近接する架設地点へ，クレーン一括架設により橋梁の設置を行った（**写真 4-18**）．クレーンは運搬に使用したトラックに備えられたクレーンを使用した．このクレーンは，本来はトラックへ荷物を載せる，または降ろすためのものであり，橋の一括架設への使用は適切ではない．今回の実験では，橋が軽量で作業半径が小さく，クレーンの能力の範囲内であったため，一括架設にも使用した．支点位置にはあらかじめ H 鋼を設置しておき，災害時の簡易的な橋台として使用することを想定して，その上に橋を着地させた．一括架設に要した作業時間は 5 分であった．**写真 4-19** に架設が完了した状況を示す．

写真 4-16　架設台上で橋を展開

写真 4-17　補強鋼板の取り付け

写真 4-18　一括架設

写真 4-19　架設完了

(c)　架設の所要時間と作業性

以上の架設工程のそれぞれの所要時間と作業性についてまとめると，**表 4-1** の通りとなる．ほとんどの工程は，時間間隔を置かず連続的に作業を行っているが，「③ 架設台上に本体設置」の作業開始前は，20 分間の空白がある．これは，報道機関による取材が行われたため作業を中断したことによるものである．また，「⑦ 下横構の取り付け」の作業開始前も 12 分の空白があるが，これは「⑥ 補強鋼板ボルト締め」の工程の後，作業者が集合して，作業に関するミーティングを実施したためである．所要時間には，これらの空白は除いている．作業工程のうち，比較的時間を要した工程は「⑥ 補強鋼板ボルト締め」と「⑦ 下横構の取り付け」であるが，これらはいずれもボルト締め作業に時間を要している．その原因は，ボルト本数が 160 本と多いこと，一部ボルトが貫通しにくい箇所があったことによる．補強鋼板および下横構は，M10 のボルトを使用しているが，ボルト孔の直径は 12mm としており，2mm の余裕を設けている．貫通しにくかった要因として以下の可能性が考えられる．

表 4-1　架設の各工程における所要時間と作業性

作業工程	開始時刻	終了時刻	所要時間	作業性
① 積み込み・輸送	13:15	13:28	13 分	クレーン使用
② 架設台の設置	13:28	13:35	7 分	
③ 架設台上に本体設置	13:55	13:58	3 分	クレーン使用
④ 架設台上で展開	13:58	14:02	4 分	
⑤ 後付け横桁設置	14:02	14:10	8 分	
⑥ 補強鋼板ボルト締め	14:10	14:40	30 分	貫通しにくいところあり
⑦ 下横構の取り付け	14:52	15:13	21 分	貫通しにくいところあり
⑧ 床版の設置	15:13	15:20	7 分	
⑨ クレーン一括架設	15:20	15:25	5 分	クレーン使用
合計作業時間			1 時間 38 分	

(1) ボルト孔をあける際にズレが生じた可能性がある.
(2) トラスパネルを蝶番で連結する際にズレが生じた可能性がある.
(3) 運搬中または架設中，橋梁本体にゆがみが生じた可能性がある.

これらの改善策として，作業人員を増やすこと，孔あけや構造体の製作の精度を極力上げることが考えられ，ボルトの貫通が容易になれば作業時間の短縮化を図ることができる.

その他の作業工程では，作業時間は短く，作業性が問題となるような箇所はなかった．折り畳んだ状態または展開した状態で橋梁本体を移動させる際は，クレーンを使用したため，短時間で容易に作業を進めることができた.

作業工程の「① 積み込み・輸送」を除き，トラックが架設ヤードに到着した時間から，一括架設が完了する時間までを計測した結果，85分となり，極めて短時間での架設が可能であると実証された．災害復旧において特に緊急性が高い場合は，折り畳み式の本橋梁が有効と考えられる.

4.3.3　実物大モデルへの課題

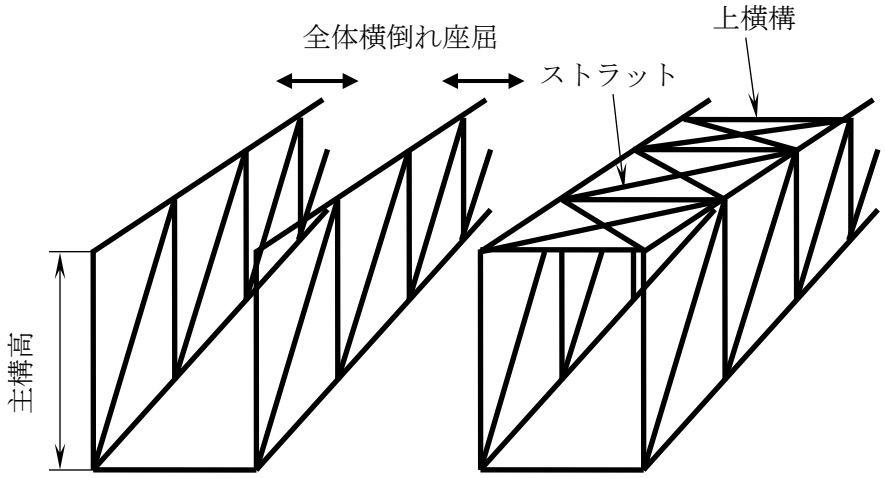
今回の架設実験で使用した供試体は，支間長6mの模型であるため，実物大モデルでの架設実験および構造性能を確認するための実験が必要である．構造的には，以下の検討を進める必要がある.

(a)　床版の設置位置

歩行を容易にさせるため，床版の位置を下方にし，下路橋とする．今回の模型では，中路橋としており，実際の歩行を考えると1～2段の踏み台が必要であった.

(b)　ストラット・上横構の設置

ポニートラスを避けるため，**図 4-16**のように上弦材同士を連結するストラット及び上横構を設置する．ポニートラスにすると，橋が全体横倒れ座屈を引き起こす危険性がある．歩行空間を確保するため，成人の身長より高い位置にこれらの部材を取り付ける．これに合わせてトラス主構の高さも検討する必要がある.



(a)　ストラット・上横構なし（ポニートラス）　　(b)　ストラット・上横構あり

図 4-16　ストラット・上横構の設置

4.4　実物大モデルによる折り畳み展開実験

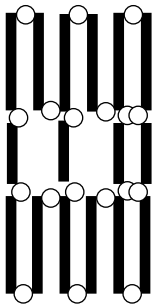
4.4.1　概説

模型によるこれまでの研究成果を踏まえ，実物大スケールによる緊急仮設橋の開発に着手した．橋梁形式は，縮尺模型と同じく木製ハウトラス橋とし，支間長を9.90 m，幅員を1.11 mとした．折り畳みー展開機構（コンパクト化，部材同士の重なり具合や干渉等）に関しては，縮尺模型の実験結果がそのまま実物大スケールモデルにおいても成立するが，重量と大きさが縮尺模型と実物大スケールモデルでは大幅に異なるため，展開のための部材の移動距離や展開に要する労力も異なると予想される．架設実験は，実際の災害現場での架設を想定してトラスパネルをあらかじめ蝶番で連結して折り畳んでおき，現地で折り畳まれた橋を展開して完成させるものとする[16]．

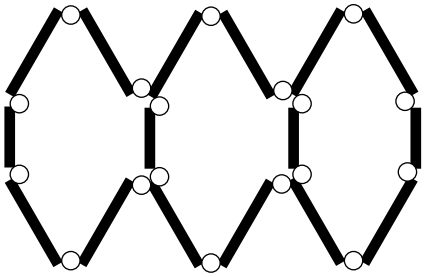
4.4.2　実験供試体

(a)　概要

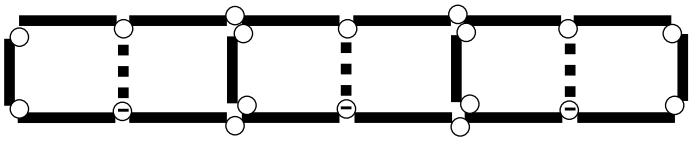
4.2，4.3節で述べた折り畳み橋模型は，木製ハウトラス橋とし，全長が2.4m（5分の1スケール）[17]，及び6m（2分の1スケール）[11),15)]であった．また，全長を6等分した6パネルを折り畳むことができる構造となっている．**図 4-17**は折り畳み～展開後の状態を表した平面図である．折り畳みは蝶番（図中の○印）によってなされる．本節で述べる実物大供試体も，**図 4-17**と同様な形式を採用し，1トラスパネルの大きさを幅1.65m，高さ1.95mとする．ここでトラスパネルとは，トラス主構の1格間をなす上弦材，下弦材，斜材，垂直材から構成されるパネルを意味する．



(a) 折り畳み状態

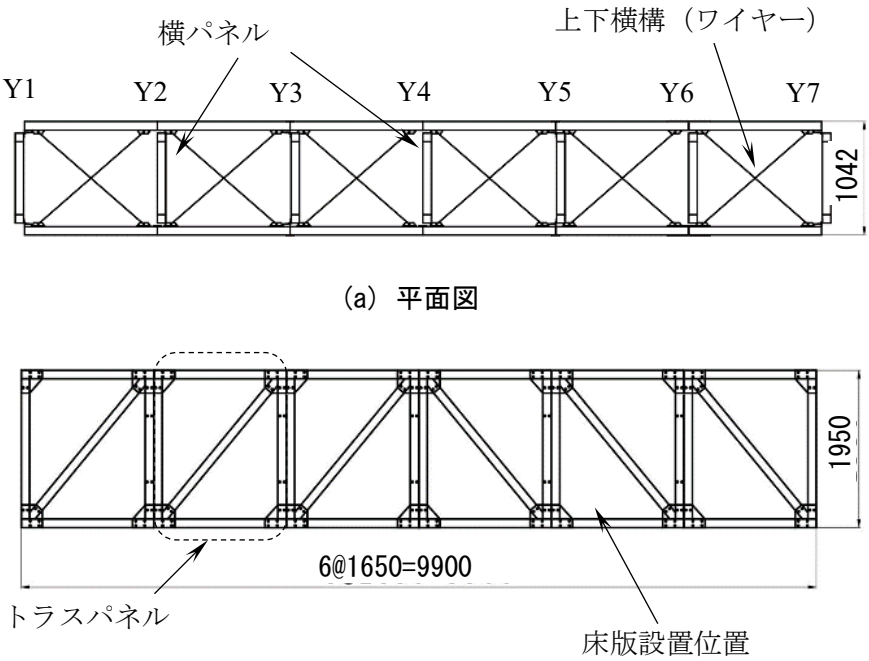


(b) 展開中



(c) 展開後

図 4-17　折り畳み～展開後の状態



(a) 平面図

(b) 側面図

図 4-18　実験供試体の完成図

図 4-18は実験供試体の完成図で，本研究では，この大きさを実物大と称しているが，全長（9900mm）は，函館高専内にあらかじめ設置されたコンクリート橋台に載せることを想定して決定した値とし，高さ（1950 mm）は，実験室の扉を通過できる値とした．荷重条件は，床版上に載荷する群集荷重（3.5 kN/m^2）とした．なお，折り畳み状態（図 4-17(a)）での橋の重量は8.061 kN，完成時（図 4-18）は12.264 kNとなった．

(b)　トラスパネル・横パネル

トラス部材に使用する木材は道南スギで，断面は全て105×105 mmである．図 4-18の点線で囲まれた1格間のトラスパネルの詳細を図 4-19に示す．各部材はパネル鋼板1及びパネル鋼板2を用いて結合される．パネル鋼板1は上弦材と垂直材を接合させるSS400の鋼板で板厚は3.2 mmである．鋼板と木材は図 4-20(a)のように6本の木ねじ（M6）で接合する．パネル鋼板2は上弦材，斜材及び垂直材を接合するもので，9本の木ねじ（M6）で接合する（図 4-20(b)）．鋼種と板厚はパネル鋼板1と同様である．

図 4-21は，図 4-18に示した橋軸直角方向の横パネル（Y1～Y7）の詳細を表したものである．使用する木材は，トラスパネルと同じ105×105 mmの道南スギである．上下左右の部材で囲まれた空間が歩行者の通行空間となる．パネル鋼板3，4により木部材がボルト接合される．

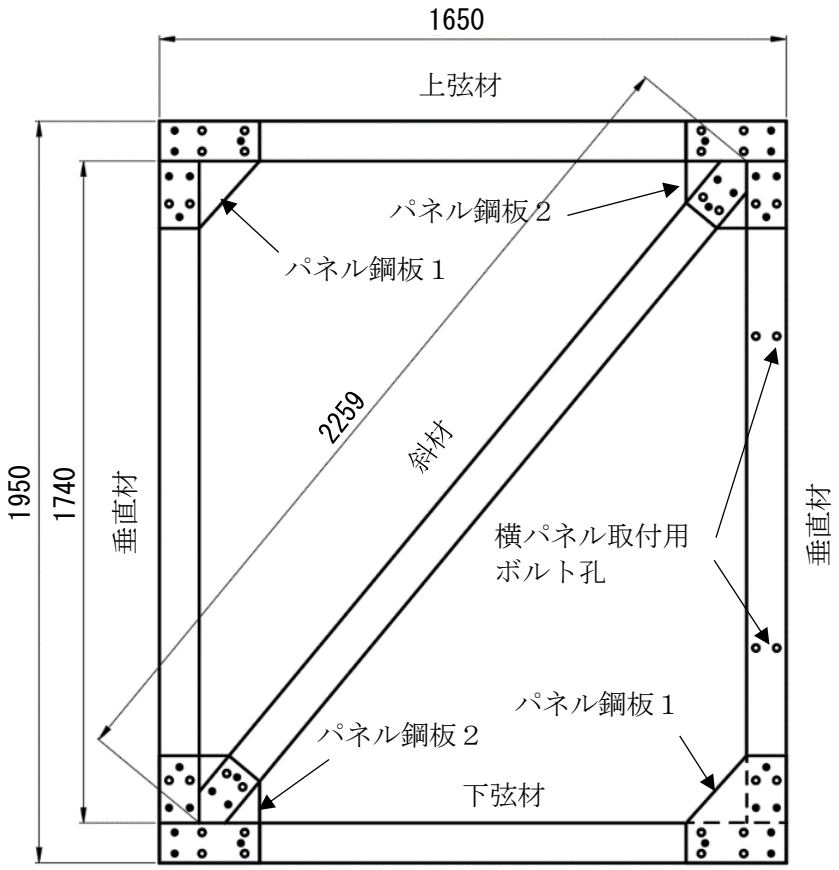
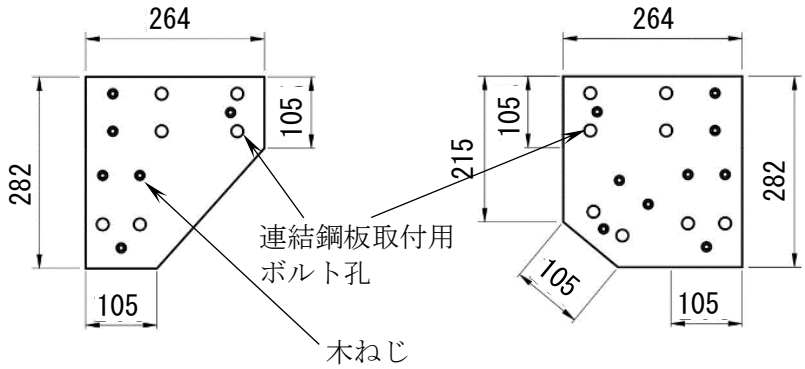
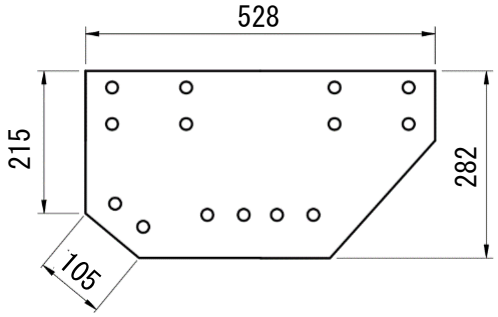


図 4-19　トラスパネル



(a) パネル鋼板 1　　(b) パネル鋼板 2



(c) 連結鋼板

図 4-20　接合用金物

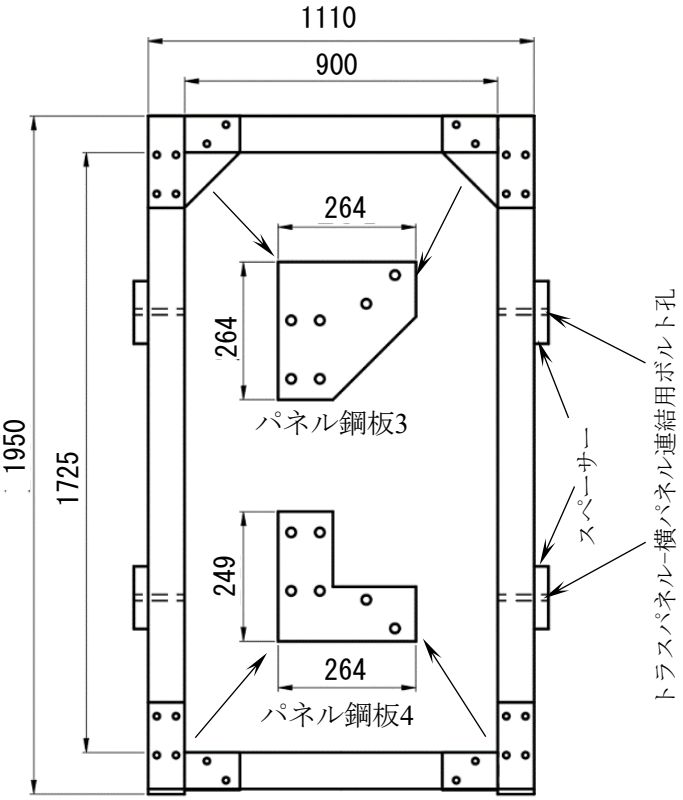


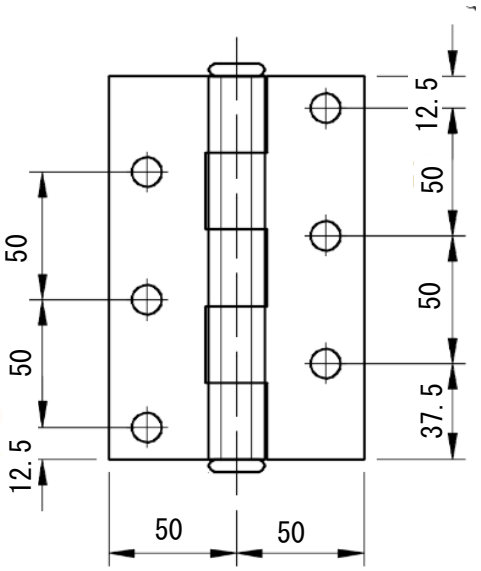
図 4-21　横パネル

(c)　パネル間の連結

パネル間の連結には，既製品の蝶番（タキゲン製造（株），B-801-11）を使用した．この蝶番の詳細を図 4-22に示す．蝶番本体には6か所の取り付け用孔があり，M10の普通六角ボルトでトラスパネルに取り付ける．取り付け箇所は，図 4-23のように垂直材の上下2か所とし，パネル鋼板1またはパネル鋼板2を回避させた位置とする．

蝶番により橋を展開し，図 4-18の状態にして鉛直下向きの荷重を載荷させると，下部に取り付けた蝶番には橋軸方向引張力が作用する．蝶番のみでこの引張力に抵抗させることは困難なため，展開後に図 4-20(c)の連結鋼板を格点部に取り付けることとした（図 4-23）．

折り畳み時は横パネル（Y2. Y4, Y6）は取り外してあるため，展開後に取り付ける必要がある．トラスパネルと横パネルの接合は，普通六角ボルト（M16）を用いて直接つなぐ．すなわち，図4-19に示す垂直材の上部2か所と下部2か所にボルト孔（直径18mm）を設け，横パネルの垂直材（図4-21）の同じ位置にもボルト孔を設けてボルトを貫通させる．このとき，トラスパネルの垂直材と横パネルの垂直材は，間に41mm厚のスペーサーを挟んで隙間をあける．これは，トラスパネル連結のための連結鋼板用のスペースである．全てのパネルを連結させると図4-18のハウトラスが完成する．



蝶番	
型番	B-801-11
本体	SPHC
軸	SUS304
軸径	ϕ12mm
板厚	5mm
用途	建機用重量蝶番

図 4-22　蝶番詳細

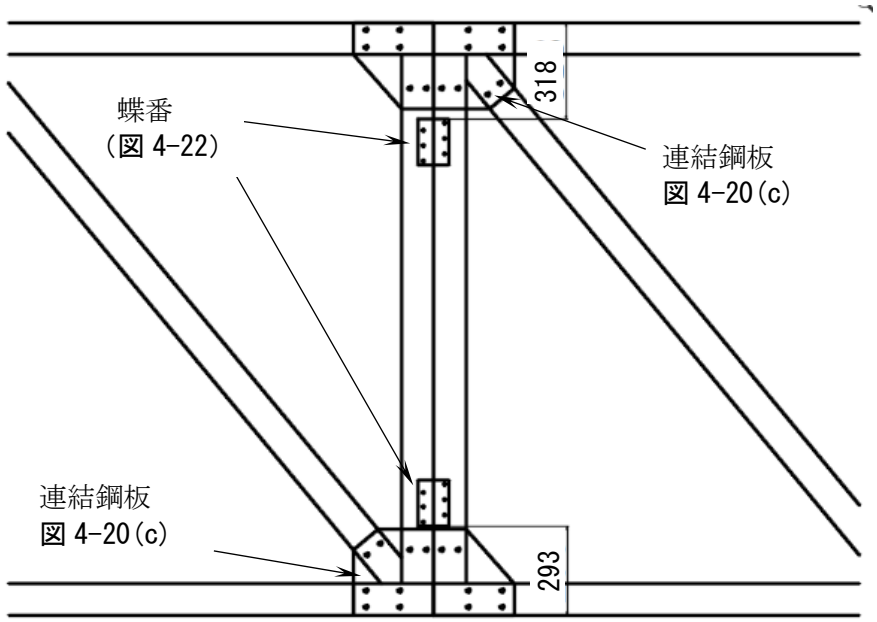


図 4-23　蝶番取り付け部

4.4.3　折り畳み-展開工法による架設実験

2021年10月に函館高専のグランドにおいて折り畳みー展開工法による架設実験を実施した[18-20]．**写真 4-20**はトラスパネルを蝶番で連結し折り畳んだ状態を表している．平時においては，この折り畳んだ状態で倉庫等にて保管し，災害時にはトラックに積んで運搬することを想定している．折り畳んだときの寸法は，橋軸直角方向4410 mm×橋軸方向920 mm×高さ1950 mmとなり，4トントラックで運べる大きさとなる．

作業人員は，学生7名，技術職員2名，監督者1名を加えて10名とした．10名中7名は，第3章に記載した架設実験での作業経験を有している．この他，トラック運転手1名，クレーンオペレーター1名，建設技術者2名の計4名も参加するが，この4名は，トラック運転とクレー

ン作業にのみ従事し，橋の組み立て作業は10名で行っている．

写真 4-21は折り畳んだ橋をクレーンを用いて積み込み作業を行っている様子である．橋の重量は8.061 kNと軽量なため，トラックに備え付けのクレーンを使用することも可能であるが，ここでは4輪駆動4輪操舵ラフテレーンクレーン（KATO, MR-130Rf，最大吊り上げ能力＝127.4kN（13tf））[21]を使用する．

屋外で架設実験を実施するに当たって，架設位置及び架設ヤード，トラック，クレーンの配置位置を設定し，**図 4-24**の通りとした．架設位置はグランド内に仮想の川を想定し，これに直交するよう架設するものとする．川に平行な道路があるとし，この道路上に架設ヤードを設ける．折り畳み橋を運搬するトラックは，架設ヤードの横に停止し，後方のAの位置にクレーンを配置させる．

写真 4-20　折り畳んだ状態

写真 4-21　トラックへの積み込み

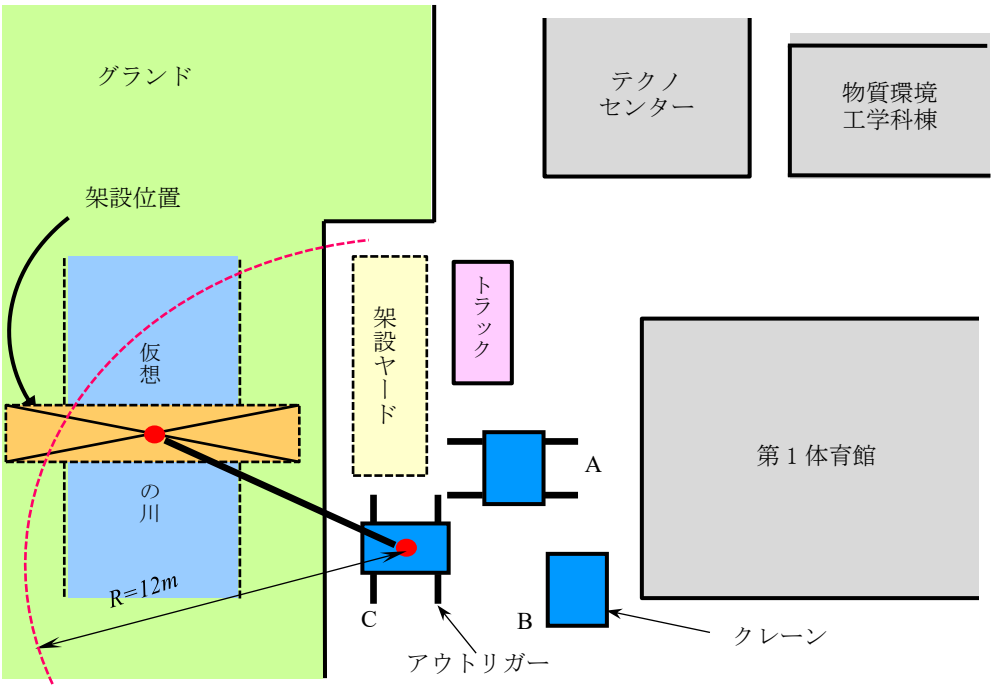


図 4-24　架設位置図

架設ヤード内には，最初に**写真 4-22**に示す架設台を設置する．これは折り畳み橋を載せて滑らせることができる木製の台で，全長11 m，幅0.9 mの大きさである．運搬時は3分割し，設置の際にボルトにより連結する．架設台の上面はサンドペーパーで平滑にし，更にシリコンスプレーを吹き付ける．架設台の準備完了後，橋は折り畳まれた状態のままクレーンにより架設台上に置かれる．このとき，橋の横パネルの底面が架設台の上面に接し，トラスパネルは左右に張り出しているため架設台とは接しない．この状況を**写真 4-23**に示す．橋が架設台に置かれた後，クレーンは一旦Bの位置（**図 4-24**参照）へ移動する．

写真 4-22　架設台の設置

写真 4-23　架設台上に置かれた折り畳み橋

次に，折り畳まれた橋を展開する．**写真 4-24**のように橋の両端部を引っ張り，架設台上を滑らせる．パネル同士を連結した蝶番が開くことにより，橋が展開していく．橋の片端部を2名で同時に引っ張る作業を展開終了まで行う．このとき，横パネルと架設台の接触面に摩擦力が生じ，多少の力を必要とするが，1名による人力で引っ張れる程度の力である．展開作業に要した時間は4分21秒と非常に短時間であった．なお，展開時に橋本体が橋軸直角方向に滑って架設台から外れると落下して危険であるが，橋の下部は**図 4-21**のように横パネルの下部水平部材の底面より左右の垂直材の下部がわずかに下方に出ているため，これがストッパーの役目を果たして架設台から外れるのを防いでいる．

展開完了後，各パネル頂部を連結鋼板で接合する．連結鋼板は1箇所につき2枚使用し，あらかじめ取り付けていたパネル鋼板の上に重ねてトラス部材を両側から挟んでボルト接合する．接合部1箇所当たりボルトが14～16本必要であることと，ボルトをボルト孔に貫通させる作業が困難な個所がいくつかあったため，1時間21分の時間を要した．連結鋼板取付後は，パネル連結工法と同様にワイヤーロープとターンバックルによる横構の取り付け，及び床版の設置を行う．以上の工程を経て架設台上での組み立てが完了する（**写真 4-25**）

写真 4-24　折り畳み橋の展開作業

写真 4-25　架設台上での組み立て完了

橋本体を仮想の河川上へ一括架設を行う．クレーンは**図 4-24**のBの位置からCの位置へ移動し，橋を吊り上げる．橋の死荷重は，折り畳み時は8.061kNであったが，連結鋼板や床版等部材が追加されているため，完成時は12.464kNとなる．クレーンの吊り上げ能力は，最大127.4kN（13tf）であるが，これは作業半径を最小にした場合の能力である．本実験では吊り上げ重量を12.74kN（1.3tf）とすると，作業半径Rは約12 m以内に制限される（アウトリガー最大張り出し時）[21]．**図 4-24**の赤色の点線は，クレーンのブーム支点から作業半径R＝12mの円を描いたものである．橋の支間中央点はRの内側に位置しているため，クレーンによる設置が可能である．

写真 4-26は一括架設の状況を表している．仮想の河川の両岸にはあらかじめ木製の橋台を設置した．橋台は105 mm角の角材3本をつなぎ合わせた高さ210 mmの簡易的な台である．橋本体を橋台上に着地させ，架設が完了する．**写真 4-27**は完了時の状況を表したものである．

写真 4-26　クレーンによる一括架設

写真 4-27　架設完了時の状況

表 4-2に本実験における作業時間をまとめている．経過時間は，架設現場にトラックが到着した時点を作業開始として計測したものである．すなわち，トラックへの資材の積み込み時間，走行時間は含めない．作業者10名は基本的には同時間帯に同じ作業に当たり，異なる作業を並行して行っていないが，連結鋼板の取り付けの後半から横構の取り付けを同時並行で行った．クレーンによる作業，すなわちトラックから架設台上への移動と架設台から河川上への移動は，数分程度の短い時間で完了した．また，本実験の特徴的な作業である架設台上を滑らせて展開する工程もわずかな時間で完了できた．最も多くの時間を費やしたのは，連結鋼板の取り付けで全工程の半分以上（矢印部）を占めた．作業開始から完了までのトータル時間は2時間29分37秒であった．

表 4-2　架設実験における作業時間

経過時間	作業内容
0:00:00	トラック到着．作業開始.
0:15:00	架設台設置.
0:30:00	架設台完了（18:32）．橋を架設台上へクレーン設置（3:35）． 橋を展開（4:21）．
0:45:00	横パネルY2，Y4，Y6の取り付け．（図 4-18参照）
1:00:00	横パネル完了（23:24）.
1:15:00	
1:30:00	連結鋼板取り付け.
1:45:00	横構取り付け.
2:00:00	
2:15:00	連結鋼板完了（1:21:16）．横構完了（19:50）．
2:29:37	床版完了（9:38）．クレーン架設（5:41）．

4.5　折り畳み連結部の合理化

4.5.1　概説

この折り畳み式木製トラス橋では，上下弦材各1本，斜材1本及び垂直材2本により1トラスパネルを構成し，各トラスパネルは蝶番により互いに連結された構造となっている．展開後の完成形の構造体には，トラス各部材を連結してトラスパネルとするための接合鋼板，トラスパネルを連結する蝶番，展開後，トラスパネルを固定する連結鋼板の3種類を必要とした．このため，鋼部材の数量及び重量の増大とコスト増が課題となった．そこで本節では，これらの部材連結のための鋼板数を減らして連結部を合理化することを目的とし，部材の接合と折り畳みの両機能を備えた蝶番を新たに考案した．この蝶番は完成系のトラス橋の下弦材連結部において大きな引張力を受け持つことになるため，この蝶番の引張強度を載荷実

験により確かめる．更に，この蝶番を木製トラス橋のパネル連結に適用して架設実験を実施し，折り畳み―展開の作業性，作業時間を検証する．

4.5.2　トラス材の連結部

(a)　架設実験橋の概要

実験橋は，**図 4-25**に示すような全長9900 mm，幅員1402 mm，高さ1950 mmのハウトラス橋である．トラス部材には断面が105×105 mmの道南スギを使用している．点線で示した1トラスパネルは，上下弦材，垂直材，斜材で構成され，四隅は鋼板で接合されている．各トラスパネルは，蝶番で連結され，折り畳みが可能となっている．

(b)　改良前の蝶番を用いた連結部

本研究で開発した折り畳み式木製トラス橋[14]には，トラスパネルを連結する蝶番として，**図 4-26**のHG-1の箇所（上下2箇所）に既製品の蝶番を取り付けている．これは上下端部にはトラス部材を接合する鋼板PL-A及びPL-Bが取り付けられているため，それらと干渉しない位置としたためである．PL-AとPL-Bは，展開中は向かい合う辺にわずかなすき間があるが，展開後は接した状態になる．その後，連結鋼板SPL-ABをPL-A，PL-Bの上に重ね，ボルト締めを行う．これらの鋼板はそれぞれ2枚使用してトラス材を挟んで接合している．ここで使用した蝶番HG-1は，タキゲン製造（株）製の建機用重量蝶番[22]であり，**図 4-27**に形状を，**表 4-3**に仕様を示す．同図表には次節で説明するHG-2も載せている．

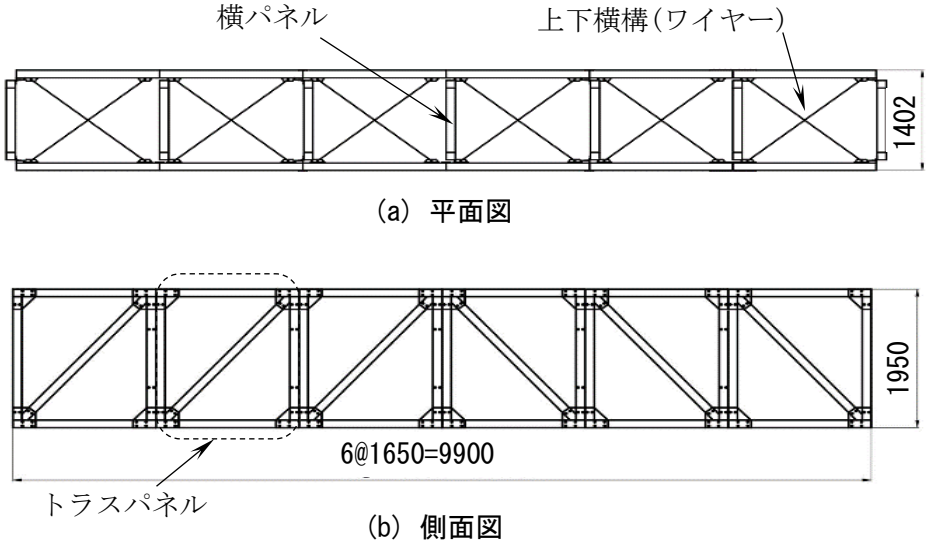


図 4-25　実験橋概要図（展開した状態）

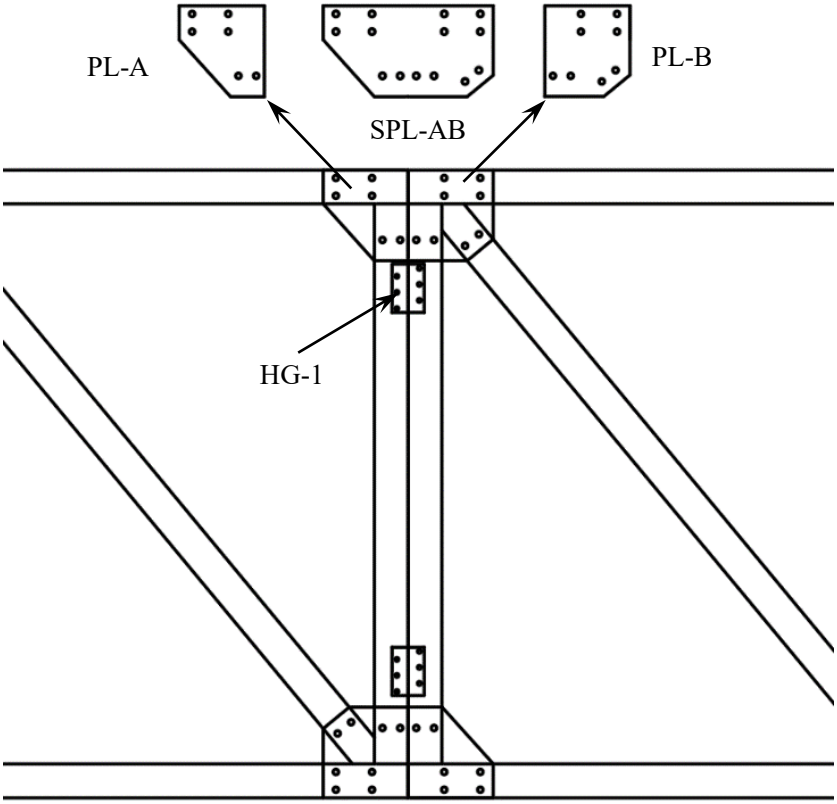


図 4-26　トラスパネル連結部

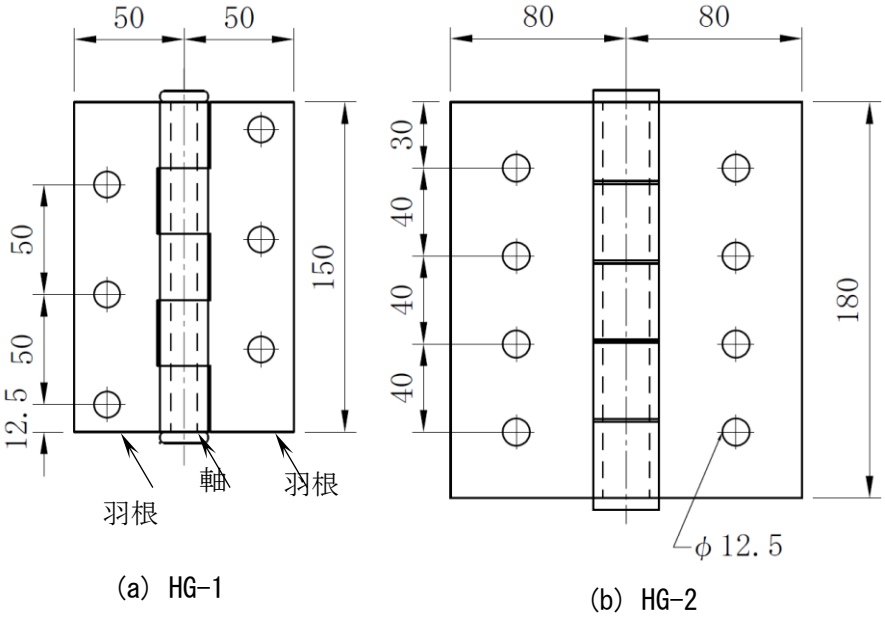


図 4-27　蝶番の形状

表 4-3　蝶番の仕様 [22)]

	HG-1	HG-2
型番	B-801-11	B-1-0
材質	SPHC	SS400
軸径	ϕ12 mm	ϕ16 mm
板厚	5 mm	6 mm
用途	建機用重量蝶番	配分電盤・制御盤

橋の展開後，左右のトラスパネルは連結板SPL-ABにより結合されるため，蝶番HG-1は不要となるが，橋を撤去する際，再度折り畳むためそのまま取り付けておく．従ってトラス格点部一か所当たり，PL-Aが2枚，PL-Bが2枚，SPL-ABが2枚，HG-1が1つ，をそれぞれ必要とする．

(c)　蝶番の改良

図 4-26に示すトラス部材の連結方法では，鋼板PL-A，PL-Bはトラスパネルを構成させる役割，鋼板SPL-ABは，展開後にトラスパネルを結合する役割，蝶番HG-1は折り畳み―展開動作のためのヒンジの役割を果たしている．部材数と重量を減らすため，この連結方法を改良し合理化を図る[23),24)]．

合理化は次の2つの方法により行うこととした．
①　鋼板PL-A，PL-B，蝶番HG-1を一体化させる．
②　2枚用いる鋼板SPL-ABのうち1枚を，①の一体化した蝶番とする．

蝶番の構造は，**図 4-28**のように羽根と軸から成る．羽根の部分をPL-AとPL-Bが兼用できる構造とすれば，①の合理化を図ることができる．しかし，その方法ではメーカーの製造ラインを大幅に変更しなければならず，極めてコスト高になることが判明した．そこで，PL-AとPL-Bはそのまま使用し，それらに既製品の蝶番を合体させることとした．既製品の蝶番として，**図 4-27**(b)及び**表 4-3**に示すHG-2を採用することとした．
上記の②の合理化を図ると，この蝶番をトラス下弦材に取り付けた場合，蝶番には引張力が作用するため，この引張力に抵抗できる強度が必要となる．また，PL-A，PL-Bの板厚は3.2 mmと薄いためHG-2を溶接して一体化することは，熱ひずみによる変形の恐れから不可である．これらの点から，蝶番HG-2は，HG-1より大型で板厚と軸の径が大きいもの，PL-A，PL-Bとの一体化の方法として，**図 4-29**のようなせん断キーを用いる方法を採用した．
HG-2の左右の羽根の部分をPL-A，PL-Bの上に重ね，それぞれ4か所に直径12.5 mmの穴をあけ貫通させる．それらの穴に，直径12mm，長さ9.2mmの丸棒を挿入する．この長さは，HG-2の羽根の板厚6 mmとPL-A, PL-Bの板厚3.2 mmの合計である．丸棒挿入後，点溶接する．また，HG-2の四隅にも点溶接を行った．この改良した蝶番をトラス下弦材の連結部に使用すると，下弦材の引張力はこれら合計8本の丸棒にせん断力として伝達される．完成した一体化蝶番を**写真 4-28**に示す．

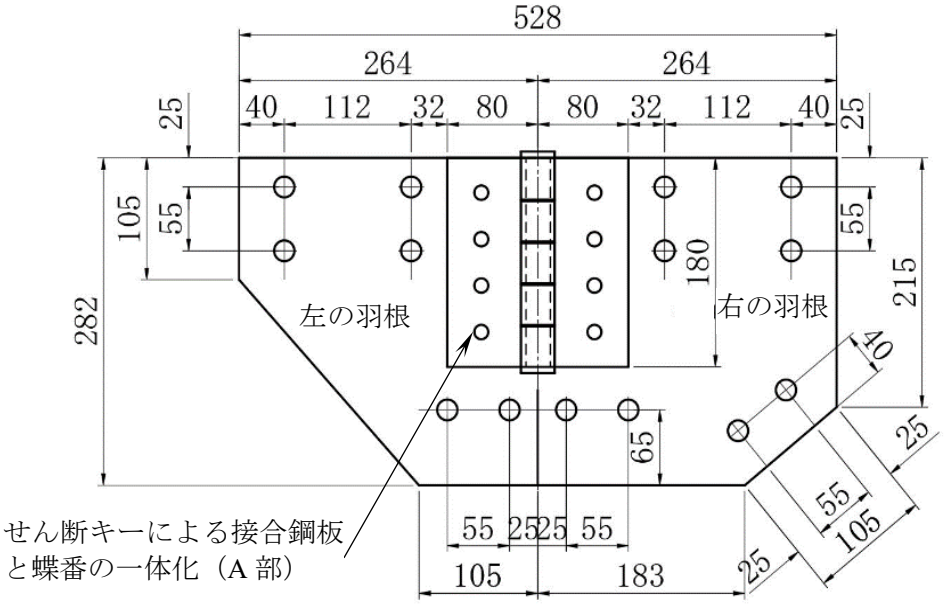


図 4-28　HG-2 と PL-A・PL-B の一体構造

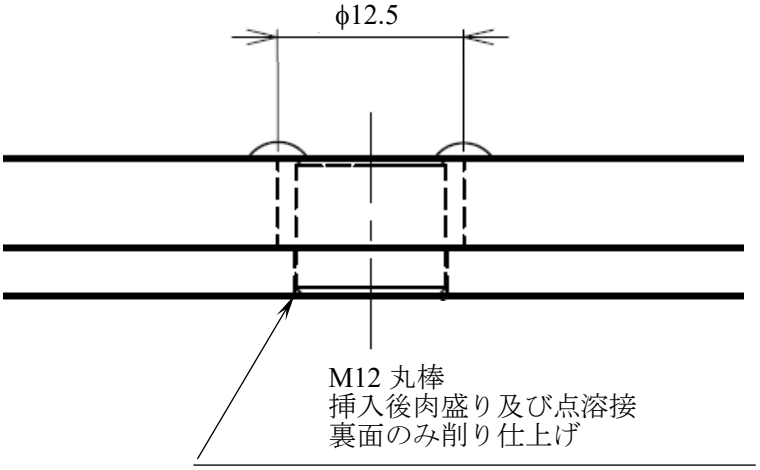


図 4-29　A 部詳細図（せん断キーによる蝶番の一体化）

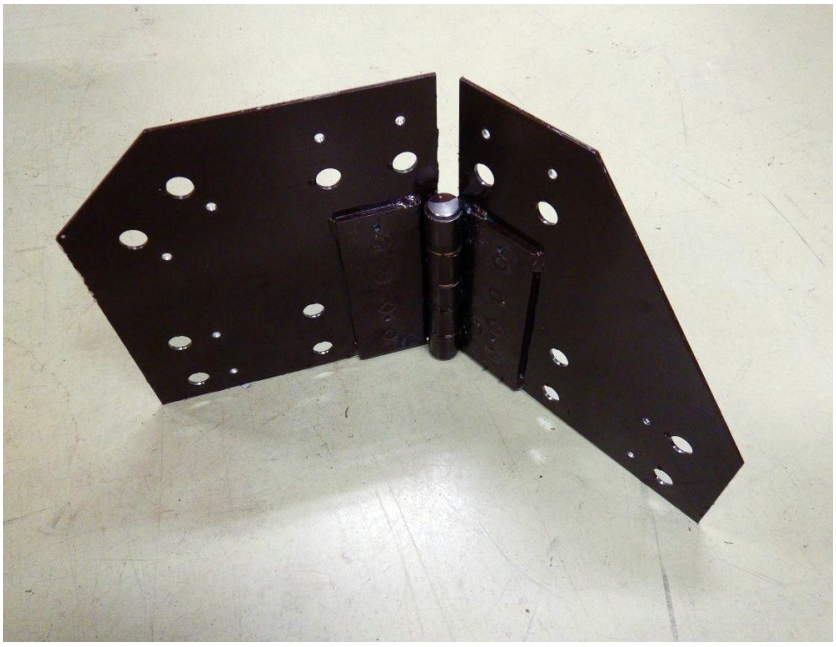


写真 4-28　完成した一体化蝶番

4.5.3　一体化した蝶番の引張試験

木製ハウトラス橋の下弦材を連結する一体化蝶番の強度を得る目的で引張試験を実施する．引張試験の試験体は，支間中央の下弦材連結部に用いる一体化蝶番を対象とする．この箇所には斜材が連結されていないため，PL-Aを2枚用 いてHG-2と一体化した**図 4-30**に示す試験体を用いる．試験体の左右には，載荷装置に固定させるためのつかみ部（長さ＝140 mm）を取り付ける．

試験体は，同一寸法形状のCT-1，CT-2，CT-3の3体とし，**写真 4-29**につかみ部を取り付けた状況を示す．試験体に木板が取り付けられているが，これは載荷装置に試験体を安定した状態で設置させるためのものである．

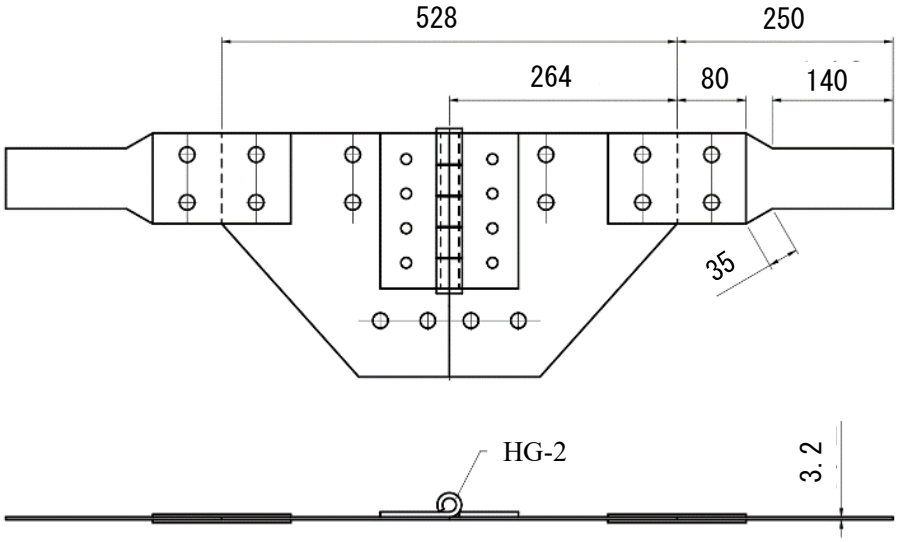


図 4-30　引張試験用の試験体

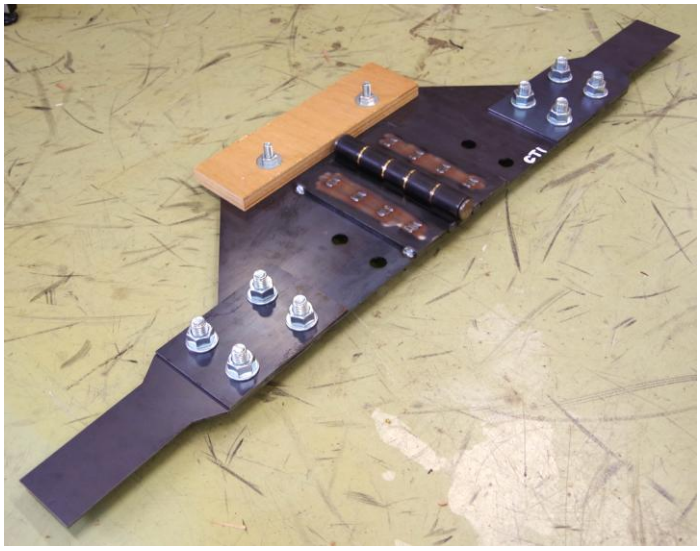
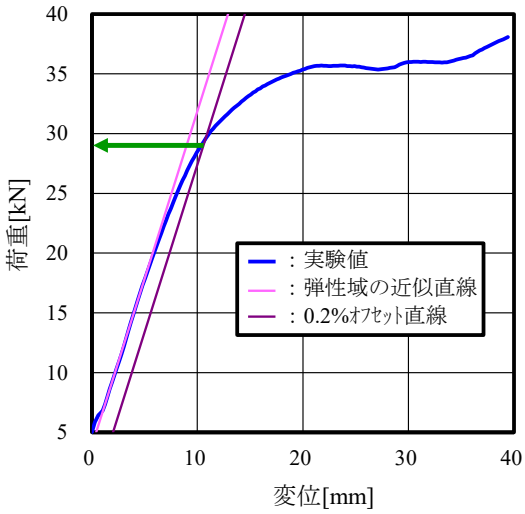


写真 4-29　載荷試験前の試験体

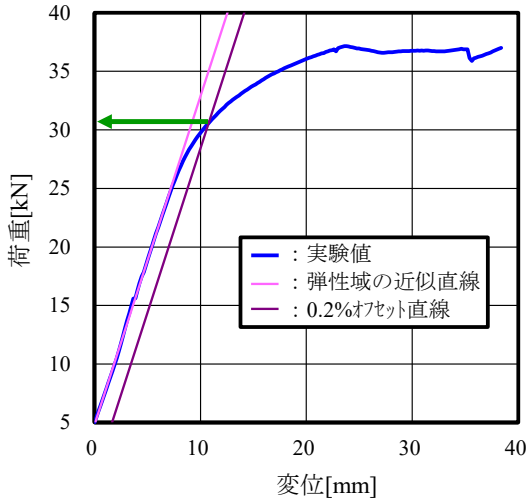
写真 4-30　引張試験の状況

引張試験の状況を**写真 4-30**に示す．載荷中は荷重と軸方向変位を測定し，破壊が生じるまで載荷を継続する．3体の試験結果を**図 4-31**に示す．横軸の変位は，つかみ部も含めた試験体全体の伸びとしている．縦軸は荷重であるが，つかみ部の鋼板を固定する際，約5 kNの初期荷重が作用したため縦軸の目盛りは5 kNからとなっている．

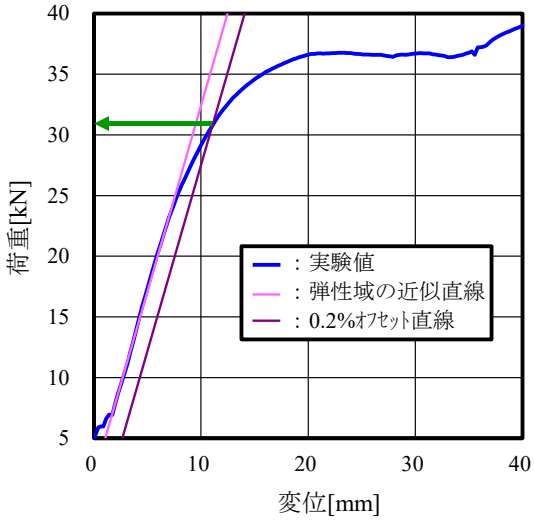
3体とも荷重変位曲線は明確な降伏点が見られない．そこでひずみが0.2%となる点を降伏点[25)]と見なし，それをこの一体化蝶番の強度と見なすこととした．実験値の弾性領域を直線近似させ，それを0.2%のひずみの分だけ平行移動させる．この直線と荷重変位曲線（実験値）との交点を求め，強度の実験値とした．3つの試験体の実験値として，CT-1：29 kN，CT-2：31 kN，CT-3：31 kN，が得られ，それらの平均値は30.3 kNとなった．



(a) CT-1



(b) CT-2



(c) CT-3

図 4-31　荷重－変位曲線

破壊時の状況を**写真 4-31～33**に示す．この一体化蝶番の主な破壊形態は，カール部（芯棒を巻いている部分）の巻きの剥がれであることが**写真 4-31**，**32**から判断できる．このカール部は**写真 4-32**の右の羽根から2本，左の羽根から3本で巻いているが，本数の少ない右側のカール部だけが破壊し，左側のカール部には損傷は認められなかった．また，芯棒には曲げ変形は見られず，芯棒の直角方向に作用するせん断力に耐えることができている．更に，せん断キーも全く損傷しておらず，鋼板PL-AとHG-2の羽根のずれも認められなかった．**写真 4-33**はPL-Aとつかみ部の鋼板を連結するためのボルト孔の損傷を表している．矢印で示された箇所でボルト孔がわずかだが広がっており，ボルトの食い込みが生じたと判断できる．以上により，この連結部構造の弱点はカール部であると判明したが，強度を上げるには，芯棒の長さを延長してカール部の断面積を大きくすることが考えられる．

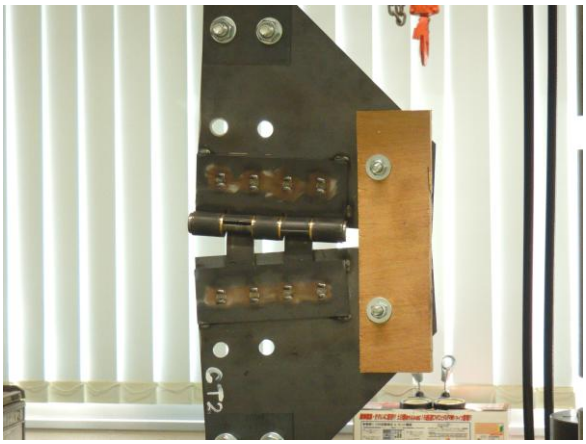


写真 4-31　破壊状況 1

写真 4-32　破壊状況 2

写真 4-33　破壊状況 3

4.5.4　接合部の強度

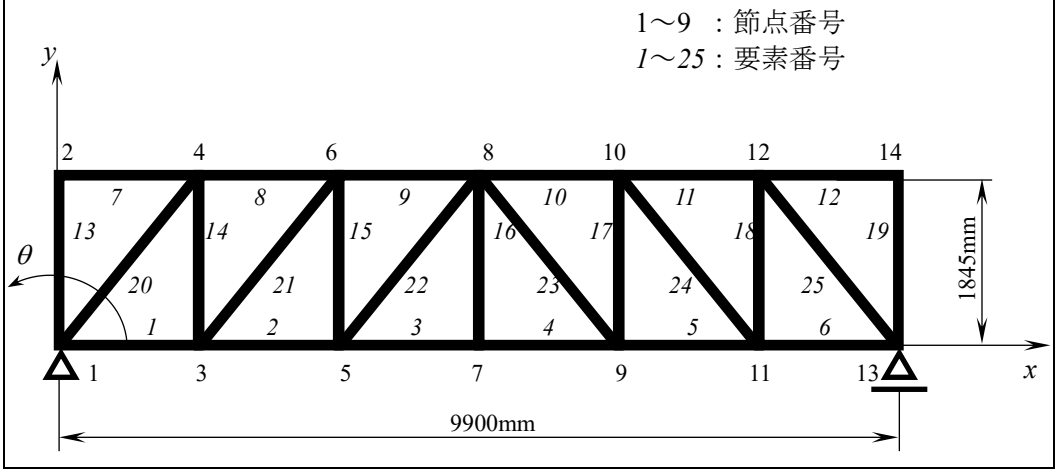
(a)　トラス部材の部材力

本橋梁の完成系を平面骨組構造にモデル化し，死荷重＋活荷重の荷重条件を与えて解析を行う．荷重条件，弾性係数等の解析データは**表 4-4**の通りである．構造解析の結果，支間中央の下弦材において最大引張力P＝16.8 kNが生じた．これに対して，木部材および接合部の強度が十分かを検討する．

表4-4　解析データとモデル

節点数			14
要素数			25
境界条件	節点1		x方向：固定，y方向：固定，θ方向：自由
	節点13		x方向：自由，y方向：固定，θ方向：自由
弾性係数	トラス部材(E_W)		7.000×10^3 N/mm^2
断面積	トラス部材(A)		1.103×10^4 mm^2
荷重	死荷重	木材	6.856 kN
		鋼材	4.525 kN
		死荷重合計	11.381 kN
	活荷重		31.185 kN
	死荷重・活荷重合計		42.566 kN

解析モデル図



(b)　木材の引張強度

トラス部材に用いたスギ材の引張強度（F_t = 13.5 N/mm^2）[25]と部材の純断面積の積を木材の引張強度とする．トラス部材の断面は全て105×105 mm，ボルト孔の径は18 mmとしており，引張強度P_wは次式の通り算出される．

$$P_w = (105\text{-}18\times2)\times105\times13.5 = 97.8\ \text{kN} \tag{1}$$

(c)　木材の集合型せん断破壊強度

ボルトを用いた接合部においては，部材軸方向のせん断面におけるせん断破壊と部材軸の直角方向の断面における引張破断が複合的に生じる集合型せん断破壊（図 4-32）を考慮することとしている[26]．本橋梁の部材端部には4本のボルトが配置されるため，それらのボルト間隔からせん断破壊面の面積及び引張破断の面積を算出し，集合型せん断破壊強度P_{uw}を求めると，次式の通りとなる．ここで，スギのせん断強度をF_s = 1.8 N/mm^{2}とした[26]．

$$P_{uw} = \max\begin{cases}(\text{引張部分の有効面積})\times F_t \\ (\text{せん断の有効面積})\times F_s\end{cases}$$

$$= \max\begin{cases}(55\times105)\times13.5 & = 78.0\ \text{kN} \\ (112\times2\times105)\times1.8\times2 & = 84.7\ \text{kN}\end{cases}$$

$$= 84.7\ \text{kN} \qquad (2)$$

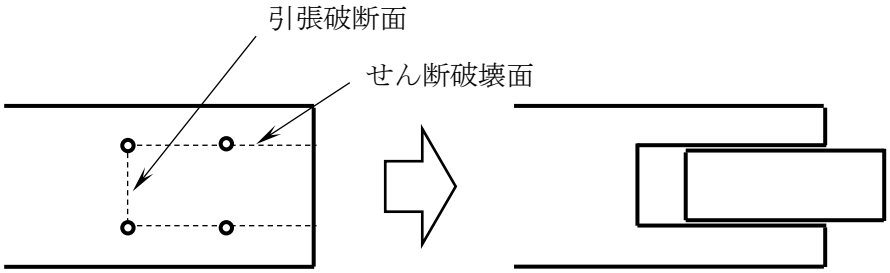


図 4-32　集合型せん断破壊

(d)　接合部の終局せん断耐力

1本の主材（105 mm幅）を2枚の鋼板（3.2 mm厚）で挟み，径が16 mmのボルトを用いて接合する場合は，接合部全体の終局せん断耐力P_{uj}を求めると，次式の通りとなる[26]．

$$P_{uj} = \Sigma(K\cdot n\cdot r_u\cdot p_y)$$
$$= 2(1.0\cdot2\cdot1.2\cdot(110\cdot16^2))$$
$$= 135.2\quad\text{kN} \qquad (3)$$

ここで，

K：1列のボルト本数に基づく耐力の低減係数（ = 1.0）

n：1列のボルト本数（= 2）

r_u：終局強度比（= 1.2）

p_y：単位接合部の降伏せん断耐力

である．かっこ内の数値は木質構造設計規準に基づいて得られた値である．また，p_yについても木質構造設計規準に基づき，本研究で使用する木材やボルトの寸法や樹種を考慮し，p_y/d^2 = 110を得て算出している．なお，ここでの終局せん断耐力は，図 4-33に示すボルトの曲げ降伏に対応したものとなる．

(e)　鋼板の引張強度

接合部の鋼板SPL-ABは，図 4-34に示す2つのボルト孔を通る断面で引張降伏すると仮定する．鋼板の引張強度P_sは，降伏応力235 N/mm^{2}を断面積に乗じて次式の通りとなる．

$$P_{sp} = (150\text{-}18\times2)\times3.2\times235 = 85.7\ \text{kN} \tag{4}$$

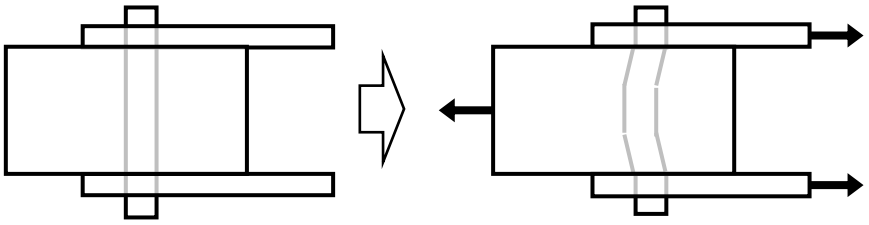


図 4-33 ボルトの曲げ降伏

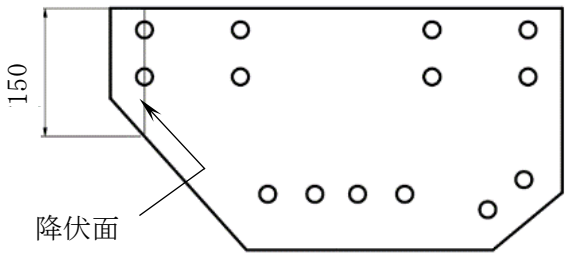


図 4-34　鋼板 SPL-AB の引張降伏面

一方，一体化蝶番の引張強度P_hは，引張試験結果より30.3kNである．したがって，鋼板の引張強度P_sは次式により得られる．

$$P_s = \max\begin{cases} P_{sp} = 85.7\ \text{kN} \\ P_h = 30.3\ \text{kN} \end{cases}$$
$$= 85.7\text{kN} \tag{5}$$

(f)　作用力と強度の比較

接合部を構成する各材料及び接合部全体の強度を(2)～(5)の通り算定したところ，いずれも作用力を大幅に超えることが分かる．最も小さい式(2)の値を用いても安全率は84.7/16.8 = 5.0が得られ，本接合方法を採用しても安全性は問題ないと判断できる．

4.5.5　屋外架設実験

函館高専構内敷地において，令和4年10～11月に一体化蝶番を使用する折り畳み式木製ハウトラス橋の組み立て及び架設実験を行った．

(a)　実験準備

写真 4-34のような架設台を地面に設置する．この架設台は2本のレール状の水平な木桁から成り，木桁上面は平滑に仕上げ，シリコンを塗布して滑りやすくしている．トラス橋の折り畳み・展開をこの架設台上で滑らせながら行う．**写真 4-34**では，木桁にはアルミニウム製のカバーが掛けられているが，折り畳み・展開動作の際はこのカバーを取り外す．

次に,架設台上でトラスパネルを一体化蝶番と鋼板SPL-ABでボルト接合し(**写真 4-35**)，一旦完成系の構造を組み立てる．茶色で塗装された鋼板が一体化蝶番であり，灰色で塗装された鋼板がSPL-ABである．一体化蝶番は，ボルトで木部材に固定されるが，更にM6の木ねじも使用して木部材に固定させる．組み立て完了後，折り畳むためにSPL-ABとボルトを取り外す．その後，橋の両端部を支間中央部に向かって人力で押すと，橋本体は架設台上を滑りながら徐々に折り畳まれて行く．完全に折り畳まれた状況を**写真 4-36**に示す．このときの橋軸方向の厚さは883 mm，橋軸直角方向の長さは4410 mmとなり，4トントラックでの運搬も容易なサイズとなる．また，死荷重は木材が6.86 kN，金物類（一体化蝶番，鋼板，ボルト等）が4.52 kN，合計11.4 kNとなった．改良前の死荷重は，金物類が5.60 kN，合計が12.5 kNであったため，金物類は19%の軽量化，合計では9%の軽量化が実現できた．

写真 4-34　架設台

写真 4-35　トラスパネルの連結

写真 4-36　折り畳んだ状態

(b)　展開実験

本研究で提案する折り畳み式緊急仮設橋は，平時は折り畳んだ状態で倉庫等に保管し，災害時に現場へトラック輸送して現場付近の道路上または平坦な土地で展開し，クレーン一括架設により架橋することを想定している．ここでは，架設の全工程のうち，展開からクレーン一括架設の直前までの工程を実施する（図 4-35）．

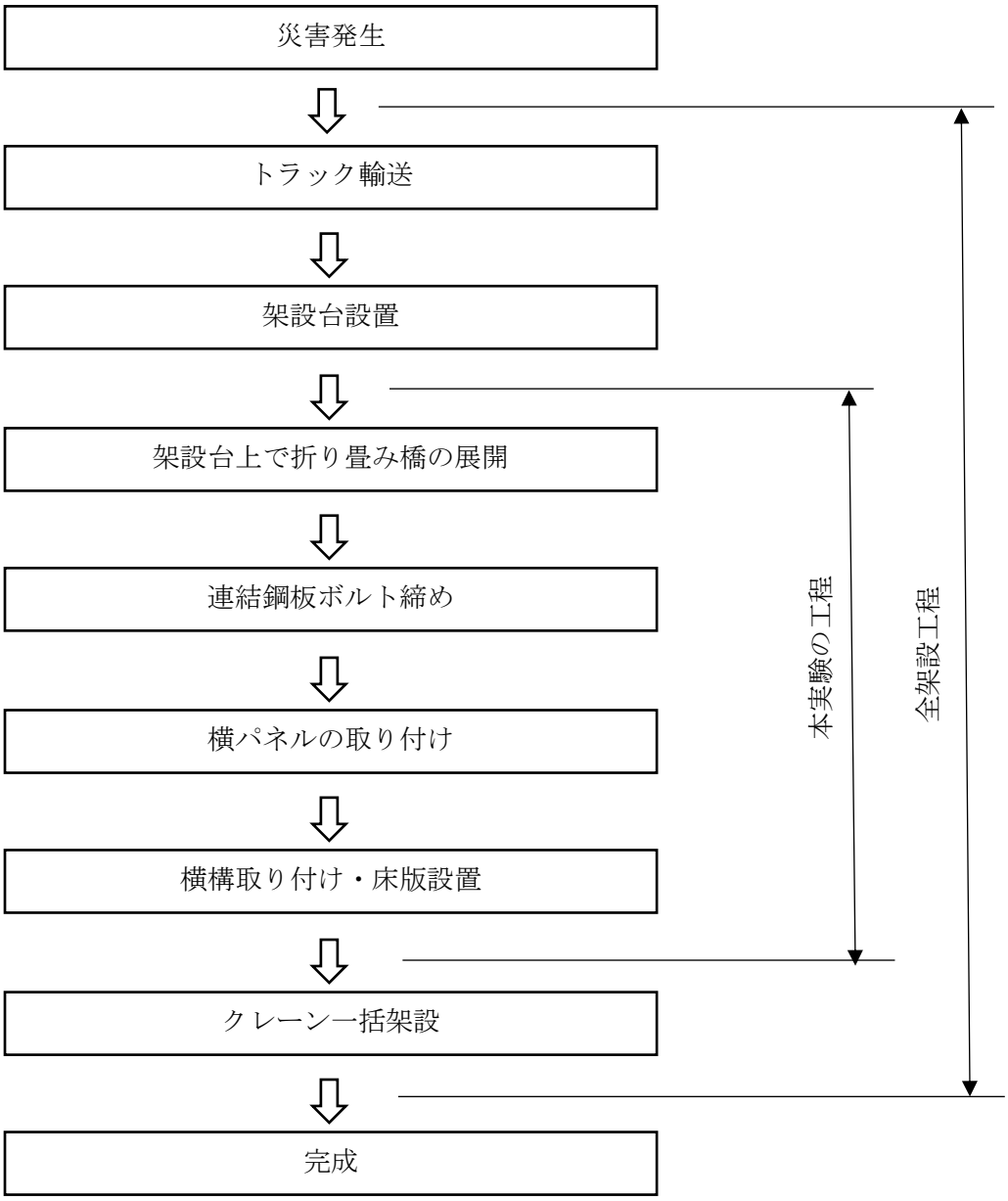


図 4-35　架設工程

実験は2日間に亘って実施した．第1日目は学生6名，高専技術職員2名の計8名が作業に当たった．災害時において，折り畳み橋の運搬と架設台の設置及び架設台上への橋の設置は完了したと想定し，展開作業から開始する．**写真4-37**は展開開始直後の状況である．端部のトラスパネルの垂直材を2人がかりで均等に引き寄せながら展開する．横パネル（**図 4-25**参照）の下弦材の下面には鋼板が取り付けられており，この鋼板が架設台上面を滑らかに滑りながら徐々に展開させる．展開は支間中央から左右両端に向けて4名で同時に行い，展開完了まで12分であった．

展開後，スパナを用いて連結鋼板SPL-ABを一体化蝶番とボルト接合する．**写真 4-38**にボルト連結作業の状況を示す．トラス部材の連結に使用するボルトは全てM16とし，ボルト孔は直径18 mmとしているため，ほとんどのボルトは容易に貫通させられるが，一部のボルトはボルト孔のズレにより貫通が困難であった．また，作業途中から雨が降り始め，作業効率が著しく低下した．このため，連結鋼板ボルト締め作業は57分経過の時点で中断した．

第2日目の作業は，天候が回復した4日後とした．作業は第1日目の残りの連結鋼板ボルト締めから開始し，作業人数は技術職員が1名減って7名となった．連結鋼板ボルト締め作業は，第1日目と同様に全作業者が同時に複数の個所で行うが，全連結箇所の締め具合を確認し増し締めも行ったため57分を要した．ボルト締めを行うに当たっては，全ての接合箇所において最初は緩く締めて仮止めとし，全ての鋼板にボルトが貫通させた後，増し締めを行って本締めとする．その後，横パネル取り付けに28分，横構の取り付け（ターンバックル回転による張力導入）に19分，床版敷き詰めに5分を要し，完成に至る．完成時の状況を**写真 4-39**に示す．

写真 4-37　人力展開作業

写真 4-38　ボルト連結作業

写真 4-39　完成時の状況

蝶番の改良による作業性を検証するため，2021年度（蝶番改良前）と2022年度との比較を**表 4-5**に示す．表には，2021年度と2022年度とでは作業人数が異なるため，作業時間（分）及び延べ作業時間（人分）を記載している．作業内容のうち，※印のついたものは2022年度すなわち本研究で実施した作業であり，※印のないものは2022年度は実施していないが2021年度には実施している作業である．作業の従事人数については，作業が非効率（多すぎて遊びが出る，少なすぎて時間がかかる）にならないよう人員配置しており，人工で延べ作業時間を比較することは適切と考えられる．※印の延べ作業時間の合計は，2021年度が1194人分，2022年度は1267人分となり，2022年度の方が73人分長い．これは，10人で作業したとして作業時間7.3分に相当する．2022年度が長くなった原因として以下の2点があげられる，

① 中断をはさんだ作業であるため，連続で作業した場合よりも作業効率が落ちた，
② 2022年度の第1日目において，連結鋼板ボルト締め作業が降雨の中での作業となり作業効率が低下した，

しかしながら，2022年度は，使用鋼板枚数を減らしているため，総作業量は軽減されており，接合部のボルト貫通の作業性も良好であった．従って，2021年度と2022年度の架設実験において，同一条件であるなら作業時間が短くなると推測できる．

表 4-5　各工程の作業時間と人工

作業内容	作業人数，時間，人工					
	2021 年度			2022 年度		
	人	分	人分	人	分	人分
架設台設置	10	19	190	―	―	―
トラックから積み下ろし作業	10	4	40	―	―	―
※架設台上で折り畳み橋の展開	6	4	24	4	12	48
※連結鋼板ボルト締め（1 日目）	10	65	650	8	57	456
※連結鋼板ボルト締め（2 日目）	―	―	―	7	57	399
※横パネル取り付け	10	23	230	7	28	196
※横構取り付け･床版設置	10	29	290	7	24	168
クレーン一括架設	3	6	18	―	―	―
小計(※のみ)		121	1194		178	1267
合計		150	1442		―	―

4.6　第４章のまとめ

本章では，3 章で述べた緊急仮設用トラス橋や既存の仮設橋に比べ，一層の施工時間の短縮と施工の省力化を目的とした木製折り畳み式橋梁について検証を行った．橋梁の形式は，木製折り畳み式トラス橋とし，折り畳んだ状態で災害現場までトラック輸送し，骨組構造を展開させて橋梁構造物を形成させる．展開作業には特別な重機等を必要とせず，人力のみで行える構造とする．

4.2 節では，5 分の 1 スケールモデルを用いギヤボックスによる展開システムを検証した．ギヤボックスはウォームギヤ，ウォームホイール，平歯車から構成され，ハンドルの回転操作により 2 枚のウォームホイールが回転し，シザーズを伸縮させる仕組みとなっている．この構造では，ハンドルを回す手の力だけでトラス構造の展開－折り畳みを行うことが可能である．非常に単純な構造で，電力等のエネルギーが不要であることから，災害時における橋梁架設の方法として検討したが，実物大スケールでは困難と判断した．

また人の通行を想定した 2 分の 1 スケールモデルを製作し，屋内で展開実験と静的載荷実験を実施した．ヒンジ部に大型の蝶番を採用し，また，部材接合部にアルミ板を使用した．更に展開後の上下弦材の連結を強固にさせるため補強鋼板を使用した．この模型は，全長 6000 mm が折り畳むことにより厚さがわずか 390 mm となり，重量も軽量（834N（85kgf））である．

静的載荷試験は，荷重は 1 個当たり 196N（20kgf）の鋼製の重りを用い，クレーンで吊り上げ載荷した．荷重条件は支間中央 1 点集中載荷とみなし，測定と解析を行った．実験では支間長の 3 分の 1 及び 3 分の 2 の格点でのたわみと支間中央部の上弦材，斜材，下弦材の垂直応力，支点部の斜材の垂直応力を測定した．

それぞれの測定値と荷重との関係を求めた結果，たわみ及び応力共にほぼ比例関係を呈することが認められ，骨組構造解析により得られる理論値ともおおむね整合した．たわみに関しては，測定値は理論値とかなり良い一致を示した．本供試体の幾何形状と境界条件は支間中央に関して対称となっているが，たわみ及び応力共におおむね対称性が認められた．これらより，本供試体は蝶番で連結された折り畳み可能な特殊な構造であるが，ハウトラス橋としての性能を有し，トラス部材を用いた骨組構造解析で計算可能と判断できる．理論値と実験値の相違は，蝶番の軸部のがたつき，材料の不均一さ，材料定数の誤差，荷重条件が原因であると推定した．

4.3 節では 2 分の 1 スケールモデルの屋外展開架設について述べた．架設場所は函館高専内のグランドとし，折り畳み橋梁を保管している橋梁工学実験室からグランドまでトラックで運搬した．展開作業後，クレーンによる一括架設を行った．所要時間は 1 時間 38 分であった．

4.4 節では実物大スケールモデルの開発と実験を表説した．トラスパネルをあらかじめ蝶番で連結して折り畳んでおき，現地で折り畳まれた橋を展開して完成させる屋外架設実験を行った．組み立ては 10 名の少人数で作業に当たった．折り畳んだ状態で 8.056kN（822kgf）の重量があるため人力による持ち運びは不可であるが，架設ヤードでの展開は短時間で済み，トータルの架設時間も 2 時間 30 分程度で済んだ．実験地は函館高専構内のグランドであったが，仮想の河川と道路を想定し，架設ヤードも道路上として，特別な土地が無くても組み立てられることを実証できた．

4.5 節では，折り畳み連結部の合理化改良に取り組んだ．新たに考案した一体化蝶番（接合鋼板－蝶番一体化構造）を適用し，部材連結部の合理化を図った．その結果，死荷重は 11.4 kN となり，約 9 %の軽量化を実現できた．架設実験では折り畳んだ状態から展開させ，完成系の構造に組み立てる作業を屋外で実施し，作業時間と作業性を確認した．その結果，延べ作業時間は 1267 人分であり，架設台上を滑らせながら展開する作業，連結部のボルト締め作業に，特に問題はなかった．しかしながら，作業中に雨が降ったため，作業効率が悪化し，途中で中断せざるを得なかった．これに先立ち，一体化蝶番の引張強度を載荷試験により明らかにした．引張強度は 30.3 kN となった．破壊性状は，蝶番カール部の剥がれであり，せん断キーには破壊が認められなかった．

トラス部材に作用する軸力の最大値と接合部の強度を比較した結果，一体化蝶番を採用しても安全性に問題ないことが分かった.

第 4 章の参考文献

1）防衛装備庁：機動展開能力と持続性・強靭性を確保する将来軽量橋梁技術，https://www.mod.go.jp/atla/research/ats2022/pdf/prog_rnd_05.pdf,POL1.0,https://www.digital.go.jp/resources/open_data/ public_data_license_v1.0，2024.10 取得.

2）近広雄希，有尾一郎，小野秀一，中沢正利：車両の通行を想定した伸縮可能な緊急橋の力学特性と簡易評価手法に関する実験的研究, 建設機械施工 Vol.67, No.1, PP89-98, 2015.

3）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, pp.1307-1315, 2016.

4）Hirasawa, H.; Tonuma, J.; Shibuya, T. Sato, K.:"Development of a folding timber bridge for recovery from disasters", CD-ROM Proceedings of the World Conference on Timber Engineering（WCTE 2016）, August 22-25, 2016.8.

5）Hirasawa, H.; Ansai, H.; Tonuma, J.:"Folding System for Timber Truss Bridge", Conference proceedings, ICTB 2017, 3rd International Conference on Timber Bridges, June 26-29, 2017,6.

6）平沢秀之，安齋穂実，戸沼淳：折り畳み式小型軽量木製トラス橋の開発，土木学会第72回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-578,2017.9.

7）Hirasawa, Hideyuki, Sato, Shiori and Tonuma, Jun :"DEVELOPMENT OF SHORT SPAN FOLDING TIMBER BRIDGE", Proceedings, https://www.xcdsystem.com/smsb/proceedings 2018/program.cfm, 10th International Conference on Short and Medium Span Bridges, 2018.8.

8）平沢秀之，佐藤史織，戸沼淳：木製折り畳み式橋梁の展開機構と模型試作，木材利用研究発表会講演概要集 17, pp.108-112, 2018.8.

9）佐藤史織，平沢秀之，戸沼淳：コンパクトな折り畳み式木製歩道橋の提案，土木学会第73 回年次学術講演会講演概要集（DVD-ROM）, V-005, 2018.9.

10）佐藤史織，平沢秀之，小泉楓，戸沼淳：折り畳み式木製トラス橋の静的載荷実験，木材利用研究発表会講演概要集 18, pp.82-85, 2019.8.

11）佐藤史織・平沢秀之・小泉楓・戸沼 淳：災害復旧用折り畳み橋の性能確認試験，木材利用研究論文報告集 18, pp.34-39, 2019.

12）日本建築学会：木質構造限界状態設計指針（案）・同解説，2003.

13）平沢秀之，菊池幸恵，佐藤史織，小泉楓，戸沼淳：災害時の通路確保のための緊急仮設橋について，土木学会北海道支部論文報告集第 76 号, A-11, 2020.1.

14）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼 淳：災害復旧用木製トラス橋の架設実験，木材工学研究発表会講演概要集 19, pp.130-134, 2020.8.

15）平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：折り畳み式木製トラス橋の現場架設，木材工学論文報告集 19, pp.60-65, 2021.

16）加藤慎吾，平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：木製緊急架設橋の屋内及び屋外架設実験，土木学会論文報告集，Vol.79, No.28, 22-28005, 2023.

17）平沢秀之，佐藤香純：折り畳み式応急橋における展開工法の開発，木材利用研究論文報告集 15, pp.46-48, 2016.

18）関本颯士，平沢秀之，加藤真吾，菊池幸恵，戸沼淳：折り畳み式緊急仮設橋の屋外架設実験，土木学会北海道支部論文報告集第 78 号, A-11, 2022,1.

19）加藤真吾，平沢秀之，菊池幸恵，戸沼淳：実物大木製緊急仮設橋の架設実験，木材工学研究発表会講演概要集 21, pp.98-105, 2022.8.

20）Jun Tonuma, Hideyuki Hirasawa, Atsushi Toyoda :"CONSTRUCTION TESTS OF A FOLDING TIMBER BRIDGE", Proceedings of the World Conference on Timber Engineering 2025, Conference Proceedings，2025.6.

21）MR-130Rf 性能表， https://www.kato-works.co.jp/ products/roughter/mr130rf.html. 2023.10 取得.

22）https://www.takigen.co.jp/products/list/12020．2023.10 取得.

23）戸沼淳，平沢秀之，加藤真吾，菊池幸恵：折り畳み可能な木製トラス橋の部材連結部，

木材工学研究発表会講演概要集 22, pp.68-76, 2023.8.
24）戸沼淳，平沢秀之，加藤真吾，菊池幸恵：連結部を合理化した折り畳み式木製トラス橋の開発，土木学会論文集，Vol.80，No.28，23-28007，2024.
25）伊藤学：改訂鋼構造学，コロナ社，1999.
26）日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，2006.

第　5　章

結　　論

近年頻発している甚大な自然災害は道路，鉄道，電気，水道等のライフラインを分断させ，人々の命や生活を脅かしている．分断された交通路を通行するための仮橋には工事用の仮橋や災害復旧用の仮設橋の事例はあるが，いずれも架設に数日から数週間を要し，架設ヤードとしての場所も必要とする．災害発生時の人命救助，物資輸送に適したものではなく，現在の所 72 時間以内を目的とした仮設橋は開発されていない．地球温暖化防止のための取り組みにおいて，森林は二酸化炭素の吸収源として，また再生可能な資源である木材の供給源として注目されているが，国産木材の利用は外材の輸入増加に伴い，減少傾向にあり林業が衰退している．新たな国産木材の利用が模索されており，公共工事において，土木，建築分野での利用促進が推進されている．

以上の現状を踏まえ，本研究では災害時に短時間にかつ簡易に架設可能な緊急仮設橋の開発を目的とし，部材には木材を適用するものとした．2 つの形式の木製緊急仮設橋の開発を行い，一つはワーレントラス構造に着目し，短時間に人力で組立可能なワーレントラス橋を開発した．さらに，部材，接合部の改良を行い，より短時間の架設が可能で軽量化されたワーレントラス橋を開発した．開発した橋梁について架設実験，強度試験を通して実証を行った．もう一つの形式の緊急仮設橋は，組み立て時間のより一層の短時間化を目指し折り畳み式橋梁の開発を行った．折り畳まれた橋梁をトラックで運搬，現地で展開し橋構造を構築するものである．この形式についても，架設実験，強度試験を行い実証することができた．

国土強靭化基本法で謳われた「人命の保護」，「経済社会の維持」，「被害の最小化」，「迅速な復旧復興」の 4 つを柱うち，上 3 つは被害の防止を目的としており，4 つ目は被害後の対応を謳っている．「迅速な復旧復興」に当たり，まずは人命救助を優先して行う，本研究はそのための研究である．災害対応として国土交通省が保有する応急組立橋などの緊急仮設橋はあるが，市町村や民間企業レベルで保有・活用でき，より細かで迅速な対応ができる緊急仮設橋の開発と実用化が必要であり，その開発が本研究の社会的意義となる．

本論文は 5 章より構成されており，各章で得られた知見をまとめると以下のようになる．

第 1 章では，研究の背景，目的について述べている．1.1 節では最近の主な自然災害を紹介し，災害時に交通路が遮断された場合，緊急仮設橋を設置していち早く人命救助や物資輸送を行うことの重要性を述べている．また大気中の二酸化炭素濃度の世界平均や年平均気温偏差が年々上昇している現状を示し，国内では樹木が貴重な二酸化炭素の吸収源として認識しているおり，これに着目した国土交通省や林野庁の土木事業を含む公共建築物への木材利用推進の取り組みを紹介している．1.2 節では災害が発生した際の被災者救助に用いられる「72 時間の壁」の概念の重要性と現在まで 72 時間以内を目的とした仮設橋が開発されていない現状に触れ，本研究が対象とした緊急仮設橋について述べている．本研究が掲げた目的は，災害時に瞬時にかつ簡易に架設可能な緊急仮設橋の開発に取り組むものであり，部材として制作性・加工容易性・入手性に優れ軽量である木材を採用する．

第 2 章では，自然災害による橋梁被害と災害復旧用橋梁の実例として，令和 2 年 7 月豪雨による球磨川沿川の災害と令和 3 年 8 月の大雨によるむつ市及び風間浦村の橋梁被害により集落が孤立した事例を紹介し，国土交通省所有の応急組立橋が配備された事例を紹介した．2.4 節では常設橋・仮設橋の要求性能を述べ，一時的な使用に限られる災害時用の仮橋や工事用の仮橋等の仮設橋は，常設橋とは異なる性能を必要とするはずであり．特に災害時用の仮設橋には「架設時間が短時間であること」が保有すべき性能として重要であることを述べた．本研究では人命救助や物資輸送などより緊急を要する発災後 72 時間以内を対象とすることを提示し，緊急仮設橋への木材適用の有用性に触れ，本研究の対象橋梁の材料を木材とし，以下の要求性能をもとに開発に取り組むこととした．

(1) 製作･架設時間：製作時間（パーツ組立て時間） 4 時間以内，架設時間 4 時間以内．
(2) 製作容易性　：部材は軽量で，人力且つ少人数で製作できる．
(3) 強度･耐久性　：緊急時の活荷重に対する強度確保．耐久性能は付与しない．
(4) 運搬性　：パーツまたは半完成品がトラック輸送できる．
(5) 施工性　：組み立て・架設ヤードが容易に確保でき，短時間で架設できる工法を選択する．

第 3 章では災害時に短時間で架設することが可能な木製ワーレントラス橋を提案し，その実用性を検証する．2010 年に開発したワーレントラス橋（2010 年モデル）は，支間長 10m，幅員 1.2m を有し，トラス部材には 120×120 ㎜のスプルース材を使用した．この橋梁は完成後 5 年経過時に函館高専構内から八雲町の登山道に移設し供用されている．移設後 6 年，10 年経過時に健全度調査を行った．当該橋梁は使用，管理している山岳会のメンバーが，定期的に清掃，防腐剤の増塗等のメンテナンスをしており，良好な状態が保たれていることを確認した．2019 年にはトラス接合部を改良し，さらなる軽量化を目指し部材，接合部の変更を行った（2019 年モデル）．トラス橋としての挙動を確認するため，静的載荷試験を行った．接合部の鋼板と木部材の滑りが落ち着いた状態では，実験値と解析値が一致し，本橋梁がトラス橋として挙動し，トラス要素を用いた平面骨組構造解析で挙動を予測できることを確認した．2023 年モデルでは前モデルの課題であった橋軸直角方向の剛性の弱さを改良するとともに，接合部の強度と組立効率の向上を図った．集合型せん断破壊に対する強度を高めるため，トラス部材のボルト配置法を改良した．改良後の強度確認をするため，改良前，改良後の接合部モデルの供試体を作製し引張試験を実施した．改良前のモデルでも引張強度の安全性は確保されていたが，改良後の供試体では 1.23 倍の強度向上を確認し，更に安全性が高まったことを確認した．また床桁の接合に折り曲げ鋼板を用いて，組み立て効率向上を図った．折り曲げ部の安全性を確認するため，載荷試験を実施した．
試験では，2023 年モデルと同一の床桁接合方法の供試体において最大荷重が設計荷重を大幅に上回っていることを確認した．屋内架設実験の際，完成後の橋梁の支間中央部の斜材に橋軸直角方向に人力加振を試みたが，振動はほとんど発生せず橋軸直角方向の剛性は非常に高いと推察できた．屋外架設実験においては合計時間が 3 時間 8 分と 2019 年モデルの 4 時間 30 分とくらべ大幅な短縮となり，作業効率の向上を確認した．

第 4 章では，より一層の架設時間の短縮を目指し，折り畳まれた構造を架設現場で展開する全く新しい橋梁構造を提案した．橋梁の形式は，木製折り畳み式トラス橋とした．この形式は，折り畳んだ状態で災害現場までトラック輸送し，骨組構造を展開させて橋梁構造物を形成させることができる．本体は保管場所でほぼ完成させた状態で折り畳み，現地での施工は展開作業だけとなる．展開のための作業には特別な重機等を必要とせず，人力のみで行える方法の開発を目指す．展開方法は，専用の架設台を考案しその架設上台を滑らせて展開するものとした．展開動作確認のため，２分の１スケールモデルを作製し屋外展開実験を行った．実験は橋梁本体をトラックに積み込むところから始め架設ヤードに運搬，展開，組立，クレーンによる一括架設と災害時を想定したものとした．組み立てにやや時間を要する作業はあったが，折り畳み橋を乗せたトラックが架設ヤードに到着した時間から，一括架設が完了するまで 85 分と，極めて短時間で架設が可能であることが実証された．架設実験に先立ち，静的載荷実験を実施しハウトラスとしての構造性能を有していることを確認した．

実物大モデルとして，支間長 9.90m，幅員 1.11m の木製ハウトラス橋を作製し，屋外架設実験を行った．作業時間は 2 時間 29 分であったが，作業時間の半分以上が組立作業で占めている．重量は折り畳み時は 8.061kN であったが，完成時は連結鋼板や床版の重量が加算され，12.464 kN となる．これらの課題に対し部材連結のための，鋼板数を減らし連結部を合理化した部材の接合と折り畳みの両機能を備えた新たな蝶番を考案した．2021 年度完成のハウトラス橋連結部は，1 か所につき 3 種類の鋼板と 1 つの蝶番を必要としたため，1 つの連結鋼板と 1 つの一体化蝶番のみとする合理化を図った．一体化蝶番の強度を確認するため引張試験を実施し，引張強度 30.3kN を得た．トラス部材に作用する軸力の最大値と，接合部の強度を比較した結果，本一体化蝶番を採用しても安全性に問題ないことを確認した．改良したモデルについても屋外架設実験を行ったが，悪天候による影響や作業人員の差などがあり，明確な改良効果は確認できなかったが，同一条件であれば作業時間は短縮になると推測される．

第 5 章では，本研究で得られた結論をまとめてここに述べた．

以上，本論文を各章ごとに総括したが，今後の研究課題として自動車荷重にも抵抗できる緊急仮設橋の開発を行う予定である．本研究が対象とした緊急仮設橋は群集荷重に抵抗できる歩道橋であった．しかし災害後の復旧活動をより効率的に行うには，緊急車両や軽トラ

ック等の通行も可能とすることが望ましい．また支間長も本研究では 10 m程度の小規模橋梁の開発を行ってきたが，災害現場への適用性を考慮すればより長支間の緊急仮設橋が望まれる．今後はこのようなことを念頭に研究を進めていく予定である．