雪荷重を受けるプレストレス木箱桁橋の局部座屈

有山 裕亮¹・近藤 高誉²・後藤 文彦³・野田 龍⁴・佐々木 貴信⁵

 ¹正会員 リテックエンジニアリング(株)(〒107-0052 東京都港区赤坂 6-4-2) E-mail: ariyama@retec.co.jp
²正会員 創研コンサルタント(株)(〒010-0951 秋田県秋田市山王一丁目9番22号) E-mail: t-kondo@sohken-c.co.jp
³正会員 秋田大学大学院理工学研究科(〒010-8502 秋田県秋田市手形学園町1-1) E-mail: gotou@gipc.akita-u.ac.jp
⁴正会員 秋田大学大学院理工学研究科(〒010-8502 秋田県秋田市手形学園町1-1) E-mail: noda@gipc.akita-u.ac.jp
⁵正会員 秋田県立大学木材高度加工研究所(〒016-0876 能代市海詠坂11-1)

豪雪地帯の登山道として,これまで以上に長い支間長での供用が期待されているプレストレス木箱桁橋について,様々な寸法の3次元有限要素モデルを作成し,雪荷重を想定した座屈解析を行った.その結果をまとめ, 鋼板部の局部座屈の照査を支援する図を提案し,支間長9.920m ~ 20.870m,桁高500mm ~ 1000mmの範囲 では鋼板部の局部座屈が生じることはほぼないことを示した.

Key Words: on-site timber bridge, local buckling, snow load, Salome-Meca

背景及び目的

秋田県は森林率7割でその半分は人口林であり、こ の広範な人工林を保全していくために間伐材の積極的 な利用が望まれている.しかしながら、土木分野では 間伐材はおろか木材の利用が先進的であるとは言えな い.このような状況は、ひとつとして木材の加工・流 通によって生じる費用やエネルギーの大きさに起因し ているものと考えられる.そこで、そのようなコスト を削減するために、構造物を供用する現地で必要とす る木材を調達・加工し、構造物を施工するオンサイト 生産システム¹⁾が構築されてきた.そして、このオン サイト生産システムに適した木橋として開発されたの がプレストレス木箱桁橋(通称「オンサイト木橋」)²⁾ である.

このような経緯で開発されたプレストレス木箱桁橋 は主に秋田県内の山間部に町道や登山道として数カ所に 架設され(図-1),その実用性を確認されてきた^{3)~10)}. 今までのものは5~10mと比較的スパンが短いが,今 後,10~20mの比較的長いスパンにも対応すること が求められている.そこで十分な剛性を確保するため に,図-2の「計画中のモデル」に示すように鋼板にフ ランジを設けることにした.しかし,このような部分 的に木材と一体化した孔の空いた溝形鋼の局部座屈挙 動について解析的に求めることは難しく,有限要素法 などの数値解析に頼らざるを得ないが¹¹⁾,実務設計の レベルで3次元詳細モデルの数値解析を行うことは現 実的ではない.



図-1 登山道に架けられた立川橋

迅速な架設が可能なことから応急橋としての活用も 期待されている木橋であるため,可能な限り手早く設 計できることが望ましい.そこで,本研究では有限要 素解析による座屈のケーススタディを行い,対象とす る木橋の局部座屈に対する設計や照査を簡便にするた めの図表を提案すること,また,橋長や桁高,三角孔 などの構造諸元と座屈挙動の関係を明らかにすること を目的とする.

2. 数値モデル化と解析手法

解析の対象としているプレストレス木箱桁橋の断面 は図-2 の「計画中のモデル」に示すように,剛性確保



図-2 モデルの断面

のために鋼板の上下縁を折り曲げてフランジを設けた チャネル材としている.フランジを外側のみに設ける のは,内側は角材をおさえるためにフランジを設けら れないからである.なお,この外側フランジは化粧角 材で隠されるため,木橋景観にもそれほど影響を与え ない.角材は,図-2のように1ボックスで幅員方向に 7本並べるのを標準としており,さらにこれよりも幅員 が大きくなる場合には,幅員方向に複数のボックスを 並べていく形式を取る.そのため,1ボックスの挙動の みを解析すれば概ね2ボックス以上の挙動も予測でき るものと考えられる.

プレストレス木箱桁橋の鋼板には図-3に示すような 三角孔が設けられている.これには,施工する上で孔 に手を入れて作業する必要があるという理由の他にも、 軽量化して施工性を向上させること,通気性を良くし て木材の不朽を防止するといった理由がある.この三 角孔は,トラス節点位置にPC鋼棒を配したプラットト ラスを形成するように線を繋ぎ(図-3の点線),これ らの縦線・斜線にそれぞれ 80~95 mm の幅(以降「鉛 直材幅」・「斜材幅」)を持たせることで形状が決定する. PC 鋼棒間距離は幅員方向に所定のプレストレスが導入 されるように 730 mm と定めているため,三角孔の形 状は桁高と鉛直材幅,斜材幅によって決まる.本解析 では,三角孔の形状が座屈挙動に与える影響を確認す るために,現状の施工例では最も三角孔が大きくなる 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm (図-3の左)と最も三角孔 が小さくなる鉛直材 95 mm・斜材 95 mm (図-3の右) の2つの場合について解析を行う.また,桁高や橋長 が座屈挙動に与える影響を確認するために,桁高につ いて 500 ~ 1000 mm,橋長に関しては 10.220 ~ 21.170 mのモデルの解析を行う.

木材と鋼板の一体化方法については,プレストレス 導入箇所で図-3に示すアンカープレートの位置のみで 要素の節点を共有させることにする¹²⁾.これは,図-2の 「従来モデル」でスパン7mのもので破壊試験を行った 際に,鋼板の上部圧縮側のアンカープレート間の中央付



図-3 三角孔の寸法の決まり方



図-4 モデルの全形と解析条件

近がはらむような挙動を確認した¹¹⁾ためで,アンカー プレートでおさえられていない箇所が座屈できるよう に木材と鋼板とを一体化させない.

鋼板の材料定数は,ヤング率 $E_{ijj} = 206$ GPa, ポアソン比 $\nu_{ijj} = 0.3$ とする.また,木材(秋田スギ)の材料定数については,過去に縦振動法により測定した繊維方向ヤング率の平均値を参考に軸方向ヤング率を $E_{zz} = 7.0$ GPa,軸直角方向ヤング率を $E_{xx} = E_{yy} = \frac{E_{zz}}{25}$,せん断弾性係数を $G_{xy} = G_{yz} = G_{zx} = \frac{E_{zz}}{15}$ とし,応力-ひずみ行列の対称条件からポアソン比を $\nu_{zx} = \nu_{zy} = 0.4$, $\nu_{xy} = \nu_{xz} = \nu_{yx} = \nu_{yz} = 0.016$ とした直交異方性材料とする.

座屈解析において十分な精度を得るためには,鋼板の 要素分割を細かくする必要があり,全体モデルでは計算 容量的に解析が困難であるため,対称条件より図-4に 示すような単純支持の1/4解析を行う.対象としている 橋梁は,雪荷重を主な外力として設計を行っているた



図-5 支間中央側の座屈の例(桁高 600 mm,橋長 18.980 m,鉛 直材 80 mm・斜材 80 mm)



図-6 支点付近の座屈の例(桁高900mm,橋長12.410m,鉛直 材80mm・斜材80mm)

め,図-4に示すような積雪深 1m あたり q = 3.5 kN/m² の等分布荷重¹³⁾を載荷し,求めた座屈荷重を積雪深(以降「座屈積雪深」)で表す.要素分割については,モデ ルが3次元で曲面を有した複雑な形状であることから, 要素の自動分割機能で中間節点を持った4面体2次要 素に分割し,座屈荷重は固有値問題として Lanczos 法 で算定する.なお,本解析には有限要素解析ツールの Salome-Meca2017¹⁴⁾を用いる.

3. 数値解析の結果

(1) 対傾構のないモデル

実際のモデルには板厚 6 mm のダイアフラム状の対 傾構が設けられているが,より一般化された問題につ いて解析した方が,構造力学的な観点からの考察や様々 な問題への応用が行いやすいため,まずは対傾構のな いモデルについての解析を行う.

座屈積雪深が最小となるモードを図-5,図-6に示す.曲げモーメントが支配的となるときは,図-5に示すように支間中央側の鋼板上部圧縮側のウェブが面外に局部座屈しつつ,フランジが複数のPC鋼棒間をまたいで 波を打つような座屈モードとなる.また,せん断力が



図-7 対傾構のないモデルの座屈積雪深と桁高の関係(鉛直 材 80 mm・斜材 80 mm)



図-8 対傾構のないモデルの座屈積雪深と桁高の関係(鉛直 材 95 mm・斜材 95 mm)

支配的となるときは,図-6に示すような支点付近の断面が全体的にくびれるような座屈モードとなる.なお,本項の図中では座屈のモードの違いを,図-5に示すようなモードの場合で,図-6に示すようなモードの場合で表記する.

a) 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm の結果

鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルについて,座屈積 雪深と桁高の関係を図-7 に示す.図-7 は橋長などの設 計条件から桁高が決定した時に,その桁高で座屈に対し て十分耐えうるかどうかの確認に使用できる.図-7を 見ると,橋長が短いものの方が桁高の影響を受けやす く,橋長が長いものは桁高の影響を殆ど受けていない ことが分かる.また,橋梁が細く長いほど曲げモーメ ントが支配的になるため図-5 に示すように支間中央側 で座屈()が生じ,橋梁が太く短くなるほどせん断力 が支配的になるため,図-6 に示すように支点付近で座 屈()が生じていることが分かる.支間中央側につい



図-9 組立中のプレストレス木箱桁橋の対傾構

表-1 対傾構の数と座屈積雪深の関係(橋長16.790m,桁高 800mm,鉛直材95mm・斜材85mm)

対傾構の数	座屈積雪深(m)	座屈箇所
0	24.5	支間中央側
3	25.2	支間中央側
5	25.2	支間中央側
9	25.3	支間中央側

ては、桁高が高い方が曲げ剛性が大きくなるため,支点 付近については,桁高が低い方が断面変形が生じにく いために,それぞれ座屈積雪深が大きくなるものと考 えられる.図-7より,どの桁高でも橋長が長くなるほ ど座屈積雪深が小さくなることが分かるが,等分布載 荷の場合,橋長が長くなるほど外力の作用が大きくな るため,このような結果が得られたものと考えられる.

b) 鉛直材 95 mm・斜材 95 mm の結果

鉛直材 95 mm・斜材 95 mm のモデルについて,座屈 積雪深と桁高の関係を図-8に示す.全体的に座屈積雪 深は鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルよりも少し大 きいが,座屈積雪深と桁高や橋長との関係は,前項で 述べたものと殆ど違いがない.しかし,図-7と図-8を 比較すると, と の境目が一つ右にずれていること から三角孔の大きさが座屈箇所にある程度の影響を与 えることが分かる.

(2) 対傾構のあるモデル

前項では対傾構のないモデルについての結果を示したが,実際の橋梁では図-9に示すような6mmの鋼板がダイアフラム状に対傾構として設けられているため, 図-6に示すような座屈が生じるとは考えにくい.この対傾構はプレストレス導入前の角材を並べやすくし,施 工性を高める役割を兼ねているが,モデルによって対



図-10 対傾構のあるモデルの支間中央側の座屈の例(桁高600 mm,橋長18.980 m,鉛直材80 mm・斜材80 mm)



図-11 対傾構のあるモデルの鉛直材の座屈の例(桁高 600 mm, 橋長 18.980m, 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm, 対傾構あり)

傾構の数が異なる上,対傾構の数が座屈積雪深に与え る影響は分からない.そこで,橋長・桁高・三角孔の寸 法を統一した1つのモデルで対傾構の数を変化させて 解析を行ったところ表-1に示すような結果が得られた. 表-1に示すように,対傾構3枚以上では対傾構の数を 増やしても座屈積雪深に大きな変化は見られない.こ れは,座屈の生じる支間中央と両端の支点付近の3箇 所に設けた対傾構が有効に機能し,それ以上増やして もあまり影響はないということと思われる.そこで,本 章では両端部・支間中央部の3箇所のみに対傾構を設 けて解析を行う.

座屈積雪深が最小となるモードを図-10,図-11に示 す.曲げモーメントが支配的なときは,図-10に示すよ うな支間中央側の鋼板上部圧縮側のウェブが面外に局 部座屈しつつ,フランジが複数のPC 鋼棒間をまたいで 波を打つような座屈モードとなり,図-5に示す対傾構 のないモデルの座屈モードと非常に似通っている.こ れら支間中央側の座屈の僅かな違いとして,対傾構の あるモデルの場合には,支間中央に設けられている対 傾構の近くでは座屈が生じていないことが分かる.一 方,せん断力が支配的なときは,図-6に示す対傾構の



図-12 対傾構のあるモデルの座屈積雪深と桁高の関係(鉛直 材 80 mm・斜材 80 mm)



図-13 対傾構のあるモデルの座屈積雪深と桁高の関係(鉛直 材 95 mm・斜材 95 mm)

ないモデルと明らかに異なり,図-11に示すように端部 から2~3つ目の鉛直材が座屈することが分かる.こ れは,支点に近いほどせん断力が大きくなるが,端部 に対傾構があることで支点付近の断面全体が変形する のを防ぐだけでなく,近くにある鉛直材が座屈するの も防いでいるためであると考えられる.なお,本項の 図中では座屈モードの違いを,図-10に示すようなモー ドの場合を で,図-11に示すようなモードの場合を で表記する.

a) 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm の結果

鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルについて,座屈 積雪深と桁高の関係を図-12 に示す.図-12 は図-7 と同 様に,橋長などの設計条件より桁高が決定したとき,そ の桁高で座屈に対して十分耐え得るかどうかの確認に 使用できる.座屈積雪深と桁高や橋長は全体的に対傾構 のないモデルの結果(図-7,8)と似たような関係にあ ることが分かる.しかし,図-11 に示すような鉛直材の 座屈()は,対傾構のないモデルでは出現しないモードであるため,図-7と図-12を見比べれば分かるように,図-6に示すような支点付近の座屈()よりも座屈積雪深が大きいことが分かる.このため,図-12に示す支間中央側の座屈()と鉛直材の座屈()の境目が図-7に示す支間中央側の座屈()と支点付近の座屈()の境目よりも右寄りになっているものと考えられる.

b) 鉛直材 95 mm・斜材 95 mm の結果

殆どの場合で支間中央側の座屈())が生じているこ とが分かる.これは,図-3を見れば分かるように鉛直 材 80 mm・斜材 80 mm のモデルよりも鉛直材 95 mm・ 斜材 95 mm のモデルの方が鉛直材が太く短いため,鉛 直材の座屈())が生じにくくなっているからである と考えられる.さらに,桁高の影響を受けやすい鉛直 材の座屈())が殆ど見られていないため,桁高が変 化しても座屈積雪深はそれほど変化してておらず,殆 ど橋長のみによって座屈積雪深が変化しているという ことも分かる.

4. 座屈積雪深と構造諸元の関係

この章では,座屈積雪深と構造諸元の関係について 考察するために,着目点ごとに図-7,8,12,13 に示す結 果を1つの3次元グラフに描画する.本章の図中では, 図-5,10に示すようなモードの場合をで,図-6に示 すようなモードの場合をで,図-11に示すようなモー ドの場合をで表記する.ここで,支間中央側の座屈に 関して2つの座屈モードを1つにまとめたのは,図-5, 10 に示す座屈モードが非常に似通っていることから同 じ要因で生じたものと考えられるためである.

(1) 三角孔の寸法の影響

対傾構のないモデルについて,鉛直材80mm・斜材80mmのモデルと鉛直材95mm・斜材95mmのモデルの結果を比較したものを図-14に,対傾構のあるモデルについて,鉛直材80mm・斜材80mmのモデルと鉛直材95mm・斜材95mmのモデルの結果を比較したものを図-15に示す.

図-14,15より,支間中央側の座屈()は,鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルと鉛直材 95 mm・斜材 95 mm のモデルとで殆ど座屈積雪深が重なっていることが 分かる.これは,支間中央側の座屈()は図-5,10 に 示すように鋼板上部圧縮側のフランジ部で座屈が生じ ているため,三角孔の寸法の影響を殆ど受けないこと によると考えられる.

また,図-14に示す支点付近の座屈()は鉛直材80 mm・斜材80 mmのモデルよりも鉛直材95 mm・斜材



図-14 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm と鉛直材 95 mm・斜材 95 mm の比較



図-16 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm (対傾構なし)と鉛直材 80 mm・斜材 80 mm (対傾構あり)の比較



図-15 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm (対傾構あり)と鉛直材 95 mm・斜材 95 mm (対傾構あり)の比較

95 mmのモデルの方が座屈積雪深がやや大きいことが 分かる.このことから,三角孔の寸法が図-6に示すよ うな断面全体の変形のしやすさに僅かに影響を与える ということも考えられる.

一方,図-15に示す鉛直材の座屈()については, 鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルと鉛直材 95 mm・ 斜材 95 mm のモデルとで座屈積雪深が大きく異なるこ とが分かる.また,この座屈()が鉛直材 80 mm・斜 材 80 mm のモデルでは9 ケースで生じているものの, 鉛直材 95 mm・斜材 95 mm のモデルでは僅か 1 ケース でしか生じていないことが分かる.これは,図-3 に示



図-17 鉛直材 95 mm・斜材 95 mm(対傾構なし)と鉛直材 95 mm・斜材 95 mm(対傾構あり)の比較

すように三角孔の寸法によって鉛直材の幅と長さが明 らかに異なるため,このような違いが生じたものと考 えられる.

(2) 対傾構の有無の影響

鉛直材 80 mm・斜材 80 mm のモデルについて,対傾 構のあるモデルと対傾構のないモデルの結果の比較を 図–16 に,鉛直材 95 mm・斜材 95 mm のモデルについ て,対傾構のあるモデルと対傾構のないモデルの結果 の比較を図–17 に示す. 図-16,17より,支間中央側の座屈()は,対傾構 のあるモデルと対傾構のないモデルとで殆ど座屈積雪 深が重なっていることが分かる.これは,前節でも述 べたように,支間中央側の座屈()は図-5,10に示す ように鋼板上部圧縮側のフランジ部で座屈が生じてい るため,対傾構の有無の影響を殆ど受けないことによ ると考えられる.

しかし,鉛直材80mm・斜材80mmのモデルと鉛直 材95mm・斜材95mmのモデルのどちらにおいても, 桁高が高く橋長の短いモデルでは,対傾構の有無によっ て座屈積雪深が大きく異なっていることが分かる.こ れは,対傾構の有無によって,対傾構のないモデルの 場合は支点付近の座屈(),対傾構のあるモデルの場 合は鉛直材の座屈())というように座屈モードが異 なるため,このような違いが生じたものと考えられる.

5. まとめ

本研究では, 寸法や構造諸元が異なるプレストレス 木箱桁橋の座屈解析を行い,座屈積雪深と寸法や構造 諸元の関係をある程度明らかにすることができた.こ のタイプの橋梁の鋼板の座屈に対する設計や照査を支 援する図を提案したが,座屈積雪深が最も小さい場合 でも 13m 程度であることから, 殆どの場合で現実的に は座屈は生じないことが示された. つまり, 桁高 500~ 1000 mm・橋長 10.220 ~ 21.170 m のプレストレス木 箱桁橋について,座屈が生じないことを示すためには, これらの図を利用するだけでよく, 主な設計は比較的 簡単な応力やたわみの照査のみで可能であると考えら れる.ただし,積雪深データが3m程度の所でも,実際 には橋梁の側面や底面にも雪が張り付くため,現地の 積雪深データをそのまま雪荷重として使用できる訳で はない、本研究で提案した図を使用する際は,現地の 状況に応じて,積雪深を適宜割り増すなどの判断が求 められるだろう.

謝辞: 本研究の一部は科研費 16K01324 の助成を受け たものである.

参考文献

- 佐々木貴信,後藤文彦,千田知弘,渡辺浩,安部隆一, 熊谷誠喜:オンサイト生産システムを用いた木製土木 施設の施工,木材利用研究論文報告集10(要旨審査),pp. 56-61,2011.
- 2) 佐々木貴信,後藤文彦,安部隆一,熊谷誠喜:秋田スギの 角材を利用した組立・解体が容易な木橋の開発,秋田県 立大学ウェブジャーナル A/2013, Vol.1, pp.10-18, 2014.
- 3)後藤文彦,薄木征三,佐々木貴信,安部隆一,川村修:プレストレス木床版と鋼トラスを組み合わせた新しいタイプの木橋,木材利用研究論文報告集9,pp.108-111,2010.
- 4) 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,pp.19-24,2011.
- 5) 滝田拓史,後藤文彦,佐々木貴信,清水光弘,安部隆一: 角材を用いたオンサイト応急橋のせん断挙動,木材利用 研究論文報告集 12, pp.41-46, 2013.
- 6) 斉藤輝,滝田拓史,後藤文彦,佐々木貴信: プレスト レス木箱桁橋の剛性挙動,木材利用研究論文報告集 13, pp.72-73, 2014.
- 7) 尾山龍之介,上村哲範,滝田拓史,後藤文彦:プレストレス木箱桁橋の数値モデル,木材利用研究論文報告集 13, pp.40-41, 2014.
- 8)後藤文彦,尾山龍之介,斉藤輝,佐々木貴信:プレストレス木箱桁橋の数値モデル化と合成評価,構造工学論文集,Vol.61A, pp.570-577,2015.
- 9)後藤 文彦,河原 萌,石坂 晃太郎,佐々木 貴信,野田 龍: トルクレンチを用いたプレストレス木箱桁橋の緊張力制 御,構造工学論文集,Vol.62A,pp.1300-1306,2016.
- 10) 公益社団法人土木学会,木材工学特別委員会『2016 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』 2.2 秋田式木橋, pp.21-30, 2017.
- 11) 斉藤輝,後藤文彦,佐々木貴信:プレストレス木箱桁橋の 鋼板部の座屈挙動,木材利用研究論文報告集14,pp.43-44, 2015.
- 12)近藤高誉,堅固山衛,藤田智郁,後藤文彦,野田龍,佐々 木貴信:プレストレス木箱桁橋鋼板部の座屈解析,木材 利用研究論文報告集16,pp.9-16,2017.
- 13) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
- 14) https://www.code-aster.org

(2018.8.31 受付)

LOCAL BUCKLING OF STEEL PLATES IN TIMBER STRESS-LAMINATED BOX-BEAM BRIDGES UNDER SNOW LOAD

Yusuke ARIYAMA, Takayasu KONDO, Humihiko GOTOU, Ryu NODA and Takanobu SASAKI

The timber stress-laminated box-beam bridges are practically installed along climb roads in heavy snow mountains and are expected to apply to longer span bridges. It is important to clarify the local buckling behaviors, which can occur in longer and slender members. We made 3D models for the bridges and analyzed local bucking behaviors under snow load. We proposed the diagrams, which help to check the risk of buckling and showed that local buckling does not occur for the span length of 9.920 m \sim 20.870 m and for the beam depth of 500 mm \sim 1000 mm.