

雪崩により損傷した橋梁の調査・補修設計

猪 嶋 清 文

論 文 要 旨

一般国道 158 号は、福井県と岐阜県を結ぶ動脈道路であると同時に、緊急輸送道路にも指定されている。福井県 大野市 長野地先 における平成 17 年 12 月の降雪は、1984 年における過去最大観測である 188cm を大きく超えた 241cm(九頭竜にて観測)の積雪深となった。12 月における最大積雪深を更新したことと、すり鉢状で急峻な地形があいまって、大規模な雪崩が発生し尼頭 1 号橋梁の側面に直撃した。

本橋は、鋼単純合成桁であったため主構造と床版剛性の縁が切れる事に起因する剛性の低下が懸念された。本論文では、雪崩を被災した尼頭 1 号橋の供用開始までの「損傷調査・静的載荷試験・供用開始の判断・橋梁補修(復旧)設計」までの一連を報告する。

キーワード：静的載荷試験・中立軸・雪崩シミュレーション・主桁矯正・じん性・機械試験

1. はじめに

平成 17 年 12 月 24 日午前 7 時 35 分～午前 8 時 00 分(推定)に、一般国道 158 号に架橋される尼頭 1 号橋の北側に位置する山腹(すり鉢状の地形)より雪崩が発生した。

雪崩の進行方向に位置する尼頭 1 号橋(写真-1)は、橋軸直角方向からくる雪崩が直撃し、A1 橋台上の主桁が橋軸直角方向に 900mm 程度移動した。この影響により、雪崩直撃箇所のウェブが変形(最大 30mm の腹ぶくれ)、移動した A1 橋台上で支承の損傷、床版のひび割れ等の損傷が確認された。本論文は、道路供用開始までの判断とその経緯および雪崩発生規模と原因について述べる。



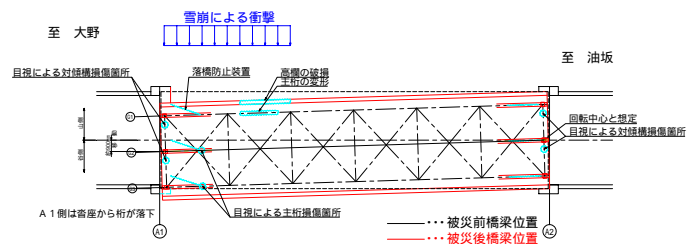
(写真 - 1 雪崩直後写真)



(図 - 1 雪崩発生箇所図)

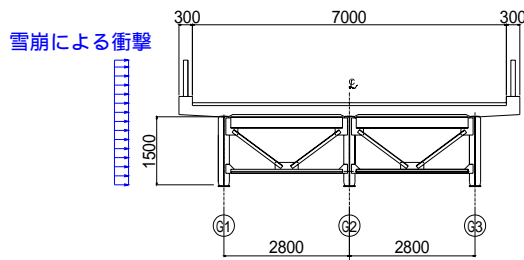
2. 橋梁諸元および被災箇所

- 橋 格：1 等橋
- 橋 名：尼頭 1 号橋 (昭和 41 年建造)
- 形 式：鋼単純活荷重合成 3 主桁橋
- 橋 長：30.9m ・ 支 間 長：30.0m
- 幅 員： 7.6m ・ 有効幅員： 7.0m
- 斜 角：90° ・ 設計荷重：T L - 2 0



(2) 被災状況図

雪崩被災状況図を下記に記す(図-2)。



(図-2 橋梁被災状況図)

(3) 被災箇所

被災箇所は以下のとおりであった。

下横構

下フランジ (G1桁~G3桁)

腹板 (G1桁・G2桁)

横構及び横桁

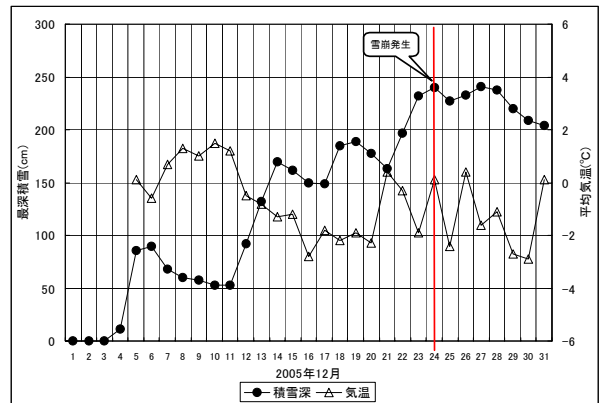
垂直補剛材

3. 気象の状況

被災箇所近傍の九頭竜観測所(気象庁)による観測では、12月4日からの降雪は19日に12月の積雪の最大値であった188cmを更新し、雪崩発生時刻の24日7時には241cmであった。同観測所における12月の平年値(1982~2000)は60cmであり、約4倍の積雪となった。また、観測を開始した昭和57年からの年最大積雪深の極値と比較しても3位となる値であり、被災時の積雪が異常であったことが判る。

また、図-3に示すように21日(23時153cm)から雪崩発生時の短時間で84cmの積雪があり、雪崩発生の原因になったと推測される。斜面の雪は21日の気温の上昇によって一度融解した後その後再凍結したことで表面にすべり面を形成し、その上位に積もった新雪が一気に崩落したものと推定される。雪崩の規模としては、デブリによる(崩落堆積した雪)推定となるが、約20,000m³で、橋の位置から谷側(ダム側)150mにまで雪崩の流下が及んだ。

雪崩が発生した法面には、被災直後には未だ落ち残っている雪面が確認されたため、一般の交通にも危険が及ぶ上、補修工事に必要な足場架設、作業員の安全を確保するための応急対策が必要となった。



(図-3 被災時における積雪と気温の推移)

4. 静的載荷試験による供用開始の判断

雪崩が発生し、橋梁が被災した直後は橋梁の健全度が把握できなかったため、一時的に尼頭1号橋の前後を全面通行止めとしていた。

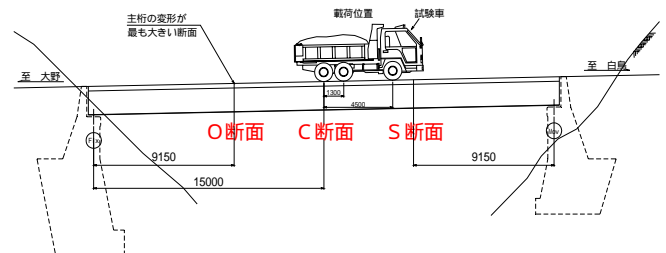
先にも述べたとおり、国道158号は緊急輸送道路であり福井県と岐阜県を結ぶ動脈道路である。

また、被災時期が年末(12/24)であることも加味し、尼頭1号橋の早期供用開始が求められた。

本橋は鋼単純合成鉄桁橋であるため、床版・ジベル間に損傷があれば合成桁としての機能が低下し、耐荷力が損なわれる。

以上より、工学的な評価を行い供用開始を目的とし静的載荷試験を行い(図-4)実験における計測結果と設計計算値との比較を行った。

支間中央に後輪を載荷



(図-4 載荷側面図)

4.1 載荷実験の概要

静的荷重(20t)を曲げモーメントが最大となる支間中央に載荷し、主桁の発生応力を測定した。測定点数は18点とし、上下フランジに直接「静ひずみ計(TDS-303)」を貼り付けた。

静ひずみ計は、測定する部位に直接貼付ける必要があることから、対象部材をケレンし鋼材に直接貼付けを行った。また、ゲージ貼付け後の母材への配慮として、エポキシ樹脂系の防水コーティング材を塗布した。

4.2 静的載荷試験結果

対比する応力は、損傷後の橋梁に静的載荷した時

の「実応力度」と損傷前の設計上求まる「1-0法」により求まる応力度」とした。

載荷実験結果は、以下の通りとなった。

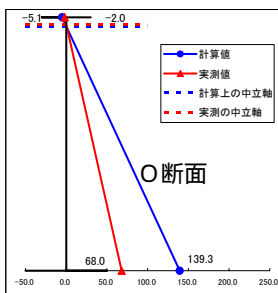
近接目視で最も損傷が無いと判断した、左図C断面におけるG2桁の上下フランジの実測発生応力度は計算値に比べ、60%程度しか発生していないと同時に、G2桁の実測中立軸は計算上の中立軸より高いことが確認できた(図-7)。

G3桁は「1-0法」においては、計算による発生力がほとんど発生しないにもかかわらず、実測では70N/mm²の応力度が確認された(図-6)。

本橋には、分配横桁はないが実橋梁においては、対傾構・座屈防止材・下横構・床版などにより分配効果が発生したものであると推定できる(図-4)。また、最大曲げ応力度が算出されるG1・G2桁の発生応力度比較を示す(図-7)。

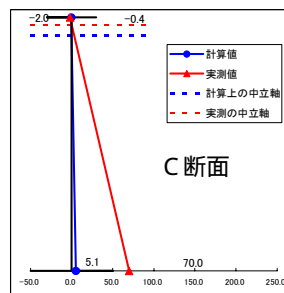
ウェブの変形(腹ぶくれ)が最も大きかったO断面とその対象側のS断面(変形がほとんどない)における発生応力に大きな差がなく、計算値と実測値の比率も同程度となった。よって、中立軸の変動も少なく合成の低下が発生していないものと推定できる。

O断面とS断面の発生応力度・応力分布は、G1・G3桁において橋軸方向に対称の値となり、大きな損傷がない(剛性の低下はない)と推定できた。



G2桁 発生応力度(N/mm ²)		
	U-fig	U-fig
実測値	-2.0	68.0
計算値	-5.1	139.3
比率	0.39	0.49

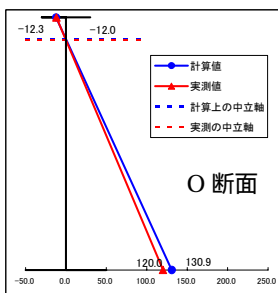
(図-5 G2桁応力比較)



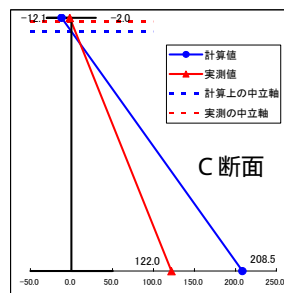
G3桁 発生応力度(N/mm ²)		
	U-fig	U-fig
実測値	-0.4	70.0
計算値	-0.4	5.1
比率	5.00	13.73

(図-6 G3桁応力比較)

較)



G1桁 発生応力度(N/mm ²)		
	U-fig	U-fig
実測値	-12.0	120.0
計算値	-12.3	130.9
比率	0.98	0.92



G2桁 発生応力度(N/mm ²)		
	U-fig	U-fig
実測値	-2.0	122.0
計算値	-12.1	208.5
比率	0.17	0.59

(図-7 最大曲げ応力度比較)

以上より、G2主桁の損傷は無く計算上の耐力が保有していると判断でき、1車線交互通行による供用ならば問題ないと判断し供用開始した。

また、最も主構造の損傷が大きかったO断面と損傷が少ない「S断面」との対称性が確認でき、損傷が大きかったG1桁・G3桁も大きな耐力低下は無いものと判断できた。

5. 雪崩シミュレーション

橋梁へ作用した荷重や雪崩対策を検討する際の「範囲」「設計条件」等を算出するため、雪崩シミュレーション解析を行った。

5.1 雪崩速度シミュレーションのための基礎方程式

ここでは次に示すVoellmyの流体モデルを用いて解析した。

$$V = \sqrt{\xi \cdot h(\sin\theta - \mu \cdot \cos\theta) - \left\{ \xi \cdot h(\sin\theta - \mu \cdot \cos\theta) - V_0^2 \right\} \exp(-2gS/\xi h)}$$

式-1

ただし、V : 雪崩の速度(m/s)

g : 重力加速度(=9.8m/s²)

V₀ : 雪崩の初速度(m/s)

S : 雪崩経路の節点間斜距離(m)

ξ : 雪崩の乱流減衰係数(m/s²)

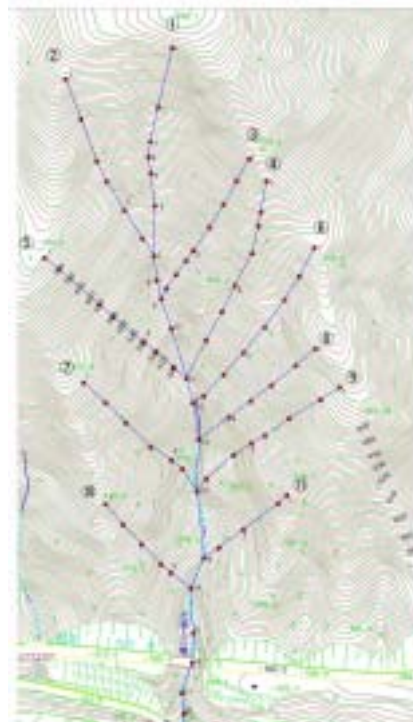
h : 雪崩の流動層厚(m)

: 雪崩経路の節点間傾斜角(°)

μ : 雪崩の動摩擦係数 $\mu = \frac{5}{V}$ (V > 10)

μ = -0.01 · V + 0.6 (V < 10) である。

ここで、μとVの関係式はSchaererの式であり速度が大きくなるほどμが小さくなることを示している。



(図-8 雪崩経路図)

また、速度の計算は次の要領で行った。

図-7 に示すような雪崩想定斜面について、雪崩の発生点から到達点までの経路を設定し、節点(発生点、中間の屈折点、到達点)の座標(平面座標と標高)を上から順番に読み取る。

連続する節点によってできる線分ごとの斜距離 S と傾斜角 α を計算する。

発生区の初期層厚を 0.6m と設定し、経路途中の層厚 h は式-2により推定した。

$$h = h_0 + S / 100 \quad \text{式-2}$$

ξ に妥当な値を与えて発生点から到達点までのなだれ速度を計算する。ここでは経路1~10において想定雪崩発生点の最上部から雪崩到達点と推定される最南端点までの速度計算をおこない、雪崩到達点において速度が 0m/s となる ξ を逆算し、 $500 \sim 1300\text{m/s}^2$ の範囲を得た。

5.2 橋梁へ作用した荷重の評価

雪崩によって橋梁が受けた荷重は、橋桁の面積を被災状況調査より 20.7m^2 とし、雪崩速度を雪崩の再現計算結果より 13m/s とすると、

$$P = 0.10 \times 13^2 \times 20.7 = 349.8 \text{ kN}$$

$$P = 0.15 \times 13^2 \times 20.7 = 524.7\text{kN}$$

$$P = 0.20 \times 13^2 \times 20.7 = 699.7\text{kN}$$

となる。ただし、 0.10 、 0.15 、 0.20 は雪崩の単位体積重量である。

今回発生した雪崩は、多量の降雪のあった低温時に発生していること等から、乾き雪の表層雪崩であったと推定できる。したがって、雪崩の単位体積重量は 0.1 前後と考え、橋梁が受けた荷重は 350kN 程度であったと考えられる。

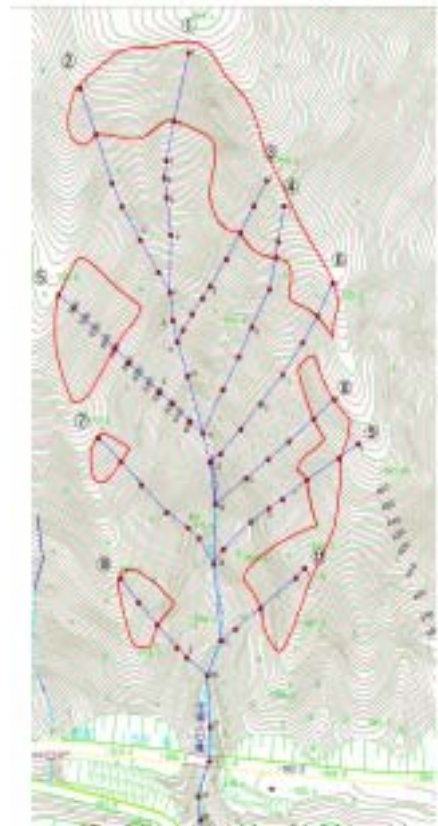
5.3 橋梁に影響する雪崩の発生範囲

図-7 に示す雪崩経路に関し、任意の発生地点から雪崩が発生した場合の速度計算を行い、橋梁位置まで雪崩が到達するかどうかを評価した。

すなわち、ある任意の点から雪崩を発生させ、橋梁直下ないしはそれより上流地点で雪崩速度が 0m/s を示した場合には、雪崩が橋梁位置まで流下してこない事を意味している。

したがって、このような任意の地点を算出することで、橋梁に影響を与える斜面の範囲が明らかとなる。

このようにして求めた雪崩危険斜面を図-8 に示す。



(図-9 雪崩予防工必要範囲図)

5.4 応急的な雪崩対策

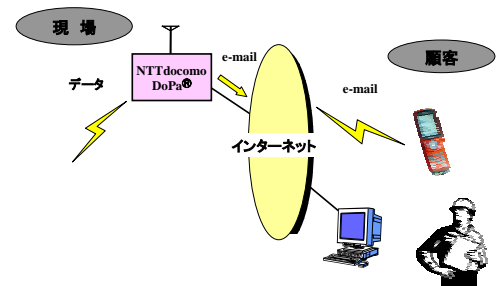
現地踏査を行った結果、斜面の植生状況や積雪状況から同一斜面で再度雪崩が発生する危険性も残されていたことから、応急的な雪崩対策を施工し、冬期の交通を確保した。

ここで施工された応急的な雪崩対策は次の通りである。

橋梁上流側に2基の雪堤を無人重機にて設置した(水平距離で 60m と 86m にそれぞれ設置)。

雪崩発生感知・通報システムの設置(図-9)

- ・ワイヤセンサ(接点式センサ)の設置 3箇所
- ・警報機(サイレン・回転灯)の設置 2箇所
- ・Eメール式警報装置の設置 1箇所
- ・ケーブル敷設 1式



(図-10 雪崩感知通信システム概要図)

以上の応急的な雪崩対策を行い、雪崩の再発による橋梁損傷の抑制と通行車両の安全を確保した。

また、ワイヤセンサを用いた雪崩監視を継続的に行

ったが、現地では雪崩の再発はなかった。

6. 橋梁損傷調査・補修(復旧)設計

橋梁の損傷調査を行い、損傷部位を特定し以下の補修(復旧)設計を行った。損傷部位の特定は、道路橋示方書における「仮組立ての精度」が確保できていない箇所とした。調査結果を以下に示す。

6.1 雪崩による橋梁損傷調査

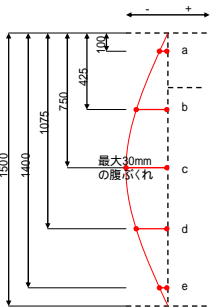
橋梁損傷調査は、床版・鋼部材・落橋防止システム等に着目し表-1に示す損傷度判定詳細調査を行った。

判定区分	判定の内容
A	損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない。
B	状況に応じて補修を行う必要がある。
C	速やかに補修等を行う必要がある。
E 1	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある。
E 2	その他、緊急対応の必要がある。
M	維持工事に対応する必要がある。
S	詳細調査の必要がある。

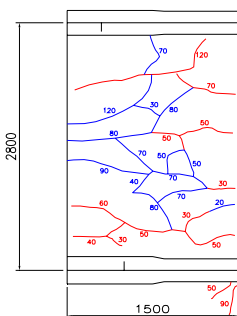
(表-1 損傷判定区分表)

調査結果、Cランクを始めとした速やかな補修や緊急対応が望まれる箇所・部位が上げられた。

以下、主要な損傷部位の調査結果を示す。



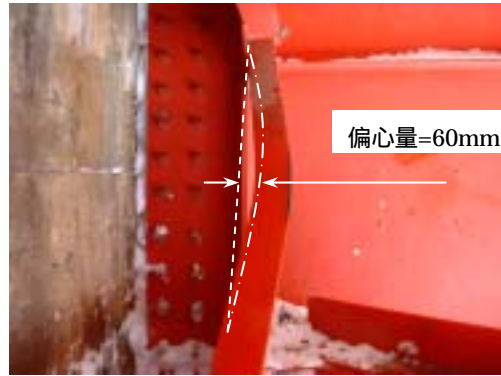
(図-11・写真-2 腹板の腹部ぶくれ)



(図-12・写真-3 床版の損傷)



(写真-4 支承の損傷・変位制限装置の変形)



ライズ量(偏心量)が60mmであるため、取替え部材と判断した。

(写真-5 端対傾構斜材の変形)



下フランジと腹板の直角に異常が確認されたため、矯正による現状復旧部材と指定した。

(写真-6 主桁の変形)



(写真-7 仮支承の設置)

被災直後は、支承の破断により桁が橋座面に定着されていない状態であったため、仮支承を設置して対応を行なった。

仮支承は、ライナープレートによる仮支承高さを確保し、下部工との定着は、樹脂によるアンカーボルトにて行い応急復旧を行なった。

その後、本復旧については災害査定において、破損部は取替、変形部は矯正することで採択された。

7. 今後の課題

平成 18 年 9 月現在、これまで述べたような検討および対策を行ったうえで、片側交互通行による供用を行ないつつ橋梁の本復旧工事を施工しているところであるが、今後の課題として、橋梁における課題と雪崩対策に関する課題に大別して以下にまとめた。

7.1 橋梁における課題

鋼材は、矯正により鋼材特有の「じん性」の低下や「残留応力」の発生が予測されるため、復旧工事完了後は鋼材自体の健全度を確保するための各種試験（引張り、曲げ、衝撃試験等）や、橋梁全体としての性能を確認するための静的載荷試験等の実施を検討している。

また、今回の雪崩により落橋まで至らなかったのは、落橋防止チェーンの効果によるところが大きいと考えられるが、衝撃を受け、伸びきった状態にあるチェーン部材は、撤去後、機械試験を実施し緩衝ゴムなど使用部材の検証を行ない今後の震災対策技術向上に役立てたいと考えている。

7.2 雪崩対策工における課題

橋梁本体の復旧は年内に完了する予定であるが、今後再び降雪に見舞われれば再度被災を受ける可能性は十分予想される。このため、雪崩の再発を防ぐ恒久対策として、山腹の植林や、雪崩減勢工を設けることにより、橋梁まで雪崩が到達しない対策を検討しているところである。

8. おわりに

本論文では、雪崩により被災した橋梁の補修までの流れを示した。万が一、同様の災害が発生した場合や、被災を受けた橋梁部の供用を目的とした橋梁の剛性低下を計る一つの手法として本論文が、参考となれば幸いである。

最後に、御多忙中にもかかわらず本災害に迅速な対応と協力をして下さった国土交通省防災課担当の方々、新潟大学和泉教授らの熱心なご指導に加え、県庁河川課をはじめとする関係職員やコンサルタント、地元建設業者の全面的な協力により短期間での対応が可能となったことに対して、ここに心から感謝の意を申し添える次第である。

[参考文献]

- 1) 日本道路橋協会 「道路橋示方書・同解説(~)」
H14 . 3
- 2) 国土交通省 国道・防災課 「橋梁定期点検要領(案)」
H16 . 3
- 3) 橋梁と基礎 2003.4, 「火災を受けた橋梁の健全度
価と補修」
- 4) 日本鋼構造協会 高温強度班 「構造用鋼材の高温時
ならびに加熱後の機械的性質」
- 5) 財団法人 鉄道総合研究所 「鋼構造物補修・補強・改
造の手引き」