弓張線清水沢第7志幌加別川橋梁付近の 地すべりの現象について

久保村 圭 助*

Appearances of Landside at the 7th Shiboro Kabetsu River Bridge
near Shimizuzawa along Yubari line, J. N. R.

by Keisuke Kubomura

I. ま え が き

弓張線は明治25年に建設され、明治39年北海道炭鉄
道から買収し、現在の橋梁は大正元年清水沢一ツ張間の
複線線増時に別線 で 施工されたもので、総径間 59.7m
の4支間で、下部構造は基盤（頁岩）上にレンガ造りで
構築され、上部構造は上路鉄けた（12.9×319.2×1）か
らなり57年を経過した構造物である。志幌別川に沿って
弓張線と道々514号線が走り、地すべりの現象により
鉄道橋、道路橋ともに被害を受けている。この付近の山
腹は一見台地状の単純な地形を呈している。線路から約
50m離れた個所に高さ2m程度の段落ち地形があるが、
地表面上にはいちじるしい変化はない。被害は主として
鉄道橋と道路橋にあらわれ、橋台、橋脚が移動、沈下し
てき裂を生じ、応急工事が行なわれた。この外道道平取
線（アスファルト舗装）が一部陥没し亀裂を生じ、線路
山側の送電用鉄塔が傾斜移動し、付近の民家の井戸水が
一部濁水するなど地すべりの前駆現象とみられるものが
あらわれている。鉄道橋および軌道保守の面から被害が
あらわれたのは昭和41年11月頃からであり、昭和42年4
月頃から11月頃まで急激に進行したが、その後は橋脚の

沈下の進行が少しあるだけでその後特別の変状はない。

この報文は地すべりの現象がいちじるしくなった時期
から一連の地すべり調査すなわち橋台、橋脚の変状、移
動沈下測定、広域移動調査、伸縮計、傾斜計による測
定、ボーリング調査、地下水調査、すべり面測定をおこ
ない、それらの結果について考察を加えたものである。
これらの結果は通常の地すべり現象とは異なった測定結
果がえられた。この付近の地質は古第三紀幌内層に属し
弓張炭採鉱地帯である。調査結果から地すべりの原因を
断定することはむずかしいが、種々の考察からこれらの
被害は地下の陥没によって発生した地表変動によるもの
と推定した。

II. 地すべり調査

1. 変状の経過

鉄道橋と道路橋の主な変状経過ならびにそれに伴って
行なわれた対策措置を表-1**に示す（写真-1, 2, 3）。

変状のいちじるしい時期は42年5月から42年12月まで
であって、橋台、橋脚の変状について気が付いた点をの
べると、橋台は両岸とも変状していること、弓張方護岸
すなわち、山側と反対側の護岸に変状があらわれている

表-1 主な変状経過と措置

年. 月	変 状 経 過	措 置	年. 月	変 状 経 過	措 置
41. 11	軌道狂いが目立ちはじめ 最大 8mm/日	通り直し			
42. 4	軌道狂いが更に進行（融凍期） 最大 10mm/月	月1回通り直し			
42. 5		橋台・橋脚の移動量調査開始	42. 9	橋台、橋脚の移動が0.5~1.0 mm/日の速度で進行（1A, 1 P, 2Pは下流側に、3P, 2A は上流側に）	2Pをコンクリートで補強
42. 6	夕張方護岸にき裂発生 最大 10mm 通り狂いが依然として続く	橋脚振動計により、各橋脚を調 査したが異常なし 運転規制 30km/h 徐行・重連 禁止	42. 10	道路の縁石の縁切れが目立つ （最大 70mm 開）	
42. 7	2P, 3Pのアンカーボルトが傾 斜し、一部せん断され、同時に 2Pの軀体にき裂発生 最大 13mm（写真-2）	き裂の進行度測定 30mmで列車停止とする	42. 11	道路橋のローアビームがわん曲 （写真-4）	木製ステーキングで仮受
42. 8	2P・き裂1mm/日の速度で進 行 1Pにもき裂が発生 最大 8mm（写真-3） 橋上護輪レールがアメのように わん曲	固定警戒 運転規制 20km/h 徐行 2Pのアンカーボルトのプレ ート孔を楕円形に切抜けたと ころ、き裂の進行が停止した 2Pをレールバンドで補強する 2Pと同じ処置をする	42. 12	1Pのけた下面のき裂が進行 （最大 11mm）	
			43. 1	変状の進行速度が緩慢となる	運転規制 30km/h 徐行アップ
			43. 4		傾斜計取付6箇所 伸縮計増 6箇所
			43. 5	十勝沖地震で下流側護岸の一部 倒壊	土俵で応急処置
			43. 9	橋台・橋脚の沈下が0.3~0.5 mm/日の速度で進行	

* 国鉄施設局土木課長

** 図表中 P: Pier 橋脚の略; A: Abutment 橋台の略

写真-1 鉄道橋 2号橋脚き裂(1)

写真-2 鉄道橋 2号橋脚き裂(2)

写真-3 道路橋、橋けた、橋台に食い込み

こと、山側橋台 1A、山側橋脚 1P、2P は下流側に、川側橋台 2A、橋脚 3P は上流側に移動していることなどであって、通常の地すべりならば移動の様相に多少系統的なものがあるが、移動、変状だけをみても地すべり現象とは少し異なった様相が感じられる。しかし、移動変状だけでは地すべりの機構は不明であり、地すべりの川越現象もあるのでより一層精密な調査で確かめることとした。

2. 精密調査

鉄道橋の変状がいちじるしく、さらに進行のおそれがあるので、42年11月から検査体制を強化し、精密調査を実施した。調査項目は表-2に示すとおりである。

2.1 橋台、橋脚、移動調査

橋台、橋脚の移動が直接レールに影響し、列車運行の安全に係るするので、常にその傾向を把握し、運転規制の時期を適確に判断する目的で本調査を行なった。

(1) 左右移動量

橋梁の前後に(1A側は200m、2A側は150m)不動点を設置し、線路に直角方向の移動量をトランシットにより測定した。この結果を図-1に示す。図-1に見られるように1A(起点側橋台)*、1P(第1橋脚)*、2P(第2橋脚)*は42年6月か

表-2 特別検査項目

項 目	方 法	検査周期	記 事
橋台・橋脚移動量調査	直 営	7 日	
広域移動量調査			
標 柱 観 測	外 注	15 日	
伸縮計による測定	直 営	7 日	
傾斜計	・	7 日	
地質調査・地下水調査	外 注		
すべり面調査			
地中内ひずみ計による調査	外 注	毎 日	計算は直営
鉅 害 調 査	直 営		
踏 査	・		

ら42年10月まで下流側に最大70mm、1日平均0.47mm、3P、2Aは42年6月から42年8月まで上流側に最大75mm、1日平均0.85mmの速度で移動したが、その後は直接レールに影響するほどの変化は現われていない。図-2は橋けたとレールとの偏位状態をあらわしたもので、昭和43年10月15日現在の移動の限界を示すものである。

(2) 径間短縮量

橋台間にピアノ線を緊張し、2Aを固定して各橋脚けた座に基準点を印し、橋台、橋脚相互間の短縮量を測定した。

この結果42年8月から42年10月まで各径間とも短縮があらわれ、2P-2A間で最大162mmに達し、この頃

図-1 橋台、橋脚左右移動図

* 以下本文中の橋台、橋脚は1A、1Pなど略記号で記す

測定箇所	線路左側移動限界 a (mm)	線路右側移動限界 b (mm)	橋げた中心と軌道中心の偏心距離 (mm)
2 連目			
1P 方	200	50	150
2P 方	235	22	213
3 連目			
2P 方	390	165	225
3P 方	232	307	75

図-2 橋げたの偏心測定図

2P のき裂が進行したものと思われる。また、総径間で 118 mm の短縮量があらわれたが、各鉄けたの余裕間隔が総計 1,073 mm あり、このまま進行しても、当分の間、個々の間隔においては直接列車運転には影響ないものと判断した。道路橋は一支間であるため橋げたが橋合に食込み、余裕間隔がまったくなく、迂回道路橋を仮設した。42年11月以降は鉄道橋には若干の径間短縮量があらわれているが、ほぼ安定している。

(3) 沈下量

橋梁の前後に不動点を設置し、橋合橋脚けた座における沈下量を測定した。図-4に示すようにこの付近一帯にわたって建設当初から現在まで相当の沈下現象が発生していたものと推定される。最近の測定では 2A 付近において 79 mm (160日間) の沈下量があらわれ、1日約 0.5 mm の速度で進行しているので、嚴重に監視し測定を継続した。(図-5)。

図-3 橋合・橋脚径間短縮図

図-4 橋合・橋脚沈下図

図-5 軌道沈下範囲

2.2 広域移動量調査

この区域は地すべり地形は認められず通常の丘陵地形であるので、踏査により地すべり範囲を推定できないので図-6に示す位置に移動杭25本、伸縮計13組、傾斜計6組を設置し移動範囲と移動方向、移動量および潜在的な地すべりの可能性を判定するために本調査をおこなった。

(1) 移動測定杭

想定される移動範囲は明確でないので、鉄道橋、道路橋を中心として約 600m 四方の範囲の内に標柱25本を設置し、志幌別川対岸に不動基準点4点を設置した(図-6参照)。測定方法は不動基準点2箇所から標柱1箇所をトランシットで観測し、次式により合成して移動量と方向を算出した。(図-7参照)。

不動点を A, B とし測定標柱箇所を C とする、基線 A, B の交角を α 、A 線の方位角を ϕ とし、各基線からの C 点における直角移動量をそれぞれ a, b とすると移動量 d は

$$d = \sqrt{\frac{a^2 - 2ab \cos \alpha + b^2}{\sin^2 \alpha}}$$

また、移動方向の方位角 θ は

$$\theta = \phi + \phi$$

$$\phi = 90^\circ - \alpha + \tan^{-1} \left(\frac{a - b \cos \alpha}{b \sin \alpha} \right)$$

であらわされる。

したがって、標柱ごとに表-3に記入し、表-4で集計して、平面図に矢印の方向を印し移動量(昭

図-6 第7志幌加別川橋梁付近変動図

図-7 移動量の合成

和42年4月～同年10月まで)を数字(mm)で付けた。このような測定結果から全体の移動量と移動方向とを知ることができる。ただし、基準点は不動点と仮定しているが、通常の地すべりならばこの仮定は正しいと思われる。測定の結果は、鉄道橋を中心に時計の針の方向に広範囲にわたり移動(最大 60 mm)していることが判明した。この測定結果が

表-3 第2回標柱観測

昭 43. 4. 26

標柱番号	夕張方基線からの移動量 ←mm →+a	追分方基線からの移動量 ←mm →+b	基線の交角 α°	夕張方基線の方位角 ϕ°	移動量 d mm $d = \sqrt{a^2 - 2ab \cos \alpha + b^2}$ $\sin^2 \alpha$	方位角 θ° $\theta = \phi + \phi$ $\phi = 90^\circ - \alpha$ $+ \tan^{-1} \left(\frac{a - b \cos \alpha}{b \sin \alpha} \right)$	記 事
No. 1	-12	+18	30°15'20''	-93°25'00''	58	$\phi = -105^\circ 27' 20''$ $\theta = -12^\circ 02' 20''$	
No. 2	-14	+10	78°36'00''	-93°25'00''	18	$\phi = -47^\circ 42' 00''$ $\theta = -141^\circ 07' 00''$	
No. 3	-4	+11	42°58'40''	-80°41'20''	21	$\phi = -11^\circ 04' 40''$ $\theta = -91^\circ 46' 00''$	
以下省略							

表-4 標柱観測集

標柱 番号	No. 1		No. 2		No. 3		以下省略
	移動量	方位角	移動量	方位角	移動量	方位角	
43. 4. 19	2 mm	-123°40'20''	0 mm	0	3 mm	-123°40'00''	
43. 4. 26	58 mm	-105°27'20''	18 mm	-141°07'00''	21 mm	-91°46'00''	
43. 5. 10	24 mm	+86°35'00''	13 mm	-136°01'19''	8 mm	+70°20'52''	
以下略							

ら、これらの移動は地すべりによる移動というよりは、むしろ、鉄道橋付近を中心とする陥没現象による変動と推定される。

(2) 伸縮計による測定

地すべり地域内の土塊の移動に伴う地表面の圧縮、伸張の傾向を知るために伸縮計（倍率5倍）を13組設置した。（図-6参照）。

S₈, S₉：第一橋台線路に平行に設置した両地点では42年11月1日から43年5月30日まで212日間において25.0mm（0.14mm/日）引張、2.2mm（0.08mm/日）圧縮、S₉で3.30mm（0.15mm/日）の引張などのひずみが累積している。

S₁₂：第一橋台線路に直角に設置した本地点では42年11月1日から43年3月22日までの149日間において37.2mm（0.25mm/日）の圧縮ひずみが累積され以後は変化の小さい引張り変動を示している。

S₃：線路右側山腹に設置した伸縮計は43年4月16日から43年5月30日までの間において4.6mm（0.10mm/日）の引張ひずみが累積している。

以上の4伸縮計 S₈, S₉, S₃, S₁₂ については、雨量、地下水位とともに累計変位量、累計ひずみ量を図示してある（図-8）。これ以外の伸縮計はひずみ量、累積量ともほとんどあらわれていない。すなわち、第1橋台から清水沢よりと山腹斜面の1箇所しか伸縮があらわれていない。この4箇所ともひずみ速度はおそく10⁻⁸/分程度であるから第二次クリープ破壊の状態にあるとは考えられない。さらに降雨量、地下水位とは無関係に変動がおきており、本計器の観測結果からは地すべりと関連のある資料はえられなかった。

(3) 傾斜計による測定

本地域の潜在性地すべりの有無を知る目的で水管式傾斜計6組を設置して傾斜変動量の累積状況と傾斜変動方向を測定した（図-6参照）。

傾斜計は基礎杭を打込んだコンクリートの設置台の上に2基（N-S, E-Wの2方向）に据付け、それぞれの変

図-8 伸縮計の測定

動量から、合成して週平均傾斜変動量と最大傾斜角を求めた。

測定結果を図-9、計算結果を表-5、表-6に示す。これ

図-9 地盤傾斜変動図

表-5 水管式傾斜計計算図表

計器番号 No. K 4

測定月日	X 測定回	N-S変動量 Y	E-W変動量 Z	Y^2+Z^2	$\sqrt{Y^2+Z^2}=O_n$ 最大傾斜角	$(O_n-O_m)^2$ 標準偏差	傾斜累積量 y	傾斜累積量 z	xy	xz	$X(x^2)$
43. 4.19	1	+ 8''	+ 1''	$8^2+(-1)^2=65$	$\sqrt{65}=8.1''$	$(8.1-23.4)^2=234.1$	+ 8''	- 1''	+ 8''	- 1''	1
4.26	2	+ 3''	+15''	$3^2+15^2=234$	$\sqrt{234}=15.3''$	$(15.3-23.4)^2=65.6$	+11''	+14''	+22''	+28''	4
5. 3	3	- 1''	+48''	$(-1)^2+48^2=2,305$	$\sqrt{2305}=48.0''$	$(48.0-23.4)^2=605.2$	+10''	+62''	+30''	+186''	9
5. 9	4	+24''	+18''	$24^2+18^2=900$	$\sqrt{900}=30.0''$	$(300-23.4)^2=43.6$	+34''	+44''	+136''	+176''	16
5.16	5	+26''	+21''	$26^2+21^2=1,117$	$\sqrt{1117}=33.4''$	$(33.4-23.4)^2=100.0$	+60''	+65''	+300''	+325''	25
5.23	6	+17''	- 5''	$17^2+(-5)^2=314$	$\sqrt{314}=17.7''$	$(17.7-23.4)^2=32.5$	+77''	+60''	+462''	+360''	36
5.30	7	+ 8''	- 8''	$8^2+(-8)^2=128$	$\sqrt{128}=11.3''$	$(11.3-23.4)^2=146.4$	+85''	+52''	+595''	+364''	49
$\Sigma x=28$					$\Sigma O_n=163.8$	$\Sigma (O_n-O_m)^2=1,277.4$	$\Sigma y=+285''$	$\Sigma z=+296''$	$\Sigma xy=+1553''$	$\Sigma xz=+1448''$	$\Sigma x^2=140$

$$O_m = \frac{\Sigma O_n}{n} = \frac{163.8}{7} = 23.4 \quad \sqrt{\frac{\Sigma (O_n - O_m)^2}{n}} = 13.2''$$

$$\text{N-S 方向週平均変動量} : \alpha = \frac{n \Sigma xy - \Sigma x \cdot \Sigma y}{n \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2} = +14.8''$$

$$O : \text{週平均変動量} \quad O \div \sqrt{\alpha^2 + \beta^2} = 17.4''$$

$$\text{E-W 方向週平均変動量} : \beta = \frac{n \Sigma xz - \Sigma x \cdot \Sigma z}{n \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2} = +9.1''$$

$$\phi : \text{最大傾斜角} \quad \phi = \cos^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \theta} \right) = 31^\circ 43' \rightarrow \text{N } 31^\circ 43' \text{ E}$$

表-6 傾斜計計算図表集計表

計 番	器 号	週平均変動量 (秒/週)	累 積 傾 向	傾斜運動方向	変 形 動 態	変 有 動 無	備 考
K-1		4.7±4.8	なし	S 78°58'E	引 張	なし	
K-2		6.4±7.2	"	N 89°06'W	"	"	
K-3		5.2±4.7	"	N 78°55'W	圧 縮	"	
K-4		17.4±12.3	顕 著	N 31°43'E	引 張	有	
K-5		途中移動					
K-6		18.2±16.7	顕 著	N 26°25'E	引 張	有	

らの結果、K₄、K₆では週平均変動が18"程度で最大で累積傾向が認められるが、他の計器では週平均6"程度で潜在性地すべりとは認めがたい。

3. ボーリング調査、地下水位調査、すべり面調査

本地域内の地層は、古第三紀幌内層に属する泥岩であり、域内の露頭では無層理のため走向、傾斜は不明である。

ボーリング調査は、鉄道側と国道側と共同で鉄道側は線路付近にこれと平行に12本、国道側は山腹斜面およびその周辺に12本、計24本のボーリングを行なった。鉄道橋付近は盛土であるが、盛土の中に橋台、橋脚があるのは橋梁建設後何らかの理由で盛土したものであろう。基盤は泥岩からなり破碎帯部が一部認められるが各孔との連続性はない。地下水と地すべりとの関係を調べるため水質試験、間ゲキ水圧測定、復元水位測定、水位測定などの調査を行なったが、地下水位は比較的低く、復元水

位も一般に緩慢であり、間ゲキ水圧も前記破碎帯付近に特に顕著にあらわれていないなどからの測定結果から、地下水と地すべりは関連がほとんどないと判定される。

11個所のボーリング孔中にワイヤストレンゲージを貼りつけたビニールパイプを挿入し、ひずみ量の変化からすべり面の深さを求めた。移動方向は標柱観測の結果から判定できるので、1方向2ゲージ法を用いた。この結果、各孔とも局部的に一時的なひずみ量はあらわれているが、累積傾向は認められない。また、径40mmのパイプを測定管に挿入し、その屈折個所を調査したが、前記ひずみ個所とはほぼ一致していることがわかった。ボーリングによる地質柱状図、地下水位、パイプひずみ計によるひずみ個所、ひずみ測定屈折個所などを線路方向とこれに直角な方向との断面図を示したものが図-10、図-11である。同断面の位置は図-6に測線A、Bで示してある。

4. 採炭調査

以上の測定結果を総合的に判断すると、通常の地すべりとは異なって地下の陥没にともなう地表の変形と推定される要素もあるので、鉄道橋、道路橋付近の採炭状況を調査した。その結果は図-12に示すとおりである。鉄道下では昭和41年9月から昭和42年11月まで採炭し、その後は反対方向に掘進中である。

また、最近採炭のため地質調査が清水沢駅と鉄道橋と

図-10 地質断面図 (A-A断面) A線

図-11 地質断面図 (B-B断面) B線

の間で3箇所(深度720m~850m)行なわれ、その結果によると、深度約180m付近までは暗灰色頁岩を主体とした幌内層であり、それからは幾春別層で深度450m~550m付近に石炭層があらわれている。幾春別層は地層の走向傾斜からみて夕張方に急激に上昇している。昔の採炭の坑道については資料がないのでわからない。

採炭状況の詳細に関しては炭鉱側から信頼ある資料を提出してもらえないので地表変動と採炭状況との関係はわからない。しかし、鉄道橋、道路橋下約 440 m の採炭が 42 年 11 月中止になると鉄道橋付近の変状、移動沈下が急激におさまった状況から考えると採炭の影響は無視できない。

III. 総合判定

鉄道橋と道路橋付近が最も変状が顕著であり、昭和42年4月頃から11月頃までに変状が急激に進行したが、その後は鉄道橋の橋台、橋脚の僅かな沈下以外に特別の変状はない。また、地形的には局部的に累積変動があらわれているが、その変動量は微少であり、すべり面のひずみ量も降雨、融雪とは無関係であり、伸縮計、傾斜計の測定結果からも潜在性地すべりを推定させる資料は見あ

たらない。したがって、本地域は炭鉱地帯でもあり、風化頁岩、破砕頁岩、断層などが存在しているので今回の地すべり現象は鉄道付近で部分的な陥没現象が発生し、地表付近にまで変動が波及し変状を誘発したものと推定される。

あ と が き

地すべりの現象に対して通常の地すべり調査をおこなうとともに、標柱による広域移動調査をおこなった結果、普通の地すべりではなく、地下の陥没による地表変動の現象と推定される結果となった。採炭状況は正確な資料の提供がなく、これと鉄道橋などの変状の関連は求められないが、42年11月に鉄道橋付近地下の採炭を中止した以後、45年10月現在まで鉄道橋は僅かな沈下を除いては変状はほとんど停止した事実をここに申しそえます。

最後に、この調査にあたりいろいろと貴重な御意見、御指導をくださった国鉄技研山田防災研究室長ならびに測定結果のとりまとめをしていただいた札幌鉄道管理局の高梨岩男氏、追分保線区長鎌田拓司氏および現場の諸兄に厚く御礼申し上げます。