



Title	黒部溪谷志合谷のなだれ研究 I : 志合谷のなだれ予備調査
Author(s)	清水, 弘; SHIMIZU, Hiromu; 秋田谷, 英次 他
Citation	低温科学. 物理篇, 30, 103-114
Issue Date	1973-03-05
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/18203
Type	departmental bulletin paper
File Information	30_p103-114.pdf



黒部峡谷志合谷のなだれ研究 I*

—— 志合谷のなだれ予備調査 ——

清水 弘・秋田谷英次

(低温科学研究所)

中川正之・岡部俊夫

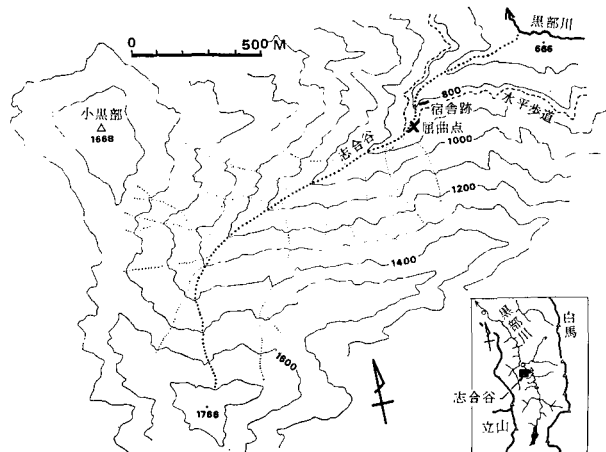
(富山大学文理学部)

(昭和47年10月受理)

I. ま え が き

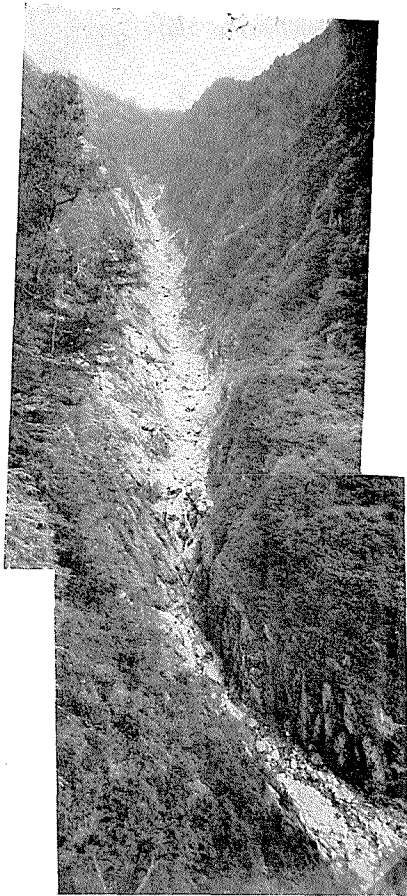
黒部峡谷では厳冬期に支流の谷々から高速なだれが頻発するが、志合谷はその代表的な谷のひとつとして著名であり、特に昭和13年の暮、その下流部右岸にあった日本電力の工事宿舎を襲ったほうなだれの威力は、常識をはかるに超えたものであったという。(記録によれば、宿舎は1, 2階が鉄筋コンクリート, 3, 4階が木造合掌造りであった。昭和13年12月27日午前2時10分頃、突然、一大音響と共にまず屋根が引剥がされ、続いて落下して来た大なだれのため、3, 4階の木造建築は就寝中の入夫73名を容れたまま吹きとばされて行方不明となり、残った1, 2階もコンクリート壁の一部が倒壊して9名が圧死した。吹きとばされた3, 4階は志合谷下流部を殆ど水平に横断し、宿舎と同じ高さの尾根を飛び越し、更に黒部川本流を越して水平距離約600mを飛行し、奥鐘山岩壁に激突粉碎してなかの入夫は全員死亡した。宿舎の行方が判明したのは、事故発生後2カ月以上経ってからであった。)¹⁾⁻³⁾

現在、現場には当時の1, 2階鉄筋コンクリート建築の一部が残っており、その内部はなだれから完全に遮蔽保護されている。また、現地には関西電力上部軌道(全線トンネル)を利用すれば年間を通じて容易に往復することができ、電源も入手できる。このような立地条件に基づいて、北海道大学低温科学研究所と富山大学文理学部は志合谷の高速なだれの研究を協力的に計画し、昭和

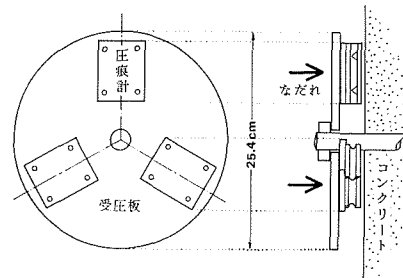


第1図 志合谷流域

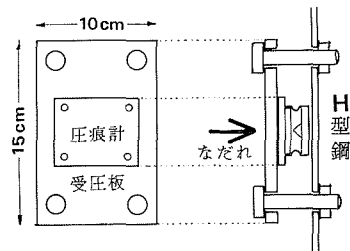
* 北海道大学低温科学研究所業績 第1229号



第2図 志合谷中流部 (1969年10月撮影)
写真の下部が屈曲点(第1図参照)



第3図 円型受圧板



第4図 角型受圧板

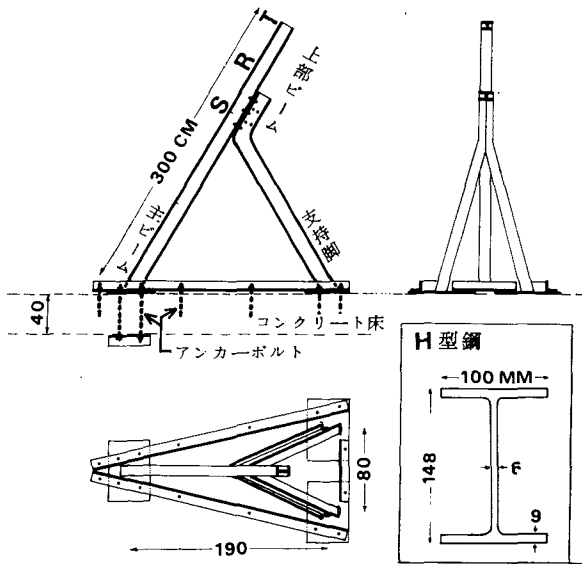
46~47年の冬期間にまず予備調査を行なった。

II. 観測方法

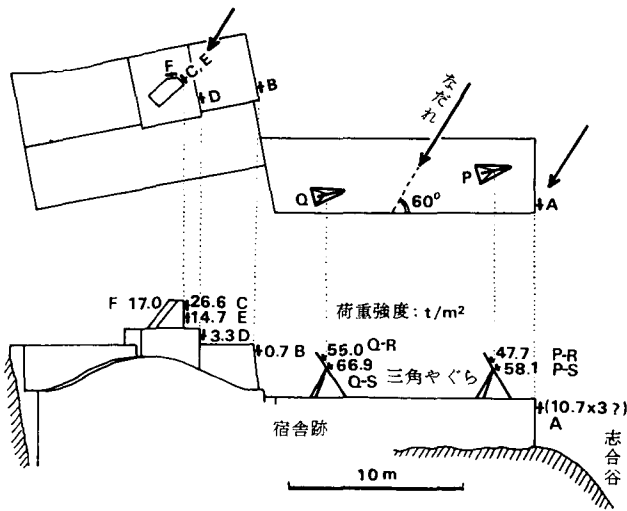
予備調査は、志合谷に発生するなだれの規模を把握することを第1目的とした。測定には圧痕式荷重計(圧痕計)を用いた。圧痕は鋼鉄円錐-アルミニウム板式の1t用および3t用のものを使用し、取付場所に応じて円型受圧板または角型受圧板(第3, 第4図)に取付けて宿舍跡10個所に設置した(第6図)。受圧板は試作テストを兼ねて、鉄板(9mm, 12mm厚)およびベニヤ木板(24mm厚)などを用いた。第6図のA, B...Fの6点ではコンクリート基盤にアンカーボルトを埋めて円型受圧板(圧痕計3個使用)をとりつけた。また, P, Q2個所にはH型鋼で三角やぐらを組み(第5図), コンクリート土台(当時の宿舍の3階床に当る)にアンカーボルトで固定した。三角やぐらの正面主ビームの支持脚支点S, およびその上方50cmのR点に角型受圧板(圧痕計1個使用)をそれぞれ1個ずつ取付つけた。

III. 観測結果と考察

(1) 昭和46年12月から, 同47年4月までの冬期間, 黒部峡谷の人見平および作廊谷(それぞれ志合谷の黒部川上流約4.5kmおよび6kmの地点)で積雪観測を毎月1回行なった⁴⁾。観測結果によると, 人見平および作廊谷では今年2月下旬頃最大積雪深2.6mおよび3.4m(いずれも各関西電力合宿所の前庭に於いて)を記録したが, それらはいずれも平年の半分以下の積雪



第5図 三角やぐら



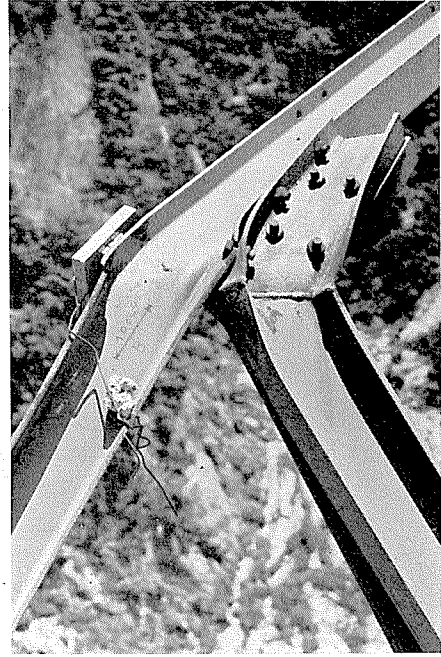
第6図 宿舎跡のなだれ観測点見取図と、昭和47年2月20日～3月15日の期間に発生したなだれの荷重強度測定値

量であったという。(この冬の富山県地方の積雪は極端な山雪型で、全冬期間を通じて富山平野の積雪量は0、立山では平年よりも多雪であった。) 志合谷では露場選定に困難があったことと、なだれの危険を考慮して積雪観測は行なわなかったが、この地域も平年に比べて寡雪であったと考えられる。

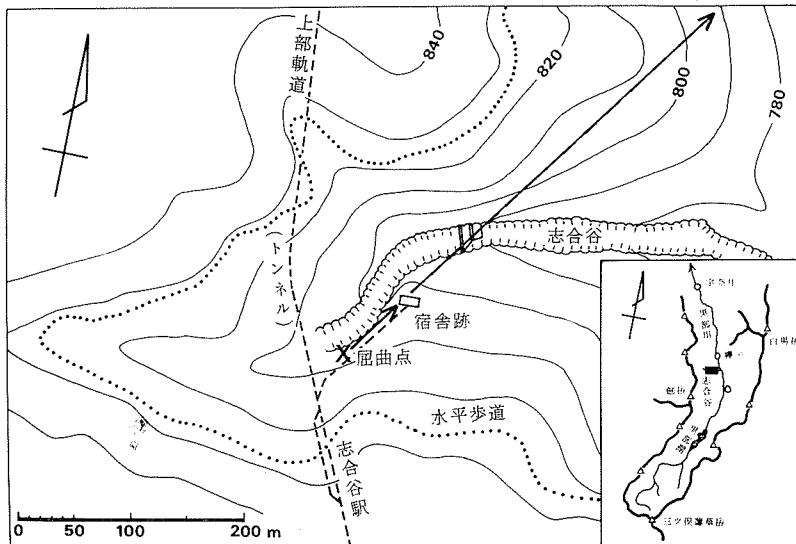
(2) 昭和47年2月20日から3月15日までの期間に、志合谷で大きななだれが発生し宿舎跡の観測地点を襲った。宿舎跡の三角やぐらの上部ビーム ST は、支持脚支点 S から谷側に折り曲げられた(第7、第8図)。まげられた方向は P、Q 2基とも殆ど平行であり、昭和13年のな



第7図 なだれによって折り曲げられた三角やぐら



第8図 なだれで折り曲げられた三角やぐらの上部ビーム支点附近

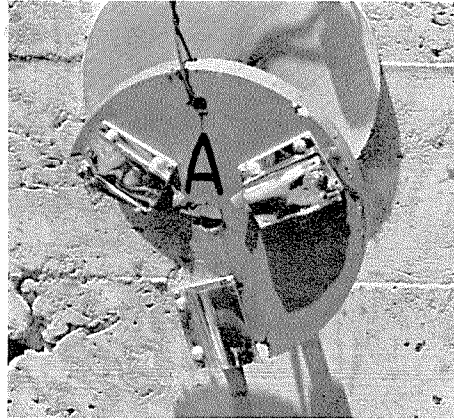


第9図 志合谷宿舎跡附近 (矢印は屈曲点以降のなだれの推定径路)

だれ事故で小屋がとばされた方向とほぼ一致していた(第9図)。このことから、なだれの襲来方向は第6, 第9図の矢印のように推定された。

(3) 宿舎跡の最も谷側のコンクリート壁上A点にとりつけられた円型受圧板(24mm厚のベ

ニヤ木板)は2つに割れ、装着してあった3個の圧痕計のうちアルミニウム板試片が回収されたのは1個だけで、他の2個は紛失していた。受圧板の破断は、圧痕計取付つけのためのビス孔に沿って起ったが、受圧板の一部はアンカーワイヤーによって壁上の旧位置附近に残っており(第10図)、他の部分は不可解にも旧位置の殆ど直下附近の地面に落ちていた。



第10図 なだれによって割られたA点の受圧板

その他の圧痕計試片はすべて回収されたが、第1表に示すように、各圧痕計試片に記録された左右2つの円錐型圧痕の大きさは不等であり、また同一の円型受圧板に装着された3個の圧痕計はそれぞれ異なった荷重値を記録していた。このような記録をもたらした主な原因は、なだれが受圧板を斜め方向から撃ったためと考えられるが、また、なだれ本体内部のかなり局所的なエネルギー分布の不均一性とか、アンカーボルトと

第1表 志合谷宿舎跡附近のなだれの荷重強度
(昭和47年2月20日~3月15日)

受 圧 板	圧 痕 計	圧 痕 (mmφ)	平均荷重 (kg)	総 荷 重 (kg)	荷重強度 (t/m ²)	
○ 990 cm ²	1 t 用	3.5 3.5	1060	(1060×3?)	(10.7×3?)	
	B	1 t 用	0 0	0		
		”	0 0	0		
	C	”	1.4 0	70	70	0.7
		1 t 用	4.4 3.8	830		
		”	4.8 4.5	1045		
	D	”	4.0 3.8	755	2630	26.6
		1 t 用	0 0.7	40		
		”	1.2 1.6	145		
	E	”	1.7 1.1	142	327	3.3
		1 t 用	2.2 3.2	400		
		”	3.1 1.8	350		
F	”	3.4 4.1	705	1455	14.7	
	1 t 用	3.6 2.8	535			
	”	3.6 3.4	620			
P-R -S	”	3.3 3.1	530	1685	17.0	
	□ 130 cm ²	3 t 用	3.1 3.2	620	620	47.7
		”	4.2 2.8	755	775	58.1
Q-R -S	1 t 用	3.9 3.7	715	715	55.0	
	”	5.3 2.6	870	870	66.9	

の摺動抵抗による受圧板の不均一な動きなども考慮に入れる必要があるかもしれぬ。また、荷重の測定に際して受圧板の面積効果を考慮する必要があるが、荘田らによる土樽、上越三俣および妙高における一連の実験測定では、数倍に及ぶ受圧面積の変化に対して期待したほどの面積効果は現われず、この問題に関して結論的な結果はでていない²⁾。第1表のなだれの荷重強度*の計算は、これらの影響を一切無視して行なった。

第6図の下の図は第1表の結果を図示したものである。これによると、

i) 宿舎跡のほぼ中央から谷側よりで荷重強度が大きく、その反対側ではその1/2~1/3以下の値を示している。このことから、なだれの主力部は宿舎跡の谷寄りの部分またはその更に谷側を通過したと考えられる。しかし、なだれの荷重強度の最大値(66.9 t/m²)を記録したQ-S点からわずか数m横にはなれたコンクリート壁のB点では最小値(0.7 t/m²)を記録しており、更にD, E, C, F点に至る荷重強度分布を見ると、地表附近のなだれ内部の運動が微細な表面地形の影響を顕著に反映しているように思われる。

ii) 両三角やぐらの支持脚支点Sに於ける荷重強度は58.1 t/m²および66.9 t/m²で、その50 cm 上部のR点での値47.7 t/m²および55.0 t/m²よりもそれぞれ大きく現われている。S点は支持脚の支持効果によって、荷重に対してR点よりも大きな反抗力を生じ、その結果、このような傾向が生れたのであろう。従って、S点で記録された値はR点の値よりも実際に近いものと考えられる。

(4) 三角やぐら上部ビームの折れ曲りについての考察：三角やぐらはH型鋼(JIS G 3192-1966, 150×100: 但し、断面の実寸は148 mm×100 mm)を組んで作り、支持脚支点部分は溶接とボルト止めを併用して固定した。やぐらの基底部は、L型鋼と鉄板を組み合わせ、16本のアンカーボルトで宿舎跡の鉄筋コンクリート床P, Q 2測点に固定した(第5, 第6図)。

このやぐらの上部ビームSTが支持脚支点Sから折れ曲ったということは、Sを支点とする片持ばりSTになだれの荷重がかかり、S点に於ける断面に生じた垂直応力 σ_s が材質の降伏応力 σ_a に達したためである。受圧幅 b 、受圧長 l の片持ばりに、荷重強度 w t/m²のなだれが等分布荷重としてかかったと仮定し、支点Sに於ける曲げモーメントを M_s とすると、

$$M_s = \frac{wbl^2}{2} \quad (1)$$

である。

はりの断面内に直交2軸X, Yをとり、断面内の微小面積 dA と、X軸からこの面積までの距離 y の2乗との積を、X軸に対する dA の断面2次モーメントという。X軸にに対するはりの断面全体の断面2次モーメントを I_x とすると、

* なだれの荷重強度は、なだれの荷重継続時間および荷重波形が不明なため、圧痕計試片の記録を静的荷重に単純に換算したものであり、動力学的な補正は施していない。他の報告では、衝撃力、impact forceなどの言葉を使っているが内容的には同一の量であり、物理的な意味は必ずしも明確ではない。荘田は圧痕計の静荷重値の1/3を以って一様な速度をもつなだれの衝撃力を定義している⁶⁾。物理的に厳密な意味をもつなだれの力の定義の必要性は言うまでもないが、これらの量はその取り扱いが簡便であり、少なくともなだれの力を表わす指数(index)として、なだれの基本量のひとつと考えられる。今後、圧痕計の記録のもつ情報の研究と、用語の統一が必要であろう。

$$I_x = \int_A y^2 dA \quad (2)$$

と定義され、 I_x は $[L^4]$ なる次元をもつ量である。

次に、はり断面の図心(幾何学的重心)を通り、荷重方向に直角に X' 軸をとる(第 11 図)。 X' 軸に対するはり断面の断面 2 次モーメントを $I_{x'}$ として、 X' 軸から、荷重のかかるはり断面の最先端までの距離を y_0 としたとき、

$$W_{x'} = \frac{I_{x'}}{y_0} \quad (3)$$

で与えられる量を、この先端に対するはり断面の断面係数と呼ぶ。断面係数の次元は $[L^3]$ であり、はりの曲げに対する縁応力を求めるのに必要な量である。この値が大きいほど、曲げに対する抵抗力が大きい。

このような断面をもった片持ばりに断面の Y' 軸方向から荷重がかかり、支点 S に(1)式のような曲げモーメントが働いたとき、 S 点の断面に働く垂直応力 σ_s は、

$$\sigma_s = \frac{M_s}{W_{x'}} \quad (4)$$

であって、

$$\sigma_s = \sigma_a \quad (5)$$

ではりは破壊する。但 σ_a は、はり材の降伏応力である。(1)~(4)式をまとめると、

$$w = \frac{2M_s}{bl^2} = \frac{2\sigma_s W_{x'}}{bl^2} \quad (6)$$

となり、

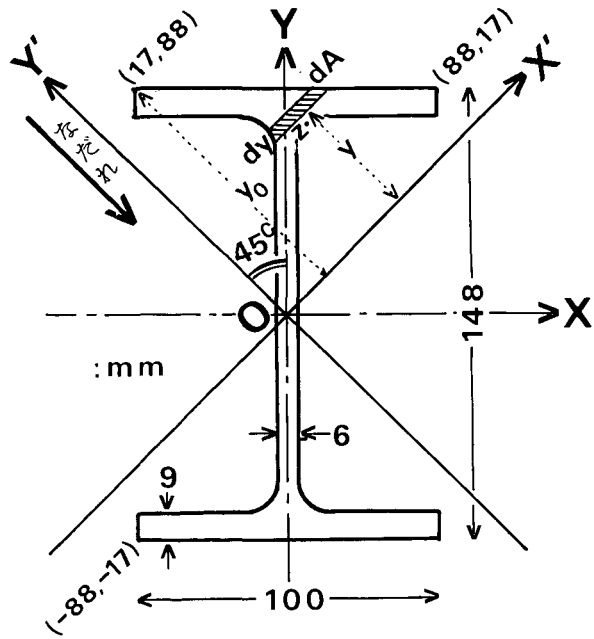
$$w \geq \frac{2\sigma_a W_{x'}}{bl^2} \quad (7)$$

は、この片持ばりの降伏条件を与える。

金属材料便覧などに与えられている材質の許容応力は、鋼材の場合には降伏応力の $2/3$ の値をとってある。これに短期荷重条件(長期荷重に対する許容応力の 1.5 倍)を加えて、 $\sigma_a = 3.6 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ とすると、受圧長 1 m 、受圧幅 $b(\text{m})$ の片持ばりを破壊するなだれの荷重強度 (t/m^2) は、

$$w \geq \frac{7.2 W_{x'} \times 10^4}{b} \quad (8)$$

で与えられる。



第 11 図 H 型鋼断面 (JIS G 3192-1966, 150×100)

荷重が第 11 図の Y 軸方向からかかった場合の耐荷重強度 w_1 は、(8) 式に於いて

$$b = 0.1 \text{ m}, \quad W_X = 138 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

とにおいて、

$$w_1 \geq 99.4 \text{ t/m}^2$$

である。また、又同図の X 軸方向からの荷重に対しては、

$$b = 0.148 \text{ m}, \quad W_Y = 30.1 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

とにおいて、

$$w_2 \geq 14.7 \text{ t/m}^2$$

なる耐荷重強度を得る。

観察によれば、今回のなだれは H 型鋼断面の標準軸 (第 11 図の X, Y 軸) とほぼ 45° をなす方向から来たものと考えられる。そこで第 11 図のように図心を通して、標準軸と 45° をなす直交 2 軸 X' , Y' をえらび、 Y' 軸方向からの等分布短期荷重に対するこの片持ばりの耐荷重強度を w_3 とすると、(8) 式に於いて、

$$b = 0.176 \text{ m}, \quad W_{X'} = 70.0 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

として、

$$w_3 \geq 28.6 \text{ t/m}^2$$

を得る。すなわち、この三角やぐらの上部ビームは、第 6 図の矢印方向からのなだれに対しては荷重強度 28.6 t/m^2 で支点 S から折れ曲ることになる。上部ビームに取付けた圧痕計が記録した荷重強度はすべてこの値を遙かに超過しており、上部ビームの破損を裏付けている。

(5) 志合谷の本谷は全長約 2 km、高度差約 1100 m、平均勾配約 30° の急峻な深い谷であり (第 1, 第 2 図)、宿舎附近の谷の深さは約 50 m ほどである。また、谷は宿舎跡から上流に向かって約 100 m 附近でおよそ 70 度ほど右に折れている (第 1, 第 9 図屈曲点)。これらの地形的要素と前項 (3) のなだれの荷重強度分布を考慮すると、志合谷上流部から落下したなだれは、宿舎跡上流部の屈曲点斜面に衝突した後は谷におさまって流れず、右岸の宿舎跡附近をかすめて走ったように思われる。

(6) 従来日本で行なわれた測定によると、なだれの衝撃力は積雪表面、あるいはそのやや上方で最大値が記録されている。荘田らの測定では、土樽、上越三俣および妙高に於けるなだれの最大衝撃力 (圧痕計による) の値は、人工なだれでは 62.8 t/m^2 、自然なだれでは 40 t/m^2 の例外的に大きな記録があるが、これらの地域におけるなだれの場合、一般には **けむり型なだれ** は $10 \sim 13 \text{ t/m}^2$ 以下と比較的小さく、**ながれ型なだれ** は 30 t/m^2 前後の衝撃力を示した⁵⁾。また、外国の例ではスイスで 108 t/m^2 の衝撃力を記録した報告もある⁷⁾。

志合谷の宿舎跡は、厳冬期でも谷底から 30~40 m 高い崖状の岸の上にあるので、志合谷を流下するながれ型なだれが、宿舎跡を直接襲ったと考えるのは困難である。宿舎跡背面の斜面は植生 (灌木及び喬木) が全くなだれの痕跡を示しておらず、三角やぐらの上部ビームの折れ

曲り方向と、背面斜面の傾斜方向も一致していない。一方、上部ビームの折れ曲りの方向は、三角やぐらと屈曲点附近を結ぶ直線とほぼ一致しており、それを更に下流方向に延長すると、昭和13年のなだれ事故で宿舎がとばされた方向とも一致する(第9図)。この事実は前項(5)を裏付けるものであるが、このような径路をとり得るのはけむり型なだれであろう。けむり型なだれの衝撃力は前記の測定によれば一般に余り大きくないとされているが、志合谷に於いては極めて強大な(荷重強度 66.9 t/m^2) けむり型なだれが厳冬期に発生するものと思われる。

IV. む す び

黒部峡谷・志合谷のなだれ研究の予備調査として、昭和46~47年の冬期間、志合谷に発生するなだれの規模を把握する観測を行なった。

(1) 志合谷横坑出口にある宿舎跡の鉄筋コンクリート建築をなだれ観測地点にえらび、圧痕計を使用した荷重計を10個所に設置した。

(2) この冬期間、黒部峡谷地域の積雪量は平年の半分以下であった。(同峡谷内、人見平および作廊谷での積雪観測による。)

(3) 昭和47年2月20日から3月15日の期間に志合谷でなだれが発生した。宿舎跡を襲ったなだれの方向と道筋は第6、第9図の矢印のように推定された。

(4) 上越および妙高のなだれ衝撃力の測定では、けむり型なだれは $10\sim 13 \text{ t/m}^2$ 以下と一般に小さく、ながれ型なだれは 30 t/m^2 前後の大きな値を示した。志合谷現地の地形的条件を考慮すると、宿舎跡を襲ったのはけむり型なだれと考えられるが、圧痕計による荷重強度は最大値が 66.9 t/m^2 に達した。

本研究は、文部省科学研究費自然災害科学特別研究費によって行なった。

低温科学研究所藤岡敏夫教授はこの研究を基本的に計画し、観測の運営全般を計っていただいた。また、富山県清光女子高等学校藤平彬文先生から黒部峡谷に関する精緻な情報と、観測についての有益な助言と協力をいただいたこと、観測作業については富山大学文理学部物理学教室の学生諸君の積極的な協力をいただいたこと、更に、観測準備、設営、輸送に関しては関西電力株式会社北陸支社の好意的な御配慮を始終戴いたことを併記して、深く感謝の意を表する。

文 献

- 1) 小笠原和夫 1968 黒部峡谷のホウ雪崩. 地理, **13**, No. 7, 62-69.
- 2) 藤平彬文 1968 志合谷の大雪崩 I, II, III, IV. 富山県自然保護協会報, **35**.
- 3) 上野倫宗 1968 志合谷なだれについての談話。(昭和13年志合谷なだれ事故救助に参加。現在、富山県宇奈月町関西電力 K.K. 宇奈月発電所勤務。)
- 4) 藤岡敏夫編集 積雪災害の基礎的研究 **2**. (印刷中)
- 5) 防雪工学ハンドブック. 昭和43年11月, 日本建設機械協会, 269 pp.
- 6) 荘田幹夫 1972 (談話).
- 7) Salm, B. 1966 Contribution to avalanche dynamics. *IUGG, Intern. Assoc. Sci. Hydrol., Publ.* **69**, 199-214.

Summary

A preliminary observation on the avalanche of the Shiai-Dani valley, Kurobe Canyon, North Japan Alps, Honshū (Figs. 1 and 2), was carried out during the winter of 1971~1972. High-speed snow avalanches have broken out frequently in the Shiai-Dani valley. In 1938, a violent avalanche assaulted a 4 storied workmen's living building built on the right bank side of the valley: the 1st and 2nd stories were ferroconcrete structure, and the 3rd and 4th stories sturdy wooden-structure. The wooden quarters were blow away by the avalanche with 73 workmen inside, and flew across the valley, a mountain ridge (almost on a level with the original position of the building) and the Kurobe river, then crashed at a rock cliff of Mt. Okukane after a flight over 600 m in the air; all the workmen inside were killed. A part of the ferroconcrete building was also destroyed by the avalanche, and 9 workmen were killed inside. The remains of the ferroconcrete building with 2 stories are still there in a fairly good shape, and the inside was perfectly protected from the avalanche. It has been selected as the observation site of the avalanche of the Shiai-Dani valley.

The principal subject of the preliminary observation was to figure out the magnitude of the avalanche of the Shiai-Dani valley. Ten sets of penetrometer (Figs. 3 and 4) were installed around the building (Fig. 6): 6 sets on the concrete wall and 4 sets on 2 frameworks of iron beams with the H shape in the cross section (Fig. 5). The results of the observation were as follows:

- (1) Monthly routine observations of snow accumulation at Hitomi-Daira and Sakurō-Dani, 4.5 km and 6 km up the Kurobe river respectively from the observation site gave the maximum depth of snow accumulation amounting to 2.6 m and 3.4 m in late February, 1972. It was presumed that the amount of snow accumulation in the Kurobe Canyon was less than a half of the average through the winter of 1971~1972.
- (2) During the period from February 20 to March 15, 1972, an avalanche assaulted the observation site of the Shiai-Dani valley. As the result, upper beams of the iron frameworks were bent to the down-hill side of the valley (Figs. 7 and 8): the directions of both the bent beams were almost parallel each other and coincided with that of the wooden building which was blown away in 1938. Thus it was presumed that the avalanche assaulted the observation site along the arrow symbols of Fig. 6.
- (3) A plywood pressure plate of penetrometer at point A of Fig. 6, 24 mm thick and with 3 penetrometers on it, was broken into 2 part. One part remained near the original position by an anchor wire (Fig. 10), while the other part was found on the ground almost directly beneath the original position. Two specimens of the broken pressure plate were lost, although all the other specimens were collected.

The degree of penetration into an aluminium specimen of the penetrometer was not equal between the 2 steel cones, a right side cone and a left side one, and the readings of loading of 3 penetrometers installed on a circular pressure plate (Fig. 3) showed different values as shown in Table 1. The main reason for the result was considered that the avalanche had hit the pressure plate at a slanted angle. Disregarding this effect, the intensity of avalanche loading in t/m^2 calculated simply

from the record of the penetrometers is given in Table 1, by pressure plate point A, B ... F, P-R, ... and Q-S.

- i) Fig. 6 gives distribution of intensity of avalanche loading in t/m^2 around the observation site. The values in the right half area of the site appeared larger than those in the left half area in Fig. 6 by twice or more. It could be presumed that the main body of the avalanche ran through the right half of the site or a little more toward the valley side of it. The largest value of intensity of avalanche loading ($66.9 t/m^2$) was recorded at point Q-S, while the smallest value ($0.7 t/m^2$) at point B, which was only several meters distant laterally to the avalanche from point Q-S. Moreover, distribution of intensity of avalanche loading over the observation site showed some complicated features. This might have been caused by the strong effect of the minute surface topography of this area.
 - ii) Intensity of avalanche loading at point S appeared larger than that at point R, of both P and Q. A supporting effect by the supporting legs of the framework could be reflected on this result; if so, the value at point S would be closer to the real value than that at point R.
- (4) It was considered that the upper beam, a kind of the cantilever with the support at S in Fig. 5, was bent at point S under the condition of,

$$w \geq \frac{2M_s}{bl^2} = \frac{2\sigma_s W_x}{bl^2} \quad (6) \text{ and } (7)$$

$$\sigma_s = \sigma_a, \quad (5)$$

where

w : intensity of avalanche loading in t/m^2 ,

M_s : bending moment at the support S in $t \cdot m$,

b : width of the beam in m,

l : length of the beam in m,

σ_s : normal stress across the cross section of the beam at the support S in t/m^2 ,

σ_a : yield stress of material iron of the beam in t/m^2 ,

W_x : section modulus of the beam in m^3 .

As it was observed that the avalanche hit the beam along Y' axis of Fig. 11, $b = 0.176$ m, $l = 1$ m and $W_x = 70.0 \times 10^{-6} m^3$ were applied to eq. (7), with $\sigma_s = \sigma_a = 3.6 \times 10^4 t/m^2$, and

$$w \geq 28.6 t/m^2$$

was obtained. This value is reasonable to understand the yielding of the upper beam by an avalanche load with an intensity of more than $47 t/m^2$, which was obtained by penetrometer records of the upper beam.

- (5) The Shiai-Dani valley is a very steep and deep valley with the mean inclination of 30° ; it has a total length of 2 km, and a depth of about 40 m in the vicinity of the observation site even in the snow season. At the point of about 100 m in the upper stream of the valley from the observation site, the valley curves sharply to the right making an angle of about 70° . According to such topographic conditions, it was presumed that the avalanche falling down along the Shiai-Dani valley

collided against the steep face of the right bank side of the valley at the Curve (X symbol in Figs. 1 and 9), then directly assaulted the observation site without running in the valley thereafter.