

# 豪雪による鉄骨大スパン構造物の被害について

—— 岐阜県における調査を中心とした分析と考察 ——

小野 徹郎・京田 司

建 築 学 科

(1982年9月4日受理)

## A Study on the Damages of Long Span Structures on Gifu Pref. due to the Heavy Snowfall on 1981

Tetsuro ONO, Tsukasa Kyoda

Department of Architectur

(Received September 4, 1982)

In this report is shown the results of an investigation into the damage to steel structures in Gifu Prefecture caused by heavy snowfall in January 1981. A design method for long span steel structures and a snow load for the structures determined by the reliability theory are also presented.

### 1 序

わが国の日本海側地方は、世界中でも最も降雪量の多い地域である。国が指定した「豪雪地帯」は国土の50%に及び、そこに全人口の20%以上の人々が生活している。屋根積雪は地域によっては極めて大きな重量になることがあり、いわゆる多雪地域と呼ばれる地方では、耐震や耐風以上に耐雪ということが重要な設計上の課題になっている。

本研究は、昭和55年12月下旬から翌年1月中旬にわたる豪雪によって被災した岐阜県下の鉄骨大スパン構造物の調査・分析を中心に、比較的公共性の高い鉄骨大スパン構造物における様々な問題と積雪荷重の把え方を検討するものである。

### 2 56年豪雪の降積雪経過と特徴

#### 2-1 豪雪の経過

豪雪による被害が発生し始めたのは昭和55年12月27日からであるが、冬型気圧配置はすでに12月半ば頃から強くなり日本海側では雪の日が多くなっていた。

Fig. 1 に降積雪経過の一例として岐阜県荘川村の積雪量日変化を示す。図からわかるように、3回の大雪が中1・2日の小康状態を挟んで降り続いた。

以上のような経過の中で岐阜県下では、大寒波の第2波による影響が大きく、1月8日には高山で128cm(史上1位)、美濃白鳥で355cmに達する積雪量を記録した。

#### 2-2 昭和38年1月豪雪との比較

56年豪雪は、地方によっては昭和38年豪雪をしのぐものであったが、38年豪雪ほど広域的なものではなく、東北・北陸を中心としたものであった。38年豪雪が1ヶ月余りにわたり中断することなく続いたのに比べ、56年豪雪は約20日間に2度の中断した時期があった。また、積雪の

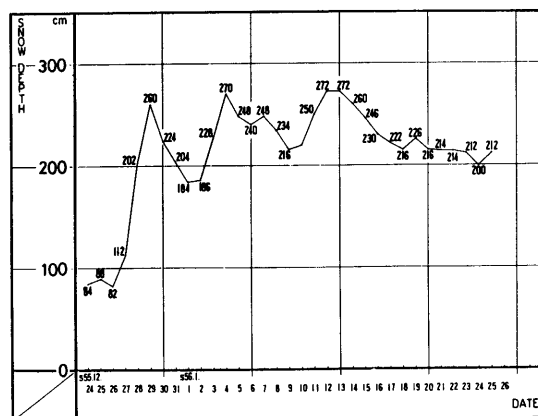


Fig. 1 Snow Depth of 1981 Heavy Snowfall

単位重量も全国的に38年豪雪を上回っていた。

岐阜県においては、56年豪雪は38年豪雪に比して、平均1.5～2.0倍の積雪量があった。38年豪雪が「里雪型」であったのに対して、56年豪雪は「山雪型」であり、岐阜県山間部では稀にみる大雪であったと言える。

### 3 鉄骨大スパン建造物の被害例の分析と考察

#### 3-1 郡上北高校体育館

##### 3-1-1 構造概要

本体育館はスパン30.38m、けた行45.35m、軒高9.35mの建物である。柱は基礎から高さ3.9mまではRC造で、その上に鉄骨山形ラーメンを載せている。この柱部分は柱頭までコンクリートを打設し、SRC造としている。主架構トラスは、弦材にCT鋼、腹材に鋼管を用いた溶接組立材である。弦材のCT鋼と腹材の鋼管との接合はFig. 2に示すように半球に鋼管腹材を突合せ溶接している。サブビーム、およびつなぎ梁は、有孔H型断面材である。設計用雪荷重は $315\text{kg}/\text{m}^2$ （長期）である。

##### 3-1-2 被害状況

昭和56年1月5日、積雪深が約220cmに達し、舞台側1スパンを除いて主架構トラスが崩壊するとともに、RC柱が内側へ引張られ、特に西側RC柱の柱脚部引張鉄筋（5-D25）の破断を生じて倒壊した。主架構トラスの平行弦部分では、引張材となる腹材が半球カップとの突合せ溶接部でほとんど破断している。つなぎ梁と妻面との接合高力ボルト（F10T2-16φ）は全て破断し、両妻面は倒壊せずに残っている。被害状況をFig. 3に示す。

##### 3-1-3 被害原因の考察

崩壊時の積雪量は約220cmに達していた。これは設計積雪深の長期として約1.5倍、短期とすると約2.1倍の積雪であった。

本体育館の主架構はRC・SRC造の変断面柱（ $B \times D =$

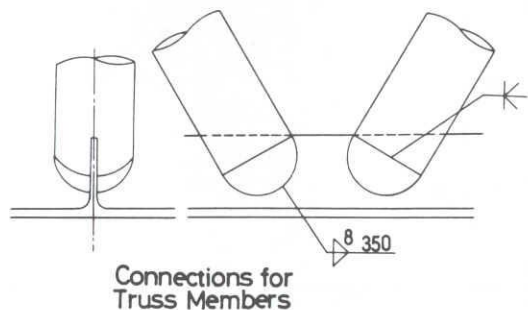


Fig. 2 Details of Main Truss and Connection of G-High School Gymnasium

60cm×110～80cm）と鉄骨造トラス組立ばりからなる山形ラーメンである。柱が変断面材になっていることから、設計時の骨組応力算定では、柱脚ビンの山形ラーメンとして応力解析がなされたものと推定される。この仮定に基づいて、各部材・接合部強度等から決まる許容荷重（耐力）と設計積雪荷重（応力）および被災時積雪荷重（応力）をTable 1に示す。許容荷重はいずれも設計積雪荷重を上回っているが、長期許容荷重と設計積雪荷重との比は、1.1～3.1である。被災時積雪荷重に対しては、サブビーム、つなぎ梁、つなぎ梁接合部の短期許容荷重の方が下回っている。

さらに、主架構トラス腹材の溶接部破断部分において、腹材と半球との突合せ溶接の溶込みの不十分さが認められ、腹材溶接部の耐力は計算値をかなり下回っていたと思われる。

以上の結果と本建物の倒壊後の状況から、つなぎ梁接合部の破断と主架構トラス腹材の突合せ溶接部の破断により、主架構トラス梁の曲げ剛性が低下し、その過程においてRC柱に大きな曲げモーメントがかかり、柱脚部が破断し倒壊に至ったものと考えられる。

本建物の場合、設計積雪荷重の約1.50倍の積雪荷重があったことが倒壊の主原因である。しかし、本建物の設計・計画ならびに施工において

- i) 主架構トラス腹材の接合法とその溶接施工
- ii) 主架構とつなぎ梁・サブビーム等との強度・剛性のバランス
- iii) 主架構の応力算定上の仮定（柱脚固定度）

の点がやや不十分であったため、本来この種の建造物が持つ余剰耐力を十分に生かし得なかったことがいえる。

#### 3-2 三井金属鉱業神岡体育館

##### 3-2-1 構造概要

本体育館はスパン24m、たけ行36m、軒高8mの屋内競技場にRC造平家建ホールが付いた建物である。主架構



Fig. 3 Collapse Main Frame

Table. 1 Maximum Strength of Members and Connection of G-High School Gymnasium

(単位積雪重量: 3 kg/cm<sup>2</sup>)

	① 短期(長期)許容応力度 による許容荷重(耐力)	② 設計雪荷重(応力) ( $\times 0.7$ ) (150cm)	③ 長期許容荷重(耐力) 長期設計雪荷重(応力)	④ 被災時雪荷重(応力) (220cm)
主 架 構	$w=5.40\text{t/m}$ (3.60)	$w=2.34\text{t/m}$ (1.64)	2.2	$w=3.43\text{t/m}$
主 架 構 腹 材 (圧 縮)	$Q=44.0\text{t}$ (29.0)	$Q=31.0\text{t}$ (21.7)	1.3	$Q=45.4\text{t}$
主 架 構 腹 材 (突合せ溶接)	$Q=47.5\text{t}$ (31.4)	$Q=31.0\text{t}$ (21.7)	1.4	$Q=45.4\text{t}$
サブビーム	$w=1.38\text{t/m}$ (0.92)	$w=1.17\text{t/m}$ (0.82)	1.1	$w=1.72\text{t/m}$
つなぎばり	$w=3.28\text{t/m}$ (2.18)	$w=2.70\text{t/m}$ (1.90)	1.1	$w=4.01\text{t/m}$
主 架 構 ば り 接 合 部	$Q=103\text{t}$ (68.0)	$Q=31.0\text{t}$ (21.7)	3.1	$Q=45.4\text{t}$
サブビーム 接 合 部	$Q=9.01\text{t}$ (6.03)	$Q=3.50\text{t}$ (2.45)	2.4	$Q=5.22\text{t}$
つなぎばり 接 合 部	$Q=9.01\text{t}$ (6.03)	$Q=7.02\text{t}$ (4.93)	1.2	$Q=10.3\text{t}$

は RC 柱と山形鋼トラス組立の円弧アーチ (アーチ曲率半径は28m) による骨組である。アーチトラス端部は、Fig. 4 に示されるように RC 柱頭においてアンカーボルト (4-22 $\phi$ ) で緊結され、コンクリートが後打されたものである。なお、RC 造けた梁の主筋は主架構トラス端部のがセットプレートに溶接されていて、けた方向に貫通していない。設計積雪荷重は300kg/m<sup>2</sup>である。

### 3-2-2 被災状況

昭和56年1月6日午前11時頃、トラスアーチ支持柱柱頭のコンクリート打継面に最大で20mmのクラック、屋根面水平ブレースの円形リングの変形およびトラスアーチ下弦材の継手プレートの破断等の異常が発見された。現場状況からみて倒壊は必至と判断され、人災回避のため雪降しは行われなかった。その後、柱頭のクラックが増大し、1月7日午前2時30分頃倒壊した。倒壊状況は Fig. 5 にもみられるように、主架構が RC 造けた梁とともに、RC

柱柱頭部において、入口ホール側の1か所を除いてすべて落下している。両妻面の RC 造部と妻面鉄骨部との接合は完全に破断しているが、妻面 RC 壁にはほとんど損傷がみられない。トラスアーチと RC 柱との接合部のアンカーボルトもすべて抜け出し、あるいは破断していたが、RC 柱には1本を除いて曲げ引張による亀裂は認められていない。

### 3-2-3 被害原因の考察

被災時の積雪深は180~220cm、平均200cmであり、設計積雪深の2倍を超えていたことが崩壊の主要因であると考えられる。倒壊の経過からみると、誘因は柱頭のクラック発生にあると考えられる。なお、当建物の関係者によれば、38豪雪時に当該部分にすでにクラックが発生していたともいわれている。過大な積雪によるコンクリート打断面でのクラック発生により、主架構トラスアーチ端部の固定度が著しく低下し、トラスアーチ端部でピンあ

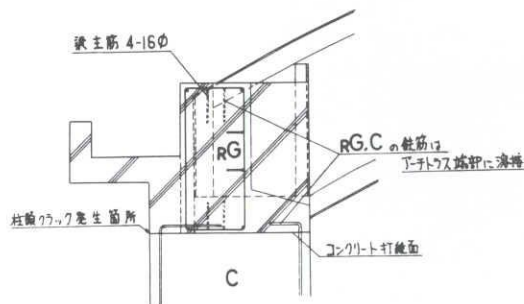


Fig. 4 Main Frame and Details of Column Capital of K-Gymnasium



Fig. 5 Collapse Main Frame



るいはピン・ローラー支持に近い状態となり、アーチ中央部の応力が増大したため、トラス下弦材の接合プレートに過大な引張応力が加わり、破断し、倒壊したのと思われる。

以上の結果と倒壊状況から、RC 柱と主架構トラス端部を受ける打継ぎ RC けた梁との一体性の不十分さが指摘される。

### 3-3 荘川中学校体育館

#### 3-3-1 構造概要

本体育館はスパン20m、けた行39.99m軒高6.6mの鉄骨造の建物である。主架構は山形鋼による組立材で、柱は柱脚ピンの変断面組立材、はりにはトラスアーチである。主架構は6.25m間隔で配置されているが、舞台・ホール部の両妻面では3.87m間隔となっている。サブビームはなく、主架構上にリップ溝形鋼を格子状に組んだ SK シャーレンを取付け、架構の面内剛性を確保している。設計積雪深は150cmを採用している。

#### 3-3-2 被害状況

昭和56年1月4日、積雪深が270~300cmに達した時点で崩壊している。崩壊状況は、舞台側の妻面をのこし主架構中央部が建物内部へ崩れ落ち、それに引張られる形で柱脚部のアンカーボルトがほとんど破断して倒壊している。また妻面については入口ホール側妻面は建物内部へ引き倒されている。つなぎ梁・屋根面 SK シャーレンもかなり変形しており、その格子組接合部の溶接にも不十分な点がみられた。被害状況を Fig. 6 に示す。

#### 3-3-3 被害原因の考察

本体育館の設計積雪荷重は Fig. 7 に示すように、屋根両端のスパンの1/2部分については屋根勾配による自然落下を見込んで50cm、残りの中央部分では150cmの積雪深を考え、単位積雪重量を3kg/cm<sup>2</sup>として平均289kg/m<sup>2</sup>(長期)で設計している。しかし、現実には自然落下がそれほど生じず、ほぼ一様に270~300cmの積雪があり、単位積雪

重量も4.0~5.9kg/cm<sup>2</sup>(荘川村役場、1月7日測定、Fig. 7)であった。したがって、積雪重量は885kg/m<sup>2</sup>にもなり、設計用雪荷重の約3.1倍であった。主架構の短期許容荷重は $w=4.1t/m$ であるが、被災雪荷重は $w=5.7t/m$ の荷重がかかっており、過大な積雪が倒壊原因である。ただ、本体育館の構造的な問題点を指摘するならば、主架構面外剛性をも含めた桁方向の剛性が小さすぎると考えられる。また、柱脚部アンカーボルトが全て破断に至ったが、柱脚アンカーボルトの本数については、設計時と施工時の食い違いが認められた。

### 3-4 関ヶ原石材(株)工場

#### 3-4-1 構造概要

本工場は、建築面積76,000m<sup>2</sup>の工場で、Fig. 8 に示すように大きく分けてA~G棟の建築群からなる。各建物は、順次増築されており、骨組の形式、構造部材、屋根形状、建設時期等が同一棟においても異なっている。主たる被災建物の構造概要は次のとおりである。

A棟は、東側7スパン部分と西側5スパン部分とが、2期にわたって建設された。柱はH形鋼、主架構は山形鋼によるトラス、屋根形状は3連のこぎり形状の屋根である。設計積雪深は100cmである。

B棟は、東側より昭和43年、47年、49年に建設され、小屋トラス崩落部分の構造は、溝形鋼組立柱、溝形鋼およびアングルによるトラス小屋組、屋根形状は山形である。設計積雪深は、昭和49年建設部分が100cm、残りの部分は75cmであった。

C棟は、B棟とはほぼ同様の構造形式である。

D棟、E棟は、軽量形鋼・H形鋼・山形鋼・溝形鋼等、使用部材も多様で屋根形状も複雑である。

F棟は、軽量鉄骨造である。設計積雪深は75~100cmである。

#### 3-4-2 被害状況

昭和56年1月7日から100cmほどの積雪となり、雪降し



Fig. 6 Collapse Main Frame

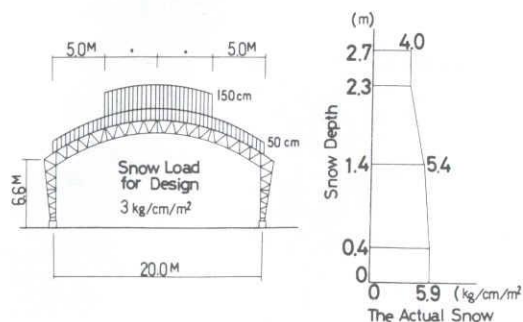


Fig. 7 Design Snow Load and Unit Weight of Snow Survey

を開始したが、その後連続した激しい降雪のため雪降しを中断した。積雪量の増大とともにA棟・B棟で高力ボルトの滑り音が聞かれた。1月14日～15日A棟倒壊、B棟中央屋根トラス崩落、その他、D・E・G棟の一部屋根トラスが崩落している。これらの倒壊・崩落被害建築面積は、全建築面積の約20%に及んだ。その他、C・D・E棟においても、サブビーム・屋根トラス腹材の座屈、小屋組・クレーン支持ばりの過大なたわみを生じている。また、B棟中央部・A棟・D棟南隅部の屋根トラス崩落・倒壊等被害の著しい被災ラインが認められる。

### 3-4-3 被害原因の考察

本工場の建物配置図は、Fig. 8に示す通りである。冬の気節風は北西の風が卓越していて、A棟・B棟・D棟の一部等の被害の著しい建物は、配置上、乱流の生じやすい位置にあり、雪の吹溜りが著しかったと考えられる。特にA棟は、のこぎり形の屋根形状と上記の条件が重なり、被災時には屋根の谷部分で吹溜りにより4mほどの積雪が生じていた。この過大な積雪により、A棟は倒壊したと思われる。A棟の骨組については、つなぎ梁トラス面内・面外剛性のアンバランスさがあり、つなぎ梁の著しい面外変形を生じていた。B棟の屋根崩落部分は、前にも述べたように吹溜りによる過大な積雪荷重が主な崩壊原因であると考えられるが、被害部分の東西両部分は、屋根小屋組の崩落被害を生じていないことから、既設・増築部分との取付けに不十分があったのではないかと推定される。

本工場の倒壊、屋根トラスの崩落、倒壊に至らなかったが部分的にサブビーム・主トラスの腹材座屈 (Fig. 9)、過大な浅留たわみ等の被害を見ると、全般的に多雪地域における屋根形状、けた行方向材の剛性に対する配慮の不十分さが指摘される。

### 3-5 まとめ

Table 2に、北海道・東北・北陸地方などで、56年豪雪

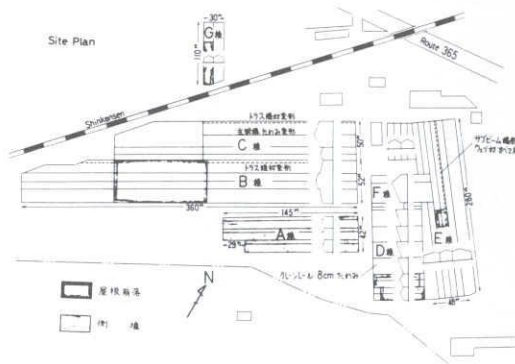


Fig. 8 Plot Plan of S-Factory

により崩壊に至った鉄骨大スパン構造物20例の崩壊原因をまとめた。これらの構造物のうち殆どは、積雪荷重が設計荷重を上回ったことを主たる原因としている。豪雪により都市機能や生活に支障が生じている場合、公共建築や工場のような大屋根の除雪に多くの人手を緊急に集めることは至難であり、連日降り続く雪に対して過荷重となりやすい結果となる。となれば、地震や台風と同様、構造設計時にこのような状況を考慮すべきだと思われる。また、施行令での設計積雪荷重を長期荷重とした場合の荷重低減にも再考の必要があると思われる。特に鉄骨造に関して言えば、鉄骨造は鉄筋コンクリート造に比べて自重が軽く、自重と積雪荷重の合計に対してその応力が許容限度内にとどまるよう構造計算を行う場合、自重の小さい方は過荷重に対して敏感であって、その載荷余裕が少ないという構造特性があり、過荷重となった場合、その構造物が一挙に崩壊危険性を高めることになる。

崩壊に至った誘因としては、主架構・つなぎ材・柱材・接合部等における計画・施工上の問題が考えられる。すなわち、鉄骨トラスでは部材が細いので座屈が生じやすいことや不静定次数の低いものが多く、材料や施工の欠陥が架構の崩壊につながりやすい。そして、鉄骨トラスを1本の梁とみなすと、上弦材と下弦材に断面を拡散し、ウェブも細い部材に集約するなどして、極度にその高率化をはかっている。それだけに、充腹梁とちがって材料の降伏から崩壊に至るまでの余裕が少ない。

以上のことから、各専門分野で構造上の安全性の検討が詳しく行われていると思われるが、構造特性と積雪災害現象の特性に注目する必要があると思われる。その上での設計積雪荷重の設定が望まれる。

## 4 設計積雪荷重の確率統計論的考察

### 4-1 設計積雪荷重の考え方

屋根積雪は地域によっては極めて大きな重量となり、



Fig. 9 Collapse Main Frame

Table. 2 Damaged Long Span Steel Frames due to Heavy Snowfall 1981

The Primary Cause & Immediate Occasions for Collapse	Damaged Structures																				Total
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	
Snow Load	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ			Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	18
Column Members											Δ										1
Column Bases																Δ		Δ			2
Beam-Column Connections			Δ			Δ	Δ		Δ			Δ			Δ			Δ	Δ		8
Beam members				Δ						Δ	Δ								Δ	Δ	5
Connections for Truss Members	Δ											Δ	Δ	Δ							4
Subbeams			Δ					Δ				Δ		Δ			Δ				5

多雪地域においては、耐雪ということが重要な設計上の課題になっている。

建築物の耐雪設計にあたっては、屋根積雪荷重を設定することが必要である。建築基準法施行令第86条においては、設計積雪深としてその地方で過去に観測された最深積雪深を採るものとしている。しかし、これは多分に偶然的要素を含み、値そのものに対して十分な信頼をおくことはできない。例えば、観測の年数が増すと過去の最大値も大きな値となるからである。しかも、施工令第86条にいう過去の最深積雪深は、実質的には積雪観測が始った時以降の最深積雪深であるから、確率的には、少なくとも数十年に一回程度の発生確率をもつものと言えよう。従って、過去のデータから適切な設計積雪深を選択することが必要である。

また、施工令第86条において積雪の全層平均密度は2 kg/cm<sup>2</sup>以上としており、多雪地域の特定行政庁の規則では同じく、3 kg/cm<sup>2</sup>以上としているものが殆んどである。これらの規定値の適用については、十分な検討が望まれる。因みに昭和56年の豪雪に際して各地で測定された積雪の全層平均密度は、おおむね3.5 kg/cm<sup>2</sup>となっている。

このように、設計積雪荷重を設定する場合、積雪の密度と積雪深とが関係するが、ここでは大きな意味をもつ積雪深について論じる。

#### 4-2 再現期間の概念

設計積雪深の設定においては、積雪深をある確率統計的な意味をもつものとし、構造物の耐用年数と安全度を

考慮する必要がある。

いま、積雪深の年最大値を $X$ 、 $X$ の確率分布関数を $F_X(x)$ とする。すなわち、事象 $E$ の生起確率を $P[E]$ とする

$$F_X(x) = P[X \leq x] \quad (4.1)$$

$X$ の母集団から $T$ 回標本抽出を行った場合に各回とも $X$ がある一定値 $X_R$ を超えない確率(非超過確率)は、 $X$ が互いに独立な事象であるから、

$$q = \{F_X(X_R)\}^T \quad (4.2)$$

ところで、 $1 - F_X(X_R)$ はある年に $X > X_R$ なる事象の発生する確率であるから

$$R = \frac{1}{1 - F_X(X_R)} \quad (4.3)$$

は $X > X_R$ なる事象の生じる平均待ち年数であり、これを再現期間(年)、 $X_R$ を再現期間 $R$ 年に対応する再現期待値と呼ぶ。

(4.2)、(4.3)式を組み合わせると、

$$q = (1 - \frac{1}{R})^T \quad (4.4)$$

$$R = \frac{1}{1 - q^{1/T}} \quad (4.5)$$

となる。もし構造物の耐用期間中に $X$ が $X_R$ を1回も超えない確率を $q$ と考えるならば、 $T$ が構造物の耐用年数に相当することになる。

積雪深は $X$ は常に正領域で定義される物理量であるから、 $X$ は対数正規分布に従うものとする。すなわち、 $X$

の自然対数 $\ln X$ は正規分布に従う。この場合、 $X$ の確率密度関数 $F_x(x)$ は次のようになる。

$$F_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi x} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad (4.6)$$

$0 < x < \infty$

ここで、 $\lambda \cdot \xi$ は $\ln X$ の平均値および標準偏差である。 $X$ の平均値 $\mu_x$ および分散値 $\sigma_x^2$ は $\lambda$ および $\xi$ を用いて次式で与えられる。

$$\mu_x = \exp \left( \lambda + \frac{1}{2} \xi^2 \right) \quad (4.7)$$

$$\sigma_x^2 = \mu_x^2 (e^{\xi^2} - 1) \quad (4.8)$$

(4.7)式より、

$$\lambda = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \xi^2 \quad (4.9)$$

(4.8)式より

$$\xi^2 = \ln \left( 1 + \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} \right) \quad (4.10)$$

$y = \frac{\ln x - \lambda}{\xi}$ とおけば、 $F_x(y)$ は $N(0,1)$ の標準正規分布に従う。この $y$ のことを標準測度という。すなわち、 $F_x(y)$ は、

$$F_x(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left( -\frac{y^2}{2} \right) \quad (4.11)$$

$-\infty < x < \infty$

で与えられる。

上記の確率統計的手法を用いて、再現期間 $R$ 年に対応する再現期待値 $X_R$ を求めて再現曲線を得る。Fig. 10は、今回調査を行った4地点と岐阜市について求めた再現曲線である(但し、昭和56年豪雪時の最大積雪深を含めずに求めた)。

この再現曲線から、地域特性を考慮した上での耐用年数に対応する再現期待値を求め、設計積雪深を設定してゆくのである。

#### 4-3 岐阜県下の設計積雪荷重について

岐阜県下では、Fig. 11に示すように多雪地域を指定している。また、岐阜県建築基準法施行令細則第13条に基づく垂直最深積雪量は、Fig. 12に示す通りである。

岐阜県下68地点において、昭和56年を除く過去の年最大積雪深の資料から、再現期間と再現期待値を求めた。Fig. 13は再現期間30年値を、Fig. 14は再現期間100年値を表わすものである。Fig. 15は施行令と再現期間30年

値を重ね合せたものである。Fig. 16は56年豪雪時の最大積雪深とその再現期間を表したものである。

以上のことから、今回の豪雪は再現期間が100年以上に相当する積雪を記録したが、殆どの地区において設計積雪深は再現期間30年値を下回っている。このことを考慮すると設計積雪深を改める必要があると思われる。なぜなら現状は、経済性とのかねあい、既往の経験からの判断も加わって、設計荷重評価の基礎となる再現期間は構

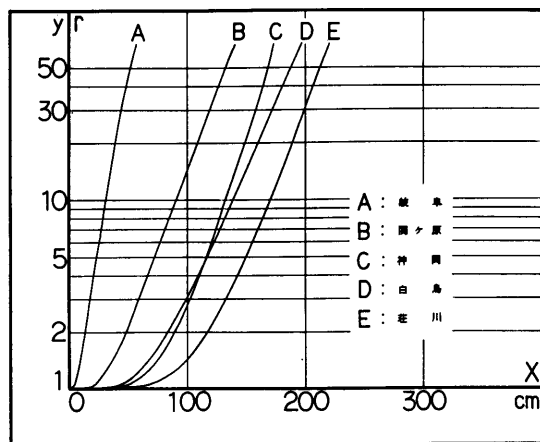


Fig. 10 Expected Value and Return Period

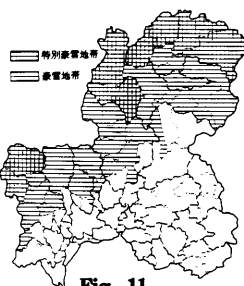


Fig. 11

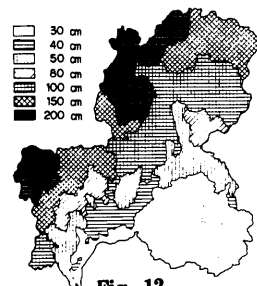


Fig. 12

Fig. 11 Zone of Heavy Snowfall in Gifu Pref.

Fig. 12 Maximum Snow Depth of Standard

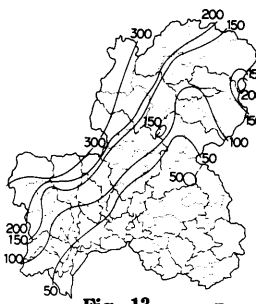


Fig. 13

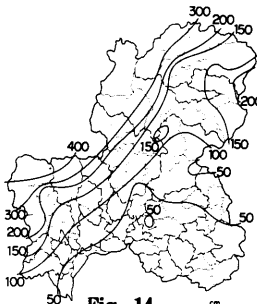


Fig. 14

Fig. 13 Expected Snow Depth of 30years Return Period

Fig. 14 Expected Snow Depth of 100years Return Period



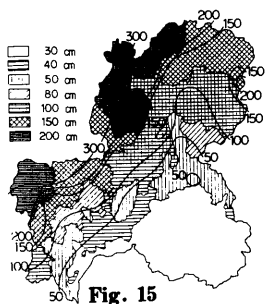


Fig. 15

Fig. 15 Maximum Snow Depth and Expected Snow Depth of 30years Return Period

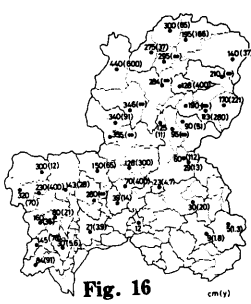


Fig. 16

Fig. 16 Maximum Snow Depth of Heavy Snowfall 1981 and Return Period

造物の耐用年数と同程度から2倍くらいの範囲と思われる。しかも、設計慣行ではその他安全率が介在している。従って現在の施行令に基づく設計積雪深では、危険性が多分にあると言える。

#### 4-4 全国の多雪地域の設計積雪荷重について

Fig. 17 は、北海道をはじめとする多雪地域21地点の設計積雪深の基準値と再現期待値を表わすものである。これを見てわかるように、設計積雪深の基準値は、確率統計的にその信頼性・安全性が各地区によってまちまちである。

積雪荷重の取扱方をはじめ、屋根勾配に関する係数、雪降しによる荷重低減などの積雪荷重規則は、各地方の特定行政庁により設定が区々であるのが現状で、妥当な積雪荷重の設定は容易なことではなさそうである。しかし、垂直深積雪量と単位重量に関しては、物理量として確率統計的に処理し得るものであるから、適切な基準値の設定が望まれる。

#### 4-5 まとめ

以上のことから、現在の施行令において、設計積雪深の基準値は定められているものの、その値は信頼のおけ

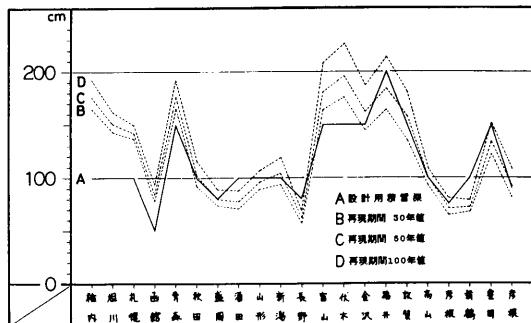


Fig. 17 Design Snow Depth and Expected Value

る十分なものでないこと、また、積雪の設計用単位重量も安全性が低いことが指摘される。また、鉄骨造・鉄筋コンクリート造のような構造特性の差が全く考慮されていない。

鉄骨大スパン構造物のように公共性の高い建物や工場については、その大屋根の除雪に多くの人手を緊急に集めることは至難であり、連日降り続く雪に対して過荷重となりがちである。このような建築物に対しては、設計積雪深として再現期間が100年程度に相当する値を採用すべきだと思われる。

## 5 結

昭和55年12月下旬から昭和56年1月中旬にわたり降り続いた豪雪は、昭和38年1月の豪雪に比べると、全国的なものではないが広範囲にわたるものであった。被害の多かった地域に関しては稀にみる大雪であった。

岐阜県下をはじめ、全国各地の雪害については格別の被害特徴はなく、設計積雪荷重を上回る過大な積雪量が主なる被害原因であり、計画・設計および施工上におけるきめ細かい配慮の不足、積雪時の建物管理の限界等が誘因としてあげられる。

建築設計という観点に立った積雪現象の研究が極めて少なく、積雪荷重の設定という作業にあたっては検討すべき要素が多々あり、しかもそれらに対する明確な答が得られないまま、問題が山積している状況にある。

今回の岐阜県下を中心とした調査・分析・考察を通じて、今後、構造物の雪荷重時の設計において、特に配慮・検討されることが望ましい事項として、次の事項が指摘される。

- I) 構造特性を考した設計積雪荷重の基準値の設定と、地域・地形による特性の配慮
- II) 屋根形状、建物管理を考慮した屋根雪荷重係数の検討
- III) 比較的稀に起り得る異常積雪下における重要度・公共性の高い建物に対する終局耐力設計法の適用。
- IV) 大スパン構造物の構造設計における主架構とけた方向部材との強度・剛性の調和
- V) 施工上の細かい配慮

## 参考文献

- 1) 建築学大系20 耐雪論  
松下清夫・和泉正哲, 彰国社
- 2) 和泉正哲: 豪雪の被害と問題点  
建築雑誌 No.142 1963-5
- 3) 室田達郎: 建築物の積雪荷重について



- カラム No66 昭52, 10
- 4) 室田達郎: 建築物の積雪荷重と耐雪法規  
カラム No81 昭56, 7
- 5) 気象年報 各年, 気象協会
- 6) 気象, 昭56, 3 気象協会
- 7) 確率・統計・ランダム過程  
L・マゼル, 森北出版
- 8) 確率論手法による構造解析  
星谷 勝, 鹿島出版会