

木造耐雪構造の研究(1) 屋根下地構造の実験研究

江 上 外 人

Study on the Wooden Construction Bearing Heavy Snow Load (1) Experimental Study of the Roof Construction

Hokato E GAMI

The heavy snowfall case paralytic symptoms of the city, because the fallen snow unloaded from the loofs of the wooden buildings obstruct the traffic.

This paper is presented for the purpose of clarifying how the heavy snow load effect on the roof construction and the roof construction are composed in order to bear the heavy snow load.

In accordance with this purpose, the 2 spans continuous beam composed with the woden rafter or wooden purlin are tested under the consentrated loads.

It is noted that the maximum bending moment arise at the center of the beam spans.

Therefore we must analyze the 2 spans continuous beam as a 3 spans continuous beam suported by edges of the support members, in the wooden construction.

1. 前 が き

多雪地域に指定されている福井地方では、昭和38年・56年の豪雪と、近年豪雪に見舞われている。その際の積雪量は、38年には2.2～2.6mであり、56年には2.1mを示した。雪降ろしをおこなった建物はほとんど木造建築であって、38年には各家庭では1週間に2～3回の割で屋根の雪降ろしをおこない、雪降ろしの雪の処分に、毎日家族を挙げて励んだものである。

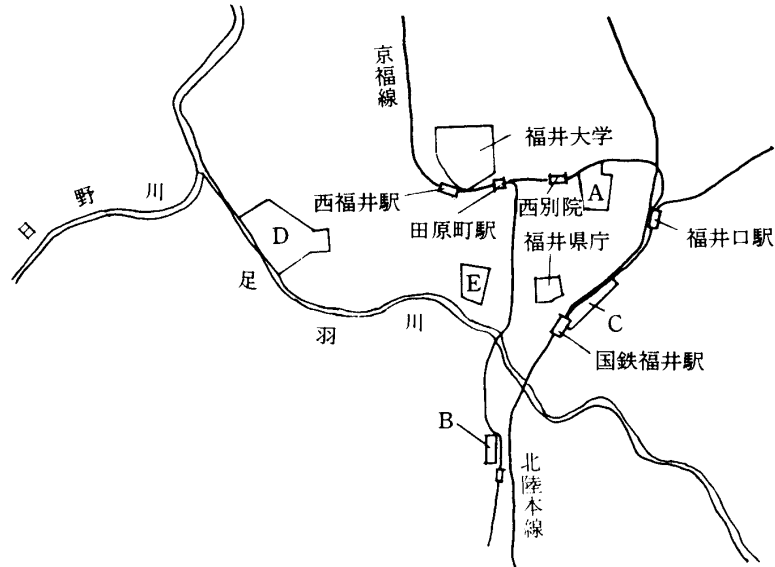
降雪に加えて、屋根の雪降ろしの雪のため、道路は雪で埋もれ、車の通行はもちろんストップし、人間の通行にも支障をきたした。もし屋根の雪降ろしをおこなわないとすれば、道路交通の確保はかなり楽になると考える。

木造建物の混在する市街地では、木造建物の構造を、雪降ろしをおこなわなくても良い構造にすれば、雪国の市街地では雪害に対する都市防災に寄与することが大きいと信ずる。そこで本研究では、積雪時に屋根の雪を降ろさずに、屋根上で処理する目的で、木造住宅の構造及びその構造に合せた意匠を研究するものである。

2. 旧福井市内の木造建築の割合

旧福井市内について、昭和59年5月に、図－1に示すA、B、C、D、Eの5街区を選んで、それら5街区内に存在する総建築1,515個について木造建築の混在状況を調査した結果は表－1のとおりである。

表－1から次のことがわかる。



図－1

表－1 福井市内の木造建築率

街 区 別	建 物 個 数			木造建築率(%)	摘 要
	木 造	その他	計		
A (松 本)	238	79	317	75.1	
B (木 田)	150	25	175	85.7	
C (日之出)	106	64	170	62.4	日之出1丁目
D (菅 谷)	361	87	448	80.6	
E (片 町)	214	191	405	52.8	順化2丁目
計	1,069	446	1,515	70.6	

- (i) 街区E（順化2丁目）が最も木造建築の割合が少なく52.8%である。これは卸し商店が多く、飲食街（片町通り）を含んでおり、5階建以下の小規模な耐火建築物が多いためである。
- (ii) 街区C（日之出1丁目）は木造建築率が62.4%であるのは、北陸電力、平和堂など大規模な耐火建築物が多いため、その分だけ木造建築物が少なくなるからである。
- (iii) 街区A、B、Dは75.1～85.7%の間であり、ほぼ類似したものとなっている。
- (iv) 街区A、B、C、D、Eの平均値をとると70.6%となる。

(v) 街区A～Eで示すとおり，街区間には最高32.9%の差異がある。

上記のことから判断して，本研究では福井市内における木造建築個数の割合は70.6%と仮定する。

3. 設計荷重

A. 小屋組及びその上部荷重

垂直最深積雪量を 2.2m とし，建築の屋根は瓦ぶきで 5 寸勾配とすると，固定荷重・積雪荷重は次のようになる。

固定荷重：

瓦ぶき（下地及びたる木） 72.8kg/m²（水平面につき）

もや 11.2kg/m²（ ” ）

天井（繊維板） 15kg/m²（ ” ）

天井（モルタル塗） 60kg/m²（ ” ）

積雪荷重：

$(300\text{kg/m}^3 \times 2.2\text{m}) = 660\text{kg/m}^2$ （短期積雪時）

$660\text{kg/m}^2 \times 0.7 = 462\text{kg/m}^2$ （長期積雪時）

以上の結果を表－2 に示す。

表－2 設計荷重（kg/m²）

種 別	長 期			短 期		
	固定荷重	積雪荷重	計	固定荷重	積雪荷重	計
たる木用	72.8	462	535	72.8	660	733
軒先用	132.8	462	595	132.8	660	793
もや用	84	462	546	84	660	744
小屋ばり用	119	462	581	119	660	779

B. 床 荷 重

1 階床荷重はすべて直接地盤に伝わるものと仮定し，2 階床荷重のみが軸組に伝わるものとする。また，板張床，その他の床仕上げのものもすべてたたみ敷床の床荷重を採用する。固定荷重・積載荷重は次のようになる。

固定荷重：

根太設計用 35kg/m²（床板及び根太を含む）

床ばり設計用 $10 + 35 = 45\text{kg/m}^2$

積載荷重：

根太設計用 180kg/m²

床ばり設計用 130kg/m²

地震力計算用 60kg/m^2

以上の結果を表－3に示す。

C. 壁体の自重（固定荷重）

壁体の固定荷重は次のようになる。

軸組（柱，間柱，筋かいを含む） 15kg/m^2

ラスボード（下地を含む） 10kg/m^2

シックイ（厚さ1cm） 17kg/m^2

モルタル（厚さ2.5cm） 50kg/m^2

木摺下地 18kg/m^2

以上のことから，壁体の種類に応じてその自重を表－4に示す。

表－3 設計用床荷重（ kg/m^2 ）

種 別	長 期			短 期		
	固定荷重	積載荷重	計	固定荷重	積載荷重	計
根 太 用	35	180	215	—	—	—
床はり柱・基礎用	45	130	175	—	—	—
地震力計算用	—	—	—	45	60	105

表－4 壁体の自重

種 別	仕 上 げ	自 重
外 壁	片面木摺モルタル	65
	他面ラスボードシックイ	$10 + 17 \times 2 + 15$ 124kg/m^2
内 壁	両面ラスボードシックイ	$10 + 17 \times 2$
		$10 + 17 \times 2 + 15$ 103kg/m^2

4. たる木及びもやの加力実験

A. たる木の加力実験

(1) 供 試 体

供試体には，杉と米松の2種類を選び，公称 $45\text{mm} \times 45\text{mm}$ のたる木を図－2のとおりもやに渡し掛けて大釘打して，それぞれを供試体A及びBとした。これらを表－5に示す。

(2) 加力及び計測

図－3のように，供試体をアムスラー試験機の上に直接乗せて，両スパン中央に木片を置き，この木片間にI形鋼を架け渡しその中央にロードセルを介して，集中荷重（2P）を供試体ごとに次のくり返し荷重で加え，各荷重段階毎に，同図の位置に取付けたダイヤルゲージ㊶，㊷，㊸，㊹で鉛直変位を測定した。

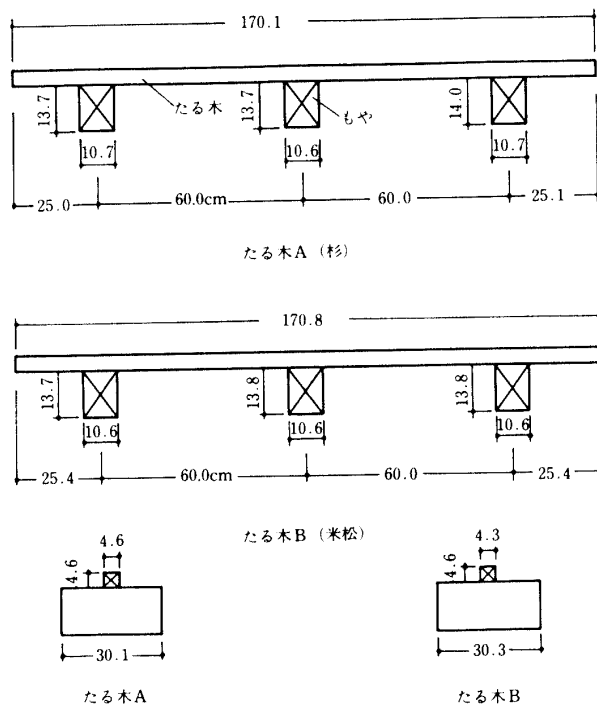


図-2 たる木A・Bの供試体

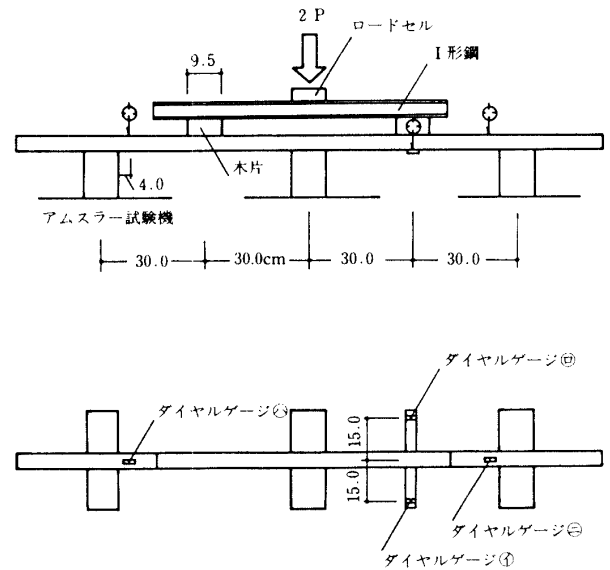


図-3 たる木A・Bの実験方法

表-5 たる木の供試体

供試体	たる木		もや		スパン (cm)
	材種	巾×成 (cm×cm)	材種	巾×成 (cm×cm)	
たる木A	杉	4.6×4.6	米松	10.6×13.8	60
たる木B	米松	4.3×4.6	米松	10.6×13.8	60

供試体A

加力 (2 P) 0 → 80kg → 10kg → 160kg → 20kg → 1450kg

供試体B

加力 (2 P) 0 → 180kg → 20kg → 370kg → 20kg → 2320kg

(3) 実験結果及び考察

ダイヤルゲージ㊸～㊻の鉛直変位を $\delta_{\text{イ}} \sim \delta_{\text{ニ}}$ とし、スパン中央のたわみ δ を式(1)で計算し、荷重Pとスパンの中央たわみ δ との関係を図-4に示す。

$$\delta = \frac{\delta_{\text{イ}} + \delta_{\text{ロ}} - \delta_{\text{ハ}} - \delta_{\text{ニ}}}{2} \dots\dots(1)$$

供試体たる木Aについての考察：

- (i) 2サイクルまでは弾性範囲内にある。
- (ii) 図-4によれば、剛性 P/δ の値は次のとおりであり、初期剛性が小さいのは接合部、支点のがたのためと考える。

$$P = 0 \sim 100\text{kg} \quad \frac{P}{\delta} = 1250\text{kg/cm}$$

$$P = 110 \sim 370\text{kg} \quad \frac{P}{\delta} = 1470\text{kg/cm}$$

$$P = 370 \sim 440\text{kg} \quad \frac{P}{\delta} = 1190\text{kg/cm}$$

平均 1303kg/cm

- (iii) P が 370kg を超えると平らな曲線関係で進み、最高値 725kg を示して図-5 のようにスパン中央で曲げ破壊した。
- (iv) $P = 440\text{kg}$ までは P/δ は折線状となるので、比例限度時荷重を 440kg と見なして、 P/δ を 1370kg/cm とする。
- (v) 強度と比例限度との関係について、実験値を学会規準による値と比較すると、学会規準では比例限度時の荷重は $725 \times \frac{2}{3} = 483\text{kg}$ となり、実験値は図-4 より 440kg であるので、両者の誤差は 9% と小さく、実験値は学会値にほぼ一致する。

供試体たる木Bについての考察：

- (i) 2 サイクルまでは弾性範囲内にある。
- (ii) 図-4 によれば、剛性 P/δ の値は次のとおりである。

$$P \quad 0 \sim 475\text{kg} \quad \frac{P}{\delta} = 2473\text{kg/cm}$$

$$P \quad 475 \sim 735\text{kg} \quad \frac{P}{\delta} = 2574\text{kg/cm}$$

平均 2524kg/cm

- (iii) P が 735kg を超えると平らな曲線関係で進み、最高値 1160kg を示して図-5 のようにスパン中央で曲げ破壊した。
- (iv) $P = 735\text{kg}$ までは P/δ は折線状となるので、比例限度時荷重を 735kg と見なして、 P/δ を 2524kg/cm とする。
- (v) 強度と比例限度との関係について、実験値を学会規準による値と比較すると、学会規準では比例限度時の荷重は $1160 \times \frac{2}{3} = 773\text{kg}$ となり、実験値は図-4 より 735kg であるので、両者の誤差は 5% と小さく、実験値は学会値にほぼ一致する。

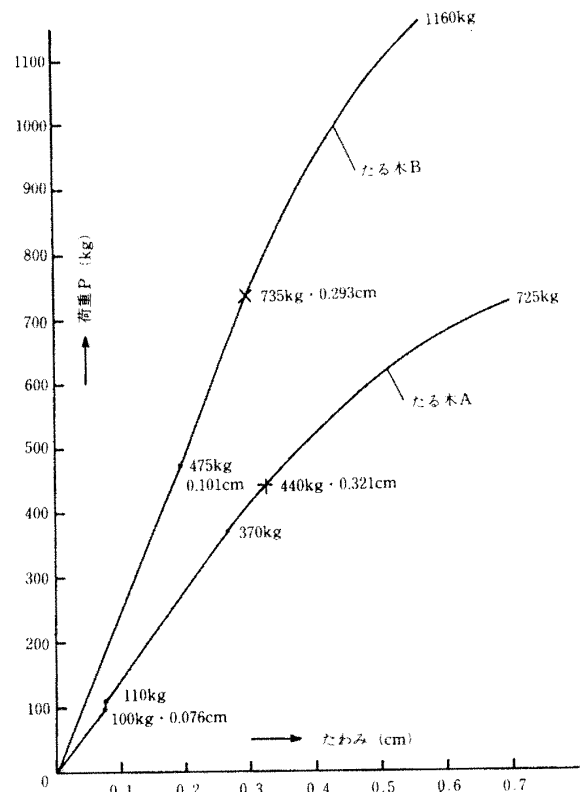


図-4 たる木A・Bの荷重たわみ曲線

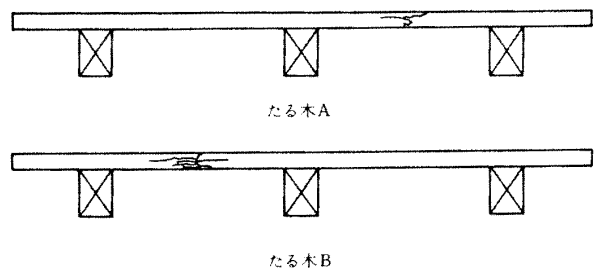


図-5 たる木A・B破壊図

B. もやの加力実験

(1) 供 試 体

供試体には米松を使用し、公称 $105\text{mm} \times 105\text{mm}$ と $105\text{mm} \times 135\text{mm}$ の 2 体のもやを図-6 のとおり合掌に渡りあごで取付けて、それぞれ供試体C及びDとした。これらを表-6に示す。

表-6 もやの供試体

供試体	も や		合 掌		スパン (cm)
	材種	巾×成 (cm×cm)	材種	巾×成 (cm×cm)	
もやC	米松	10.5×10.5	米松	12.0×18.0	180
もやD	米松	10.5×13.5	米松	12.0×21.0	180

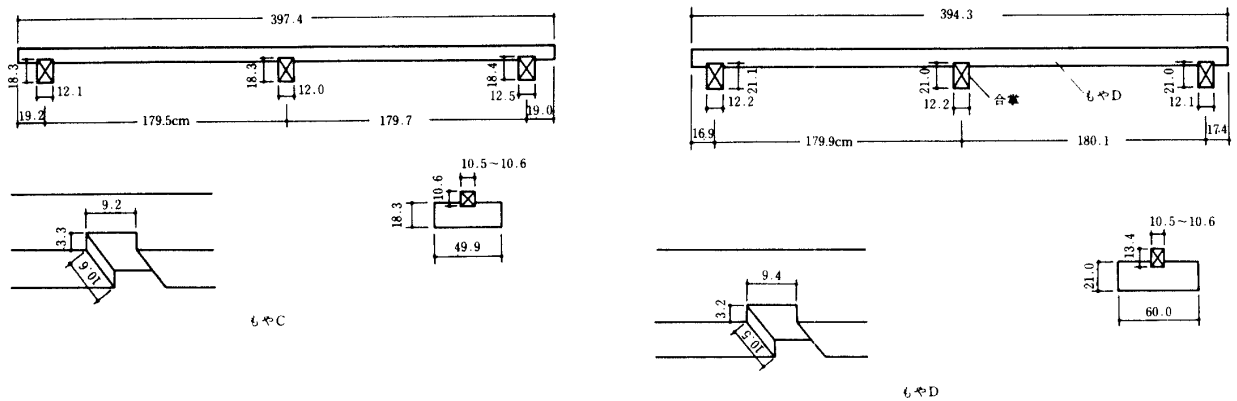


図-6 もやC・Dの供試体

(2) 加力及び計測

図-7・写真-1のように、供試体をアムスラー試験機の上に直接乗せて、両スパン中央に木片を置き、この木片間にI形鋼を架け渡しその中央にロードセルを介して、集中荷重 ($2P$) を供試体ごとに次のくり返し荷重で加え、各荷重段階毎に、同図の位置に取付けたダイヤルゲージ①, ②, ③, ④, ⑤で鉛直変位 δ_1 , δ_2 , δ_3 , δ_4 , δ_5 を計測した。

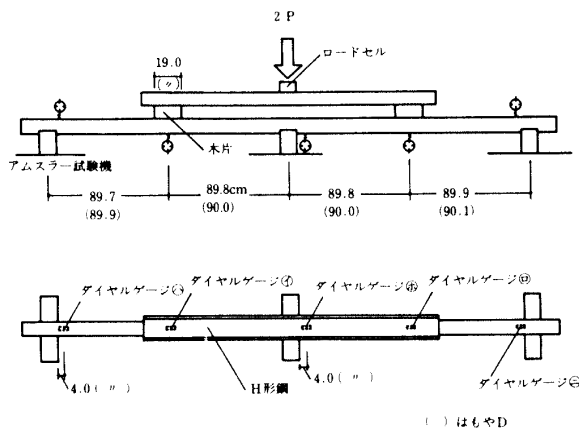


図-7 もやC・Dの実験方法



写真-1

供試体C：

加力（2 P） 0 → 780kg → 100kg → 9020kg

供試体D：

加力（2 P） 0 → 4800kg → 300kg → 12500kg

(3) 実験結果及び考察

式(2)によって左右両スパンのそれぞれ中央のたわみ δ を求めて、供試体もやC及びDについてのPと δ との関係を図-8に示す。

$$\left. \begin{array}{l} \text{左スパン} \quad \delta = \delta_{\text{イ}} - \frac{\delta_{\text{ハ}} + \delta_{\text{ホ}}}{2} \\ \text{右スパン} \quad \delta = \delta_{\text{ロ}} - \frac{\delta_{\text{ニ}} + \delta_{\text{ホ}}}{2} \end{array} \right\} \dots\dots(2)$$

供試体もやCについての考察：

- (i) 左スパンと右スパンの荷重たわみ曲線は一致した。故に、右スパンについて考察する。
- (ii) 荷重Pとたわみ δ との関係は、P = 1800kgまでは直線関係にあり、1800kgを超えると平らな曲線関係となり、最高値2750kgを示して図-9のようにスパン中央で曲げ破壊した。
- (iii) P = 1800kgまではP/ δ は直線となるので、比例限度時の荷重を1800kgと見なして、P/ δ を2195kg/cmとする。
- (iv) 強度と比例限度との関係について、実験値

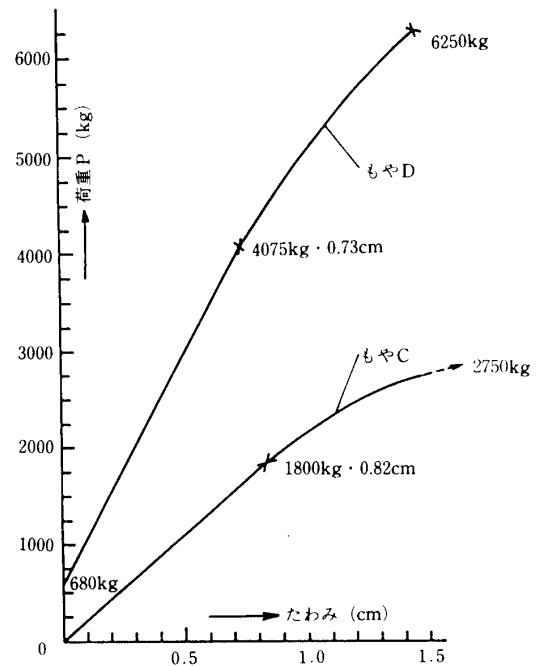


図-8 もやC・Dの荷重たわみ曲線

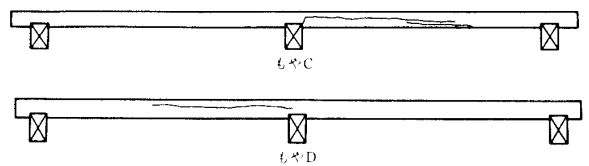


図-9 もやC・D破壊図

を学会規準による値と比較すると、学会規準では比例限度時の荷重は $2750 \times \frac{2}{3} = 1833\text{kg}$ となり、実験値は図-8より1800kgであるので、両者の誤差は2%と小さく、実験値は学会値にほぼ一致する。

供試体もやDについての考察：

- (i) スパン中央のたわみ曲線は、左スパンと右スパンとが多少相違したので、両者の平均値について考察する。
- (ii) 荷重Pとたわみ δ との関係は、P=680kgまでは変化が生じないのは、仕口のがたが納まるためと考える。P=4075kgまでは直線関係にあり、4075kgを超えると平らな曲線関係となり、最高値6250kgを示して図-9のようにスパン中央で曲げ破壊した。
- (iii) 比例限度時の荷重を4075kg(実質 $4075\text{kg} - 680\text{kg} = 3395\text{kg}$)と見なして、P/ δ を4651kg/cmとする。
- (iv) 強度と比例限度との関係について、実験値を学会規準による値と比較すると、学会規準では

比例限度時の荷重は $6250 \times \frac{2}{3} = 4167\text{kg}$ となり、実験値は図-8より 4075kg であるので、両者の

誤差は 2% と小さく、実験値は学会値にほぼ一致する。

C. 実験結果に関する考察

たる木及びもやについて、荷重とたわみとの関係は直線関係を示し、その比例限度時荷重の最大荷重に対する比は、学会規準による算定値 $\frac{2}{3}$ に対し、たる木は $5 \sim 9\%$ 、もやは 2% の誤差となりほぼ等しい。たる木A、B及びもやC、Dについての破壊状況をみると、すべてスパンの中央部の曲げ破壊によるものであった。一般におこなわれる構造計算では、図-10(a)の場合は(b)図のように中央支点C部の曲げモーメントを採用している。これによれば、スパン中央の曲げモーメントは中央支点C部の曲げモーメントより小さいので、破壊は中央支点C部に起きることになって実験結果に反する。そこで、(c)図のような3スパンの連続ばりを考える。

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= 2\phi_A + \phi_B - C \\ M_{BA} &= \phi_A + 2\phi_B + C \\ M_{BC} &= 2\phi_B + \phi_C = \phi_B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(a)$$

$$C = \frac{3}{16} P (1 - 2\alpha) \ell \dots\dots\dots(b)$$

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= 0 \quad 2\phi_A + \phi_B - C = 0 \\ M_{BA} + M_{BC} &= 0 \quad \phi_A + 3\phi_B + C = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(c)$$

(c)式を解いて

$$\phi_A = \frac{4}{5} C, \quad \phi_B = -\frac{3}{5} C$$

$$\therefore M_{BA} = \frac{3}{5} C = \frac{9}{80} P (1 - 2\alpha) \ell$$

$$M_{BC} = -\frac{9}{80} P (1 - 2\alpha) \ell$$

スパン中央では

$$M_D = \frac{15.5}{80} P (1 - 2\alpha) \ell \dots\dots\dots(d)$$

すなわち、スパン中央の曲げモーメントは(d)式に示すように $P \cdot$

ℓ が一定の場合は α と直線関係である。

(1) 本実験について破壊強度の検討

(i) たる木Aの場合

たる木A、Bの実験を図-11(a)で表せば、

$$\ell = 60\text{cm} \quad P = 725\text{kg}$$

$$2\alpha \ell = 2\alpha \times 60\text{cm} = 10.6\text{cm}$$

$$\therefore \ell (1 - 2\alpha) = 60\text{cm} - 10.6\text{cm} = 49.4\text{cm}$$

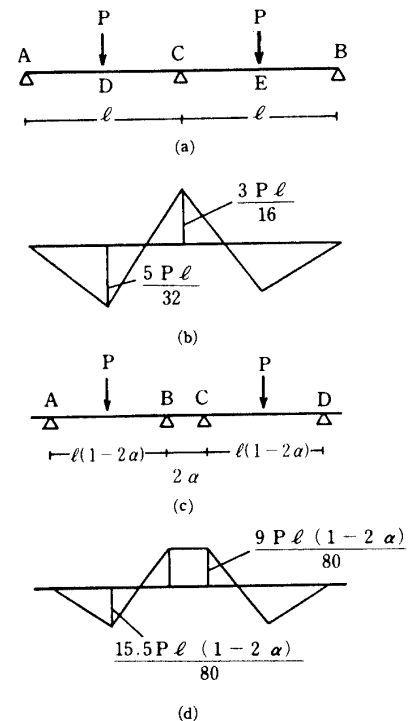


図-10

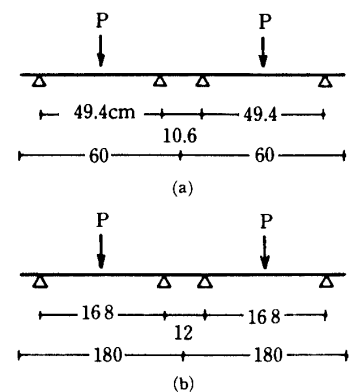


図-11

(d)式より

$$M_D = \frac{15.5}{80} \times 725 \times 49.4 = 6939 \text{kgcm}$$

$$\sigma = \frac{6939}{\frac{4.6 \times 4.6^2}{6}} = 428 \text{kg/cm}^2$$

(ii)たる木Bの場合

(d)式より

$$M_D = \frac{15.5}{80} \times 1160 \times 49.4 = 11103 \text{kgcm}$$

$$\sigma = \frac{11103}{\frac{4.3 \times 4.6^2}{6}} = 733 \text{kg/cm}^2$$

(iii)もやCの場合

もやC, Dの実験を図-11(b)で表せば,

$$\ell = 180 \text{cm} \quad P = 4510 \text{kg} \quad 2\alpha \ell = 2\alpha \times 180 \text{cm} = 12 \text{cm}$$

$$\ell (1 - 2\alpha) = 180 \text{cm} - 12 \text{cm} = 168 \text{cm}$$

(d)式より

$$M = \frac{15.5}{80} \times 4510 \times 168 = 146800 \text{kgcm}$$

$$\sigma = \frac{146800}{\frac{10.5 \times 10.5^2}{6}} = 798 \text{kg/cm}^2$$

(iv)もやDの場合

(d)式より

$$M_D = \frac{15.5}{80} \times 6250 \times 168 = 203438 \text{kgcm}$$

$$\sigma = \frac{203438}{\frac{10.5 \times 13.5^2}{6}} = 638 \text{kg/cm}^2$$

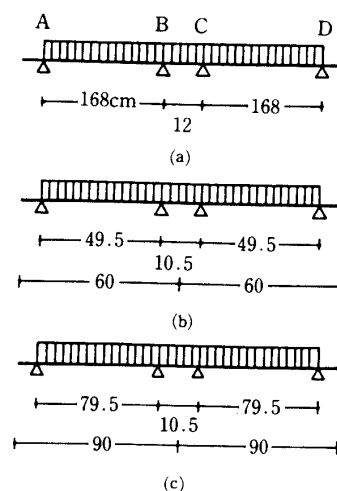


図-12

上記(i)~(iv)で求めたたる木・もやの曲げ強度の実験値を表-7に示す。

表-7によれば, たる木及びもやについての曲げ強度の実験値は, 学会規準による無欠点材の値に相当するので, 本解析法が適当であることがわかる。

(2) 経済性の検討

実用上は等分布荷重であるので, (b)式の代りに(e)式を用いて曲げモーメントの式を

表-7 曲げ強度 (kg/cm²)

供 試 体		実験値	学会規準値	
			普 通	上 級
杉	たる木A	428	450	650
米 松	たる木B	733	650	850
	も やC	798		
	も やD	638		

導けば(f)式となる。

$$C = \frac{w}{8} (1 - 2\alpha)^2 \ell^2 \dots\dots\dots(e)$$

$$M_{BA} = \frac{3}{5}C = \frac{3w\ell^2}{40} (1 - 2\alpha)^2$$

$$M_D = \frac{w\ell^2 (1 - 2\alpha)^2}{8} - \frac{3w\ell^2 (1 - 2\alpha)^2}{2 \times 40} = \frac{7w\ell^2 (1 - 2\alpha)^2}{80} \dots\dots(f)$$

小屋組の間隔を 1.8m とし、たる木の間隔を 36cm とした場合について、もやの間隔を 90cm の場合と 60cm の場合とについて、たる木及びもやの断面を変化させて、経済性を比較検討する。ただし、その比較は木材の石数に比例するものとする。

(i) たる木の断面算定

図-12(b), (c)に示すように、もや間隔が 60cm の場合と 90cm の場合とについて、たる木の断面を決める。

$$w = 535\text{kg/m}^2 \times 0.36\text{m} = 192.6\text{kg/m} = 1.93\text{kg/cm}$$

曲げモーメント M は、もや間隔が 90cm (スパン 90cm) の場合と、もや間隔が 60cm (スパン 60cm) の場合とについて(f)式により計算すれば、

$$\text{スパン 60cm} \dots\dots\dots M_D = \frac{7 \times 1.93 \times 49.5^2}{80} = 413.79\text{kgcm}$$

$$\text{スパン 90cm} \dots\dots\dots M_D = \frac{7 \times 1.93 \times 79.5^2}{80} = 1067.33\text{kgcm}$$

杉の曲げ許容応力度を 60kg/cm^2 として断面を算定すれば、

$$\text{スパン 60cm} \dots\dots\dots S = \frac{413.79}{60} = 7\text{cm}^3 \quad \frac{4.5 \times h^2}{6} = 7 \quad h = 3.2\text{cm}$$

$$\text{スパン 90cm} \dots\dots\dots S = \frac{1067.33}{60} = 17.79\text{cm}^3 \quad \frac{4.5 \times h^2}{6} = 17.79 \quad h = 4.9\text{cm}$$

断面係数は約 2.54 倍となるので、スパン 60cm の場合を $4.5\text{cm} \times 4.5\text{cm}$ とすれば、スパン 90cm の場合は $4.5\text{cm} \times 7.2\text{cm}$ となる。

(ii) もやの断面

図-12(a)のごとく、小屋組間隔を 180cm とし、もやの間隔が 90cm の場合と、60cm の場合について、杉材 (許容曲げ応力度 $= 60\text{kg}$) を用いてもやの断面を算定する。

もや間隔 90cm の場合：

$$w = 546 \times 0.9 = 491.4\text{kg/m} = 4.914\text{kg/cm}$$

式(f)より

$$M_D = \frac{7 \times 4.914 \times (180 - 12)^2}{80} = 12135.6\text{kgcm}$$

$$\frac{10.5}{6} h^2 = \frac{12135.6}{60} \quad h = 10.8\text{cm}$$

もやの断面は 10.5cm×10.8cm となる。

もや間隔 60cm の場合：

$$w = 546 \times 0.6 = 327.6\text{kg/m} = 3.276\text{kg/cm}$$

$$M = \frac{10.5}{6} h^2 = \frac{7 \times 3.276 \times (180 - 12)^2}{80} = 8090.4\text{kgcm}$$

$$\frac{b \times 10.8}{6} = \frac{8090.4}{60} \quad b = \frac{8090.4}{108 \times 10.8} = 7\text{cm}$$

もやの断面は 7cm×10.8cm となる。

(iii) 石数の比較

図-13について、巾 36cm, 長さ 180cm の屋根面についてたる木及びもやの石数を比較すると、もや間隔が 60cm の場合

$$4.5 \times 4.5 \times 180 + 10.8 \times 7 \times 36 \times 3 = 11810\text{cm}^3$$

もや間隔が 90cm の場合

$$4.5 \times 7.2 \times 180 + 10.5 \times 10.8 \times 36 \times 2 = 13996.8\text{cm}^3$$

もや間隔が60cmの場合に必要な石数は、90cmの場合の石数の $\frac{11810}{13996.8} = 0.84$ となり16%経済的である。故に、表-8のように設計する。

表-8 たる木及びもやの設計

部 材	材 種	断面巾×成(cm×cm)	間隔(cm)
たる木	杉	4.5×4.5	36
も や	米 松	7×10.8	60

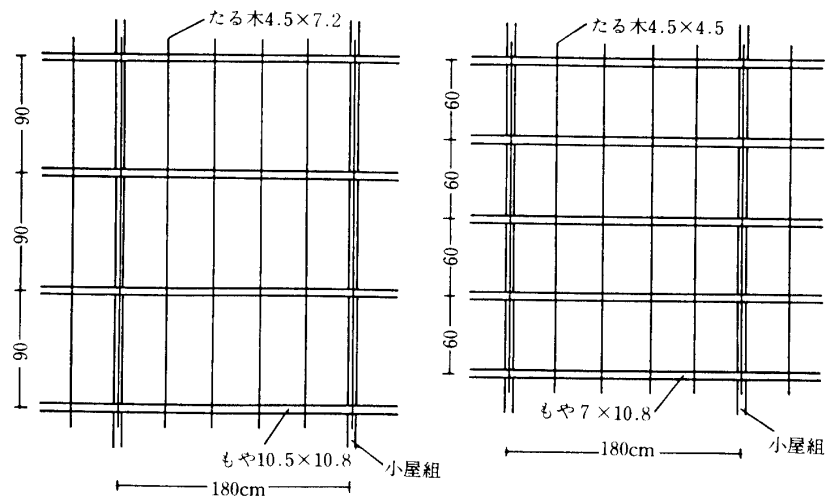


図-13 たる木・もやの配置

5. む す び

豪雪に見舞われる地方では、木造建物の雪降ろしが住民の生活をおびやかし、都市交通をみだし、都市機能をまひさせる。この対策として、木造住宅の屋根の雪降ろしをおこなわずに、屋根雪を屋根の上で融雪する方法を採用する。従って、屋根及び主要構造部は積雪に充分耐える構造でなければならない。

本論文では、その目的のために屋根下地構造（たる木、もや）の剛性、強度実験をおこなった。その結果、次のことがわかった。

- (i) 杉・米松材のはり材について、荷重とはり材のたわみとの関係は、最高荷重の $\frac{2}{3}$ が比例限度であり、その間は荷重たわみ曲線は直線と見なせる。
- (ii) 対称軸を持つ2スパンの連続ばりが、巾のある受け材で支えられる場合の曲げモーメント分布は、はり受け材の両端を支点とした3スパンの連続ばりとして解析をしなければならない。
- (iii) 耐雪木構造の屋根下地構造としては、断面が7cm×10.8cmのもやを60cm間隔に配して、4.5cm×4.5cmのたる木を36cm間隔に配することが最も経済的である。