

偏在雪荷重の山形またはアーチ形屋根構造に 与える影響について

望 月 力 男

Influence of Uneven Distributed Snow Loads on the Gabled or Arched Roof Structures

Rikio MOCHIZUKI

The examples of gabled or arched long-span roof structures which collapsed or greatly damaged by the heavy snow fall are not few in the past.

As a reason of such accidents, uneven distribution of snow on the roof may be exist, and the considerations of such snow load are required in the design standards or manuals, but their simple and abstract prescriptions leave the concrete judgement to individual designers.

This paper deals with the non-clear problems about the influence of uneven snow loads on the snow-capacity of above-mentioned frames particularly in the case of partially decreased snow load.

§ 1 はじめに

体育館・講堂などの大張間建築の屋根構造には山形またはアーチ形の鉄骨フレームがよく使用され、これが豪雪時に倒壊または大きく破損した例が多い。その原因には、設計時の設定とかなり異なる屋根雪荷重が作用した場合と、構造設計または施工自体に何等かの不備や過失があった場合に大別できよう。

前者の雪荷重設定上の問題の一つに屋根雪の不均等または偏在がある。これに関する規定としては建築基準法施行令第86条6に「屋根面における積雪量が不均等となるおそれがある場合には、その影響を考慮して積雪荷重を計算しなければならない」とあり、また学会の建築物荷重指針には「屋根上雪荷重が部分的集中、あるいは偏心荷重となるおそれがある場合は、これを考慮しなければならない」とあるが、いずれも抽象的な表現に止まり、設計者の判断により雪荷重にたいする安全性にはかなりの差がでることも予想される。

屋根面における積雪量の不均等または偏在が、多雪区域における特定行政庁の指定する地域の

垂直最深積雪量、または建築物荷重指針での屋根上雪荷重に基づく適正値の部分的増大によるものであれば、耐雪安全性は低下するのは当然である。本論で取り上げるのは積雪量の不均等または偏在が、この適正値よりの部分的減少により生じる場合であり、これが前記の様なフレームの安全性にどのような影響を与えるかを検討する。

§ 2 対象とするフレームの与条件

2. 1 フレームの形状

山形またはアーチ形の屋根構造をもつ一層1スパンラーメン（以下単にフレームという）で通常設計に使用される範囲をカバーして検討できるように、形状寸法には各種の組合せを考慮する。また柱脚はピンとするが、これは近似的に柱脚固定ラーメンの反曲点と見做すことができる。数値解析の便宜上、フレームの具体的な形状寸法を以下のように設定する。

- a) スパン $l = 30 \text{ m}$
- b) 柱高 $h = 2 \text{ m}, 3 \text{ m}, 4 \text{ m}$ の3種
- c) ライズ $f = 4 \text{ m}, 5 \text{ m}, 6 \text{ m}$ の3種

2. 2 鉛直荷重

最大積雪を2 mとし以下のように設定する。

- a) 固定荷重 $w_D = 125 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
- b) 雪荷重 $w_s = \text{(短期) } 600 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
 (長期) $420 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
- c) 組合せ鉛直荷重 (短期) $725 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
 (長期) $545 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

$725 < 545 \times 1.5$ であり応力計算は長期とする。

d) 節点荷重

解析上フレームの分割部材番号を図-1、図-3、節点番号を図-2、図-4とし、節点荷重間隔を3 mとする。またフレーム間隔を $a \text{ (m)}$ とすれば低減しない範囲の節点荷重は

$$P = P_D + P_s = 0.545 \times 3 \cdot a =$$

$1.635 a \text{ (t)}$ となる。ここで、 a の値を3 mに設定して、 $P = 4.91 \text{ t} \approx 5 \text{ t}$ とする。

2. 3 荷重分布と荷重低減係数

P よりも低減する節点荷重を RP とし、設定した節点荷重の分布を図-2、図-4に示す。ここに R を荷重低減係数と仮称しその値の種類を以下とする。

一様分布の場合 : $R = 1$

中央偏在および片側偏在の場合 : $R = 0.75, 0.50, 0.25, 0$ の4種

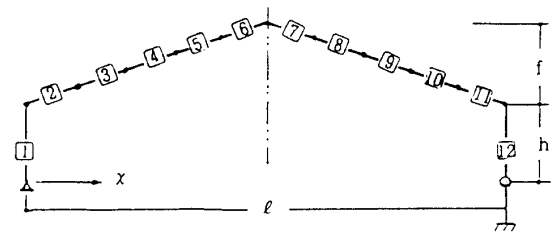
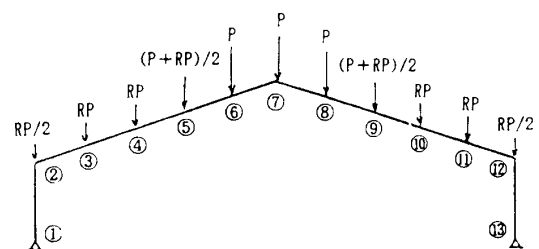
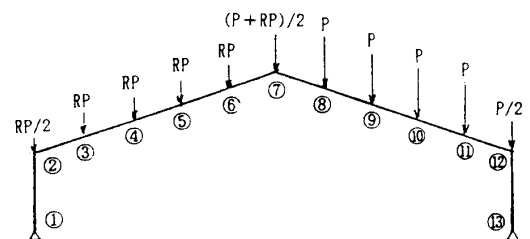


図-1 分割部材番号



中央偏在



片側偏在

図-2 節点荷重

ここで、 $R = 0.25$ のときは

$w_D + w_S = 136 \approx 125 \text{ kg/m}^2 = \text{固定荷重となり、}$
雪が部分的に殆ど無い状態を意味する。

また、具体的に設定したフレームの寸法、フレーム間隔と荷重の間には、後記のように計算結果を無次元化することにより、フレームの形状が同一であれば近似的に相似則が成り立ち、荷重低減係数 R の応力に対する影響度の計算結果は、フレームの相対的形状に対する一般的な傾向を示す。

§ 3 フレームの解析

3. 1 荷重条件の組合せ

フレームの形状は上記のように実際の使用範囲を大体カバーできると判断できる 9 種とし、また荷重条件は一様分布の場合 ($R = 1$) と、中央ならびに片側偏在の場合 ($R = 0.75, 0.5, 0.25, 0$) とで 9 種を設定した。従って応力解析対象フレーム数は山形、アーチ形それぞれが 81 である。

3. 2 解析方法

応力計算はマトリックス法による。分割部材の断面積と断面 2 次モーメントは、各応力解析対象フレーム毎に、まず $R = 1$ の場合について予備計算を行い、その結果求める適正断面 (H 形断面とし端部、中央、その中間で 3 段階に変化) の値とし、断面計算での座屈長さ、 l_b, l_w は 3 m とする。

また、部材の曲げモーメント M (部材要素の左側時計廻りを正) と軸方向力 N (引張を正) の組合せによる断面の応力度に対する荷重の部分低減の影響を算定する便宜上、分割部材の M は以下のように上下フランジ部分の軸方向力に置換する。 A_F : フランジ断面積 A_w : ウェブ断面積 t : ウェブ厚 d : フランジ中心間距離 とすれば

$$I \approx A_F (d/2)^2 \times 2 + t d^3 / 12 = d^2 / 2 \cdot (A_F + A_w / 6)$$

$$Z \approx d (A_F + A_w / 6)$$

であり、H 形断面のフランジとウェブの一部を弦材と見做し、 $(A_F + A_w / 6)$ を上下弦材断面積とすれば、この弦材が N を負担する割合 (k) は

$$k = \frac{\text{弦断面積}}{\text{全断面積}} = \frac{(A_F / A_w + 1 / 6)}{2 (A_F / A_w) + 1}$$

となる。各種試算結果より、適正断面での A_F / A_w の値は 0.35 程度、軸方向力 N による応力度は $0.2 \sim 0.5 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ 程度であり、 k 値の変動が弦応力に与える影響は少ないので近似的に k 値を一定値 ($A_F / A_w = 0.35$ のときの値) 0.3 とすれば、弦応力は引張りを正として

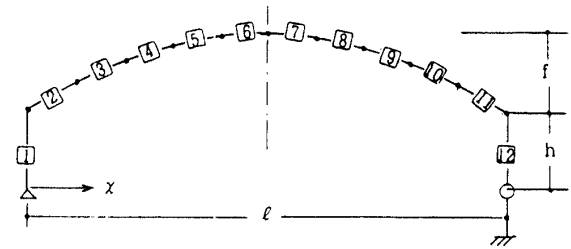


図-3 分割部材番号

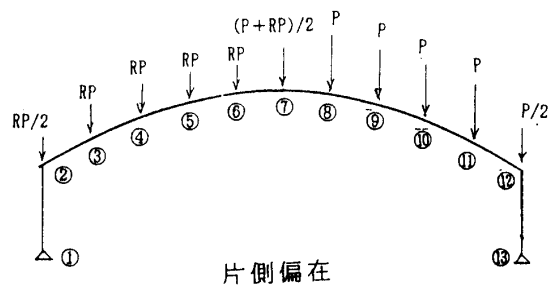
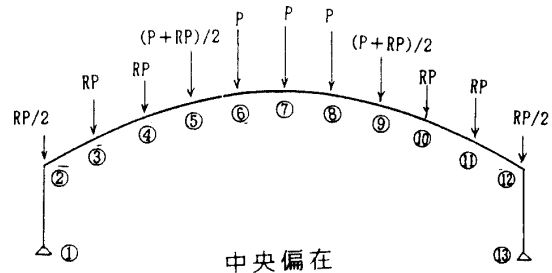


図-4 節点荷重

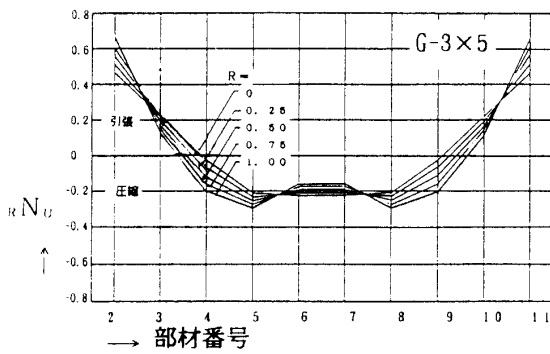


図-5 中央偏在 $R N_U$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

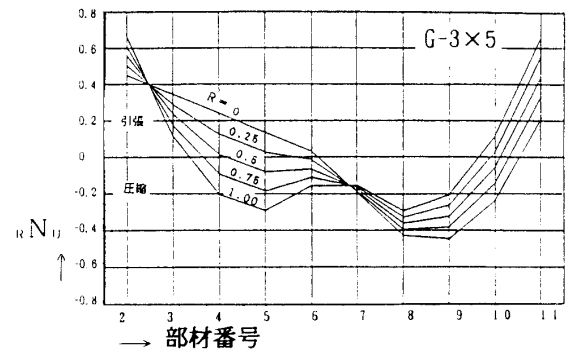


図-8 片側偏在 $R N_U$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

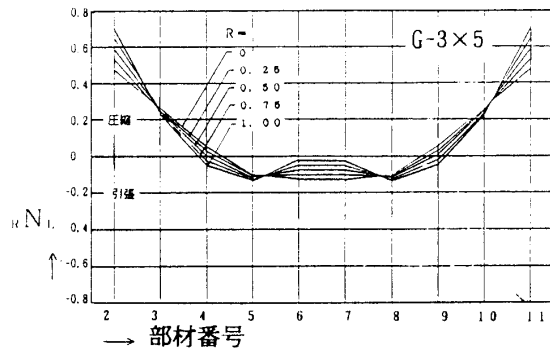


図-6 中央偏在 $R N_L$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

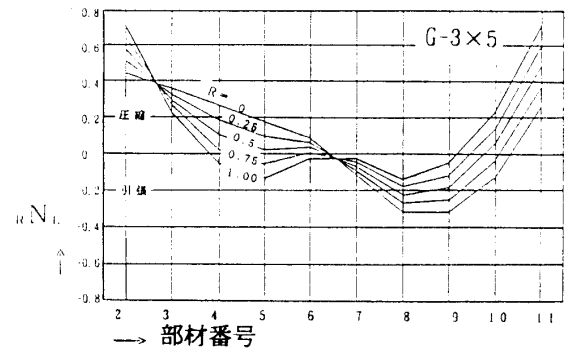


図-9 片側偏在 $R N_L$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

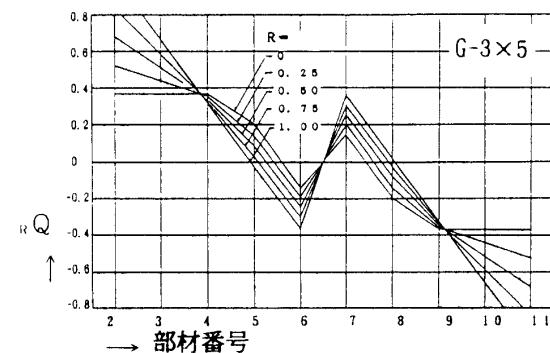


図-7 中央偏在 $R Q$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

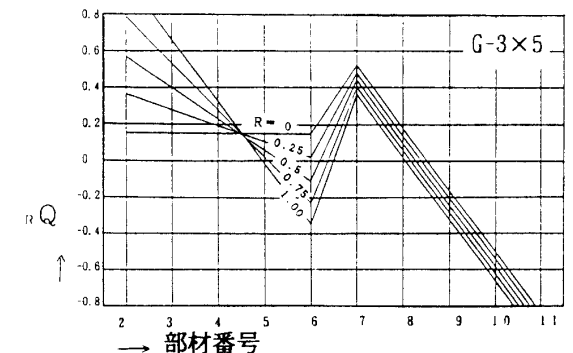


図-10 片側偏在 $R Q$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)

フレームはり部材の上弦応力: $N_U = -M/d + k \cdot N \rightleftharpoons -M/d + 0.3 \cdot N$

フレームはり部材の下弦応力: $N_L = M/d + k \cdot N \rightleftharpoons M/d + 0.3 \cdot N$

となる。さらに応力を無次元化するため、フレームの形状ごとにRのそれぞれの値に対する分割部材の両端における応力 N_U, N_L, Q の平均値を、 $R=1$ の場合のはり端（柱、はりの交点）における N_U, N_L, Q の値で割った応力比を $R N_U, R N_L, R Q$ とする。

§4 解析結果

4.1 山形フレームの場合

解析結果の一例として $G-3 \times 5$ ($\ell=30\text{m}, h=3\text{m}, f=5\text{m}$)の場合のみを示すと図-5～図-10となる。図で縦軸は応力比、横軸は分割部材番号である。図示を省略した他の h, f の値に対してもほぼ同様な傾向を示す。

図より $R=1$ （一様荷重）の場合よりも $R<1$ の場合の方が応力比の絶対値が大きくなる分割

部材番号は以下である。

中央偏在の場合 $R N_U$: No 3, 10

$R N_L$: No 6, 7

$R Q$: No 5, 8

片側偏在の場合 $R N_U$: No 8, 9, 10

$R N_L$: No 3, 4, 8, 9

$R Q$: No 5, 7, 8

ここで中央偏在の場合の上記部材は、 $R = 0.25$ （部分的に雪がない状態）でも応力比が 0.22 以下と小さく設計上偏在雪の配慮は不要である。

片側偏在でのフレームの各種寸法形状に対する応力比とその変動幅を、 $R = 0.25$ の場合で示すと

図-11～図-13となる。

図で両端の No 2, No 11 部材を除くと $R = 0.25$ のときに起こる最大の応力比は以下である。

$$R N_U = 0.515 \quad R N_L = 0.304 \quad R Q = 0.632$$

4. 2 アーチ形フレームの場合

解析結果の一例として A-3×5 ($\ell = 30\text{m}$, $h = 3\text{m}$, $f = 5\text{m}$) の場合のみを示すと図-14～図-19となる。図示を省略した他の h , f の値に対してもほぼ同様な傾向を示す。

図より $R = 1$ （一様荷重）の場合よりも $R < 1$ の場合の方が応力比の絶対値が大きくなる分割部材番号は以下である。

中央偏在の場合

$R N_U$: No 3, 10

$R N_L$: No 4, 6, 7, 9

$R Q$: No 5, 6, 7, 8

片側偏在の場合

$R N_U$: No 3, 4, 8, 9

$R N_L$: No 4, 8, 9

$R Q$: No 5, 6, 7

ここで中央偏在の場合での上記部材は、 $R = 0.25$ での応力比 $R N_U$, $R N_L$ が最大値でそれぞれ $0.197, 0.233$ と小さく偏在雪の配慮は不要であるが、 $R Q$ の最大値は 0.41 (A-4×3)～ 0.605 (A-2×5)で、これはそれぞれ $R = 1$ の場合の $1.16, 1.59$ 倍であり無視できない。

片側偏在でフレームの各種寸法形状に対する応力比とその変動幅の範囲を、 $R = 0.25$ の場合で示すと20図～図-22となる。

図で両端の No 2, No 11 部材を除くと $R = 0.25$ のときに起こる最大の応力比は以下である。

$$R N_U = 0.511 \quad R N_L = 0.332 \quad R Q = 0.638$$

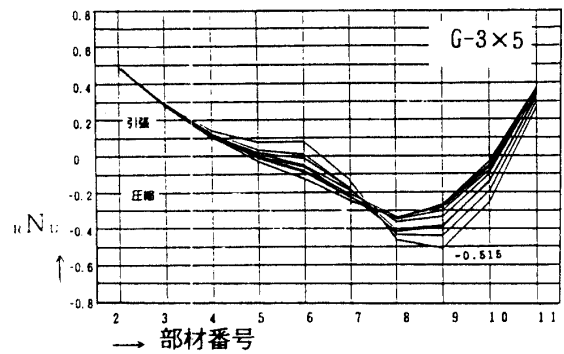


図-11 片側偏在 $R N_U$ ($R = 0.25$)

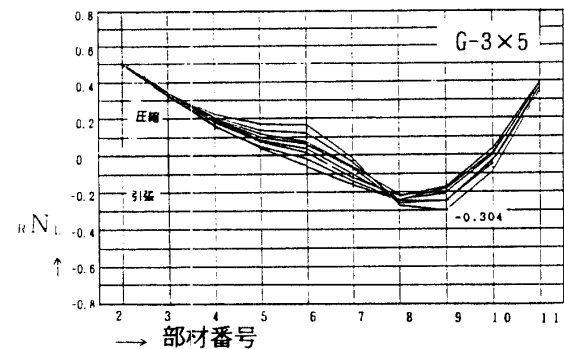


図-12 片側偏在 $R N_L$ ($R = 0.25$)

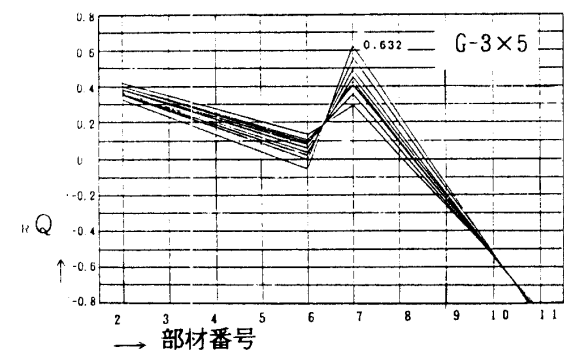


図-13 片側偏在 $R Q$ ($R = 0.25$)

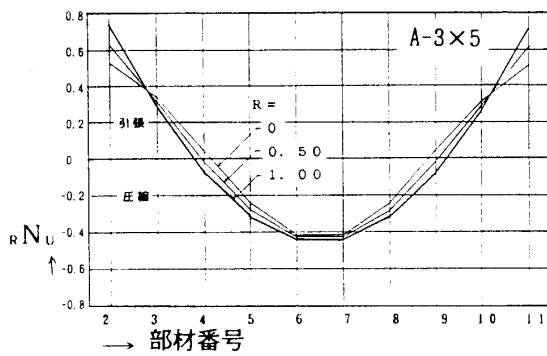


図-14 中央偏在 $R N_U$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

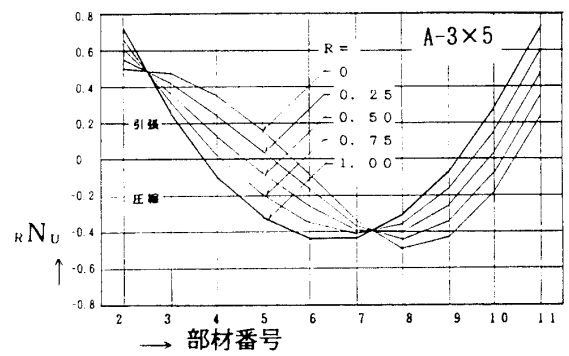


図-17 片側偏在 $R N_U$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

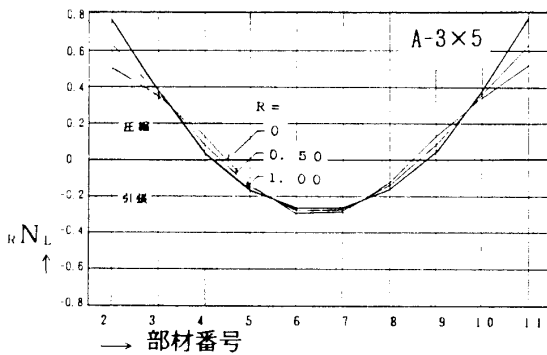


図-15 中央偏在 $R N_L$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

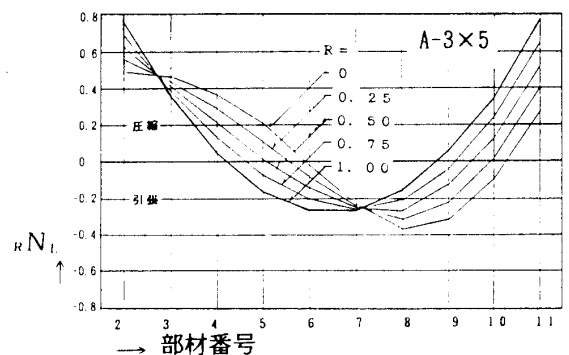


図-18 片側偏在 $R N_L$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

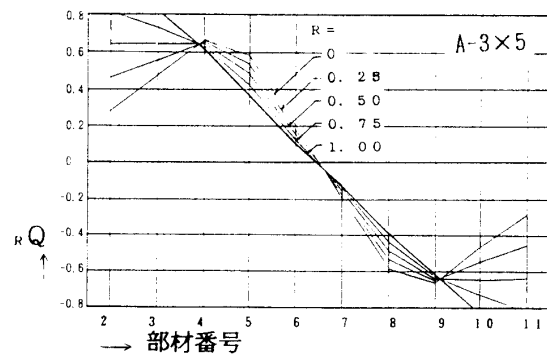


図-16 中央偏在 $R Q$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

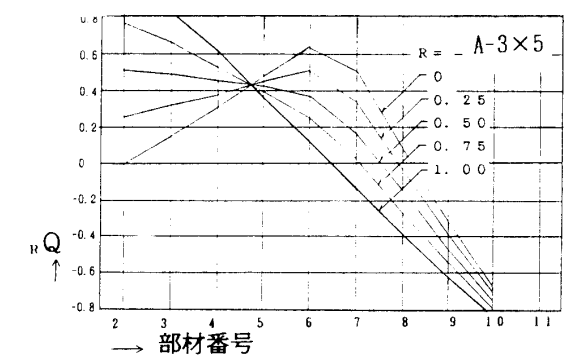


図-19 片側偏在 $R Q$ ($\ell=30\text{m}$, $h=3\text{m}$, $f=5\text{m}$)

4. 3 数値計算でのフレームの変形

$R=1$ の場合、各フレームで算定した適正断面でのフレームの中央部の鉛直たわみ δ ，スパン ℓ ，はりせいの関係を表-1，表-2に示す。

フレーム	d(cm)	ℓ/d	δ (cm)	δ/ℓ
G-2×3	65	46	5.41	1/555
G-2×4	60	50	4.32	1/694
G-2×5	60	50	3.07	1/977
G-3×3	65	46	7.57	1/396
G-3×4	60	46	6.28	1/479
G-3×5	60	50	5.81	1/516
G-4×3	65	60	8.39	1/358
G-4×4	65	46	7.82	1/384
G-4×5	60	50	7.57	1/396

表-1 山形フレームのはりせい，変形

フレーム	d(cm)	ℓ/d	δ (cm)	δ/ℓ
A-2×3	60	50	7.14	1/420
A-2×4	55	55	6.70	1/448
A-2×5	50	60	6.71	1/447
A-3×3	65	46	8.03	1/374
A-3×4	60	50	8.35	1/359
A-3×5	55	55	8.49	1/353
A-4×3	70	43	8.91	1/334
A-4×4	65	46	8.85	1/339
A-4×5	60	50	9.45	1/317

表-2 アーチ形フレームのはりせい，変形

たわみをどの程度に制限すべきかは一概にいえないので、本論では各フレームのたわみを同等にすることは特に考慮していない。

なお、応力解析に使用した各対象フレームの断面諸係数は、はり端部分割部材 No-2,11 と、はり中央部分割部材 No-4,5,6,7,8,9 については、それぞれ $R=1$ の場合の所要断面を鋼構造設計規準から求めた JIS-H 形鋼または組立 H 形鋼の値とし、またその中間にある分割部材 No-3,10 は、はり端と中央部の値の平均値としている。

§ 5 考察

5. 1 一般事項

図-11～図-13、図-20～図-22 は、片側の雪が全く無い限度の場合 ($R=0.25$) におけるはり要素の応力比の値と、それがフレームの寸法形状で最大どの程度変動するかを示している。

この図表作成は数値計算の必要上、フレームスパン (ℓ) = 30 m, フォーム間隔 (a) = 3 m, 屋根上積雪深 2 m, 荷重間隔 3 m と仮定した節点荷重 $P=5\text{ t}$ によるものである。

ただし、この結果は次のように相対的に捉えることが可能である。例えば

$$P=5\text{ t}=3(w_d + w_s) \cdot a \text{ より}$$

$w_d=125\text{ kg/m}^2$, $w_s=210\text{ kg/m}^2$ (屋根上積雪深 1 m・長期) のときは $a=5\text{ m}$ となり、図はフレーム間隔 5 m, 屋根上積雪深 1 m の場合に置き換えることもできる。ただしこの場合低減範囲の荷重は $(125+210) \times 0.25=83\text{ kg/m}^2 < 125$ となり自重より少なくなる。これは、 a の値を前記のように 3 m と實際上考えられる最低値に設定して考察することが安全側であることを示す。

また積雪深が例えば 2 m と一定で、スパン (ℓ) とフレーム間隔 (a) が任意の場合には、 P は $\ell \cdot a$ に比例し、はりせいとスパンの比 d/ℓ がほぼ一定であれば弦応力もほぼ $\ell \cdot a$ に比例するから、無次元化した応力比はフレームの形状が同一であれば、 ℓ , a に関係なく一般的な傾向として考察できる。

5. 2 フレーム形状寸法による応力比の最大変動幅

1) 山形フォームの場合

a) 図-11, 図-12 より曲げ圧縮で片側偏在の影響が最も大きい分割材は No 9 で $R N_U$

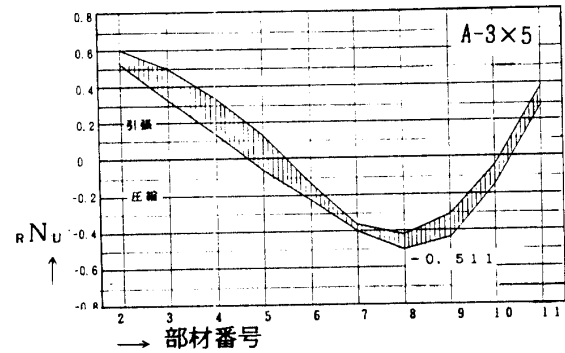


図-20 片側偏在 $R N_U$ ($R=0.25$)

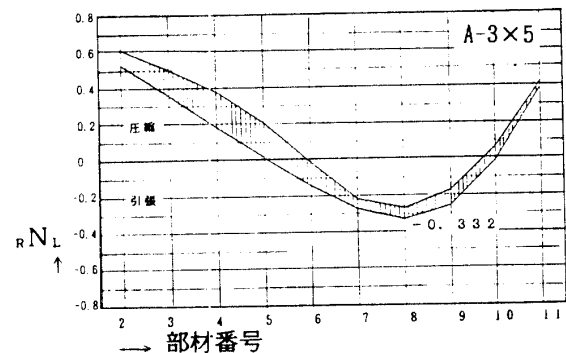


図-21 片側偏在 $R N_L$ ($R=0.25$)

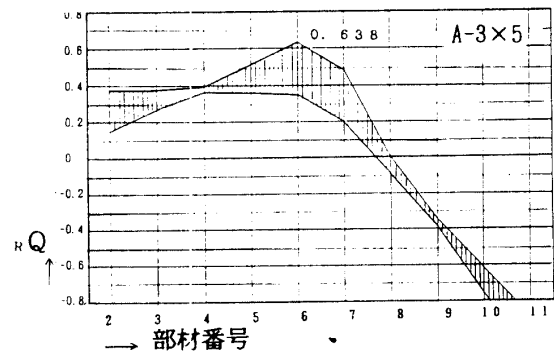


図-22 片側偏在 $R Q$ ($R=0.25$)

の変動幅は $-0.27 \sim -0.52$, ${}_R N_L$ の変動幅は $-0.17 \sim -0.30$ である。これは一様分布荷重の場合のそれぞれ $0.12 \sim -0.30$, $0.02 \sim -0.03$ よりかなり大きく設計上無視できない。

b) 図-13よりせん断で片側偏在の影響が最も大きい分割材はNo7で ${}_R Q$ の変動幅は $-0.28 \sim -0.63$ である。これは一様分布荷重の場合の $-0.13 \sim -0.54$ より大きく、充腹部材では問題ないがフレームをトラス部材で構成する場合には設計上無視できない。

2) アーチ形フレームの場合

a) 図-20, 図-21より曲げ圧縮で片側偏在の影響が最も大きい分割材はNo8で ${}_R N_U$ の変動幅は $-0.41 \sim -0.51$, ${}_R N_L$ の変動幅は $-0.27 \sim -0.33$ である。これは一様分布荷重の場合のそれぞれ $-0.31 \sim -0.37$, $0.11 \sim -0.22$ よりかなり大きく設計上無視できない。

b) 図-22よりせん断で片側偏在の影響が最も大きい分割材はNo6で ${}_R Q$ の変動幅は $-0.34 \sim -0.64$ である。これは一様荷重の場合の $-0.12 \sim -0.13$ よりかなり大きく、充腹部材では問題ないがトラス部材では設計上無視できない。

§6 結語

鉄骨大張間構造の耐雪性に関する問題の一つに雪荷重の偏在がある。建築基準法と学会の建築物荷重指針には簡単な注意規定があるが、具体的にどのような偏在を考慮すべきかは設計者の判断に委ねられている。

本論は多雪区域での雪荷重の偏在が、所定の屋根上雪荷重の部分的増大によるものでなく、部分的減少による場合の検討・考察を、一般に最も多用されている山形または柱付アーチ形充腹ラーメン（本論では山形またはアーチ形フレームと称す）に対して行った。

その結果を要約すると、特に屋根の中央約 $1/3$ のみに所定の雪がある状態（中央偏在で $R = 0.25$ ）と、屋根の片側のみに所定の雪がある状態（片側偏在で $R = 0.25$ ）の2つの限度の状態において、最大積雪を2mとした場合（2m以下の場合は安全側）次のことがいえる。

- 1) 雪の中央偏在の影響は、片側偏在に比べ少なく設計上無視できる。
- 2) 雪の片側偏在は設計上無視できないが、以下の条件を満たす場合は、雪荷重の部分低減の考慮は不要である。
 - a) はりのどの部分も、その上下弦材（フランジ断面にウェブ断面の $1/6$ を加えた部分を弦材とみなす）の許容軸方向力は、はり端（柱はりの交点）における上下弦材の許容軸方向力の50%以上である。または、はりのどの部分もフランジ幅が同じでかつ上下弦材の断面積がはり端における上下弦材断面積の50%以上である。
 - b) はりのどの部分も許容せん断力は、はり端における許容せん断力の65%以上である。
- 3) 以上は部材断面が充腹でなくトラス形式の場合にも準用できる。
- 4) 本論が対象とするような充腹フレームでは、上記の2) a) b) は一般に満たされている条件であり雪荷重の部分低減は耐雪上殆ど問題とならない。