

ボルトレス工法屋根 RIVER LOCK 50 について

Newly Developed Boltless Roofing RIVER LOCK 50

荻野 英也*

Hideya Ogino

武井 秀文**

Hidefumi Takei

川島 義克**

Yoshikatsu Kawashima

磯田 勝久***

Katsuhisa Isoda

永易 正光****

Masamitsu Nagayasu

Synopsis:

A new type of long metal roofing using, for instance, prepainted galvanized steel sheets saves the trouble of usual field works as bolting or seaming. The pre formed ribs on both edges of these sheets can be mounted easily on the metal clips prefixed on the purlins. Only pushing or tramping of these ribs on to the clips will give these embossed sheets water-tight and storm-weathering properties. Several methods and results of mechanical tests concerning **RIVER LOCK 50** are also explained in this article.

1. まえがき

着色亜鉛鉄板を主体とする表面処理鋼板は、瓦葺葺あるいは折板構造などとして、住宅、倉庫、工場などあらゆる建築物の屋根葺材に大量に用いられているが、これら従来の屋根工法は、そのほとんどが母屋との緊結や屋根板同志の嵌合にボルト締めあるいははぜ締めなど煩雑な現場作業を必要としている。

近年、熟練工不足に対応すべき施工の省力化や、屋根面を貫通するボルト穴近傍の耐久性および水密性向上の観点から、ボルトを使わないで施工するいわゆるボルトレス工法屋根が注目されている。

当社では、薄鋼板のもつスプリング効果に着目し、これを利用して屋根成形板を緊結、固定する

新工法屋根 RIVER LOCK 50 の開発に成功し、昭和51年5月より販売を開始した。

RIVER LOCK 50 は従来の屋根と異なり、あらかじめ母屋に取り付けてある固定金具（ロックフレーム）に単にはめ込むだけで施工でき、ボルト締めやはぜ締めなどの現場作業を全く必要としない新しいタイプの屋根である。

以下に RIVER LOCK 50 の製品紹介と、各種性能試験結果の概要を報告する。

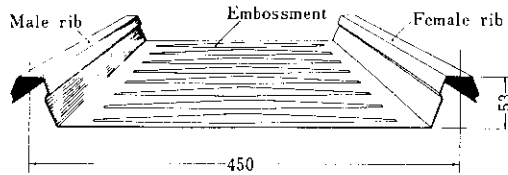
2. RIVER LOCK 50 の概要

商品名“RIVER LOCK 50”（以下 RL 50 と記す）は、当社を意味する商標名 RIVER と、はめ込み固定するという意味の LOCK、製品の概略高さ 50mm を表したものである。成形板の形状と寸

* エンジニアリング事業部建設技術部システム建築技術室室長
 ** エンジニアリング事業部建設技術部システム建築技術室

** エンジニアリング事業部建設技術部システム建築技術室掛長
 *** エンジニアリング事業部建設技術部構造技術センター技術室掛長

法を Fig. 1 に示すが、鋼板のスプリング効果を利用して母屋や屋根板同志を嵌合固定するために、山部（メスリブとオスリブ）が特殊な形状をなしており、従来の長尺金属屋根とは全く異なっている。



Materials : Prepainted galvanized sheet, galvanized sheet, or poly-vinyl chloride coated sheet
 Thickness : 0.6mm or 0.8mm
 Maximum length : 15m

Fig. 1 Shape and dimension of RL 50

母屋との緊結には Fig. 2 に示す固定金具（ロックフレーム）を使用する。このロックフレームをファスナー等であらかじめ母屋に取り付けておけば、オスリブの上にメスリブが重なるようにし

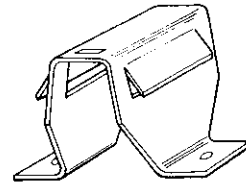


Fig. 2 Fixing clip(lock frame)

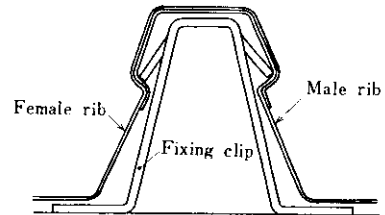


Fig. 3 Setting view of RL 50 ribs

て屋根板をのせ、足で踏み込むだけで簡単に施工できる（口絵参照）。Fig. 3 に施工後の嵌合図を示す。

RL 50 の特徴を以下に記す。

(1) ボルト締め、はぜ締めなど煩雑な現場作業を全く必要としないため、葺手間が大幅に節減され

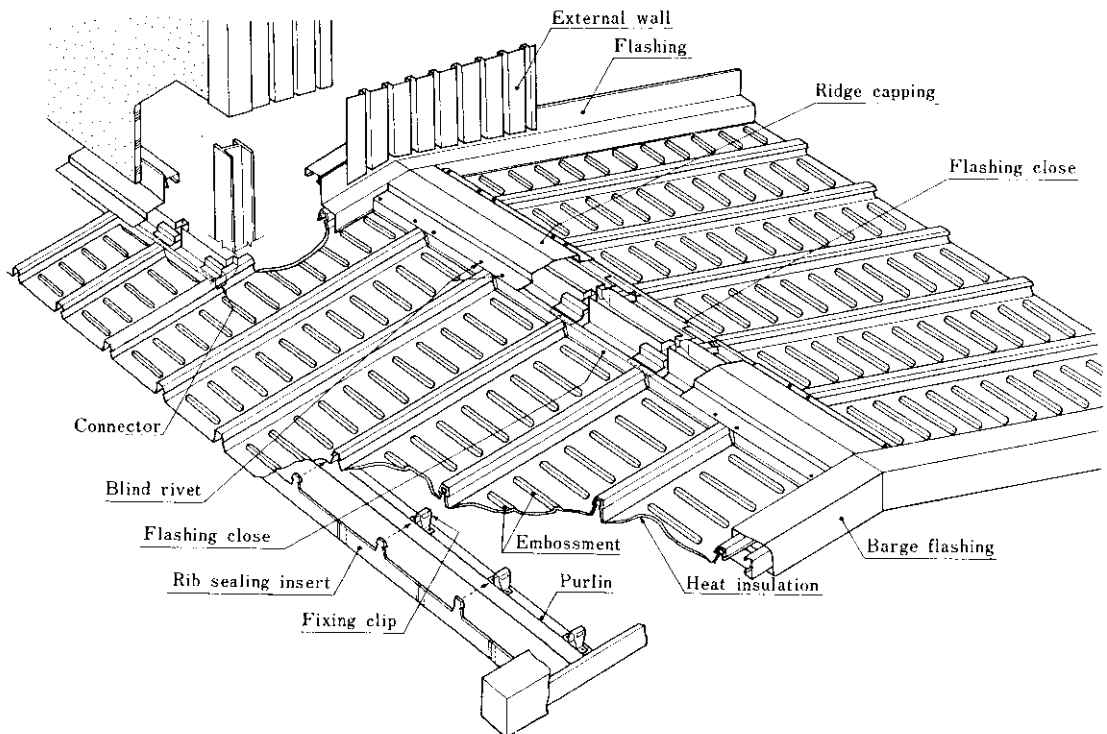


Fig. 4 Standard erection using RL 50

る。

- (2) ボルトを使用しないため、ボルト部のゆるみや錆等から起こりやすい雨漏りの心配がない。
- (3) ボルトがないため外観がすっきりし、特徴のあるエンボス模様とともに美しい屋根を得ることができる。
- (4) 谷部（ドブ板部）にエンボス加工がしてあるため剛性が高く、瓦棒葺屋根にみられる強風時のバタツキが全くない。
- (5) ドブ板部のエンボス加工により原板幅 610mm に対し働き幅を 450mm と広くとることができるので、材料効率が 74% まで高められ、部品を含め使用材料が大幅に節減できる。
- (6) 従来の構造材を兼ねた折板構造と被覆材である瓦棒の両者の特徴を有しており、住宅、工場、倉庫など幅広い用途に使用できる。

Fig. 4 に標準的な納まりを示すが、屋根成形板やロックフレームのほかに面戸やエプロンなどの標準部品も用意されている。

3. 性能試験結果

3.1 エンボスの効果

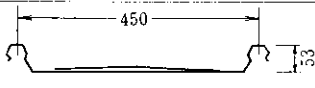
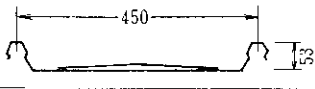
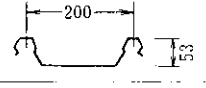

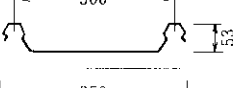
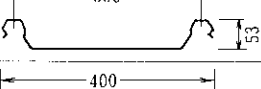
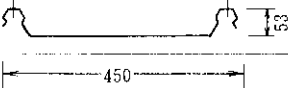
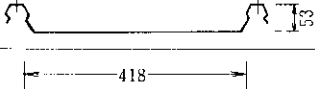
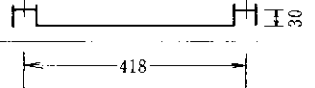
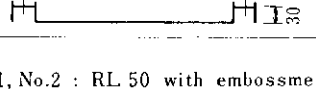
RL 50 は、ドブ板の部分にエンボスがあることが大きな特徴である。このエンボスは従来の瓦棒葺屋根に見られるような強風時におけるドブ板部のバタツキを防ぐとともに、変形による嵌合部の外れを防止するために設けたものである。

エンボスの効果を調べるために、長さ 400mm の短材を使用してドブ板の部分に吹上げ風荷重を与える実験を行った。

試験体には、Table 1 に示すように RL 50 のほかにこれと比較するためにエンボスを設けないものおよび従来から使われている瓦棒タイプのものを含めた。なお、エンボスのないものについては、働き幅を 200mm から 450mm まで段階的に変化させた。

実験は Fig. 5 に示すような装置を用い、隔壁内の空気袋をふくらませることにより屋根板に吹上げ風荷重と同様の負圧が加わるようにして行った。空気袋内の圧力をマンメーターにより測定し、さらに屋根面との接触面積から屋根面に対する風圧

Table 1 List of disconnection test specimens

No.	Cross section	Thickness (mm)
1		0.6
2		0.8
3		0.6
4		0.6
5		0.6
6		0.6
7		0.6
8		0.6
9		0.35
10		0.5

No.1, No.2 : RL 50 with embossments
 No.9, No.10: Ribbed seam roofing
 No.3 ~ No.10: Without embossments

力を算出した。風圧力の増加に伴うドブ板中央部の変形をダイヤルゲージにより測定した。また、隔壁の前面は透明な樹脂板を使用して外部から屋根板の変形状況や嵌合部の外れ機構、空気袋の接触面積などを観察できるようにしてある。

Fig. 6 は実験結果のうち各試験体の最大耐力すなわち嵌合部の外れ耐力、もしくはドブ板の折れ耐力を風圧力で示したものであり、Fig. 7 は風圧力 200kg/m² 時のドブ板中央部の変形を表したものである。RL 50 (No.1, No.2) はドブ板部にエンボスを設けてあるため、働き幅 b が 450mm と広くても風圧力によるドブ板の変形は他に比べ

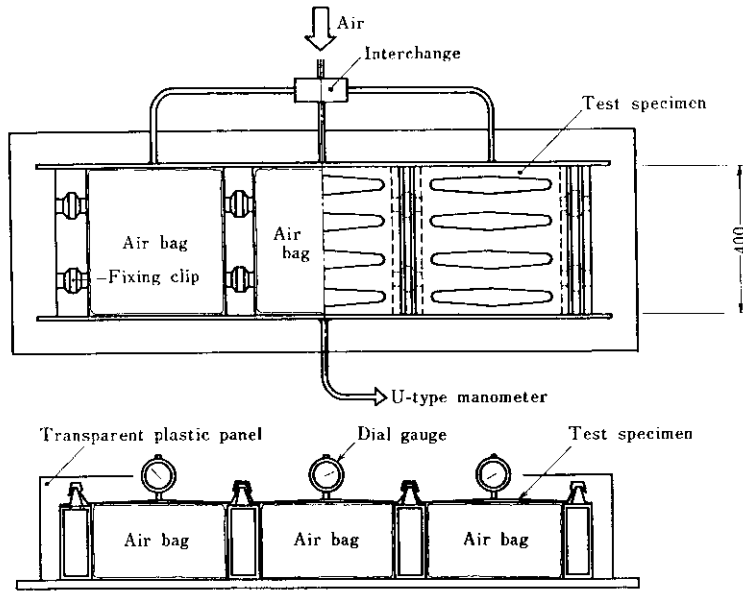


Fig. 5 Disconnection test apparatus

極めて少なく、最終的にはエンボス端部が折れることにより耐力が決定し、それ以前に外れることはなかった。また最大耐力は板厚 0.6mm で 800 kg/m²、0.8mm で 1 100 kg/m² と大きな値を示し、想定される風圧力の程度では嵌合部の外れの心

配は全くないことが判明した。これに対し、エンボスを設けていない No.3 ~ No.8 は、働き幅が広くなるに従い変形が著しく増大して最終的には嵌合部が外れてしまい、働き幅 450mm の No. 8 では 200kg/m² と非常に低い風圧力で外れてしまう。

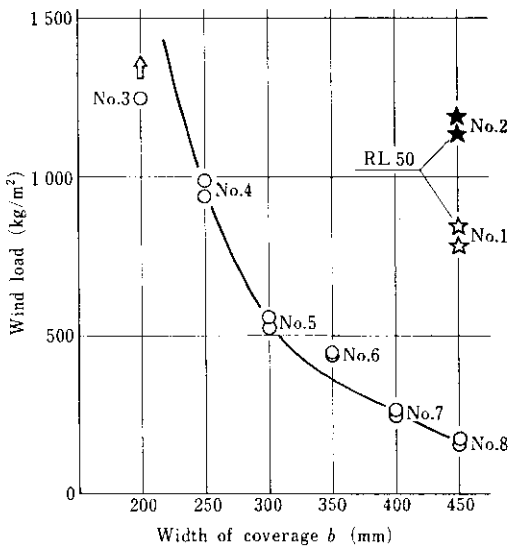


Fig. 6 Ultimate wind load

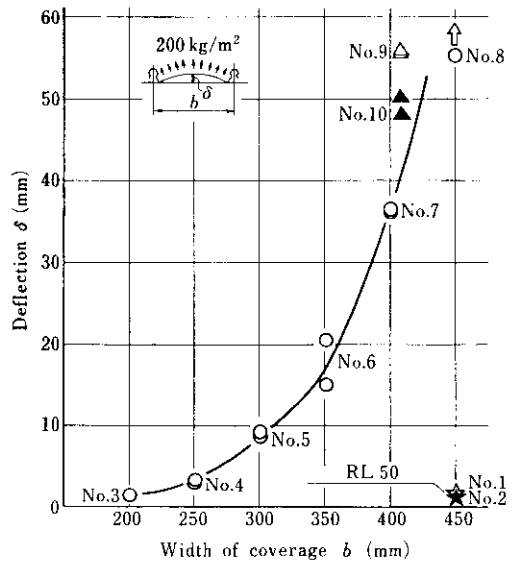


Fig. 7 Deflection under 200kg/m² wind load

瓦棒タイプ (No.9, No.10) に関しては、はぜ部が十分な最終強度を有してはいるが、低い風圧力の時点からドブ板の変形が著しく大きく、これが強風時のパタツキの原因であることが立証された。

3・2 静的曲げ性能試験

長手方向の曲げ性能を調べるために、単純梁、連続梁、軒部分を想定した張出し梁の3種について、母屋間隔を種々変化させて曲げ試験を行った。Fig. 8 に試験方法を示すが、載荷方法としては集中荷重とし、雪荷重に相当する表曲げおよび吹上げ風荷重に相当する裏曲げの両方向の試験を各2体ずつ行った。支点および最大変位点の変位をダイヤルゲージにより測定し、一部の試験体にはストレインゲージを貼付して歪の分布をも測定した。Photo. 1 に載荷状況を示す。

RL 50 の断面性能を算定するにあたって、建築

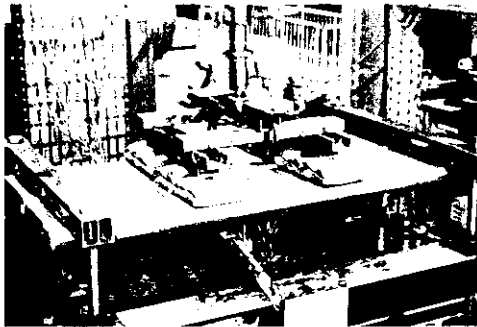


Photo. 1 Bending test of RL 50

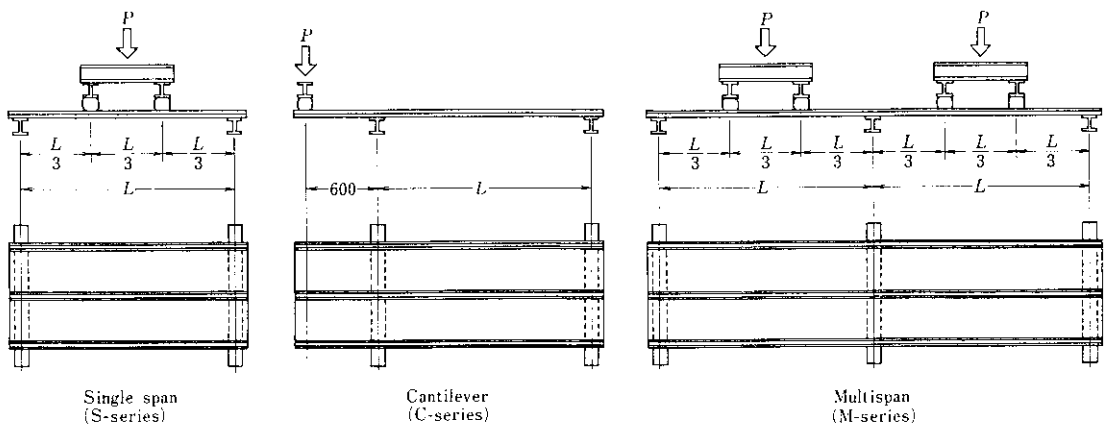


Fig. 8 Principle of bending test

学会の軽量形鋼設計施工指針を適用すれば、曲げによって面内圧縮力を受ける平板要素の有効幅 b_e は、板厚 t に関連して $b_e/t \leq 48$ の規定をうける。したがって、ドブ板部分が圧縮となるような曲げが作用する場合には、この部分の有効幅は $b_e = 48t$ となり、逆に引張りとなるような曲げが作用する場合には全断面有効となるはずである。 $b_e = 48t$ の場合と全断面有効の場合の断面性能を Table 2 に示す。

Table 2 Calculated section properties per a sheet of RL 50

Thickness (mm)	Moment of inertia I (cm ⁴)		Section modulus Z (cm ³)	
	A	B	A	B
0.6	5.03	13.77	1.60	3.47
0.8	7.43	18.42	2.44	4.63

A: $b_e = 48t$

B: Full section

実験結果のうち単純梁形式 (Sシリーズ) に関しての荷重-変形曲線を Fig. 9 に示す。これらの図には、Table 2 の断面性能と素材の降伏点を用いて算出した変形と耐力の計算値を併記してある。変形は表曲げも裏曲げも、すなわちドブ板部分が引張りの場合も圧縮の場合も $b_e = 48t$ による計算値に近く、また耐力については表曲げの場合は全断面有効とした計算値に、裏曲げの場合は $b_e = 48t$ とした計算値に近似している。

ドブ板部分が引張りとなるような表曲げでも、

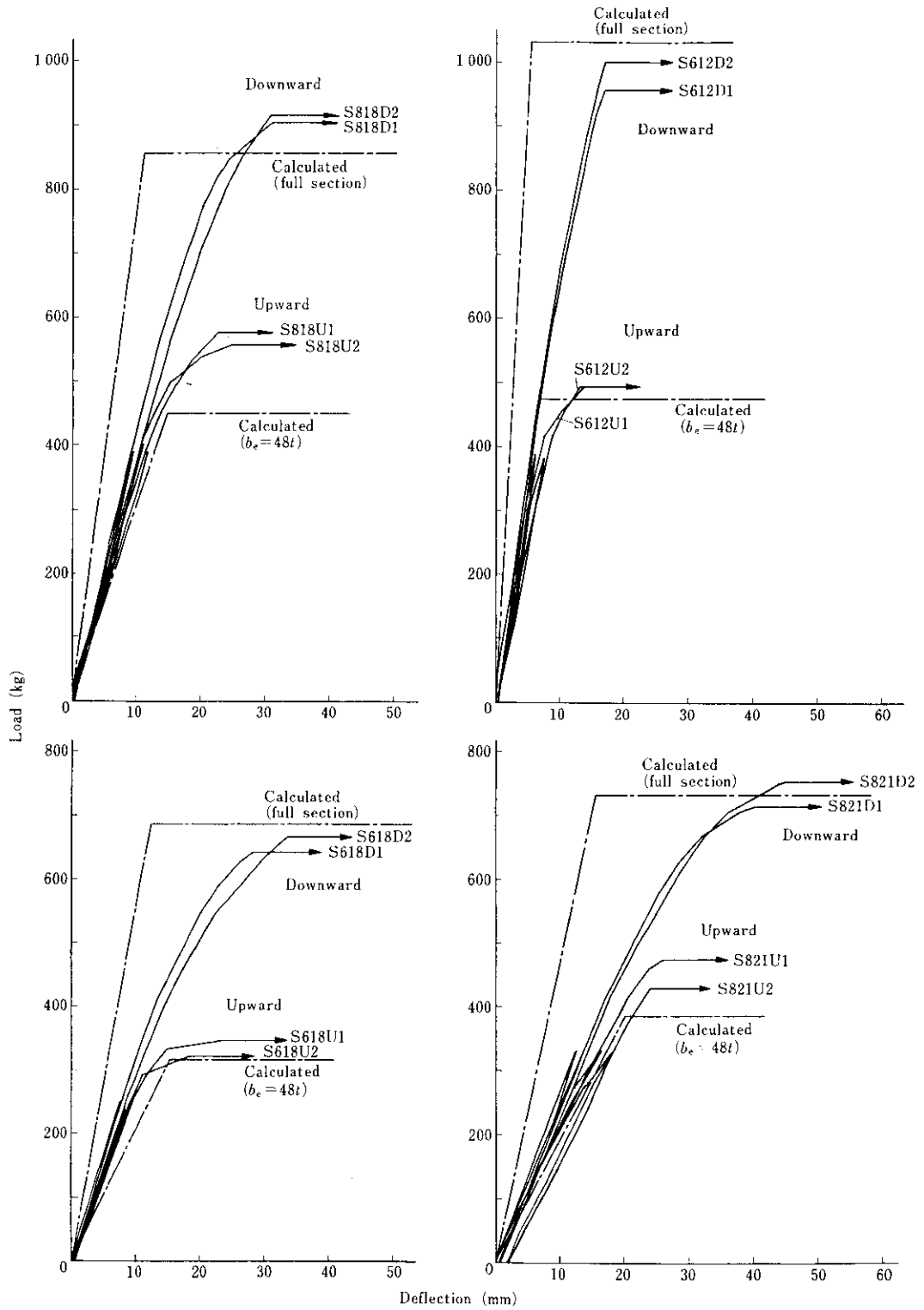


Fig. 9 Load-deflection diagram through bending test of RL 50

変形に関して全断面が有効に働いていないことはストレインゲージによって測定した歪分布からも確認されたが、この原因として、ドブ板部分の b/t が板厚 0.6mm で 650, 0.8mm で 490 と著しく大きな値であり、shear lag の影響が大きいこと、エンボスがじゃばらの作用をして引張力を受けたくないことなどが考えられる。しかし耐力に関しては表曲げのほうが裏曲げより明らかに上昇しており、それぞれ計算値に類似していることを考えれば、高応力時においてはドブ部が引張りの場合と圧縮の場合とで中立軸の位置に移動があるものとみなされる。

連続梁 (Mシリーズ) および張出し梁 (Cシリーズ) については、モーメントの分布が長手方向で正負に変化しており、単純梁のように簡単には計算にのらないが、各試験体の実験値は変形、耐力とも $b_e = 48t$ とした計算値と全断面有効とした計算値の間に入っている。

さて、通常の屋根の設計において、モーメントの正負を考慮してそれぞれの断面性能を用いて計算することは非常に煩雑であり実用的でない。したがって RL 50 の設計においては、本実験の結果をもとにして、いかなる荷重形式に対しても安全側となるようにすべて $b_e = 48t$ とした断面性能を用いて耐力および変形を算定することにした。また設計用許容応力度 f は、長期荷重に対しては 1400kg/cm^2 、短期荷重に対しては 2100kg/cm^2 とし、材料強度面でも十分な安全率をみている。Table 3 に実験による終局耐力の設計耐力に対する比率、すなわち設計の安全率を示したが、長期荷重に対しては 2.2 以上、短期荷重に対しては 1.5 以上の安全率を有している。

Fig. 10, Fig. 11 に設計用許容張間図を示す。

3-3 繰り返し性能試験

屋根面が台風等による変動風圧を受ける場合、屋根材には多数回の繰り返し応力が作用することになる。このような状況においても、嵌合部が徐々にゆるんでこないか、また冷間加工を施しているリブもしくはエンボス部等から何回ぐらゐの繰り返しによって疲労クラックが発生するか、それが屋根の使用に供しうる値であるかどうかを確認するために繰り返し試験を行った。

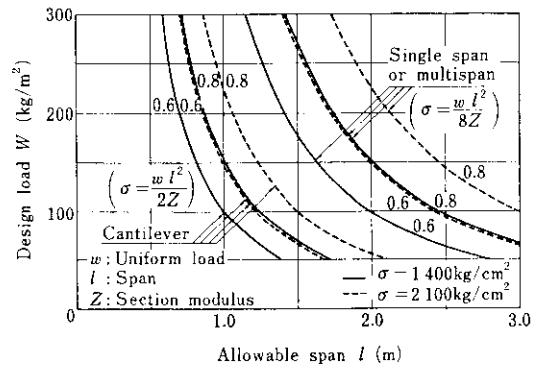


Fig. 10 Allowable span for design load in relation to calculated stress ($\sigma = 1400\text{kg/cm}^2$ or $\sigma = 2100\text{kg/cm}^2$)

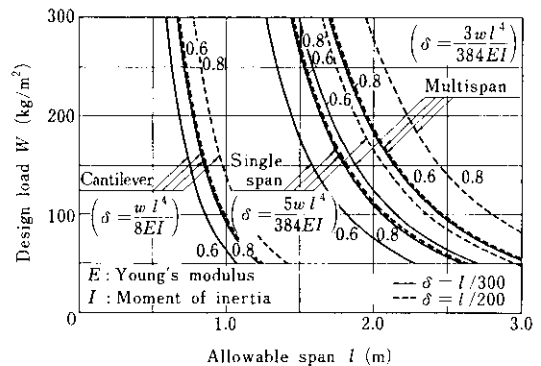

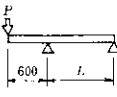
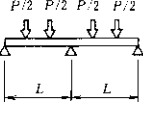

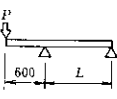
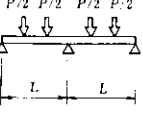


Fig. 11 Allowable span for design load in relation to calculated deflection ($\delta = l/300$ or $\delta = l/200$)

Fig. 12 に示すように、RL 50 の板厚 0.6mm および 0.8mm の試験体を使用し、本実験用に製作した Photo. 2 の繰り返し加力試験機を用いて、吹上げの変動風圧を想定した片振疲労試験を行った。また屋根面への載荷部分にゴムクッションを用いることによって、集中荷重を等分布荷重に近似させ、ロードセルから読みとった荷重を屋根面積で除して屋根に加わる等分布風圧力と見なした。

実験は風圧力に相当する荷重振幅を一定にし、嵌合部のゆるみやリブもしくはエンボス等からの亀裂など屋根材に異常が発生するまで繰り返し、その回数を読みとったのち、さらに静的に破壊に至らせ、繰り返し後の屋根性能の変化をも調査した。また、通常の疲労試験における S-N 曲線にあたる W (風圧力) - N (異常発生までの繰り返し

Table 3 Comparison between ultimate load and design load in the beding test of RL 50

Thick- ness (mm)	Loading type	Span L (mm)	Specimen cord ※	Ultimate load (kg)	Allowable stress f (kg/cm ²)				
					$f=1\ 400$		$f=2\ 100$		
					Design load (kg)	Safety- factor	Design load (kg)	Safety- factor	
0.6		1 200	S612U	1	495	224	2.2	336	1.5
				2	495	224	2.2	336	1.5
			S612D	1	958	224	4.3	336	2.9
				2	1 000	224	4.5	336	3.0
	1 800	S618U	1	345	149	2.3	224	1.5	
			2	330	149	2.2	224	1.5	
		S618D	1	642	149	4.3	224	2.9	
			2	667	149	4.5	224	3.0	
		1 800 (600)	C618U	1	233	75	3.1	112	2.1
				2	227	75	3.0	112	2.0
			C618D	1	174	75	2.3	112	1.6
				2	178	75	2.4	112	1.6
	1 200	M612U	1	505	224	2.3	336	1.5	
			2	490	224	2.2	336	1.5	
		M612D	1	1 183	224	5.3	336	3.5	
			2	1 117	224	5.0	336	3.3	
	1 800	M618U	1	417	149	2.8	224	1.9	
			2	458	149	3.1	224	2.0	
		M618D	1	733	149	4.9	224	3.3	
			2	725	149	4.9	224	3.2	
0.8		1 800	S818U	1	577	228	2.5	342	1.7
				2	557	228	2.4	342	1.6
			S818D	1	905	228	4.0	342	2.7
				2	942	228	4.1	342	2.8
	2 100	S821U	1	475	195	2.4	293	1.6	
			2	430	195	2.2	293	1.5	
		S821D	1	713	195	3.7	293	2.4	
			2	752	195	3.9	293	2.6	
		1 800 (600)	C818U	1	331	114	2.9	171	1.9
				2	342	114	3.0	171	2.0
			C818D	1	324	114	2.8	171	1.9
				2	301	114	2.6	171	1.8
	1 800	M818U	1	592	228	2.6	342	1.7	
			2	694	228	3.0	342	2.0	
		M818D	1	1 033	228	4.5	342	3.0	
			2	995	228	4.4	342	2.9	
	2 100	M821U	1	625	195	3.2	293	1.8	
			2	517	195	2.7	293	1.5	
		M821D	1	992	195	5.1	293	2.9	
			2	892	195	4.6	293	2.6	

※ U: Upward D: Downward

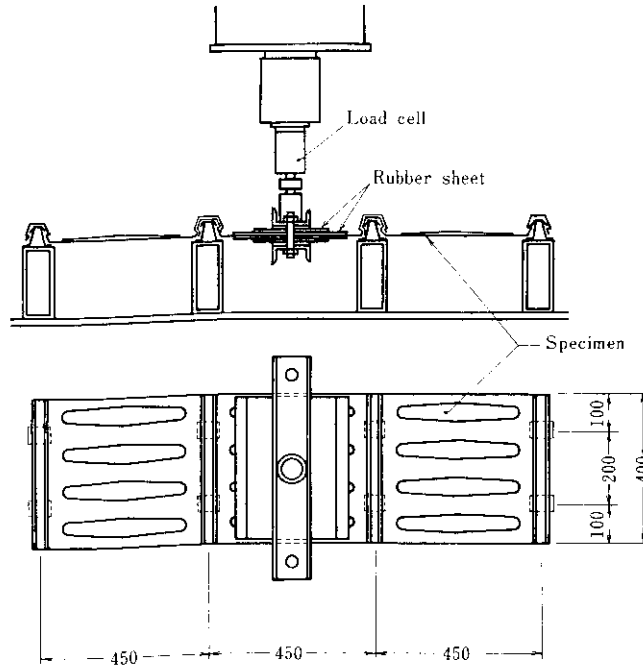


Fig. 12 Dynamic load test specimen and a part of loading apparatus



Photo. 2 Dynamic test of RL 50

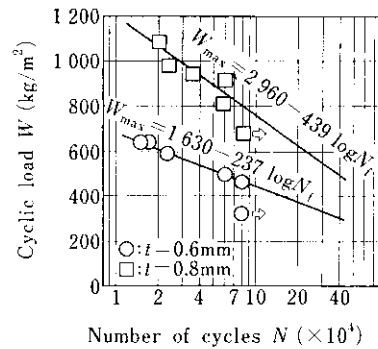


Fig. 13 Dependence of cycles to failure N_f on maximum cyclic load W_{max}

回数) 曲線を描かせるため荷重振幅を数段階に変化させた。

Fig. 13 に試験結果より得られた $W-N$ 曲線を示す。このように苛酷な条件における多数回の繰り返しても、嵌合部のゆるみやロックフレームの異常などは全く認められなかった。最終的にはドブ

板部のエンボス端部付近に亀裂が発生したが、亀裂発生時の風圧力 W_{max} と回数 N_f とは片対数グラフ上で直線関係にあり、通常の疲労試験における $S-N$ 曲線と類似の傾向を示している。

Fig. 14 は1934年9月21日室戸岬測候所で観測された室戸台風の風速変化の記録である。さらに記録紙を早回しに拡大すると大きな波の中に小さな波が混っていることがわかる。このように風は単純な定常流でなく、その方向と速さは平均の値から絶えず変動しており、これを風の息と呼んでい

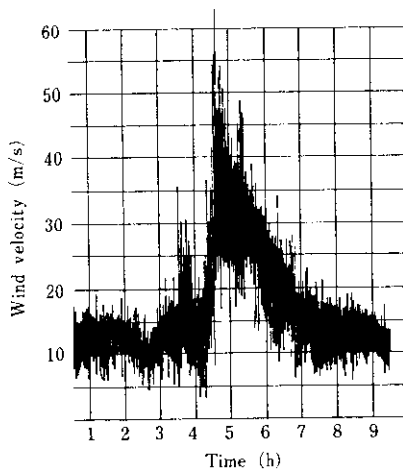


Fig. 14 Wind velocity record at Muroto typhoon (21st. Sep., 1934)

る。この風の息によって屋根材が絶えず繰り返す荷重を受けるものと考えられる。以下に本実験より得られた RL 50 の $W-N$ 曲線を用いて、我が国で観測された最大級の台風である室戸台風クラスが何回襲来するまで屋根材が耐えられるかを試算する。

変動荷重が作用する場合の疲労破壊に対しては、直線累積被害法則 (Miner の法則) がなりたつものとする。すなわち、ある荷重振幅 W_i が実際に作用した回数を n_i 、また W_i のみが単調に繰り返された場合における破壊寿命を N_i とすると、繰り返し比 n_i/N_i はその荷重振幅下で使いつくした疲れ寿命の規準となり、各種荷重に対する繰り返し比の合計 (累積繰り返し比 $\sum_{i=1}^m n_i/N_i$) が 1 に等しくなると破壊が生じるものとする。

まず、Fig. 14 の台風記録を過大評価側に簡略化し、1 回の台風が通過する間に 8 h の強風が吹き、そのうちわけは風速 60 m/s で 1h、30 m/s で 3h、20 m/s で 4h とする。

つぎに風の息の速さ、すなわち周期であるが、非常に小さな息は振幅も小さいので疲労に対する影響は少ないとみなし、種々のデータをもとにして周期を 1s と仮定する。

風速 v (m/s) から風圧力 W (kg/m^2) を算定するには、風力係数 C を 1.5、安全率 α を 1.5、空気密度 ρ を $0.116\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}^3$ として次式を用いる。

$$W = \alpha \cdot C \frac{1}{2} \rho v^2 = 0.131v^2$$

累積被害率は上式と Fig. 13 の関係から、板厚 0.6mm については

$$\sum_{i=1}^3 \frac{n_i}{N_i} = \frac{3\,600}{10 \frac{1\,630}{237} \cdot 470} + \frac{10\,800}{10 \frac{1\,630}{237} \cdot 117} + \frac{14\,400}{10 \frac{1\,630}{237} \cdot 52} = 0.053$$

板厚 0.8mm については

$$\sum_{i=1}^3 \frac{n_i}{N_i} = \frac{3\,600}{10 \frac{2\,960}{439} \cdot 470} + \frac{10\,800}{10 \frac{2\,960}{439} \cdot 117} + \frac{14\,400}{10 \frac{2\,960}{439} \cdot 52} = 0.015$$

となる。すなわち RL 50 の板厚 0.6mm のものは 5.3%、板厚 0.8mm のものは 1.5% しか累積被害を受けない。このことは室戸クラス (実際は安全率 1.5 をみているので室戸の 1.5 倍) の台風がそれぞれ 18 回および 66 回襲来しても疲労破壊を起こさないことを意味する。

以上のように、ボルトレス工法屋根である RL 50 が台風等による変動風圧を受けても、嵌合部のゆるみやロックフレームの異常は全く起こさず、屋根性能も長期間にわたり処女材の性能を保ちうる事が判明し、3・2 の静的曲げ性能試験の結果とあわせて、RL 50 が静的にも動的にも十分な安全な屋根材であることが確認された。

3・4 水密性能試験

RL 50 の水密性能を調べるために、(財) 建材試験センターに委託して JIS A 1414 「建築用構成材 (パネル) およびその構造部分の性能試験方法」 に準じて水密試験を行った。同試験センターの動風圧試験装置は内圧を任意に変動できる圧力室を備え、圧力室の開口部 (4m × 4m) に試験体を取り付けて耐風圧強度試験を行うことができ、また試験体の前面に設けられた散水装置によって試験体面に散水しながら風圧をかけて水密試験を行うようになっている。

試験体として RL 50 の板厚 0.6mm のものを選び、圧力室の上面に母屋間隔が 1 800mm となるようにこれを取り付け、屋根面に一様に $4\text{l/m}^2\text{s}$ の散水をしながら、平均圧力を中心とした周期 2s の近似正弦波の脈動圧力を加えた。加圧プロセ

スを Fig. 15 に示す。また、圧力室の傾斜を変化させることにより、3/100 および 1/75 の 2 種類の屋根勾配について試験を行った。Photo. 3 に試験状況を示す。

Table 4 に試験結果を示すが、ボルトを使う従来の屋根では低い平均圧力でボルト穴から漏水が始まるのに対し、ボルトレス工法屋根である RL 50 はこのような漏水はなく、重ね合せ部も一般の折板屋根と同等以上の水密性能を有していることが判明した。

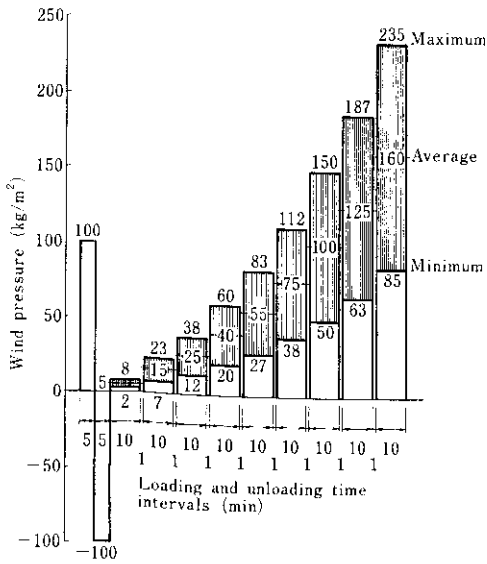


Fig. 15 Loading diagram of wind pressure for rainproof test

Table 4 Macroscopic abnormality during rainproof test

Average wind pressure (kg/m ²)	Roof pitch	
	1/75	1/300
5	Normal	Normal
15	"	"
25	"	"
40	"	"
55	"	"
75	Dewy	Dewy
100	"	"
125	"	Dripping
160	"	"

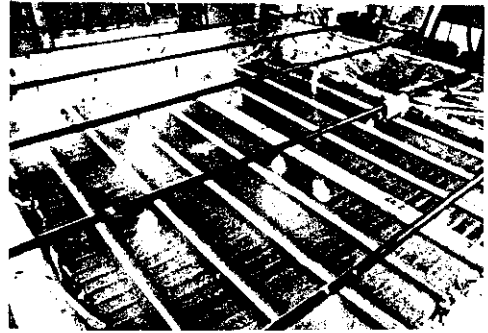


Photo. 3 Rainproof test of RL 50 roof

3.5 ロックフレーム強度試験

RL 50 を母屋に取り付けるには固定金具(ロックフレーム)を使用するが、屋根板がいかに強固なものであっても、それを支えるロックフレームもしくは母屋との接合部に弱点があれば屋根としての性能を満足しないことになる。

母屋との接合を含め、ロックフレーム自体の強度を確認するために Photo. 4 に示すような方法で引張試験を行った。ロックフレームは標準板厚 1.6mm と 2.3mm の 2 種類を使用し、母屋材料としては木母屋(米母90×90)および鉄母屋(□-100×50×2.3)を用い、①セルフドリリングビス(テクス)、②リベット、③スポット溶接、④スクリュウ釘、⑤コーチスクリュウ、⑥被覆棒によるすみ肉溶接、など種々の方法で接合した。屋根のオスリブに相当する引張用治具の上部に取り付けたロードセルにより荷重を読みとり、ロックフレームの全体変形として、引張用治具と母屋間の相対変位をダイヤルゲージで測定した。

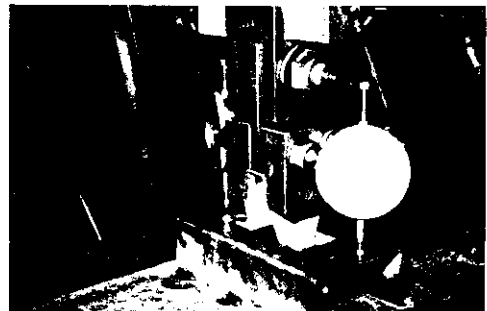















Photo. 4 Tensile test of lock frame

Table 5 Test results of fixing clip

Thick-ness (mm)	Purlin	Method of connection	Specimen number	P_{max} (kg)	W_{max} (kg/m ²)	P_{al} (kg)	W_{al} (kg/m ²)	Fractured position*
1.6	Steel	Self drilling vis (6mm ϕ)	 1-1	1 000	988	405	400	A
			1-2	985	973	444	439	B
			1-3	1 025	1 012	367	362	A
		Self drilling vis (6mm ϕ) with R.1.6 washer	 2-1	891	880	443	438	B
			2-2	858	847	515	509	B
			2-3	941	929	485	479	B
		Rivet (6mm ϕ)	 3-1	717	708	448	442	B
			3-2	750	741	423	418	B
			3-3	991	979	423	418	B
		Spot welding	 4-1	1 075	1 062	390	385	A
			4-2	933	921	648	640	B
			4-3	941	929	600	593	A
		Fillet welding	 5-1	267	264	188	186	C
			5-2	742	733	290	286	C
			5-3	510	504	350	396	C
			 6-1	800	790	465	459	C
			6-2	783	773	550	543	C
			6-3	850	840	565	558	C
			 7-1	809	794	680	672	C
			7-2	913	902	507	501	C
			7-3	962	950	546	539	A
			 8-1	950	938	854	843	A
			8-2	933	921	933	921	A
			8-3	1 008	996	897	886	A
Wood	Drive screw nail (4mm ϕ)	 9-1	1 108	1 094	300	296	A	
		9-2	1 083	1 070	300	296	A	
		9-3	1 067	1 054	300	296	A	
	Drive screw nail (5mm ϕ)	 10-1	1 050	1 037	375	370	A	
		10-2	1 092	1 079	375	370	A	
		10-3	1 067	1 054	400	395	A	
	Coach screw (9mm ϕ)	 11-1	1 067	1 054	455	449	A	
		11-2	1 008	996	524	518	A	
		11-3	1 025	1 012	416	411	A	
2.3	Steel	Fillet welding	 12-1	1 687	1 666	757	748	C
			12-2	1 587	1 567	1 070	1 057	C
			12-3	2 083	2 057	1 270	1 254	C
			 13-1	2 708	2 675	2 040	2 015	A
			13-2	2 725	2 691	1 960	1 936	A
			13-3	2 675	2 642	1 990	1 965	A

 P_{max} : Ultimate load W_{max} : Ultimate uniform load for 1 800mm multispan P_{al} : Allowable load W_{al} : Allowable uniform load for 1 800mm multispan

* Fractured position

A : Fixing clip shoulder

B : Fastener

C : Fillet weld

Table 5 に試験結果を、Fig. 16 に荷重-変形曲線の例を示す。同図の横軸には全体変形 δ (mm) を、縦軸には引張力 P (kg) もしくは母屋間隔 1 800mm の連続梁に使用した場合の相当等分布荷重 W (kg/m²) をとった。

$$W = \frac{8}{10} \frac{P}{bL} = \frac{8}{10} \frac{P}{0.45 \times 1.8} = 0.988 P$$

ただし b : 1 板あたりの剛き幅 (m)
 L : 母屋間隔 (m)

最終の破壊形状は、ビスや溶接部など母屋との接合部が破壊したものと、ロックフレームの肩の部分が破損したものとがあるが、試験体 No. 5・1 および No. 5・3 を除いてすべての試験体が $W_{max} = 700\text{kg/m}^2$ (1 800mm スパン連続梁に使用した場合、以下同じ) 以上の終局強度を有している。

ロックフレームは終局強度が高いばかりでなく、変形を最小限におさえ、かつ弾性範囲内で使用すべきである。そこでロックフレームの全体変形が 2mm 以内、かつ荷重-変形曲線から判断して弾性範囲の強度を許容耐力 W_{a1} と定め、その値を Table 5 および荷重-変形曲線に示してあるが、試験体 No. 5・1, No. 5・2 を除いてすべて $W_{a1} \geq 290\text{kg/m}^2$ となっている。

ロックフレームの標準板厚は 1.6mm と 2.3mm であるが、屋根材へのなじみの点で 1.6mm のほうが優れている。すなわち多少の芯ずれがあったとしても変形能力があるので確実に嵌合できる。したがって、一般には板厚 1.6mm のロックフレームを使用すべきであるが、薄板であることと亜鉛メッキ処理されていることの 2 つの理由により溶接が比較的難しく、十分に管理された工場溶接以外では溶接法は避けるべきである。とくに試験体 No. 5 のように両端のみのすみ肉溶接は欠陥のない良好な溶接でも強度上問題がある。他の方法、すなわち鉄母屋に対するセルフドリリングビス(テクス)、リベット、スポット溶接、木母屋に対するスクリーュー釘、コーチスクリーューなどは今回の実験結果により、完全な施工を行えばいずれも強度および変形に対して十分安全な接合方法であることが確認された。

4. あとがき

RIVER LOCK 50 の開発にあたり、当社ではエンジニアリング事業部を中心としてプロジェクトチームを結成し、長期にわたって鋭意開発研究

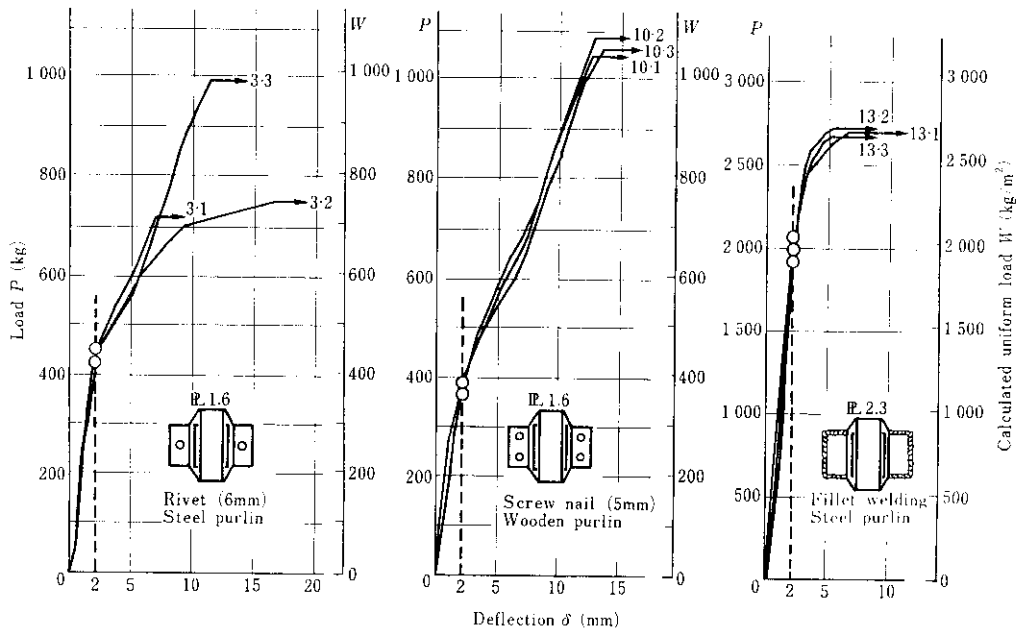


Fig. 16 Load-deflection diagram through tensile fracturing test of fixing clip(lock frame)

を進め、今回報告した各種性能試験のほかにも、設計、製造、施工法等に関し逐次ノウハウを蓄積し商品化に成功した。

とくに、嵌合部を含む屋根形状は、ボルト締めあるいははぜ締めを必要とする従来のものとは全く異なっており、はまりやすく外れにくく、かつ水密性の優れた形状にするため、各辺の長さ、角度、さらには曲げ曲率に至るまで、すべて理論的、実験的研究の繰り返しによって決定されたものである。同時に、各部の寸法も厳しい精度をもって成形されており、品質面においても十分満足できる製品であると確信している。

さらに、本資料で報告したような各種の性能試

験により、RIVER LOCK 50 が静的にも動的にもさらには水密性に関しても十分満足できる屋根であることが確認できた。

RIVER LOCK 50 の製造ラインは、現在リバー建鉄(株)松尾工場に設置されており、昭和52年度中には月産 150t 体制に達する予定である。当面はリバー建鉄(株)1社が製造し、リバー建鉄(株)、川鉄商事(株)を含め関連6社が販売を担当している。

最後に、RIVER LOCK 50 の開発にあたり、とくに強度試験全般に関して多大な御指導を賜わった東京理科大学平野道勝教授に深く感謝の意を表す。

