

はぜ式折板の耐風強度に関する実験 台風被害の原因追究

中山昌尚

概 要

長尺鋼製折板屋根の2004年の一台風被害事例に基づいて、その原因を追究するために、はぜ式折板部材の各種試験を実施した。実験は、曲げ試験、吊子部引き抜き試験、吊子部ズレ強度試験よりなり、ここでは前ふたつの結果を報告する。今回の被災事例では、現地の風速は小地形の風速増加を見込まない前提の下では、約2Km北の気象観測データ(AMeDAS)から比較的良い精度で推定できたと考えられる。しかしながら、小地形の風速増加を見込まない前提の下では、実験結果に基づく限り今回の被災が必然的に発生するとは結論できず、強度のパラッキに対する適切な安全率の確保が重要と考えられた。実験的に得られた結果は次の通り。

- (1) JIS6514型曲げ試験におけるスパン内変形防止帯の影響の曲げ耐力に与える影響は小さいことが再確認された。
- (2) はぜ式折板の曲げ耐力に及ぼす繰り返し荷重の影響は小さい。
- (3) 吊子部をボルトないしは金具補強することによる吊子部の引き抜き耐力の補強効果が実験的に明らかになった。

An Experimental Study on a Seam Type Thin Folded Steel Plate Roofing System Pursuing the Cause of a Typhoon Damage

Abstract

A series mechanical test of a seam type thin steel folded plate roofing system is carried out for pursuing the cause of long-span roofing damages caused by a typhoon in 2004. The Experiment consists of strength of bending moment, strength of pulling out and sliding strength at the fastening plate of the seam. In this report, only results from the first two tests are described. In assessing damage from the 2004 typhoon, we could chose an AMeDAS (Automatic Meteorological Data Acquisition System) station about 3.5km north in order to have relatively accurate wind speed data. However, even at the recorded speeds on the premise that increase of wind velocity does not exists by local topographic effect, our experimental results suggest roofing damage is not inevitable. It's speculated that significant is to secure appropriate safety factor to roofing strength taking scattering of actual roofing's strength into consideration. Major experimental findings are as follows.

- (1) It is reconfirmed that effects of deformation restriction bars on bending moment strength in JIS6514 type test are small.
- (2) Cyclic loading effects on bending moment strength are small.
- (3) Reinforcing effects on pulling out strength at the fastening plate and seam are experimentally clarified.

キーワード：折板屋根, 屋根, 台風被害, 実験
はぜ式折板

§1. はじめに

2004 年は台風が最多の 10 個も上陸し日本各地に大きな被害をもたらした。とりわけ外装材の被害が目立った。筆者も鋼製折板屋根の被災原因を検討する機会があった。折板屋根システムは工場、体育館などに長尺物が多用されておりその折板屋根の飛散は台風時の代表的な被害事例となっている。

こうした被害事例は一般的に昨年だけでなくこれまでも数多くあったと考えられる¹⁾が、その原因がどこにあったのか必ずしも明確になっているわけではない。不祥事として公にされない傾向があるし、かつ、復旧自体は保険でまかなわれることもその傾向の原因として挙げられる。

折板を代表とする外装材の検討は、構造設計と意匠設計の狭間にあり、多くの場合設計荷重を定めてその詳細は専門業者任せになっている傾向があるようである。そのため構造に関わるものでも外装材の安全性がどう確保されているのか強くは意識されない場合が多いようである。筆者も必ずしもその例に漏れていない。

外装材の台風被害の原因推定にあたっての困難さは一般的に次の点にあると考えられる。

現地での風速の見積もり、被災建物近くで風速を推定することが難しい。気象庁の AMeDAS データはそれほど多くないし、建物周りの複雑な小地形影響の見積もりの問題もある。外装材の荷重伝達機構は、不静定次数が低く荷重の再配分機構が働きにくい傾向があるとは言え、切り出した個々の構成要素の強度的な情報があっても、より実情に近い組み上げた形での情報が把握し難い。組み上げた状態での性能は施工精度にも依存する。また、繰り返し荷重影響が明確になっていないようである。²⁾ 外装材の耐風強度に関して経年的な変化の情報も不明であるし、存在している外装材の耐力のある時点での評価も実際上容易ではない。

本報では実際に被害を蒙った長尺折板についてその被害の原因究明の一環の中で実施した”はぜ式折板”の実験結果と考察をまとめた。本報での実験自体は、被災した折板に限られた範囲のものでしかないが、こうした折板など外装材の耐風耐力を検討した実験的情報はそれほど世の中に出回っている訳ではない。折板屋根の力学的な挙動については文献³⁾に多くの実験データの報告がなされているものの、はぜ式折板の結果(曲げ強度、吊子部の引き抜き強度)は示されていない。また、折板屋根システムの耐力の経年変化に関係する温度伸縮を検討するための資料はない。この意味で、限られた範囲の実験結果であっても本報で報告する意味があると考えられる。

対象屋根は高さ 11.5m、図1に示す屋根勾配 3%の平屋切り妻屋根(約 120mx 約 150m)の工場である。折板は厚さ 0.8mm の鋼製はぜ式折板(図 2-1, 2-2 参照)であり母屋間隔 5.25m、片側 11 スパン計 57.75m である。南東から南よりの風の場合に図1に示す位置の折板(約 4mx40m)が剥離したと考えられる。飛散したのは屋根面積の一部分ではあるが工場内に雨が吹き込み生産ラインが停止した。

今回の被災事例では、幸いに被災した建物の北 3.5km ほどの位置に AMeDAS の無人観測所があり 1 時間ごとの 10 分間平均風速の情報は入手できた。その意味で、小地形影響は不明ではあるが、加わったと思われる風荷重の大きさは文献³⁾などにより比較的精度よく推定でき、それにより生じる部材力と実験で得られる耐力との比較を検討できると考えた。推定経過は付録に記述されている。

無人観測所の高さ 6.4m で観測された最大平均風速は 20m/s であった。これをもとに現地建物高さ 11.5m の風速を推定すると平均風速 28m/s となる。軒先の母屋スパンが大きすぎることは事実としてあるものの、この推定された風速のもとで推定される荷重によって問題の折板が破損し得るかを検討することにした。

結果的には、適切な安全率の大きさの議論はあるにせよ、想定荷重の範囲では破損する直接的な原因には到達できなかった。しかしながら、今回の検討を通じて、軒先から 2 番目の吊子部が引き金になった可能性が高いこと、およびはぜ式折板の力学的挙動について新たな知見が得られた。

§2. 実験概要

実験の目的は、被災時の考えられる破壊モードを検討するための基本的なデータを採取することにある。

実験は次の 3 種類からなる。

I : 曲げ試験(負荷重時)

JIS6514 に基づくが実際に使われているスパンでのデータをとること、JIS6514 の試験方法で採用されている鋼製変形防止帯(幅 50、板厚さ $t=1.6\text{mm}$)の耐力影響を検討すること、繰り返し荷重の影響を調査することを目的とした。ここでは負荷重時に関してのみ実施した。負圧により折板の中央部に発生する曲げモーメント(上面引張)を負曲げモーメントと呼ぶことにする。正荷重時に生じる正曲げモーメント(折板下面引張)に関しては、負圧作用時の支点位置に作用することになるので II の吊子部の引き抜き試験で確認することにした。この意味は次のように考えたためである。負圧作用時には、負曲げはスパン内部位置に発生しスパン中央付近でその絶対値が極大となる。その

ため負曲げに関しては JIS6514 型のように一定曲げモーメントを発生させる試験方法がそれなりの意味を持つ。一方、負圧作用時の正曲げモーメントは付録に示すように支点位置に尖点的に発生する。JIS6514 型のように一定曲げモーメントを発生させる試験方法は曲げ作用のみを抽出するものであり曲げモーメント作用の実状近似という意味では問題がないわけではないと考えた。図 3 に試験法の概念図を、図 4 に荷重履歴を示す。表 1 には試験体種類を示した。また、写真 1 には試験体写真を示す。

II：吊子部の引き抜き試験

はげ式折板が負圧により破損(剥離/飛散)する場合、吊子部のはげと吊子のかみ合いが外れることになるので、その耐力を調査する。その際、単に引き抜きだけではなく、実際の支点状況に近い条件を実現すべく、図 5 に示すように吊子部に正曲げモーメントも加わった状態で実施する。図 5 のスパンは軒から 2 番目の母屋位置での曲げモーメント/せん断力比がほぼ一致するように定めた。結果的に 2 スパン梁の中央支点での値にほぼ一致した。この実験により吊子部の引き抜き耐力が正曲げモーメントと同時に検討できると考える。写真 2 に試験体の木口面を示す。また、この吊子部の引き抜き耐力に関して、新はげ、再締めはげの耐力に与える影響、写真 3 に示す補強方法の効果をより簡易な 1 山の試験体で実験的に検討する。表 2 に試験体一覧を示す。

III：折板と吊子のズレ試験

夏場の日射により折板の温度が数 10 度上昇し折板が温度伸びを発生すると考えられる。最終的な折板の熱伸びは吊子部を通じてのタイトフレームの拘束効果によって定まると考えられる。特に今回の様に約 60mにおよぶ鋼製長尺折板の場合、拘束がなければ 30 度の温度上昇で 2cm程度は伸びることになる。この伸びはタイトフレームにより拘束される結果、折板の両端のタイトフレームに強制変位が生じ、タイトフレーム付け根が降伏し低サイクル疲労を起こす可能性がある。この現象ははげ式折板の場合には発生しないと一般的には考えられているようである。この実験ではそのズレを開始する耐力、タイトフレームの水平剛性の把握を意図した。その結果は文献⁴⁾に示している。なお、対象屋根ではタイトフレーム付け根に異常は特に発見されていない。

§3. 実験結果概要

3.1 負荷重曲げ試験

負荷重時の破壊モードとしてはいずれも荷重点付近の局部座屈(写真 4)であった。M0 については端部はげの開きが大きくより変位が大きくなった。図 6-1~3 に曲げモ

ーメントと変位関係、表 3 に最大曲げモーメント、最大変位をまとめた。

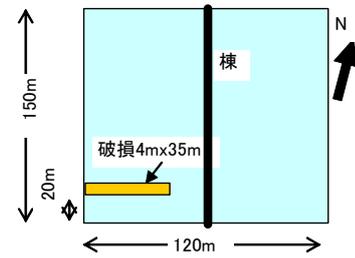


図 1 建物平面と折板被害箇所

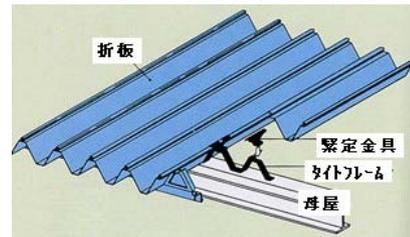


図 2-1 はげ式折板システム

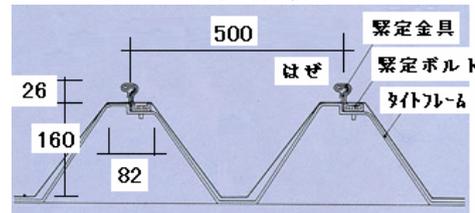


図 2-2 はげ式折板の吊子部概念図および形状

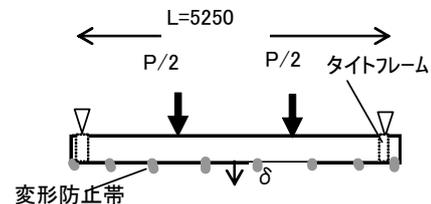


図 3 曲げ試験概念図(JIS6514 型) 変位は 2 点で計測

表 1 曲げ試験体名と仕様

試験体名	変形防止帯	荷重
M8-M1~3	8本	単調
M6-C1	6本(中央2本撤去)	繰返(1)
M0-C2	なし	繰返(2)

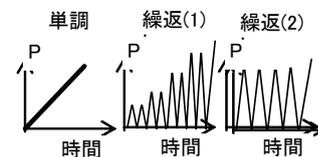


図 4 曲げ試験の荷重履歴



写真 1 曲げ試験体 M8-1 試験体幅 1.5m(3 山)

表 2 吊子部引き抜き強度試験体名と仕様

試験体名	はげ状態	試験体の働き吊子個数	吊子部補強金具	ボルト補強
P-N3-00-1~2	新	3	なし	なし
P-N1-00-1~2	新	1	なし	なし
P-N1-10-1~2	新	1	あり	なし
P-R1-00-1~2	開き後再締め	1	なし	なし
P-R1-10-1~2	開き後再締め	1	あり	なし
P-R1-01-1~2	開き後再締め	1	なし	あり
P-R1-11-1~2	開き後再締め	1	あり	あり

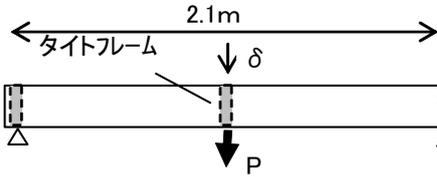


図 5 吊子の引き抜き強度試験体概念図

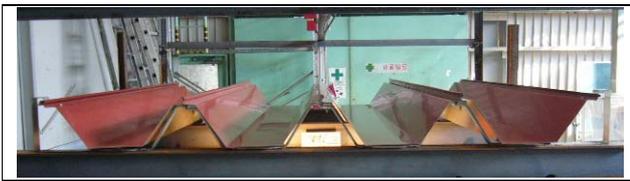


写真 2 試験体写真 P-N3-00 吊子数 3



金具補強 記号 10



ボルト補強 記号 01

ボルト(M6)の間隔
 金具なし:50mm(吊子と一緒にサンドイッチ)
 金具あり:150mm 吊子幅の外側でサンドイッチしている



ボルト・金具補強 記号 11

写真 3 吊子部の補強方法

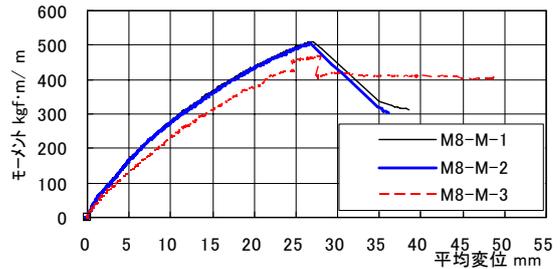


図 6-2 中央変位と曲げモーメント関係 M8 横軸平均変位

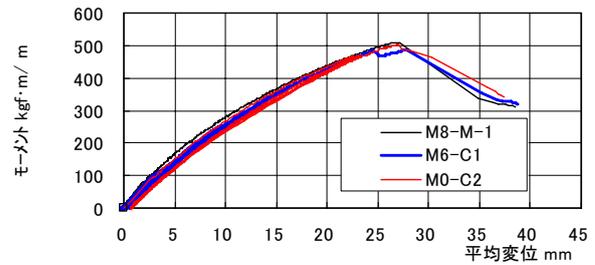


図 6-3 中央変位と曲げモーメント関係 M8 M6 M0 試験結果の比較

表 3 曲げ試験結果まとめ

試験体名	最大荷重 P kgf	最大曲げモーメント Kgf・m/m	最大荷重時変形 mm	荷重履歴
M8-M-1	875	510	29.1	単調
M8-M-2	865	505	29.2	単調
M8-M-3	803	468	30.0	単調
M6-C1	833	486	28.6	繰り返し1
M0-C1	861	502	28.2	繰り返し2



写真 4 折板の局部座屈状況 M8-M-1

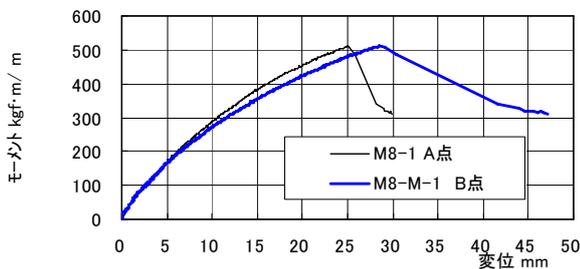


図 6-1 中央変位と曲げモーメント関係 計測したスパン中央 2 点の変位の比較 M8-1-1 単調載荷

次の様に実験結果はまとめられる。

- 1) 図 6-1 に示される様に計測変位は若干の差があるものの最大荷重に達するまではほぼ等しい。
- 2) 図 6-2 の様に試験体によるバラツキはほとんどない。

3) 図 6-3 に見る様にスパン内の変形防止帯の有無はほとんど影響しない。また、繰り返し荷重の影響はほとんどない。

さて、折板製品のバックデータ(スパン 4m での JIS6514 型試験)としては表 4-1 がある。厚さ $t=0.8\text{mm}$ の今回の折板と同じ製品については、集中荷重方式ではなくチェンバーを用いた等圧力荷重を作用させた場合の結果も、この製品については得られており、表 4-2 の結果になっている。注目すべきは、圧力荷重による最大曲げモーメントが JIS 型集中荷重時の 1.7 倍弱になっており、その結果として JIS 型試験の最大正曲げモーメントとほぼ同一の値となっていることである。

はげ式折板の耐風強度に関する実験

表 4-1 折板製品バックデータその1

	最大荷重 P kgf(幅4m)	最大曲げモーメント Kgf・m/m	比率 正曲げ/ 負曲げ
正曲げ t=0.8	2063	825	1.69
負曲げ t=0.8	1220	488	1.00

表 4-2 折板の製品バックデータその2

t=0.8mm スパン 5.1m 負荷重時 JIS型曲げ試験 圧力試験	最大圧力 w kgf/m ²	最大曲げモーメント Kgf・m/m	比率 圧力 試験/JIS型
JIS型曲げ試験	143	494	1.00
圧力試験	240	780	1.68

*は換算値

表 5 引き抜き試験結果一覧

試験体	はげ状態	試験体の働き吊子個数	吊子部補強金具	ボルト補強	見なした吊子1個の限界荷重 kgf	限界荷重時変位	吊子部の限界荷重 Kgf/m	限界時の曲げモーメント(正曲) Kgf・m/m	限界荷重時の状況	計測上最大荷重 kgf	計測上最大荷重時の変形 mm
P-N3-00-1体目	新	3	なし	なし	801	28	1602	841	はげ開き前のピーク荷重経験	822	60
P-N3-00-2体目	新	3	なし	なし	765	27.6	1530	803		906	50
P-N3-00-3体目	新	3	なし	なし	801	28	1602	841		906	50
P-N1-00-1体目	新	1	なし	なし	900	18.9	1800	945	はげ開き前のピーク荷重経験	1200	42.8
P-N1-00-2体目	新	1	なし	なし	889	17.2	1778	933		1107	32.8
P-N1-10-1体目	新	1	あり	なし	1608	70	3216	1688	はげ開き前のピーク荷重経験	1608	70
P-N1-10-2体目	新	1	あり	なし	1556	62.2	3112	1634		1556	62.2
P-R1-00-1体目	開き後再締め	1	なし	なし	850	25	1700	893	はげ開き前のピーク荷重経験	1270	64
P-R1-00-2体目	開き後再締め	1	なし	なし	840	15	1680	882		1108	39.6
P-R1-10-1体目	開き後再締め	1	あり	なし	1331	54.7	2662	1398	はげ開き前のピーク荷重経験	1331	54.7
P-R1-10-2体目	開き後再締め	1	あり	なし	1503	65.5	3006	1578		1503	65.5
P-R1-01-1体目	開き後再締め	1	なし	あり	2014	128	4028	2115	折板のボルトによるハンチング抜け	2014	128
P-R1-01-2体目	開き後再締め	1	なし	あり	1862	127	3724	1955		1862	127
P-R1-11-1体目	開き後再締め	1	あり	あり	1675	128	3350	1759	折板のボルトの破断	1675	128
P-R1-11-2体目	開き後再締め	1	あり	あり	1776	126	3552	1865		1776	126

3.2 吊子部引き抜き試験

図 7-1~2 に荷重変形関係例を示し、表 5 には引き抜き試験結果一覧を示す。写真 5~7 には最終状態例を示した。それらの結果の平均値をそれぞれの代表値として示す。同表には新はげ・補強なしの引き抜き強度を基準(1)としてそれに対する比率も示している。山の数が異なるにもかかわらず、P-N3-00 と P-N1-00 の結果は図 7-1 に見るように類似的である。それゆえ表 6 では P-N3-00 と P-N1-00 の比率を基に、P-N3-00 の強度に対する比率の形で補正して求めている。つまり、補強効果を新はげ、補強なしの引き抜き強度に対する比率としている。P-N3-00 から求まる正曲げ強度 828kgf・m/m が表 4-1 の JIS6514 型正荷重の結果の 825kgf・m/m と非常に近い値になっていることが注目される。

表 6 補強効果一覧

試験体	はげ状態	金具補強	ボルト補強	見なした吊子1個の限界荷重 kgf	吊子部の限界荷重 Kgf/m	限界時の曲げモーメント(正曲) Kgf・m/m	補強効果
P-N3-00-A1-00	補強なし	新	なし	789	1578	828	1.00
P-N1-00	補強後	新	あり	1395	2790	1465	1.77
P-R1-00	補強なし	再締め	なし	745	1490	782	0.94
P-R1-10	補強後	あり	なし	1249	2498	1311	1.59
P-R1-01	補強後	再締め	なし	1708	3416	1793	2.16
R-R1-11	補強後	再締め	あり	1520	3040	1596	1.93

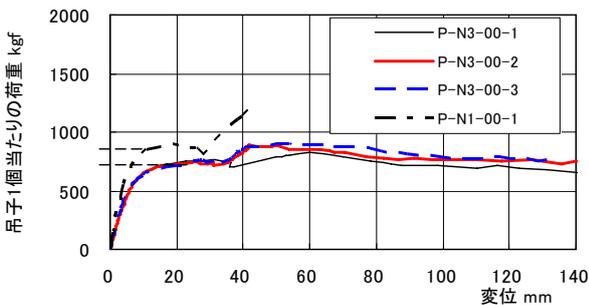


図 7-1 荷重変位関係その1 -- はみなした限界荷重の意

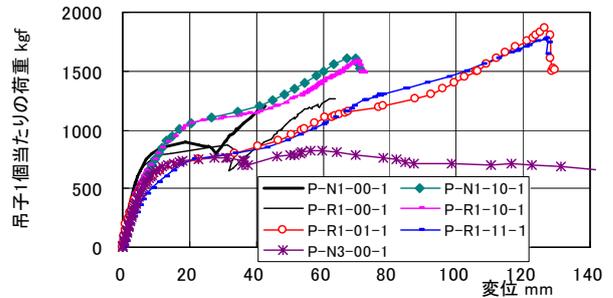


図 7-2 荷重変位関係その2



写真 5 P-N3-00-1 荷重 800Kgf/吊子



写真 6



写真 7

P-N3-1 800Kgf/吊子時

P-R1-10 1500Kgf/吊子時

引き抜き試験より得られた結果は次のようにまとめられる。

- (1) 吊子部をボルトないしは金具補強することによる吊子部の引き抜き耐力の補強効果が実験的に明らかになった。
- (2) はげ再締めの強度結果は、新はげの強度よりも 6%ほど低い。これらの実験結果と、想定される風荷重による部材力との比較は付録、表 A1 に示した。同表より、荷重と平均強度の比率から、相対的に軒先から 2 番目の母屋の吊子部がまず破損する可能性が高かったことが推定される。

実験結果に基づくと、耐力の下限値を基準にした安全率

は所定の値(2)を下回ってはいらぬものの 1.3 程度はあり,小地形による風速の増大がないとした上で想定される風荷重で問題とした折板が必然的に破損することは十分には説明できていない。結局,実現された折板の強度にバラツキがあることが関係していると考えられる。

§4. まとめ

今回の検討を通じて限られた型のはぜ式折板について,そのディテールに依る所が大きいと考えられはするが,力学的な性状が明らかになった。

①負曲げに対する曲げ耐力は,JIS6514 型試験結果の約 1.65 倍程度期待できる。これは今回の実験結果と既往の結果から確認された。

②吊子の引き抜き試験から求まる正曲げ耐力は,JIS6514 型試験結果(負曲げ)の約 1.65 倍程度になっており,製品バックデータによる JIS6514 型試験結果(正曲げに関するバックデータ)にほぼ等しかった。

③曲げ耐力に関して,繰り返し荷重,JIS 型試験におけるスパン内の変形防止帯の影響はほとんどない。

④吊子部の引き抜き耐力に関して,正曲げの効果を加味した試験を行なった。その結果,はぜを再締めしたものは新はぜのものより約6%程耐力が低下した。

⑤吊子部をボルトないしは金具補強することにより 1.5~2 倍に引き抜き耐力が上昇する。

付 録

被災時に想定される風荷重の設定³⁾

AMeDASデータより 高さ 6.4m(粗度区分Ⅲ $\alpha=0.15$)で 10 分間平均風速は 20m/s。現地粗度区分Ⅱ($\alpha=0.15$),屋根高さ 11.5mでは小地形影響がないものとして $V_H=28\text{m/s}$,設計速度圧 $Q_H=49\text{Kgf/m}^2$ を得る。

ガスト込みの外圧係数($C=C_{pe} \cdot G_{pe}$)として建築物の荷重指針 1991³⁾のパターンを想定する。局部風圧係数として $4.34=1.4 \cdot 3.1$ (局部の範囲は軒先から 2.3m内, $k_c=1$),一般部風圧係数 $2.5=1.0 \cdot 2.5$ を得る。いずれも負圧である。これより 風荷重として,局部 213 Kgf/m^2 ,一般部 123 Kgf/m^2 を得る。この荷重分布によるスパン 5.25mの 11 連連続梁の曲げモーメント,支点反力を求めると図A1,図A2となる。

表A1 に,想定部材力と,実験結果から推定される強度の下限値の比較を示す。同表では下限耐力/ 平均耐力:校正定数はここでは文献²⁾の値 0.75を採用した。

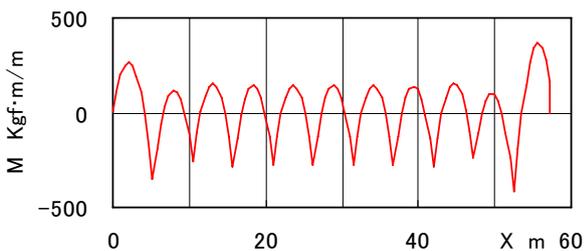
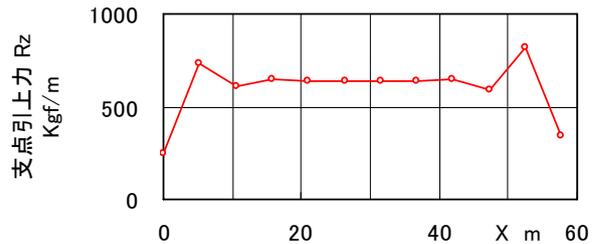


図 A1 想定される曲げモーメント分布 $V_H=28\text{m/s}$ X=0: 棟位置



図A2 想定される支点反力分布 $V_H=28\text{m/s}$

表 A1 想定された部材力と耐力の比較

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)
	想定される部材力	実験から想定される下限強度	実験から想定される平均強度	(B/A)	強度その1(実験値平均)	強度その2(実験値平均)
折板負曲げ Kgf·m/m	367	623	830	1.70	494(新・JIS曲)	830(新・圧)
折板正曲げ Kgf·m/m	412	587	782	1.42	828(新)	782(再)
吊子部引き抜き Kgf/m	816	1112	1490	1.36	1578(新)	1490(再)

註

(B)列 0.75x(C),

(C)列 正曲げ,引き抜きに対しては (E),(F)の小さい値,負曲げに対しては圧力試験結果を採用,(D)列 想定部材力に対する余裕度,その他,新,再は新はぜ,:再縮はぜ, JIS 曲,圧は JIS 型曲げ試験結果,圧力荷重試験結果を意味する。

参 考 文 献

- 1)日本風工学会:強風災害の歴史と教訓,日本風工学会,2000.
- 2)亜鉛鉄板会:鋼板製屋根構法標準 SSR92,亜鉛鉄板会,1992.
- 3)日本建築学会:建築物の荷重指針,1991.
- 4)中山:折板屋根の台風被害についての一考察 -折板の熱伸びのタイトフレームに与える影響, AIJ 大会梗概(近畿),No20070, 2005.

ひとこと

荷重を定める立場から,荷重に耐える機構を検討する機会を得て興味深く携わることができました。破損の原因の特定は難しいことが実感です。切り出した試験体の結果と,バラツキをもった実物の耐力との違いをカバーするという意味で適切な安全率の持つ意味の重要性を改めて意識しました。破損を減らすために,現存する外装材の耐力を確認する簡易な方法がないものかと思えます。



中山 昌尚